



UNIVERSIDAD
PRIVADA
DEL NORTE

FACULTAD DE INGENIERÍA

Carrera de Ingeniería de Minas

“CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA PARA EL DISEÑO DE
EXPLOTACIÓN DEL PROYECTO MINERO AZOD, EN LOS
YACIMIENTOS ACCHA Y YANQUE, CUSCO”

Tesis para optar el título profesional de:

Ingeniero de Minas

Autores:

Bach. Luz Violeta Ñontol Castrejon

Bach. Mary Luz Quispe Chilon

Asesor:

Ing. Roberto Severino Gonzales Yana

Cajamarca - Perú

2019

DEDICATORIA

Esta tesis está dedicada en primer lugar a Dios, porque nos dio el don de la perseverancia para alcanzar nuestras metas.

A nuestros padres ya que ellos siempre estuvieron brindándonos apoyo y consejos para lograr nuestros objetivos.

A nuestros formadores quienes a lo largo de la vida universitaria se esforzaron para ayudarnos a llegar a este punto en donde nos encontramos, el proceso no ha sido sencillo, pero les damos gracias por transmitirnos sus conocimientos con los que hemos logrado culminar el desarrollo de esta tesis con éxito.

Luz Ñontol y Mary Quispe.

AGRADECIMIENTO

Agradecemos a nuestra universidad, por habernos permitido formarnos en ella y a todas las personas que fueron partícipes de este proceso, ya sea de manera directa o indirecta, gracias a todos ustedes que fueron los responsables con su aporte de la culminación de nuestro paso por la universidad.

Luz Ñontol y Mary Quispe.

Tabla de contenidos

| | Pág. |
|--|-------------|
| DEDICATORIA | 2 |
| AGRADECIMIENTO..... | 3 |
| ÍNDICE DE TABLAS..... | 5 |
| ÍNDICE DE FIGURAS..... | 6 |
| RESUMEN..... | 7 |
| CAPITULO I. INTRODUCCIÓN | 8 |
| CAPITULO II. METODOLOGÍA | 14 |
| CAPÍTULO III. RESULTADOS | 21 |
| CAPÍTULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES | 95 |
| REFERENCIAS | 97 |
| ANEXOS | 99 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | Pág. |
|---|-------------|
| Tabla 1 Clasificación de las rocas en función del RQD. | 16 |
| Tabla 2 Ficha de registro de perforaciones geotécnicas. | 18 |
| Tabla 3 Ficha de registro de ensayos Lefranc. | 19 |
| Tabla 4 Lista de verificación de técnicas e instrumentos. | 19 |
| Tabla 5 Procedimiento para elaborar la tesis. | 20 |
| Tabla 6 Localización de las perforaciones diamantinas. | 21 |
| Tabla 7 Resumen de la prueba de penetración grande. | 23 |
| Tabla 8 Prueba de permeabilidad Lefranc. | 24 |
| Tabla 9 Ensayos de permeabilidad Tipo Lugeo. | 25 |
| Tabla 10 Resumen de la instalación del piezómetro de tubo vertical. | 26 |
| Tabla 11 Resumen de la instalación del piezómetro de alambre vibrante. | 27 |
| Tabla 12 Ubicación de los pozos de prueba. | 28 |
| Tabla 13 Factor típico de seguridad y probabilidad de aceptación de los criterios de aceptación. | 31 |
| Tabla 14 Parámetros equivalentes de Mohr-Coulomb para pistas secas de 250 m de altura. | 37 |
| Tabla 15 Parámetros equivalentes de Mohr-Coulomb para pistas secas de 65 m de altura. | 38 |
| Tabla 16 Resultados del análisis de equilibrio límite para una pendiente seca de 250 m de altura. | 39 |
| Tabla 17 Resultados del análisis de equilibrio límite para una pendiente seca de 250 m de altura. | 39 |
| Tabla 18 Criterio de diseño de vertederos. | 42 |
| Tabla 19 Propiedades geotécnicas de los materiales. | 42 |
| Tabla 20 Criterios de diseño para la deposición de escorias. | 43 |
| Tabla 21 Propiedades geotécnicas de los materiales. | 44 |
| Tabla 22 Cálculos del gráfico de estabilidad para la parte posterior y la pared lateral Norte. | 67 |
| Tabla 23 Resumen de los parámetros de Mohr-Coulomb utilizados para los análisis de equilibrio límite. | 68 |
| Tabla 24 Diseño geotécnico a cielo abierto en el Dominio 1. | 76 |
| Tabla 25 Análisis cinemático de fallas planares en articulaciones Dominio 2. | 78 |
| Tabla 26 Análisis cinemático para el fallo de cuña en las articulaciones. | 80 |
| Tabla 27 Análisis cinemático para la inestabilidad de la cuña en Dominio 2. | 82 |
| Tabla 28 Resumen de los ángulos máximos de cara del banco según la orientación de pendiente del pozo. | 93 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | Pág. |
|---|-------------|
| Figura 1: Componentes principales de la explotación por bancos. | 30 |
| Figura 2: Ángulos de la superficie del banco alcanzables. | 34 |
| Figura 3: Sección de tajo crítica retenida para análisis de equilibrio límite. | 40 |
| Figura 4: Condiciones del terreno en el sitio propuesto para el portal de acceso. | 46 |
| Figura 5: factor de fuerza calculado alrededor de la excavación. | 48 |
| Figura 6: Factores de resistencia y el patrón de atornillado para la N-S porción de la unidad de acceso. | 49 |
| Figura 7: Desplazamiento total y el patrón de empernado para la parte N-S de la unidad de acceso. | 51 |
| Figura 8: Desplazamiento total y el patrón de atornillamiento para la parte n-s de la unidad de acceso. | 53 |
| Figura 9: Factores de resistencia y el patrón de atornillado para la conducción orientada w-e en la caliza... 56 | 56 |
| Figura 10: Categorías de apoyo estimadas basadas en el índice de calidad de túneles Q. | 59 |
| Figura 11: Factores de esfuerzo y empernaje con rampa orientado de W-E dentro de la caliza laminada. | 60 |
| Figura 12: Patrón del sistema de la división para los 4m X 4m. | 62 |
| Figura 13: Mayor tensión principal alrededor de la excavación en la roca. | 66 |
| Figura 14: Factor de seguridad del peor caso para todas las secciones Modeladas: pendiente de pendiente. 70 | 70 |
| Figura 15: Factor de seguridad de peor caso para todas las secciones modeladas, pero sin carga sísmica. ... 71 | 71 |
| Figura 16: Pendiente de pozo hacia el norte en el extremo sur del pozo en la sección P3. | 72 |
| Figura 17: Falla planar del dominio 1. | 75 |
| Figura 18: Análisis cinemático para las juntas en el dominio 1 (de la cartografía de la superficie). | 77 |
| Figura 19: El análisis cinemático para las juntas en el dominio 2. | 79 |
| Figura 20: Análisis cinemático para el fallo de cuña en las articulaciones. | 81 |
| Figura 21: Análisis cinemático para inestabilidad de la cuña entre dos conjuntos conjuntos en dominio 2. . 83 | 83 |
| Figura 22: Cuerpo de mineral subterráneo z-1. | 88 |
| Figura 23: Cuerpo de mineral subterráneo z-2. | 88 |
| Figura 24: Resumen de los ángulos máximos de la cara del banco para los dominios 1 y 2. | 94 |
| Figura 25: Toma de discontinuidades. | 99 |
| Figura 26: Toma de persistencia. | 100 |
| Figura 27: Identificación de discontinuidades. | 101 |

RESUMEN

El objetivo general de esta tesis fue realizar la caracterización geotécnica para el diseñar la explotación del Proyecto Minero Azod, en los yacimientos Accha y Yanque, en la Región Cusco, durante el año 2019. La población fueron las perforaciones realizadas en 6 meses en el proyecto minero AZOD. La investigación según su propósito fue aplicada, según su profundidad fue explicativa, según la naturaleza de datos fue cuantitativa y según su manipulación de la variable es cuasi experimental. Los instrumentos de investigación fueron la ficha de registro de perforaciones geotécnicas y la ficha de registro de ensayos de Lefranc. La capacidad de carga permisible anticipada de estos suelos oscila entre 1-3 kg/cm², las relaciones de pendiente de corte variaron de 1H:2V para depósitos cuaternarios a 1H: 3V para rocas sedimentarias o intrusivas, para los depósitos de escoria los factores mínimos de seguridad para las condiciones estáticas y pseudostáticas fueron 1,7 y 1,0, respectivamente. Se concluyó que con la caracterización geotécnica se determinó que en los yacimientos del proyecto minero Azod se usará el método de corte y relleno, la porción superior de la extremidad sur se hunde entre 45° y 55° hacia el sur, inclinación a 65° - 85° con profundidad.

Palabras claves: Caracterización geotécnica, diseño de explotación, yacimientos minerales, taludes.

CAPITULO I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad problemática

(Aguilar, 2013), afirma que *“Las labores mineras subterráneas involucran una problemática en temas de seguridad provocando la caída de rocas inestables y a la vez accidentes en los trabajadores”*.

En los últimos años ha sido el boom de la ingeniería subterránea, siendo el rasgo característico, su diversificación, se puede decir sin exageración, que se está viviendo la era de los túneles y construcciones subterráneas multipropósito (López, 2016) *“Para garantizar la estabilidad y por ende la seguridad de estas excavaciones, deben realizarse estudios del macizo rocoso, con el objetivo de conocer cuáles son sus características geotécnicas y al menos suponer cuál será su comportamiento ulterior”*.

En nuestro país hoy en día, las empresas mineras subterráneas realiza el estudio del macizo rocoso donde está enclavado el yacimiento, pero todavía existen insuficiencias en el alcance y contenido de esos estudios, ya que las minas subterráneas continúan presentando problemas de estabilidad, influyendo esto directamente en el gasto de recursos, ocasionado por que los macizos rocosos no son diferenciados para su estudio y adopción de medidas, de acuerdo al comportamiento variado que puede presentar una misma litología en la excavación subterránea, causado por que, en la mayoría de los casos han sido afectadas por diferentes eventos tectónicos, o resulta que, sencillamente, la zona en cuestión ha sido afectada por el método de arranque empleado.

“El diseño de explotación es esencial para fortificar toda la excavación, “preventivamente”, considerando que el comportamiento de macizo será igual, demostrándose en la práctica que no siempre resulta así” (Maruri, 2015).

Es por ello que el problema que enfrenta la presente investigación radica en que no se cuenta con un diseño de explotación en los yacimientos Accha y Yanque del proyecto minero Azod, lo cual se va a mejorar realizando la caracterización geotécnica.

A nivel internacional “La mina LOURDES en Tacna, explota recursos no metálicos por el método de Canteras a Cielo Abierto, ocasionando grandes modificaciones al perfil original del terreno, con el fin de mejorar las explotaciones debe implementar un método de minado superficial por bancos”.

(Aguilar, 2013), explica que “Las unidades litológicas y de alteración presentan características geotécnicas homogéneas (unidades geotécnicas) que han sido reconocidas en los desarrollos subterráneos. La calidad geotécnica del macizo rocoso en los túneles varía predominantemente de Buena a Regular con índice Q de Barton entre 2 y 30, RQD entre 60% y 90%, con una resistencia de la roca estimada entre 50 MPa y 120 MPa. Para estas condiciones, se determinó fortificar los desarrollos con pernos sistemáticos y malla tejida tanto en la bóveda como en la parte superior de las paredes. Para esta calidad de roca, solo puntualmente se requirió de la proyección de shotcrete en zonas con fracturamiento intenso y humedad”.

(Sáez, 2014), en su Memoria para obtener el título de Ingeniero Geólogo, explica que “Las rocas del sector estudiado presentan calidad geotécnica variable entre buena (2a- 2b), regular (3a-3b) y mala (4a-4b). Debido a la cercanía de las rocas a la superficie se caracterizan las rocas con lixiviación total de calidad geotécnica mala

(4a) y el coluvio de calidad geotécnica muy mala (5b). Los sectores atravesados por fallas, con influencia de 3 a 5 m, se les asigna una calidad geotécnica mala (4b)”.

A nivel nacional, López, (2016) “Analiza la estabilidad de taludes con el programa Slide y también realiza el análisis de las aguas subterráneas en Slide, permite al usuario definir y analizar fácilmente un problema de las aguas subterráneas, usando el mismo modelo que para el problema de la estabilidad de taludes. Estos resultados pertenecerán a una distribución de factores de seguridad, desde el punto de vista de la probabilidad de falla (o indicio de confiabilidad) para que el talud pueda ser calculado. El análisis probabilístico de la estabilidad de un talud debería ser visto como un complemento aproximado al análisis tradicional de cálculo (factor de seguridad)”.

(Morales, 2013), en su Tesis explicó que “el método utilizado para determinar el factor de seguridad en los taludes es el de Equilibrio Límite, que se determina en base a los datos geotécnicos y de mecánica de rocas. El monitoreo en las zonas de inestabilidad permite un diseño óptimo para la operación de minado, previniendo los colapsos. Tomamos como ejemplo una hipotética mina a cielo abierto con dimensiones medias (profundidad 200 m y radio de 100m) una geometría de cono invertida verifica que por cálculos simples usar un ángulo de talud de 46° en vez de 45° corresponde a una economía de excavación de 996.000 m³ de estéril”.

A nivel local “En la mina Tantahuatay específicamente en la zona de Ciénega Norte se caracteriza geotécnicamente de los materiales de fundación que comprende, el proceso de análisis e investigación de pruebas in situ, campo y laboratorio, con la finalidad de diseñar, construir un sistema de pozas sedimentadoras y procesos. Las características geomecánicas del suelo consisten en una predominancia de gravas,

gravas arcillosas-limosas, arenas-limosas, arcillas saturadas y limos saturados (GP, GC, GM, SM, CH, ML, CL y MH), según las normas del Sistema SUCS” (Chapilliquen, 2017).

Quispe (2012), presentó su Tesis “en la Mina La Granja se estudió el comportamiento de la roca blanda (pórfido dacítico) durante la etapa de construcción del túnel de exploración Paja Blanca del proyecto minero La Granja, en cada fase de excavación desde el tramo 0+000 al 0+300. En cada ciclo de excavación se obtuvo información in situ, determinando la clasificación de la masa rocosa según los parámetros del sistema Q de Barton. La determinación del valor de Q permite estimar el tipo de sostenimiento que asegure la estabilidad del túnel durante su tiempo de vida útil. La información tomada como referencia para el presente estudio fue el mapeo geotécnico a lo largo del testigo del sondaje diamantino, de aproximadamente 400 m de longitud efectuado a lo largo del eje del túnel. El comportamiento de la roca blanda, se monitoreó usando la técnica de mediciones de convergencia en 4 estaciones a lo largo del túnel. El resultado de estas mediciones indicó deformaciones que no pasaron los 5 mm”.

1.2. Formulación del problema

¿Cómo influye la caracterización geotécnica en el diseño de explotación del Proyecto Minero Azod, en los yacimientos Accha y Yanque, Cusco, durante el año 2019?

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Determinar el nivel de influencia de la caracterización geotécnica para el diseño de la explotación del Proyecto Minero Azod, en los yacimientos Accha y Yanque, Cusco, durante el año 2019.

1.3.2. Objetivos específicos

- Determinar la capacidad de carga permisible anticipada de los suelos del proyecto minero Azod, en los yacimientos Accha y Yanque, Cusco, durante el año 2019.
- Determinar las relaciones de pendiente de corte y el factor de seguridad en depósitos cuaternarios y en rocas intrusivas del proyecto minero Azod, en los yacimientos Accha y Yanque, Cusco, durante el año 2019.
- Identificar los dominios geotécnicos del proyecto minero Azod, en los yacimientos Accha y Yanque, Cusco, durante el año 2019.
- Determinar el método de explotación adecuado para el proyecto minero Azod, en los yacimientos Accha y Yanque, Cusco, durante el año 2019.
- Diseñar la explotación del proyecto minero Azod, en los yacimientos Accha y Yanque, Cusco, durante el año 2019.

1.4. Hipótesis

1.4.1. Hipótesis general

La caracterización geotécnica influye en el diseño de la explotación del Proyecto Minero Azod, en los yacimientos Accha y Yanque, Cusco, durante el año 2019, para lograr operaciones mineras seguras.

1.4.2. Hipótesis específicas

- La capacidad de carga permisible anticipada de los suelos del permiten diseñar la explotación del proyecto minero Azod, en los yacimientos Accha y Yanque, Cusco, durante el año 2019.
- Las relaciones de pendiente de corte y el factor de seguridad en depósitos cuaternarios y en rocas intrusivas del proyecto minero Azod, en los yacimientos Accha y Yanque, Cusco, durante el año 2019, garantizaran la estabilidad de la zona.
- Los dominios geotécnicos del proyecto minero Azod, en los yacimientos Accha y Yanque, Cusco, durante el año 2019, determinan su comportamiento geotécnico.
- El método de explotación adecuado para el proyecto minero Azod, en los yacimientos Accha y Yanque, Cusco, durante el año 2019, es el corte y relleno.
- El diseño de la explotación del proyecto minero Azod, en los yacimientos Accha y Yanque, Cusco, durante el año 2019, no presenta inestabilidad.

CAPITULO II. METODOLOGÍA

2.1. Tipo de investigación

Según su propósito: La investigación es básica, ya que se obtuvieron conocimientos de diferente índole acerca de la caracterización geotécnica y del diseño de explotación del proyecto minero Azod (Oblitas, 2018).

Según su profundidad: La investigación fue explicativa, porque se analiza el grado de influencia entre la caracterización geotécnica y el diseño de explotación (Oblitas, 2018).

Según la naturaleza de datos: La investigación es cuantitativa, porque en la caracterización geotécnica se utilizarán datos obtenidos mediante un proceso de medición (Oblitas, 2018).

Según su manipulación de la variable: La investigación es cuasi - experimental, porque se manipuló una sola variable que es el diseño de explotación, y la variable caracterización geotécnica no ha sido manipulada (Oblitas, 2018).

2.2. Población y muestra (Materiales y métodos)

2.2.1. Población

Se trabajó con las perforaciones realizadas en 6 meses en el proyecto minero AZOD.

2.2.2. Muestra

Se trabajó con cinco (05) taladros verticales para la caracterización de la fundación y doce (12) perforaciones orientadas geotécnicamente para caracterizar la estabilidad de la pendiente de pozo.

2.2.3. Unidad de estudio

Macizo rocoso de los taladros y perforaciones en el proyecto Azod.

2.2.4. Método

El método utilizado es cuasi experimental ya que esta investigación es un proceso sistemático en la cual se ha manipulado la variable de diseño de explotación tomando en cuenta la caracterización geotécnica. Se ha utilizado porque:

- La investigación tiene un efecto de causalidad.
- La magnitud entre la caracterización geotécnica y el diseño de explotación de la correlación es grande.

2.3. Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos

2.3.1. Técnicas

- Caracterización geomecánica RMR Bienawski

Consiste en una metodología de clasificación de macizos rocosos que permite relacionar índices de calidad con parámetros geotécnicos del macizo rocoso, criterios de excavación y sostenimiento. Esta metodología es una de las más usadas en el ámbito de la mecánica de rocas.

La clasificación RMR tiene en cuenta los siguientes parámetros geomecánicos:

- La resistencia uniaxial de la matriz rocosa.
- El grado de fracturación en parámetros del RQD.
- El espaciado de las discontinuidades (planos de debilidad).
- Las condiciones de las discontinuidades.
- Parámetros o condiciones hidrogeológicas.

- La orientación de las discontinuidades con respecto a la estructura de excavación.
- Evaluación del RQD

Es un índice de estimación de la calidad del macizo rocoso a partir de perforaciones rotativas con extracción de testigos, pero al no contar con sondeos se puede calcular con la siguiente expresión:

$$RQD = 100e^{-0.1\lambda(0.1\lambda+1)}$$

Donde: λ = N° De Fisuras / Espacio

Tabla 1
Clasificación de las rocas en función del RQD.

| Valores de RQD en % | Calidad de la roca |
|---------------------|--------------------|
| 25 | Muy mala |
| De 25 a 50 | Mala |
| De 50 a 75 | Normal |
| De 75 a 90 | Buena |
| De 90 a 100 | Muy buena |

- Revisión bibliográfica

Revisión bibliográfica de los parámetros involucrados en los estudios geotécnicos de explotación minera. Se revisaron todas las referencias locales e internacionales de mayor relevancia sobre el tema.

- Caracterización geotécnica

Para esta caracterización se utilizó el método de Bienawski 89, que utiliza indicadores como el RQD, la condición de las discontinuidades, la presencia de agua, resistencia a la compresión y espaciamiento entre discontinuidades.

- Ensayos de carga

Se realizaron ensayos de compresión axial sobre pilotes de 2,50 m. Su ejecución produjo los datos necesarios para la obtención de parámetros de resistencia y deformabilidad.

- Ensayos de Infiltración Piloto

Se construyó una parcela piloto de medición infiltración vs escorrentía, instrumentada con medidores de precipitación y dispositivos para medición de escorrentía en varios niveles hasta una profundidad de 0,60m. La cuantificación de la infiltración sirvió para estimar la tasa de producción de lixiviados.

2.3.2. Instrumentos

Los instrumentos a emplearse para la elaboración del presente trabajo de investigación fueron (ver tabla 2 y 3):

- Ficha de registro de ensayos de Lefranc.

Tabla 3

Ficha de registro de ensayos Lefranc.

| Tramo | Profundidad | | Permeabilidad | |
|-------|-------------|-------|----------------|----------|
| | Inicio | Final | Tipo de Prueba | K (cm/s) |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |

Nota: C=Cabeza Constante, V= Cabeza Variable.

Fuente: Elaboración propia, (2019).

Para verificar los instrumentos antes mencionados se utilizará la lista de verificación (ver tabla 4).

Tabla 4

Lista de verificación de técnicas e instrumentos.

| Preguntas Generales | Si / No | Acciones por tomar |
|--|---------|--------------------|
| ¿Se cuenta con acceso a las áreas necesarias para obtener los datos de investigación? | Sí | - |
| ¿Se cuenta con acceso a todos los reportes necesarios para la investigación? | Sí | - |
| ¿Se tiene el permiso para aplicar la entrevista al jefe de área necesaria para esta investigación? | Sí | - |
| ¿Se cuenta con el permiso para usar los datos necesarios? | Sí | - |
| ¿Cuenta con el permiso para intercambiar conocimientos con el personal de área? | Sí | - |

2.4. Procedimiento

El procedimiento se realizó en las etapas descritas en la tabla 5.

Tabla 5
Procedimiento para elaborar la tesis.

| Pasos | Detalle |
|---------------------|---|
| Trabajo de gabinete | Se analizarán documentos referentes a la caracterización geotécnica, posteriormente se analizaron los reportes geomecánicos de las perforaciones. |
| Trabajo de campo | Se realizará visitas a la mina, la primera visita fue para reconocimiento, la segunda visita fue para realizar la geomecánica de los testigos de perforación. |
| Trabajo de gabinete | Los datos obtenidos de los reportes y de la salida al campo han sido analizados y sirvieron para realizar los resultados acordes a los objetivos. |

CAPÍTULO III. RESULTADOS

3.1. Determinación de la capacidad de carga permisible anticipada de los suelos del proyecto minero Azod

El programa de perforación de diamantes se llevó a cabo desde el 10 de mayo hasta el 23 de agosto de 2018, con la ejecución de cinco (05) taladros verticales para la caracterización de la fundación y doce (12) perforaciones orientadas geomecánicamente para caracterizar la estabilidad de la pendiente de pozo. La longitud total de la perforación fue de 1 587 m, de los cuales 424 m corresponden a la perforación de suelos, y 1 163 m corresponde a la perforación de rocas. La Tabla 6 muestra las coordenadas de ubicación y cada corrida.

Tabla 6
Localización de las perforaciones diamantinas.

| Código | Ubicación | Coordenadas UTM | | | Ángulo (°) | Elevación (msnm) | Profundidad Final (m) | Contacto Suelo – Roca (m) |
|------------|------------|-----------------|----------|-----------|---------------|---------------------|--------------------------|---------------------------------|
| | | Norte (m) | Este (m) | Dirección | | | | |
| GTA-01-12 | Accha Pit | 8 453 770 | 186 750 | N150 | -75 | 4270 | 100 | 21.3 |
| GTA-02-12 | Accha Pit | 8 453 600 | 186 700 | N170 | -75 | 4330 | 150 | 1.4 |
| GTA-03-12 | Accha Pit | 8 453 646 | 186 500 | N240 | -75 | 4350 | 100 | 1.0 |
| GTA-04-12 | Accha Pit | 8 453 644 | 186 574 | N0 | -75 | 4350 | 140 | 2.5 |
| GTA-05-12 | Accha Pit | 8 453 776 | 186 450 | N205 | -75 | 4320 | 50 | 18.0 |
| GTY-01-12 | Yanque Pit | 8 430 162 | 167 922 | N30 | -75 | 3583 | 115 | 12.9 |
| GTY-02-12 | Yanque Pit | 8 430 346 | 167 826 | N45 | -75 | 3604 | 115 | 8.4 |
| GTY-03-12 | Yanque Pit | 8 430 335 | 167 530 | N260 | -75 | 3544 | 100 | 1.4 |
| GTY-04-12 | Yanque Pit | 8 430 997 | 167 615 | N40 | -75 | 3570 | 107.2 | 6.5 |
| GTY-05-12 | Yanque Pit | 8 429 833 | 167 719 | N110 | -75 | 3547 | 180 | 6.6 |
| GTY-06-12 | Yanque Pit | 8 429 667 | 167 804 | N120 | -75 | 3548 | 120 | 15 |
| GTY-07-12 | Yanque Pit | 8 429 994 | 167 038 | N235 | -75 | 3549 | 150 | 7.4 |
| GTBA-01-12 | Desmonte | 8 453 271 | 186 309 | N/A | -75 | 4269 | 30 | 10 |

3.1.1. Pruebas SPT y LPT

Se realizaron grandes ensayos de penetración (LPT) en los depósitos del área de estudio. Esta prueba es una ligera variación de las Pruebas de Penetración Estándar (SPT), en que se utiliza un muestreador más grande y una mayor energía motriz. Las dimensiones del muestreador correspondió a un LPT de América del Norte (Daniels et al., 2003). Los diámetros exterior e interior fueron de 7,62 cm y 6,1 cm, respectivamente, y el peso del martillo fue aproximadamente 136 kg. Las pruebas se llevaron a cabo de acuerdo con ASTM D1586.

Las correlaciones aproximadas entre los diferentes tipos de LPT y las pruebas SPT proporcionado por Daniels et al. (2003). Generalmente, la cuenta de soplado LPT (N60). Aumentó a aproximadamente 1,38 veces para estimar el SPT N60 valores. Sin embargo, esto depende en una medida precisa de la energía real entregada al muestreador, que no se llevó a cabo en la investigación de campo para este proyecto. Un poco conservador se utilizó un factor de conversión de 1,25 para estimar el recuento de soplado de SPT (N) del LPT valores medidos en el campo. En la Tabla 7 se presenta un resumen de los resultados del LPT.

Tabla 7
Resumen de la prueba de penetración grande.

| Boring | Location | Test I.D. | Depth (m) | | N _{LPT} ¹ | N _{SPT} ² | Density/ Consistency |
|------------|------------------------------------|-----------|-----------|-------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------|
| | | | Initial | Final | | | |
| GTBA-01-12 | Accha Waste Dump | LPT-01 | 1.80 | 2.25 | 14 | 18 | Med. Dense |
| | | LPT-02 | 3.00 | 3.45 | 15 | 19 | Med. Dense |
| | | LPT-03 | 4.50 | 4.95 | 18 | 23 | Med. Dense |
| | | LPT-04 | 7.00 | 7.45 | 11 | 14 | Med. Dense |
| | | LPT-05 | 9.00 | 9.45 | 14 | 18 | Med. Dense |
| | | LPT-06 | 10.50 | 10.95 | 23 | 29 | Med. Dense |
| | | LPT-07 | 12.95 | 13.50 | 50 | >50 | Very Dense |
| | | LPT-08 | 15.00 | 15.27 | R | R | N/A |
| GTBA-02-12 | Accha Waste Dump | LPT-01 | 2.20 | 2.65 | 18 | 23 | Med. Dense |
| | | LPT-02 | 4.50 | 4.95 | 19 | 24 | Med. Dense |
| | | LPT-03 | 5.50 | 5.95 | R | R | N/A |
| | | LPT-04 | 7.50 | 7.90 | R | R | N/A |
| | | LPT-05 | 9.00 | 9.22 | R | R | N/A |
| | | LPT-06 | 10.50 | 10.60 | R | R | N/A |
| | | LPT-07 | 15.00 | 15.45 | >50 | >50 | Very Dense |
| GTBY-01-12 | Yanque Waste Dump (North) | LPT-01 | 1.50 | 1.95 | 9 | 11 | Med. Dense |
| | | LPT-02 | 3.00 | 3.45 | 22 | 28 | Med. Dense |
| | | LPT-03 | 4.50 | 4.95 | 14 | 18 | Med. Dense |
| | | LPT-04 | 6.00 | 6.45 | 20 | 25 | Very Stiff |
| | | LPT-05 | 7.50 | 7.95 | 11 | 14 | Stiff |
| | | LPT-06 | 9.00 | 9.45 | 17 | 21 | Very Stiff |
| | | LPT-07 | 10.50 | 10.90 | R | R | N/A |
| | | LPT-08 | 12.00 | 12.45 | 38 | 48 | Hard |
| | | LPT-09 | 13.50 | 13.95 | 39 | 49 | Dense |
| | | LPT-10 | 15.00 | 15.45 | 40 | 50 | Dense |
| | | LPT-11 | 16.50 | 16.95 | 26 | 33 | Dense |
| | | LPT-12 | 18.00 | 18.45 | 35 | 44 | Dense |
| | | LPT-13 | 19.50 | 19.95 | 6 | 8 | Loose |
| | | LPT-14 | 21.00 | 21.45 | 14 | 18 | Med. Dense |
| | | LPT-15 | 22.50 | 22.95 | 12 | 15 | Med. Dense |
| | | LPT-16 | 24.00 | 24.45 | 17 | 21 | Med. Dense |
| | | LPT-17 | 25.50 | 25.95 | 27 | 34 | Dense |
| | | LPT-18 | 27.00 | 27.22 | R | R | N/A |
| GTBY-02-12 | Yanque Waste Dump (South) | LPT-01 | 1.85 | 2.30 | 13 | 16 | Med. Dense |
| | | LPT-02 | 3.00 | 3.45 | 10 | 13 | Med. Dense |
| | | LPT-03 | 4.50 | 4.95 | 15 | 19 | Med. Dense |
| | | LPT-04 | 6.00 | 6.45 | 38 | 48 | Dense |
| GTBY-03-12 | Yanque Waste Dump (South) | LPT-01 | 1.50 | 1.95 | 27 | 34 | Dense |
| | | LPT-02 | 3.49 | 3.90 | 39 | 49 | Dense |
| | | LPT-03 | 5.50 | 5.95 | 29 | 36 | Dense |
| | | LPT-04 | 7.00 | 7.45 | 39 | 49 | Dense |

Nota:

(1) LPT "N" values are not corrected for energy.

(2) SPT "N" values were calculated using the expression: NSPT=1.25*NLPT

(3) R: Sampler Refusal.

3.1.2. Ensayo de Permeabilidad Infrarroja Lefranc

Este ensayo está destinado a medir el coeficiente de permeabilidad en un punto o profundidad de un depósito no consolidado de suelo y / o roca altamente fracturada o fragmentada. Las pruebas Lefranc implican la inyección de agua por gravedad sometida a una cabeza hidráulica a través de una que sirve para aislar la sección de ensayo.

La Tabla 8 muestra los coeficientes de permeabilidad obtenidos después de realizar dos tipos de Ensayo Lefranc (carga constante y variable) en cada taladrado.

Tabla 8
Prueba de permeabilidad Lefranc.

| Boring | Permeability | | | |
|------------|--------------|--------|--------------|----------|
| | Depth (m) | | Type of Test | k (cm/s) |
| | Start | Finish | | |
| GTBA-01-12 | 2.55 | 3.00 | C | 4.05E-02 |
| | 5.40 | 6.00 | V | 2.13E-05 |
| | 8.40 | 9.00 | C | 1.85E-01 |
| | 11.90 | 12.00 | V | 4.10E-04 |
| | 14.50 | 16.00 | C | 5.12E-04 |
| | 16.20 | 18.00 | C | 1.61E-03 |
| | 20.00 | 21.00 | C | 7.30E-04 |
| GTBA-02-12 | 2.20 | 3.00 | C | 1.56E-03 |
| | 5.30 | 6.00 | C | 8.14E-03 |
| | 8.00 | 9.00 | C | 3.29E-03 |
| | 10.50 | 12.00 | V | 1.55E-05 |
| | 13.50 | 15.00 | C | 1.47E-04 |
| GTBY-01-12 | 2.80 | 3.00 | C | 4.11E-03 |
| | 5.80 | 6.00 | V | 5.98E-05 |
| | 8.70 | 9.00 | V | 1.28E-06 |
| GTBY-01-12 | 11.50 | 12.00 | V | 1.38E-04 |
| | 14.30 | 15.00 | C | 3.27E-05 |
| | 17.30 | 18.00 | C | 1.77E-04 |
| | 20.20 | 21.00 | C | 5.47E-04 |
| | 23.30 | 24.00 | C | 2.40E-04 |
| GTBY-02-12 | 26.10 | 27.00 | V | 6.83E-06 |
| | 3.00 | 3.45 | V | 1.47E-05 |
| | 6.20 | 7.00 | C | 2.02E-04 |
| GTBY-03-12 | 1.50 | 3.00 | C | 1.41E-04 |
| | 4.00 | 5.00 | C | 3.59E-04 |
| | 7.80 | 9.00 | C | 5.91E-04 |
| | 10.00 | 15.00 | C | 9.20E-05 |
| | 25.00 | 30.00 | C | 8.99E-04 |

Nota:
C: constant head
V: variable head

3.1.3. Lugeon Pruebas de Permeabilidad In situ

Esta prueba es similar a la prueba de Lefranc pero adecuada a las estimaciones de permeabilidad en la roca. Este procedimiento de ensayo consiste en inyectar agua bajo presión en el ensayo, y utilizando un enchufe de accesorios cuya función es aislar la sección de prueba como, así como permitir el control de la presión del agua en la sección de ensayo.

El flujo en función de la presión se utiliza para calcular el coeficiente de transmisibilidad, que dividida por la longitud de la sección de roca probada da como resultado el coeficiente de permeabilidad. Las pruebas de permeabilidad al Lugeon se realizaron en la perforación GTBY-02-12. Los resultados se muestran en la Tabla 9.

Tabla 9
Ensayos de permeabilidad Tipo Lugeo

| Boring | Depth (m) | | k (cm/s) |
|------------|-----------|--------|----------|
| | Start | Finish | |
| | 11.00 | 16.00 | 9.35E-05 |
| GTBY-02-12 | 15.50 | 20.50 | 4.11E-04 |
| | 25.80 | 30.00 | 4.21E-05 |

3.1.4. Instalación del piezómetro

Se instalaron ocho (8) piezómetros Pipe o Casagrande en el proyecto AZOD, para determinar la superficie piezométrica de las aguas subterráneas y permitir la calidad. Uno (1) fue instalado en el área de pozo de Accha (GTA-03-12), dos (2) en la zona de vertido de residuos de Accha (GTBA-01-12 y GTBA-02-12), tres (3) en el pozo de Yanque (GTY-01-12, GTY-03-12 y GTY-04-12), y dos (2) en el basurero de Yanque (GTBY-01-12 y GTBY-02-12). Además, tres (3)

piezómetros de alambre vibratorio fueron instalados en el área de Yanque a cielo abierto (GTY-05-12, GTY-06-12 y GTY-07-12).

En la Tabla 10 se presenta un resumen de las características del piezómetro, ubicación y registros de los niveles de agua subterránea en el momento de la investigación de campo. Los niveles del agua subterránea son una media del período comprendido entre la instalación y actividades de campo. La Tabla 10 y 11 muestra la ubicación de los piezómetros y niveles de agua subterránea obtenidos.

Tabla 10
Resumen de la instalación del piezómetro de tubo vertical.

| Location | Boring | Coordinates UTM (*) | | Screen Depth (m) | Piezometric Level (m) |
|---------------------------|------------|---------------------|---------|----------------------------|-----------------------|
| | | North | East | | |
| Accha Waste Dump | GTBA-01-12 | 8 453 271 | 186 309 | 19.20 – 28.20 | 20.28 |
| | GTBA-02-12 | 8 453 465 | 185 968 | 04.00 – 22.00 | 4.58 |
| Accha Pit | GTA-03-12 | 8 453 646 | 186 500 | 90.50-99.5 | 96.50 |
| | GTY-01-12 | 8 430 162 | 167 922 | 73.50-82.50 / 91.50-103.50 | 77.80 |
| Yanque Pit | GTY-03-12 | 8 43 036 | 167 530 | 76.00-84.50 | 42.00 |
| | GTY-04-12 | 8 429 997 | 167 615 | 86.60-95.45 | 86.60 |
| Yanque Waste Dump (North) | GTBY-01-12 | 8 430 941 | 168 048 | 22.60 – 28.60 | 10.57 |
| Yanque Waste Dump (South) | GTBY-02-12 | 8 428 996 | 168 660 | 20.00 – 29.00 | 26.66 |

(*)Coordinates are referenced to the WGS-84 system, zone 19S.

Tabla 11
Resumen de la instalación del piezómetro de alambre vibrante.

| Location | Boring | Coordinates UTM (*) | | Sensor Installation Depth (m) | Piezometric Level (m) |
|------------|-----------|---------------------|---------|-------------------------------|-----------------------|
| | | North | East | | |
| | GTY-05-12 | 8 429 833 | 167 719 | 177.5 | 167.76 |
| Yanque Pit | GTY-06-12 | 8 429 667 | 167 804 | 118.0 | 98.73 |
| | GTY-07-12 | 8 429 994 | 168 038 | 147.5 | 110.32 |

(*)Coordinates are referenced in the WGS-84 system, zone 19S.

3.1.5. Pits de prueba

AMEC supervisó la ejecución de (39) pozos de prueba, realizados en la Accha y Yanque según las normas ASTM D 420 y AMEC. Los pozos fueron excavados en las áreas de vertederos de Accha y Yanque, depósitos de escorias y planta pirometalúrgica. La Tabla 12 muestra la ubicación de los pozos excavados, el programa de investigación geotécnica para el proyecto Azod. Detalles sobre los suelos y sus propiedades geotécnicas determinadas por el campo y el laboratorio.

Tabla 12
Ubicación de los pozos de prueba.

| Test Pit | Location | Coordinates UTM (*) | | Elevation | Depth |
|----------|---------------------------|---------------------|----------|-----------|-------|
| | | North (m) | East (m) | (masl) | (m) |
| CABA-01 | Accha Waste Dump | 8 453 568 | 185 823 | 4 348 | 2.40 |
| CABA-02 | Accha Waste Dump | 8 453 471 | 185 883 | 4 350 | 2.45 |
| CABA-03 | Accha Waste Dump | 8 453 387 | 185 965 | 4 341 | 2.45 |
| CABA-04 | Accha Waste Dump | 8 453 383 | 186 126 | 4 288 | 2.00 |
| CABA-05 | Accha Waste Dump | 8 453 362 | 186 279 | 4 236 | 2.30 |
| CABA-06 | Accha Waste Dump | 8 453 336 | 186 403 | 4 244 | 2.00 |
| CABA-07 | Accha Waste Dump | 8 453 270 | 186 217 | 4 300 | 1.80 |
| CABA-08 | Accha Waste Dump | 8 453 269 | 186 486 | 4 233 | 1.95 |
| CABY-01 | Yanque Waste Dump (North) | 8 430 961 | 168 175 | 3 532 | 1.90 |
| CABY-02 | Yanque Waste Dump (North) | 8 430 797 | 168 414 | 3 555 | 1.70 |
| CABY-03 | Yanque Waste Dump (North) | 8 430 793 | 168 070 | 3 550 | 0.55 |
| CABY-04 | Yanque Waste Dump (North) | 8 430 762 | 168 278 | 3 540 | 2.00 |
| CABY-05 | Yanque Waste Dump (North) | 8 430 626 | 168 401 | 3 568 | 1.40 |
| CABY-06 | Yanque Waste Dump (North) | 8 430 624 | 168 250 | 3 560 | 2.00 |
| CABY-06A | Yanque Waste Dump (North) | 8 430 605 | 168 339 | 3 553 | 1.00 |
| CABY-07 | Yanque Waste Dump (North) | 8 430 488 | 168 422 | 3 579 | 1.85 |
| CABY-08 | Yanque Waste Dump (South) | 8 429 561 | 168 298 | 3 518 | 1.85 |
| CABY-09 | Yanque Waste Dump (South) | 8 429 682 | 168 441 | 3 553 | 1.85 |
| CABY-10 | Yanque Waste Dump (South) | 8 429 416 | 168 427 | 3 545 | 1.70 |
| CABY-11 | Yanque Waste Dump (South) | 8 429 542 | 168 638 | 3 610 | 2.30 |
| CABY-12 | Yanque Waste Dump (South) | 8 429 284 | 168 486 | 3 570 | 1.70 |
| CABY-13 | Yanque Waste Dump (South) | 8 429 122 | 168 575 | 3 568 | 1.55 |
| CABY-14 | Yanque Waste Dump (South) | 8 429 332 | 168 714 | 3 615 | 1.60 |
| CABY-15 | Yanque Waste Dump (South) | 8 429 356 | 168 893 | 3 665 | 2.10 |
| CAPY-01 | Pyrometallurgical Plant | 8 431 725 | 168 680 | 3 729 | 2.85 |
| CAPY-02 | Pyrometallurgical Plant | 8 431 683 | 168 681 | 3 730 | 2.00 |
| CAPY-03 | Pyrometallurgical Plant | 8 431 620 | 168 733 | 3 713 | 2.80 |
| CAPY-04 | Pyrometallurgical Plant | 8 431 591 | 168 628 | 3 716 | 2.50 |
| CAPY-05 | Pyrometallurgical Plant | 8 431 486 | 168 716 | 3 734 | 2.80 |
| CAPY-06 | Pyrometallurgical Plant | 8 431 404 | 168 862 | 3 719 | 2.20 |
| CABE-01 | Slag Deposit | 8 430 935 | 169249 | 3 747 | 3.50 |
| CABE-02 | Slag Deposit | 8 430 975 | 169 387 | 3 669 | 2.40 |
| CABE-03 | Slag Deposit | 8 430 962 | 169 208 | 3 761 | 4.00 |
| CABE-04 | Slag Deposit | 8 431 040 | 169291 | 3 784 | 0.30 |
| CABE-04A | Slag Deposit | 8 431 036 | 169 338 | 3 773 | 2.80 |
| CABE-05 | Slag Deposit | 8 431 113 | 169 354 | 3 790 | 3.40 |
| CABE-06 | Slag Deposit | 8 430 877 | 169 301 | 3 756 | 2.50 |
| CABE-07 | Slag Deposit | 8 430 796 | 169 156 | 3 724 | 2.00 |
| CABE-08 | Slag Deposit | 8 430 864 | 169 082 | 3 736 | 3.00 |

(*)Coordinates are referenced in the WGS-84 system, zone 19S.

3.2. Pendiente de corte y el factor de seguridad en depósitos cuaternarios y en rocas intrusivas de los yacimientos Accha y Yanque

Se espera que la estabilidad de la pendiente en el pozo abierto de Accha sea controlada a nivel de escala de banco y la resistencia de masa de roca en la rampa interior y niveles de escala de pendiente total. Por lo tanto, los métodos de análisis cinemático se aplican a la cara del banco y el diseño inter-rampa, y los métodos de análisis de equilibrio límite para interrampa, en general el diseño del pozo.

Para los fines del presente análisis, el pozo se dividió en dominios geotécnicos y cada dominio geotécnico analizado en base a la orientación principal de las paredes, dentro de cada sector; La orientación de la pared se define por su dirección de inmersión media. Los análisis cinemáticos de orientación de la pared se completaron y el potencial fallo crítico con mecanismos identificados. Basado en el mecanismo de falla potencial identificado y actitud de la (s) estructura (s) de control se determinó el ángulo de la superficie del banco para evitar y/o minimizar posibles fallas tanto en el banco como en la escala inter-rampa. Se verificó la estabilidad del pendiente total basado en métodos de equilibrio límite. Si es necesario, la superficie del banco y se modificaron los ángulos para obtener el nivel deseado de estabilidad total de la pendiente.

Una pendiente de pozo tiene cinco componentes principales como se define en la Figura 1, es decir, pendiente de banco, el ancho del banco, la altura del banco, la pendiente entre rampa y la pendiente total. La altura del banco es generalmente controlada por el tamaño del equipo de minería, que para el presente estudio es asumida para ser dimensionada para una altura de banco de producción de 5 m. El ancho mínimo del banco fue evaluado en base a la relación empírica propuesta por Call en 1992 (Hustrulid et al. 2000).

$$\text{Anchura del banco (m)} \geq 0,2 \times \text{altura del banco} + 4,5 \text{ m.}$$

Se supone que el ángulo de la cara del banco está controlado por juntas discretas, que deben ser analizados estadísticamente debido a su alta frecuencia de ocurrencia en las caras de banco. Estas características más o menos planas que definen roturas naturales en la masa, sin desplazamiento (es decir, fallas y juntas). A los efectos del presente análisis, se supone que todas las juntas registradas tienen suficiente continuidad para controlar la pendiente del banco diseño.

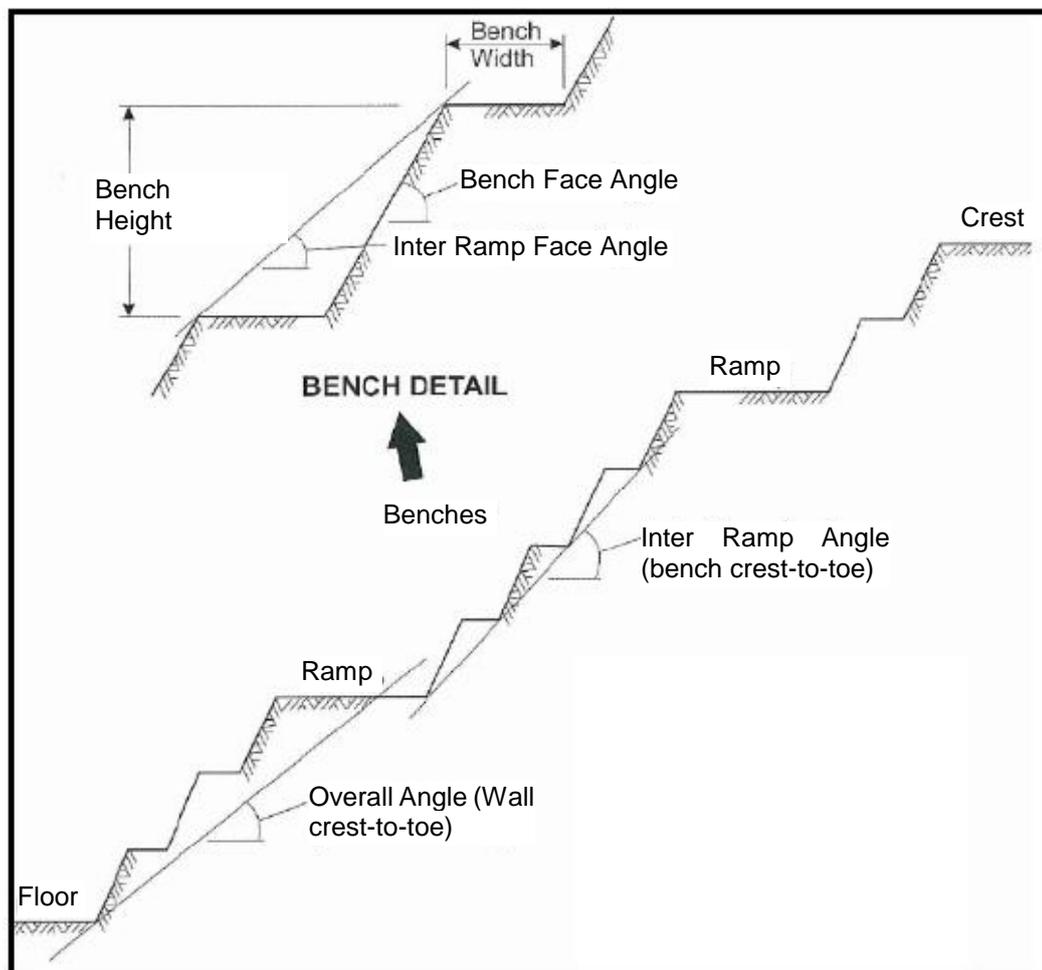


Figura 1: Componentes principales de la explotación por bancos.

Las normas de la industria para niveles aceptables de seguridad (factor de seguridad, FS) no establecido en la literatura, ya que un valor único (es decir, factor de seguridad)

no refleja los riesgos e incertidumbres asociados con el diseño de la pendiente. Históricamente, los más frecuentes valores usados varían de 1,2 a 1,5 dependiendo de la criticidad de la pendiente analizada (Read y Stacey 2009). Con respecto a la probabilidad de fracaso (PF), la mayoría de los valores se refieren a la ingeniería civil y no a la ingeniería minera. Para el presente estudio, las pautas de criterios de aceptación propuestas por Read y Stacey (2009), que resumen de los criterios de aceptación típicamente aplicados en la industria minera, se utilizará la Tabla 13, teniendo en cuenta el nivel de pre-viabilidad del estudio y la variabilidad de las propiedades de la masa rocosa, se consideró apropiado aplicar los criterios de aceptación propuestos por Read y Stacey (2009) por una consecuencia de ruptura clasificada como Media (para inter-rampa y pendientes totales). Una vez que se ha desarrollado el plan de mina y la ubicación de otras infraestructuras y las rampas relacionadas con el pozo, los criterios de aceptación pueden adaptarse a pendientes / regiones específicas del pozo.

Tabla 13
Factor típico de seguridad y probabilidad de aceptación de los criterios de aceptación.

| Slope Scale | Consequences of failure ^{Note 2} | Acceptance criteria ^{Note 1} | | |
|-------------|---|---------------------------------------|--------------------|--------------------|
| | | FS (min) (static) | FS (min) (dynamic) | PF (max) P[FS ≤ 1] |
| Bench | Low-high | 1.1 | N/A | 25% – 50% |
| | Low | 1.15 - 1.2 | 1.0 | 25% |
| Inter-ramp | Medium | 1.2 | 1.0 | 20% |
| | High | 1.2 – 1.3 | 1.1 | 10% |
| Overall | Low | 1.2 – 1.3 | 1.0 | 15% – 20% |
| | Medium | 1.3 | 1.05 | 5% – 10% |
| | High | 1.3 – 1.5 | 1.1 | ≤ 5% |

Note 1: Needs to meet all acceptance criteria.

Note 2: Semi-quantitatively evaluated.

- La mejor ruta para transportar elementos entre el área de Azod y Ilo es: Accha – Imata - Cocrachacra - Ilo (por las autopistas de la Costa y Panamericana Sur)
- Zincore debe iniciar una relación comercial y de negocios con Enersur. esta podría traer gran capital y beneficio operativo al proyecto. El proceso de la tierra compra podría ser acelerada, así como ambas compañías podrían negociar paquete de suministro de energía, agua y carbón.
- Si se llega a un acuerdo de agua, el proyecto podría eliminar la planta de desalinización considerado en la planta hidrometalúrgica, ahorrando un gasto de capital de 1,5 Millones de dólares al proyecto.
- Más importante aún, si se alcanza un acuerdo de carbón con Enersur, y un precio se obtiene carbón; se podría lograr una sinergia de transporte para el carbón y el humo. Este problema podría tener un gran impacto en el proyecto debido al alto carbón.
- Transporte con buque de aguas poco profundas para transportar carbón del norte a Ilo Puerto. Durante esta fase del proyecto, las solicitudes se enviaron las cotizaciones, pero los proveedores de servicios no pudieron proporcionar un precio presupuestario debido a la incertidumbre del mercado a largo plazo. Potencialmente, este modo del transporte podría traer la sinergia del transporte de nuevo en el cuadro. Sin embargo, los costos de doble entrega relacionados con este modo de transporte deberían examinarlo.

3.2.1. De componentes mineros

a. Análisis cinemático

Para cada unidad geotécnica, se realizaron análisis cinemáticos para evaluar la superficie del banco, los ángulos que minimizarían el potencial de falla para cada posible mecanismo fallo cinemático; es decir, fallas planas, de cuña y de tope. Los criterios buscaban definir el ángulo adecuado de la cara del banco era el siguiente:

- Probabilidad acumulada de fallo $\leq 25\%$ considerando todos los polos de unión de un dado unidad geotécnica.
- Probabilidad acumulada de fallo $\leq 30\%$ para una unidad geotécnica dada considerando solamente los polos pertenecientes a conjunto(s) de iluminación natural en un azimut banco determinado.

Los resultados de los análisis cinemáticos se representaron en gráficos el azimut de pendiente versus ángulo de inclinación del banco, referidos aquí como Diagrama de Manhattan.

A partir de estos diagramas, la superficie del banco alcanzable en general ángulos (incluidos los tres posibles modos de falla considerados) se determinaron para cada unidad geotécnica como se indica en la figura 2.

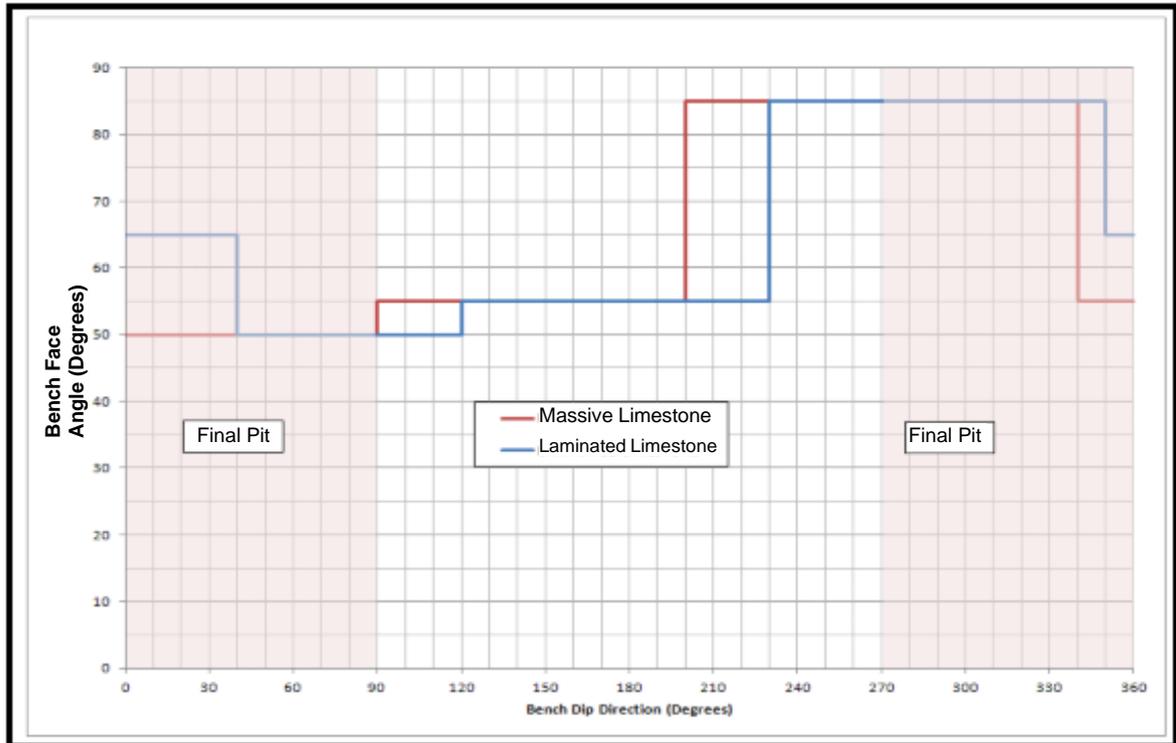


Figura 2: Ángulos de la superficie del banco alcanzables.

b. Análisis General de Equilibrio Límite

Se reconoció que las unidades geotécnicas del pozo de Accha eran de fuerza anisotrópica. Para incorporar la anisotropía de fuerza en los análisis de equilibrio límite, modelo de fuerza lineal anisotrópica incluido en el software Slide from Rocscience. Este modelo permite definir la resistencia del material, además de la resistencia general de la masa de roca. Se requieren siete parámetros para este modelo, la cohesión de masa de roca y el ángulo de fricción, la cohesión y fricción, ángulo a lo largo del plano anisotrópico, el ángulo del plano anisotrópico horizontal y dos parámetros de rango angular. Estos parámetros de rango de ángulo, los parámetros A y B se definen como sigue:

El parámetro A define un rango angular a cada lado del plano anisotrópico para el cual se aplica la fuerza de corte anisotrópico.

El parámetro B define el rango angular sobre el cual el aumento de la fuerza en el plano anisotrópico a la fuerza de la masa de la roca tiene lugar.

El parámetro A fue seleccionado, para cada unidad geotécnica, como la inmersión del conjunto de unión, inmersión hacia la misma dirección de inmersión (dentro de un rango de ± 20 grados de acimut), pendiente considerada; Es decir, el conjunto de unión que define el plano de anisotropía de resistencia. El parámetro B corresponde al rango de inmersión del conjunto de articulación que define la resistencia anisotrópica.

Como el modelo de fuerza lineal anisotrópica se define en términos del Mohr-Coulomb criterios de falla, ángulos de cohesión y de fricción tanto para la masa rocosa como para la resistencia anisotropía tenía que ser definido. Resistencia de cizallamiento Mohr-Coulomb equivalente los parámetros (cohesión y ángulo de fricción) se obtuvieron a partir de la metodología propuesta por Hoek et al. (2002) a partir de los parámetros Hoek-Brown generalizados. A garantizar una equivalencia de modelos (entre Hoek-Brown y Mohr-Coulomb), la cohesión y el ángulo de fricción se ajustaron caso por caso, por lo que el mismo factor de seguridad (y superficie de falla similar) para ambos modelos al asumir una masa de roca isotrópica. Los parámetros equivalentes de Mohr-Coulomb en la dirección paralela a la discontinuidad se derivaron a partir de la metodología propuesta por Jennings (1972) (en Read y Stacey 2009) y utilizando los parámetros del recién derivado MohrCoulom.

Conforme a Jennings (1972) el equivalente a los parámetros de una discontinuidad puede ser obtenido con la siguiente fórmula:

$$C_{eq} = (1 - k)c + kc_j$$

$$\tan(\phi_{eq}) = (1 - k) \tan(\phi) + k(\tan(\phi_j))$$

Donde:

C, Eq y ϕ : Son el ángulo de cohesión y fricción de la discontinuidad equivalente,

C y ϕ el ángulo de cohesión y fricción de los puentes rocosos (roca isotrópica).

La cohesión y el ángulo de fricción de la discontinuidad contenida en la masa rocosa. El coeficiente de continuidad conjunta "k" determina la persistencia del conjunto, por lo tanto, K = 1 se aplica en un conjunto de juntas continuas sin puentes de roca mientras que k = 0 se aplica en un conjunto de longitud cero; es decir, roca intacta sin juntas. Para la evaluación de los parámetros de discontinuidad equivalentes se asumieron los siguientes parámetros de la articulación:

$$k = 0.7 \pm 0.2$$

$$\phi_j = 40^\circ$$

$$C_j = 0$$

Debido a la variabilidad inherente de las propiedades de la masa rocosa, un enfoque probabilístico, en el método de simulación de Monte Carlo se utilizó para evaluar la estabilidad de las paredes del pozo.

Para el presente análisis, la resistencia intacta de las piezas de roca (UCS) y RMR, fueron seleccionados como variables independientes para los criterios

de fracaso Hoek-Brown, como propuesto por Priest y Brown (1983), y el ángulo de cohesión y fricción para criterios de falla de Mohr-Coulomb. Los análisis de equilibrio límite se basaron en el método de corte de Spencer. Una roca promedio densidad de 2.700 kg /m³. Se utilizó en todos los análisis y la fosa se consideró seca.

c. Análisis de Equilibrio Límite

Las secciones a lo largo de la cáscara propuesta (AMEC 2011) sugieren que el máximo de altura total de la pendiente es de unos 250 m. Estas secciones sugieren que la unidad de roca caliza laminada puede formar los primeros 150 m de la pared del pozo. Para el presente análisis, esta suposición se mantuvo: sin embargo, el refinamiento del modelo geológico en las fases de desarrollo del proyecto debería ser revisado.

Asimismo, cabe señalar que se consideró la máxima altura de rampa de 65 m para el análisis de estabilidad de pendientes de interrampas.

Los parámetros calculados equivalentes de Mohr-Coulomb para las pendientes totales e inter-rampa se presentan en la Tabla 14 y la Tabla 15.

Tabla 14

Parámetros equivalentes de Mohr-Coulomb para pistas secas de 250 m de altura.

| Geotechnical Unit | Blasting Disturbance Factor | Equivalent rock bridge parameters | | Critical Joint Set Defining the Anisotropy Strength (dip/dipdir) | Equivalent discontinuity parameters | |
|---------------------|-----------------------------|-----------------------------------|--------|--|-------------------------------------|-------------|
| | | c (kPa) | Φ | | c_{eq} (kPa) | Φ_{eq} |
| Massive Limestone | D = 0.7 | 410 | 45° | M_2 (48/021) | 123 ± 82 | 42° ± 1° |
| Laminated Limestone | D = 0.7 | 45 | 40° | L_3 (33/358) | 13 ± 9 | 40° ± 1° |

Tabla 15

Parámetros equivalentes de Mohr-Coulomb para pistas secas de 65 m de altura.

| Geotechnical Unit | Blasting Disturbance Factor | Equivalent rock bridge parameters | | Critical Joint Set Defining the Anisotropy Strength (dip/dipdir) | Equivalent discontinuity parameters | |
|---------------------|-----------------------------|-----------------------------------|--------|--|-------------------------------------|-------------|
| | | c (kPa) | Φ | | c_{eq} (kPa) | Φ_{eq} |
| Laminated Limestone | D = 0.7 | 138 | 40° | L_3 (33/358) | 41 ± 28 | 40° ± 1° |

Los resultados del análisis de equilibrio límite sugieren que la estabilidad general de la pared crítica del pozo está controlada por la resistencia de la unidad de roca Caliza Laminada, ya que los fallos tienden a ocurrir dentro de esta unidad geotécnica. La resistencia a la compresión de la roca intacta (UCS), para la unidad de roca Caliza Laminada, la UCS media se definió con un alto nivel de incertidumbre y un valor conservador, se utilizó las pruebas de laboratorio adicionales probablemente reducirán el nivel de incertidumbre asociado a este parámetro que potencialmente permite la selección de un valor UCS, que a su vez puede permitir el aumento de las pendientes de pozo en general.

El refinamiento del modelo geológico, con la creación de un volumen sólido que representa la unidad de roca Caliza Maciza, también puede representar un posible beneficio respecto a los ángulos de pendiente alcanzables, ya que el presente análisis para la unidad de roca caliza laminada compuesta alrededor del 60% de las pendientes de pozo. Los resultados del análisis de equilibrio límite también sugieren que la resistencia anisotrópica de la unidad de roca caliza laminada juega un importante agujero en la estabilidad de la pendiente como el factor de la seguridad cae aproximadamente 10% cuando se considera la anisotropía.

Los resultados del análisis de equilibrio límite se resumen en la Tabla 16 y la Tabla 17. Según se indica en la Tabla 16, las pendientes de las paredes de pozo de 250 m de altura no deben ser más pronunciada que 38 grados. Cabe señalar que el factor de seguridad obtenido para una pendiente de 38 grados está por debajo de los criterios de aceptación por una ruptura clasificada como Media. Sin embargo, una pendiente de 38 grados es considerado adecuado para un diseño de nivel de prefactibilidad. Sin embargo, estos supuestos

Deben ser verificados en la fase de viabilidad y las recomendaciones geotécnicas ajustado en consecuencia,

Tabla 16

Resultados del análisis de equilibrio límite para una pendiente seca de 250 m de altura.

| OVA | Isotropic | | Anisotropic | | |
|-----|-----------------------------------|--------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------|
| | Deterministic FS _{HB} | P[FS _{HB} <1.0] | Deterministic FS _{MC} | Deterministic FS _{MC} | P[FS _{MC} <1.0] |
| 40° | 1.30 | < 5% | 1.27 | 1.13 | < 5% |
| 38° | 1.32 | < 5% | 1.35 | 1.20 | < 5% |

Note 1: OVA: Overall slope angle.

Note 2: FS: Factor of Safety.

Note 3: P[FS<1]: probability of the factor of safety being smaller than 1.

Note 4: FS_{HB} refers to the factor of safety calculated assuming the Hoek-Brown failure criteria.

Note 5: FS_{MC} refers to the factor of safety calculated assuming the Mohr-Coulomb failure criteria.

Tabla 17

Resultados del análisis de equilibrio límite para una pendiente seca de 250 m de altura.

| IRA | Isotropic | | Anisotropic | | |
|-----|-----------------------------------|--------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------|
| | Deterministic FS _{HB} | P[FS _{HB} <1.0] | Deterministic FS _{MC} | Deterministic FS _{MC} | P[FS _{MC} <1.0] |
| 40° | 1.51 | < 5% | 1.52 | 1.45 | < 5% |

Note 1: IRA: Inter-ramp slope angle.

Note 2: FS: Factor of Safety.

Note 3: P[FS<1]: probability of the factor of safety being smaller than 1.

Note 4: FS_{HB} refers to the factor of safety calculated assuming the Hoek-Brown failure criteria.

Note 5: FS_{MC} refers to the factor of safety calculated assuming the Mohr-Coulomb failure criteria.

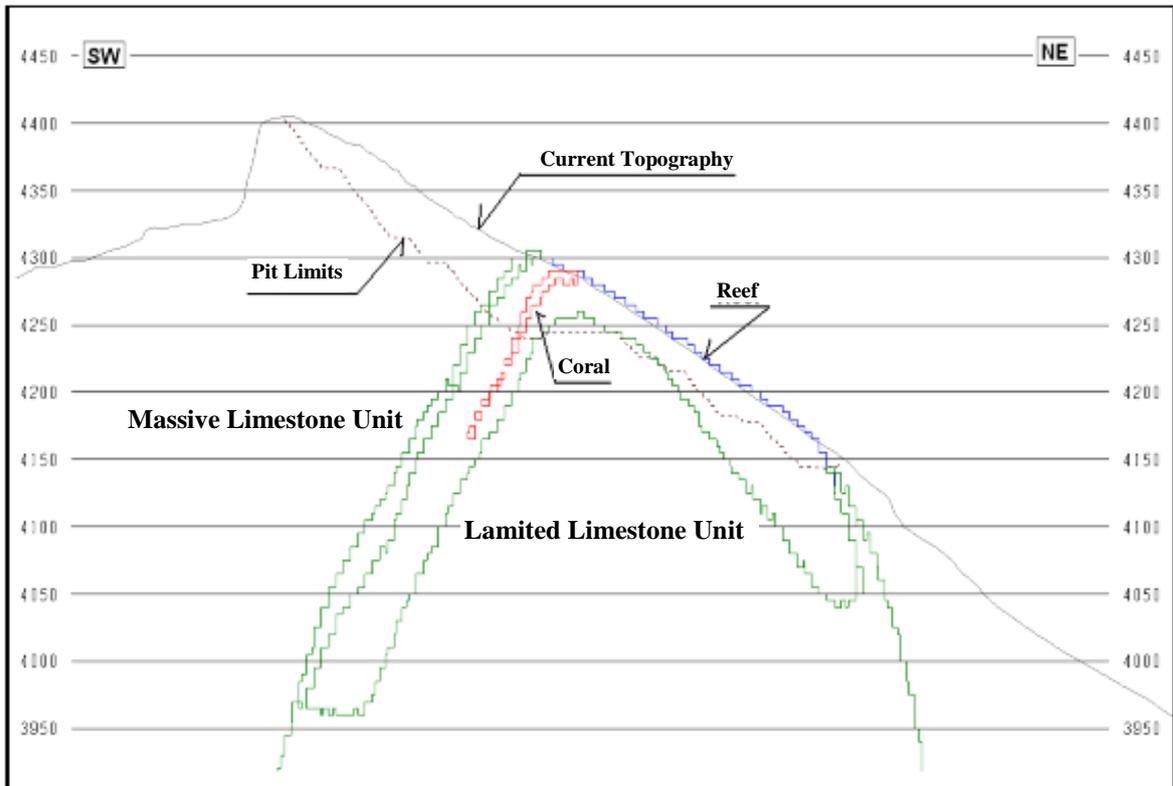


Figura 3: Sección de tajo crítica retenida para análisis de equilibrio límite.

d. Accha-Yanque Haul

Basado en la alineación actual entre los sectores Accha y Yanque, se identificaron las principales unidades geológicas: afloramientos de roca sedimentaria, roca intrusiva, depósitos cuaternarios de origen glacial y suelos orgánicos. Asimismo, basándose en las Unidades, observaciones de campo y cartografía geológica, relaciones preliminares de pendientes de corte y relleno se recomendaron para estimar los volúmenes de movimiento de tierras. Las relaciones de pendiente de corte variaron de 1H:2V para depósitos cuaternarios a 1H: 3V para rocas sedimentarias o intrusivas. Llenar las pendientes fueron recomendados en una proporción de 1,5H: 1V,

mientras que no se asignó una relación de pendiente a las unidades de los suelos orgánicos, ya que el diseño asumió su eliminación completa.

e. Áreas de préstamo agregado

Además de identificar las unidades geológicas y los materiales anticipados a ser encontrados a lo largo de la alineación vial propuesta, las posibles fuentes de identificado. Una revisión de la literatura de mapas de INGEMMET (Geological, Mining, and Instituto Metalúrgico del Perú), junto con un reconocimiento geotécnico de superficies de campo de la zona fueron las fuentes de información para definir los posibles lugares de préstamo. Se identificaron seis zonas potenciales de préstamo consistentes en cuarzitas y áreas calizas, dentro de la alineación propuesta de la carretera. Su potencia mínima osciló entre 1 y 1,5 m resultando en un volumen total de aproximadamente 557.000 m³.

f. Descarga de desechos

El vertedero de residuos Accha propuesto está situado al suroeste del pozo Accha. Los suelos de la fundación en esta área consisten en depósitos del glaciar (GC & GW) de cerca de 10 m de profundidad underlain por siltstone de mala a buena calidad al máximo profundidad de exploración (30 m).

La zona de vertederos de Yanque está ubicada al sureste de la fosa de Yanque. Los suelos de la fundación en esta área también consisten en el glaciar depósitos (GW) de aproximadamente 1,5 m de profundidad bajo la toba volcánica a profundidades de 3,5 a 7 m, que a su vez está subyacente ya sea por arenisca o siltstone de mala calidad a la profundidad total de exploración (30 m).

- Criterios de diseño

Los criterios de diseño utilizados para la configuración geométrica de los vertederos se detallan en la tabla 18:

Tabla 18
Criterio de diseño de vertederos

| Description | Unit | Criteria |
|------------------------|------------------|----------|
| Waste Dump Unit Weight | T/m ³ | 2.2 |
| Global Slope | V:H | 1:2.5 |
| Interramp Slope | V:H | 1:1.5 |
| Bench Height | m | 10.0 |
| Bench Width | m | 10.0 |
| Maximum Height | m | 190 |

- Análisis de estabilidad

Los factores de seguridad mínimos necesarios para cumplir las condiciones estáticas y pseudoestáticas fueron 1,3 y 1,0, respectivamente. Se basaron en las recomendaciones contenidas en MEM (1998) y BC MWRPRC (1991). Las secciones analizadas fueron desarrolladas según la disposición propuesta y la configuración de los vertederos.

Las propiedades de resistencia del basurero y de los materiales de cimentación se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 19
Propiedades geotécnicas de los materiales.

| Material | Unit Weigth (kN/m ³) | Φ' (°) | c' (kPa) |
|----------------------------------|-------------------------------------|--------|----------|
| Waste Dump Material | 22.0 | 35 | 0 |
| Glacier Deposits (Foundation) | 19.0 | 32 | 5 |
| Fractured Rock (Foundation) | 20.0 | 38 | 0 |

Los análisis de estabilidad se realizaron mediante el método de Spencer, que satisface las condiciones de equilibrio tanto para la fuerza como para el momento. Las superficies piezométricas del análisis, cuando se definieron, se basaron en los registros de campo observados y supuestos. Se utilizó un valor de coeficiente sísmico de 0.18 en el análisis pseudo-estático, que es la mitad de la aceleración máxima del suelo. La aceleración máxima del suelo se obtuvo de los mapas publicados localmente por una probabilidad del 10% de excedencia en un año de 50 años (Gamarra y Aguilar, 2009). Basado en el diseño de configuraciones propuesto, los factores mínimos de seguridad para condiciones estáticas y pseudo-estáticas fueron 1,9 y 1,2, respectivamente.

- **Depósito de escoria**

Se propone que los residuos de escoria procedentes de la planta pirometalúrgica se depositen cerca de la planta dentro de la zona de Yanque. Los criterios de diseño para la configuración geométrica del depósito de escorias se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 20
Criterios de diseño para la deposición de escorias.

| Description | Unit | Criteria |
|------------------|------------------|----------|
| Slag Unit Weight | T/m ³ | 1.5 |
| Global Slope | V:H | 1:2.8 |
| Interramp Slope | V:H | 1:1.8 |
| Bench Height | m | 10.0 |
| Bench Width | m | 10.0 |
| Capacity | TM | 4.7 |
| Volume | Mm ³ | 3.1 |

- Análisis de Estabilidad

Al igual que los análisis de vertederos, los factores mínimos de seguridad son necesarios para las condiciones estáticas y pseudo-estáticas fueron de 1,3 y 1,0, respectivamente. Al analizar las secciones se desarrollaron de acuerdo con el diseño y la configuración.

Las propiedades de resistencia del depósito de escoria y de los materiales de cimentación se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 21
Propiedades geotécnicas de los materiales.

| Material | Unit Weight (kN/m ³) | Φ' (°) | c' (kPa) |
|------------------|----------------------------------|-------------|----------|
| Slag | 15.0 | 30 | 0 |
| Foundation Soils | 18.5 | 35 | 10 |

Los análisis de estabilidad también se realizaron por el método de Spencer. Basado en la configuración del diseño propuesto, los factores mínimos de seguridad para las condiciones estáticas y pseudostáticas fueron 1,7 y 1,0, respectivamente.

3.2.2. Del yacimiento Accha

a. Posición Preferida del Portal

La unidad de acceso principal (adit) estará ubicada al norte de la Z-1 Orebody y será conducida en una gradiente de 1,5%. Dada la naturaleza altamente variable de la Formación calcárea Ferrobamba en la zona, se realizaron observaciones visuales durante la visita de campo para encontrar el sitio más adecuado para el portal de acceso desde un terreno control. Se encontró en las siguientes coordenadas:

8454213 m Norte \pm 7 m

0186487 m Este \pm 7 m

4085 m error desconocido

Dentro de este dominio, se encuentran secciones frecuentemente lixiviadas. El sitio para el portal fue elegido para coincidir con un afloramiento de especies particularmente inalteradas y sin caliza situada entre secciones más lixiviadas, especialmente al este. La resistencia estimada de esta roca caliza, basada en observaciones de campo, es superior a 150 MPa. Sólo se encontró un conjunto de juntas sistemáticas en este sitio: $64^{\circ}/177^{\circ}$ (dip/dip dirección), con un espaciamiento de junta de aproximadamente 0,6 m. Virtualmente no existe sobrecarga en el sitio de portal propuesto.

b. Posición de la unidad de acceso preferida (Adit)

Desde su posición de portal propuesta, el eje de inclinación se dirigirá aproximadamente hacia el sur, hacia el cuerpo de Z-2. Sin embargo, para acceder a la Z-1 Orebody también, Adit o su posterior desarrollo Z-1 de transporte tendrá que cruzar perpendicularmente para minimizar la distancia requerida para desarrollar a través de condiciones de tierra potencialmente peligrosas. Con el fin de situar el eje inclinado, entre los cuerpos Z-1 y Z-2, se propone que aproximadamente 150 m al sur de la dirección de accionamiento se curva gradualmente hacia un rumbo de 120° (ser modelado para llegar a la posición de deflexión óptima). Aunque esto puede generar más discontinuidades estructurales se encuentran en ángulos menos favorables dentro de las Calizas, así como siguiendo una dirección minera

menos favorable con respecto al campo de tensión ambiental, es la opción más favorable de una roca. (Se aconseja realizar en la etapa de viabilidad un taladro de diamante a lo largo de la línea central propuesta del adit a una profundidad igual a la distancia a esta curva). Esto puede dar una buena indicación de los requisitos de soporte de tierra.



Figura 4: Condiciones del terreno en el sitio propuesto para el portal de acceso.

Se podría haber seguido un enfoque más empírico y/o analítico, Modelado numérico, utilizando el código de elementos finitos Phase2 Unesdoc.unesco.org unesdoc.unesco.org, se llevó a cabo en el 5.5 m de ancho x 4.0 m de altura, perfil arqueado de este túnel conducido dentro de la unidad de roca caliza masiva. Dada su naturaleza y el hecho de que la dirección del rumbo es aproximadamente perpendicular a la huelga de la masa rocosa, se seleccionaron las propiedades isotrópicas, con los parámetros de criterio de fallo Hoek-Brown. El modelo incluyó un

cuadrado, siete pernos por anillo, patrón de 20 mm x 2,4 m, columna completa de Resistencia, Barra de conexión, con la más baja fila de pernos instalado a una altura de 1.8 metro encima el piso a evitar dañar a los camiones. Esta especial sección transversal, presenta un arco de 3 metros de ancho y alcanza una altura de 4 metros, un patrón de siete pernos por apoyo anillo Iguala a un espaciado de 1,4 metro. Los espaciados entre apoyo de anillos, es decir en el fuera de plano dimensión, en el modelo este conjunto a 1,5 metros. Cada tornillo esta modelado con una separación de 0,1 metros, por lo tanto, con una efectiva longitud de 2,3 metros. A una profundidad de 200 m estaba simulado, más o menos en conformidad con el inicio de profundidad abajo del cuerpo de mineral, por lo tanto, con los siguientes componentes de tensión.

El plano del modelo:

$$\sigma_1 = 5,20 \text{ MPa,}$$

$$\sigma_3 = 2,68 \text{ MPa y}$$

$$\sigma_Z \text{ (Fuera del plano) } = 6,24 \text{ MPa (ver figura).}$$

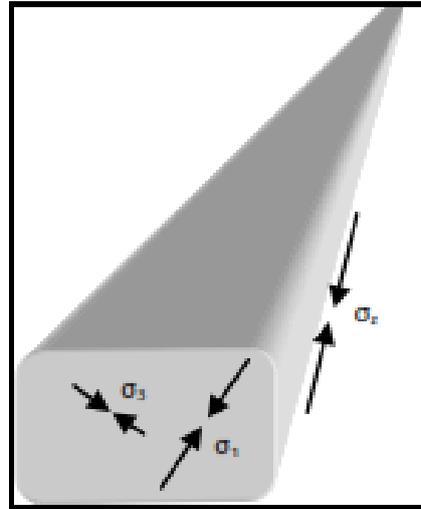


Figura 5: factor de fuerza calculado alrededor de la excavación.

Definida como la relación entre la tensión total y la resistencia de la masa rocosa, que ilustra el daño a menos de 0,1 m en la parte posterior. Tenga en cuenta el mayor grado de daño por estrés en el piso, debido a la naturaleza plana del piso. Señales menores de grietas en el centro de las paredes laterales, se espera que esté limitada a 0,5 m. No se indica ningún daño para ninguno de los pernos instalaciones.

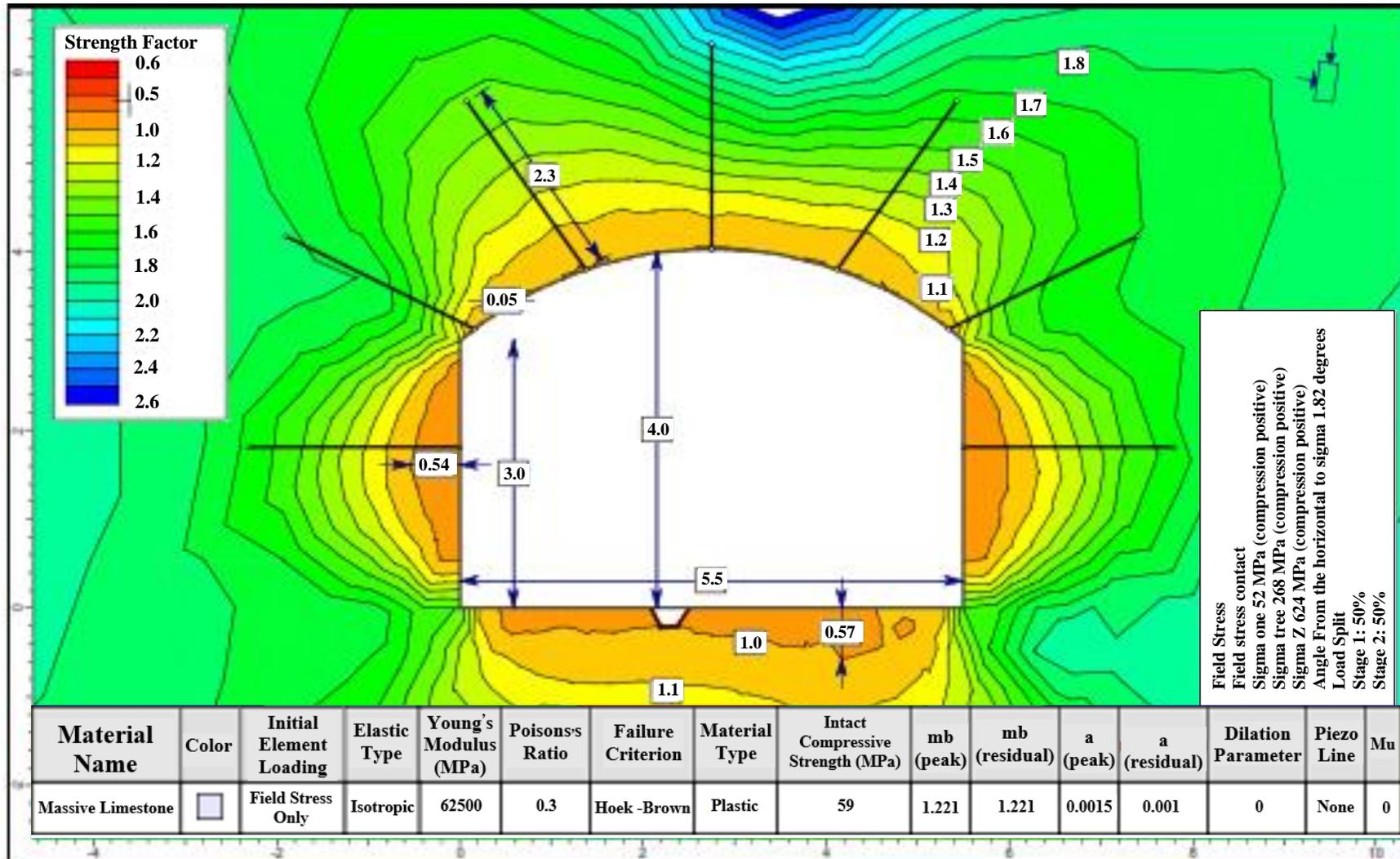


Figura 6: Factores de resistencia y el patrón de atornillado para la N-S porción de la unidad de acceso dentro de roca caliza masiva.

De manera similar, la Figura 6 muestra las zonas cedidas alrededor de la misma, apoyado adit cuando el rendimiento de plástico es modelado para la masa de roca. La figura también muestra que la cantidad máxima de movimiento hacia dentro de las paredes de excavación es inferior a 3,5 mm. Una vez más, se ilustra la ventaja de la parte posterior arqueada.

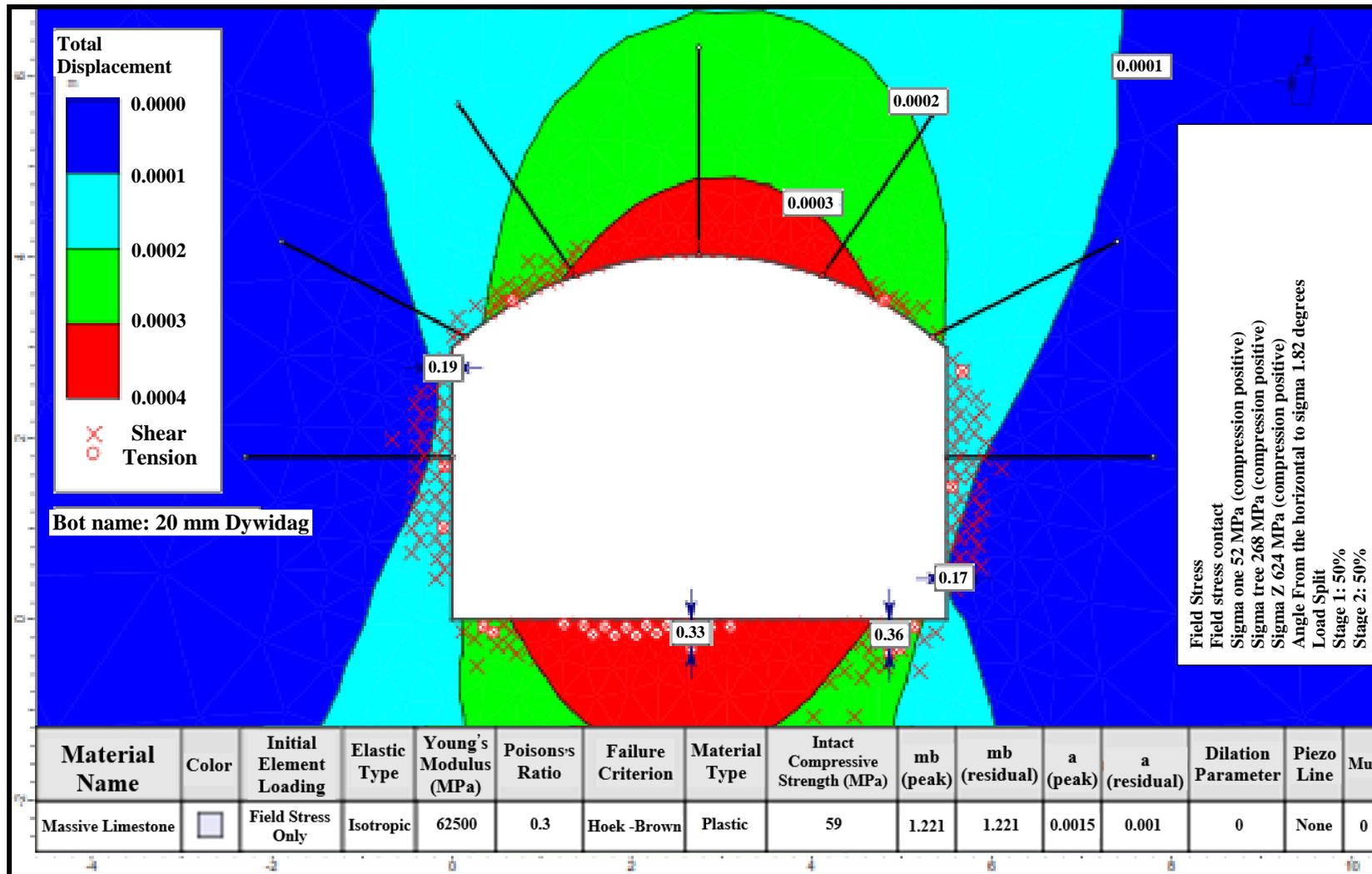


Figura 7: Desplazamiento total y el patrón de empernado para la parte N-S de la unidad de acceso dentro de la roca caliza masiva.

Teóricamente, los rejunte de resina son preferidos a los de cemento debido a que son mucho más cortos y, por lo tanto, la distancia de separación debe ser reducida para evitar daño a la lechada parcialmente puesta por las explosiones. Sin embargo, para la resina con aire acondicionado se debe instalar almacenamiento y verificar una buena rotación de existencias. Una lechada de cemento de rápido ajuste está comercialmente disponible de cualquiera de los principales fabricantes.

Nota: Los resultados para un perfil de 5 m x 4 m (anchura x altura) son similares; además, se puede demostrar que un espaciamiento mínimo de los pernos de 1,5 m y una línea de resorte no superior a 1.8 m sobre el suelo también da como resultado un patrón basado en siete pernos por anillo. Condiciones en la roca caliza maciza parcialmente lixiviada como se observó que existen zonas de suelo parcialmente lixiviado dentro de la Caliza, la Figura 7 ilustra lo que ocurre cuando las propiedades de la masa arbitrariamente son reducidas a valores aproximadamente a mitad de camino entre los de la fuerza total de roca caliza masiva y los de la roca caliza laminada. Por lo tanto, el modelo fue volver a correr con los siguientes valores de masa de roca:

$$\begin{aligned} UCS &= 69 \text{ MPa} \\ E_{ir} &= 34300 \text{ MPa} \\ m_b &= 0.9 \\ s &= 0.001 \\ S_{resid} &= 0.0006 \end{aligned}$$

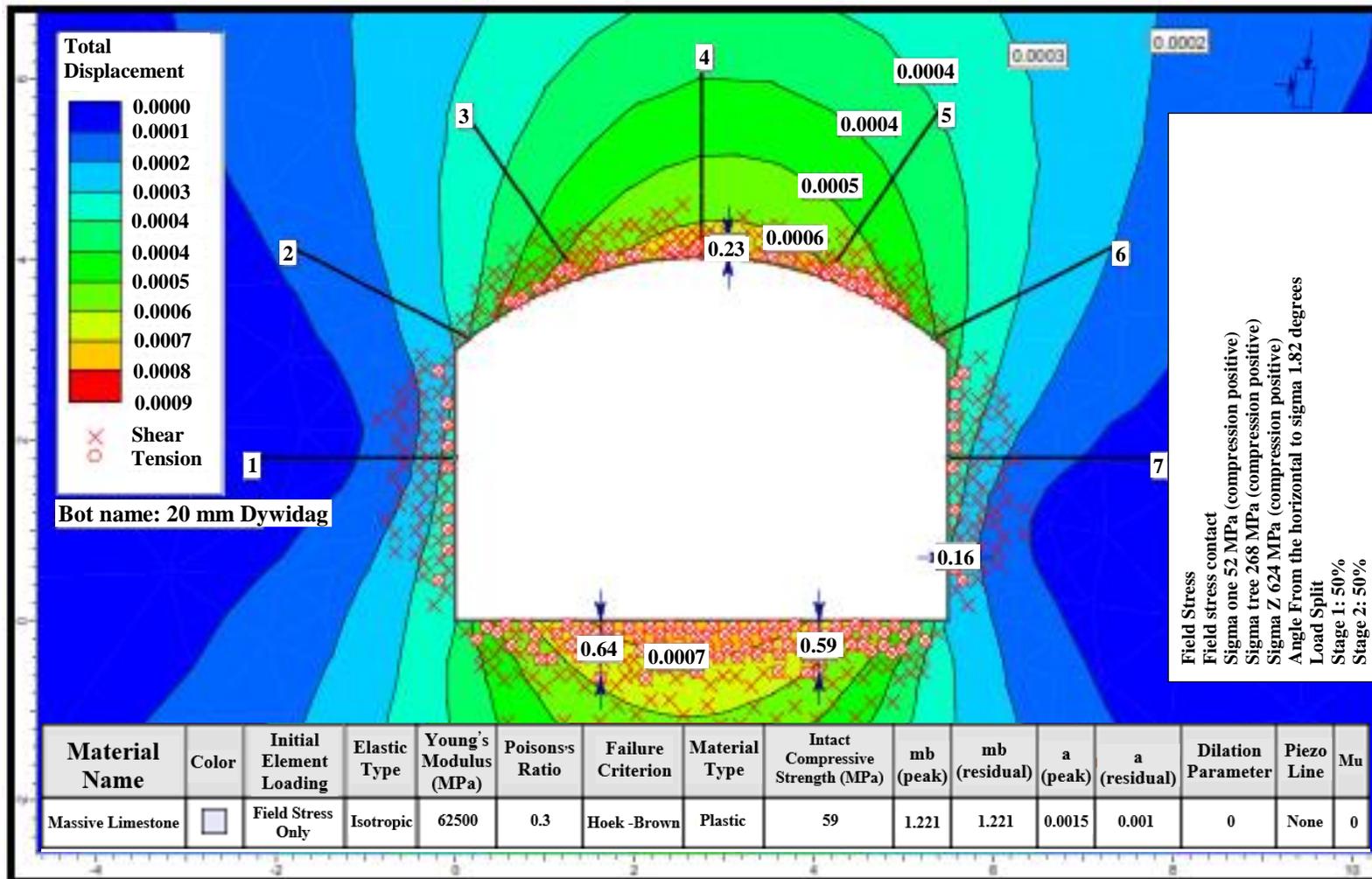


Figura 8: Desplazamiento total y el patrón de atornillamiento para la parte n-s de la unidad de acceso dentro de la roca caliza masiva parcialmente lixiviada.

Como era de esperar, el desplazamiento total hacia adentro de las paredes de roca se incrementa (Aproximadamente 9 mm en este modelo). El fallo de tracción se extiende a aproximadamente 0,25 m menos de 0,3 m en las paredes laterales y de 0,6 m en el suelo, pero no se presenta el contacto resina / roca ha tenido lugar alrededor de cualquiera de los pernos. Este ejemplo ilustra por qué es importante que incluso los pernos de rejuntado de columna completa estén chapados: Movimiento de la roca rota.

Este ejemplo ilustra que, al reducir el soporte de espaciado entre 1,5 m y 1,2 m, se puede mejorar la cobertura aérea antes de para recurrir al uso de la malla. Si es necesario, las correas se pueden utilizar como medida; ya que se espera que las principales discontinuidades estén orientadas de este a oeste, debe instalarse paralelamente al eje del eje adit / incline.

Nota: Lo anterior ignora el impacto de posibles daños por explosión en el soporte cerca de la cara. Además, es posible que se necesiten medidas de apoyo, permanente por razones de seguridad o para evitar que los bloques clave se desprendan, interferencia con el objetivo primario del soporte tendinoso en esta masa rocosa, que es tricotando la masa de roca lo suficiente como para permitir que sea auto-suficiente.

c. Área del Portal

En esta área se espera que algunas condiciones climáticas hayan debilitado y fragmentado la roca; por lo tanto, el soporte en tierra debe atender el peso muerto. Típicamente, por lo tanto, conjuntos y tendones son necesarios. La distancia a la que estas medidas de apoyo se aplicarán, junto con la forma

de la caja, se hará evidente durante las investigaciones del estudio de factibilidad. Además, siendo la toma de aire principal, esta parte del túnel experimenta cambios diurnos en temperatura y humedad, potencialmente resultando en el deterioro de la masa rocosa. Por lo tanto, se recomienda aplicar una capa de 50 mm de hormigón proyectado como parte del ciclo minero inmediatamente la cara para evitar que se desenreden, se deterioren y se apague, y para mejorar la seguridad. La longitud exacta de esta zona debe ser definida por una perforación geotécnica correctamente diseñada, y se modificó en consecuencia durante la fase de construcción.

d. Unidad de acceso principal y portal

Los accionamientos de transporte serán extraídos con un perfil idéntico al de la diferencia geomecánica es su orientación w.r.t. El supuesto campo de tensión in situ.

Las figuras 9 representan los factores de resistencia de la masa rocosa que rodea el Este, en la misma roca caliza maciza a la misma profundidad de 200 m. En este modelo, el principal estrés principal dentro del plano de la sección transversal es ahora de 6,24 MPa, 8° angulado (en sentido contrario a las agujas del reloj), la menor tensión principal es de 5,2 MPa y la tensión fuera del plano es de 2,68 MPa. Un espesor de menos de 0,3 m se daña en la espalda, mientras que la fractura puede extenderse a una profundidad de 0,4 m en las paredes laterales de la excavación cuando se lixivian parcialmente las calizas masivas.

Por lo tanto, no debería haber problemas de estabilidad utilizadas en el modelo, aunque es posible un alzamiento de suelo limitado. Sin embargo, debe subrayarse que los problemas de estabilidad existirían si la tensión principal es mucho mayor que el supuesto valor de $1,2 \sigma$.

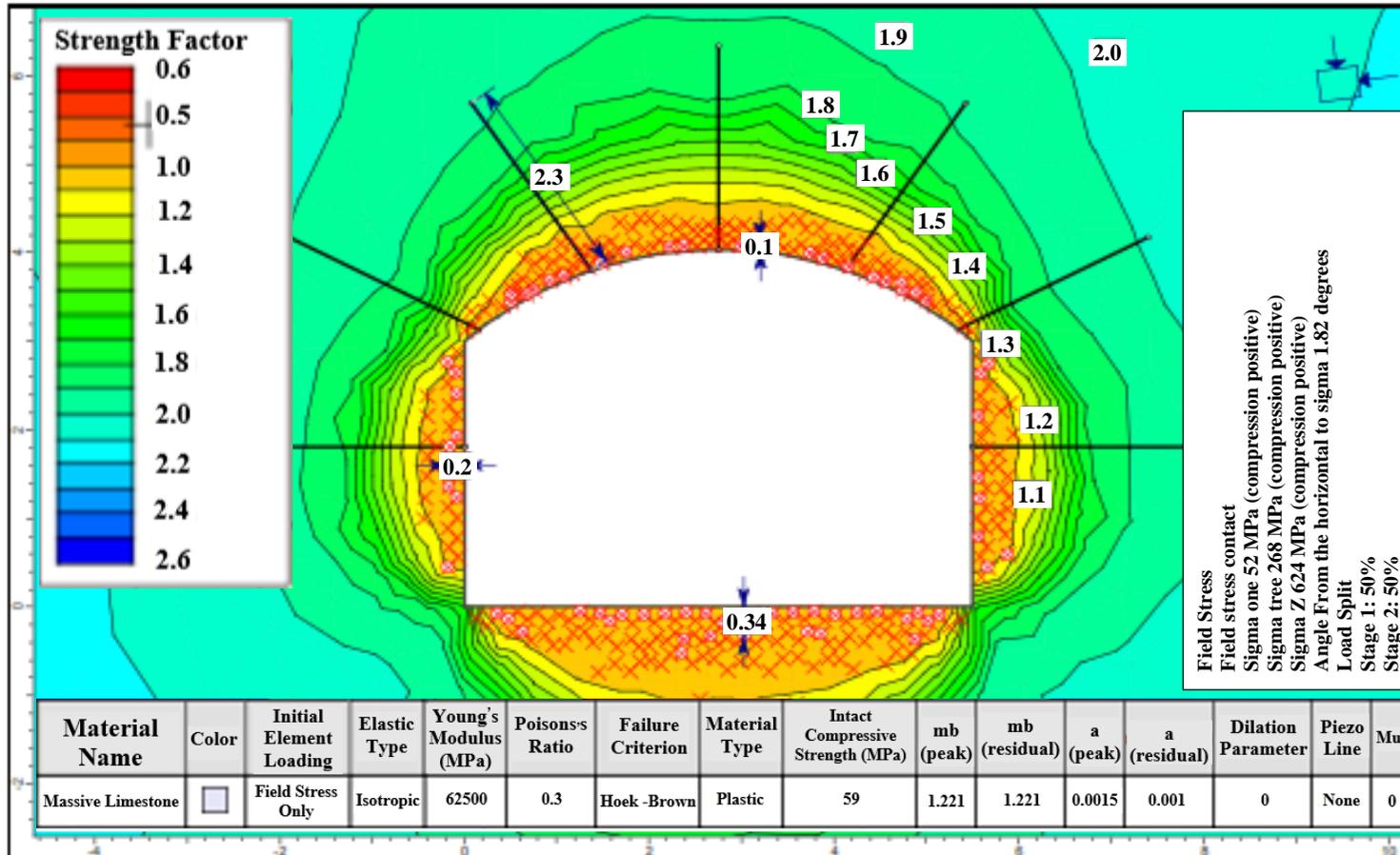


Figura 9: Factores de resistencia y el patrón de atornillado para la conducción orientada w-e en la roca caliza masiva (superior) y lixiviada (fondo, dimensiones en metros).

a. Soporte de tierra de rampa de servicio

Las dimensiones de la rampa de servicio serán de 4 m x 4 m. Por lo tanto, dentro del dominio de roca Caliza Laminada, se caracteriza por un promedio RMR 76 a 35 ('rock pobre'). Se sospecha que la variabilidad, sin embargo, es más un problema práctico que la calidad global de la masa de roca pobres. Además, por necesidad las rampas se orientarán principalmente hacia el este-oeste, haciéndolas particularmente vulnerables a altos estrés. Por esta baja calidad, la masa de roca se trata mejor como un continuo equivalente, más bien que una con orientaciones de discontinuidad preferidas. El patrón de soporte requerido tiene densidad es más a menudo empíricamente especificado (Barton et al., 1977 y Barton y Grimstad, 1994) a través de gráficos de diseño en los que la masa de roca se cuantifica en función de la calificación de calidad de las masas de roca de la NGI (Instituto Geotécnico Noruego), Q - o Q' si la influencia del agua es ignorada, así como la importancia estratégica de la excavación.

Este último se expresa por el Ratio de Apoyo a la Excavación (ESR) varía de 0,8 excavaciones muy críticas, como las centrales nucleares subterráneas, a través de aberturas permanentes de mina, a un valor de 5 para las aberturas temporales de minas. En esto, el valor ESR de una rampa de servicio equivale a 1,6 a 2.

Nota: Las calificaciones Q se determinaron indirectamente a partir de las clasificaciones RMR, el estudio a cielo abierto; Por lo tanto, carecen de la precisión necesaria diseño. Los futuros estudios subterráneos requerirán la

determinación directa de estas clasificaciones, la línea roja sobrepuesta a las categorías de apoyo Grimstad y Barton de 1993. Para el rango de valores Q esperados, apunta hacia un requisito para el atornillado sistemático en una densidad de patrón de 1,0 m a 1,4 m. El gráfico también muestra que estas condiciones de masa de roca definen una zona de transición donde a veces puede ser necesaria una capa de 50 mm de hormigón proyectado.

Nota: Como nota de precaución, vale la pena señalar aquí que estos gráficos son generalmente más adecuados para el trabajo de ingeniería civil. Sin embargo, se puede concluir el requisito para el atornillado sistemático en un patrón de 1.2 a 1.4 m con pernos chapados como punto de partida, para ser ajustado durante los estudios subsiguientes como más detallado con información disponible. Se obtiene un patrón con seis pernos por anillo para un espaciamiento de aprox. 1,4 m cuando el Springline se encuentra a 1,8 m sobre el suelo. Los resultados del modelado numérico, en la figura 11 se muestra un patrón de barra de rosca de 20 mm x 2,4 m de 1,4 m x 1,2 m.

Nota: Para el propósito del modelado del continuo el valor de UCS en la Tabla 22 (es decir, 49 MPa) para dar cuenta del confinamiento que caracteriza a las minas subterráneas, en lugar de los 19 MPa utilizados para el diseño de pozo abierto. El daño por tracción a la masa de roca se extiende aproximadamente 0,3 m en la parte posterior curvada y unos 0,4 ma 0,5 m en el suelo y paredes laterales, respectivamente. Sin desmontaje de los pernos en la interfaz resina / roca se está llevando a cabo. De nuevo, no puede ser recalcado que estos modelos son tan precisos como las variables para la masa de roca y el estrés utilizado.

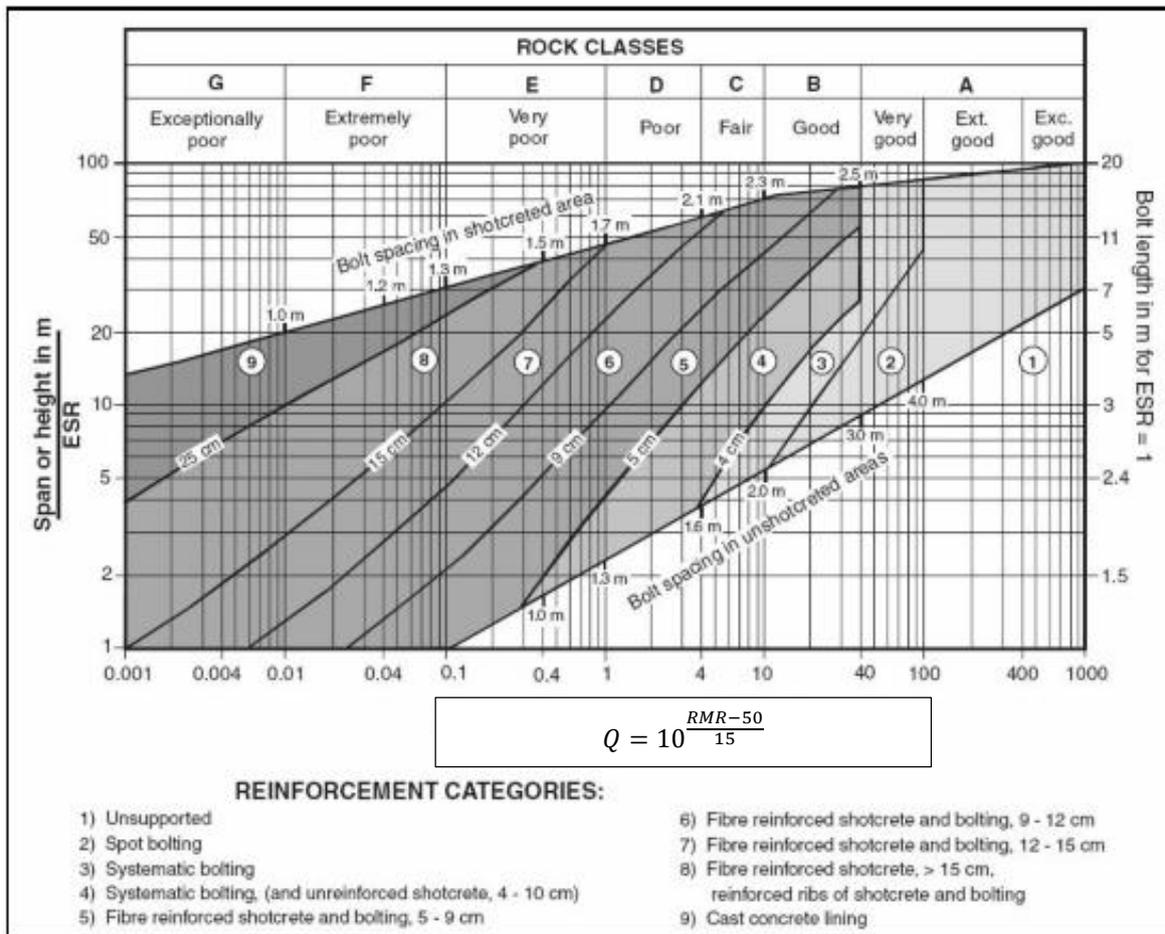


Figura 10: Categorías de apoyo estimadas basadas en el índice de calidad de túneles Q.

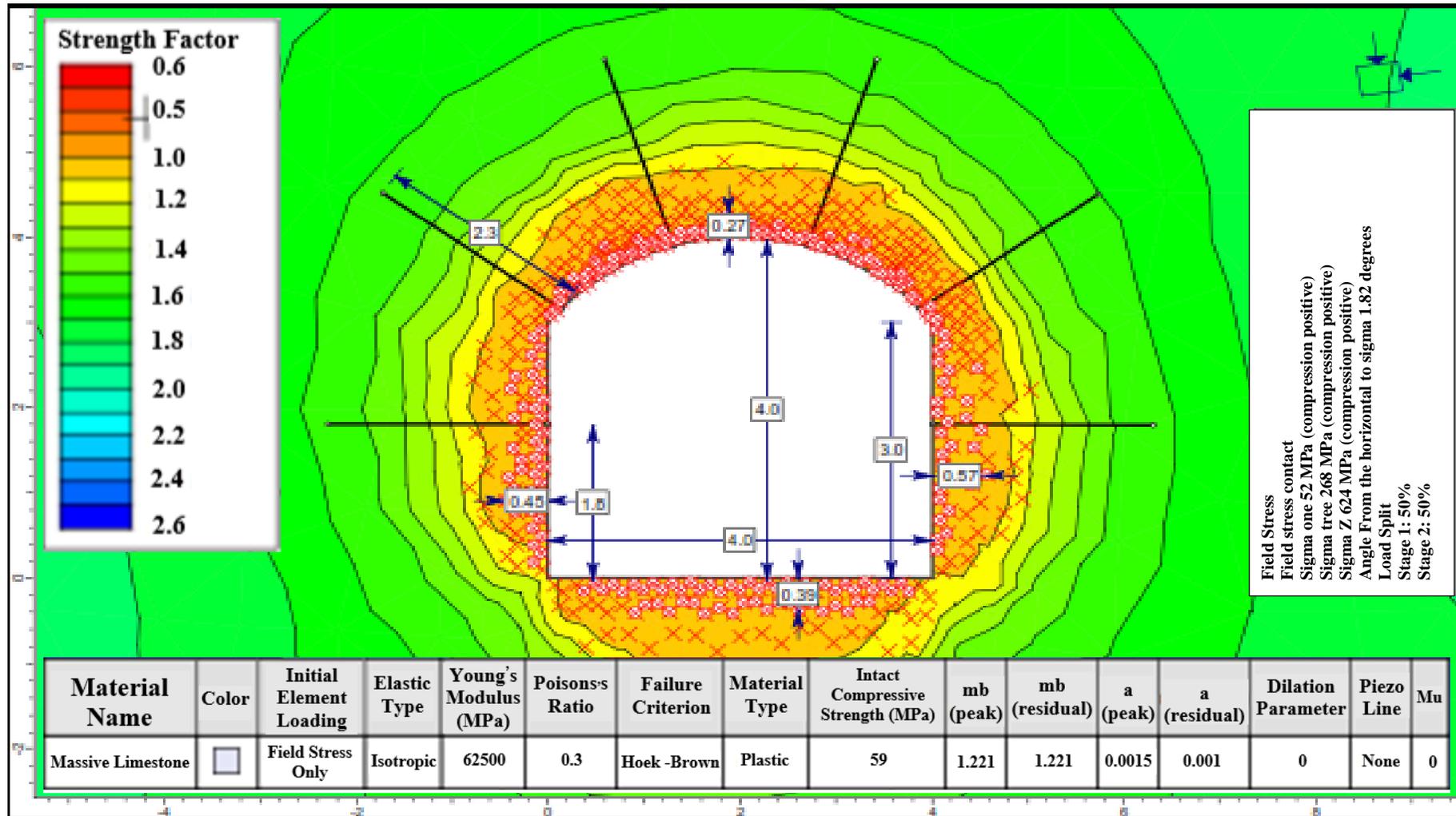


Figura 11: Factores de esfuerzo y empernaje con rampa orientado de W-E dentro de la caliza laminada.

a. Corte transversal de acceso

Corte las intersecciones de acceso, comenzando por la rampa y dirigiéndose a través del cuerpo de mineral hacia el contacto de pared colgante, será de una sección transversal de 4 m x 4 m con una espalda plana. Los gradientes máximos serán de -15° y $+15^\circ$.

Cada vez que se ha extraído una porción completa de mineral en los topes (de Footwall), la parte trasera del corte transversal de acceso se reduce drásticamente. Estos materiales, a lo largo con otros residuos atrapados, se utilizan como plataforma de trabajo para crear la parte posterior del siguiente crosscut, y apoyarlo como antes. El acceso se obtiene así a la parte superior del relleno desde el ascensor anterior.

Puesto que son de naturaleza temporal, y puesto que sus partes posteriores necesitan ser cortadas abajo para tener acceso a una elevación más alta en los topes, deben ser apoyados usando 47 mm x 2.4 metros, no galvanizado en un patrón de 1,0 m x 1,2 m, como se indica en la Figura 16. Los últimos 6 m del corte transversal cerca de la pared colgante no requieren los conjuntos de división de la pared lateral, ya que la excavadora de pared de pared colgante será excavada poco después. Este proceso es la razón principal para seleccionar los conjuntos de división como el tipo de perno, ya que su presencia en la Roca es menos peligrosa para el equipo y el personal sin rieles que el estándar de pernos de roca.

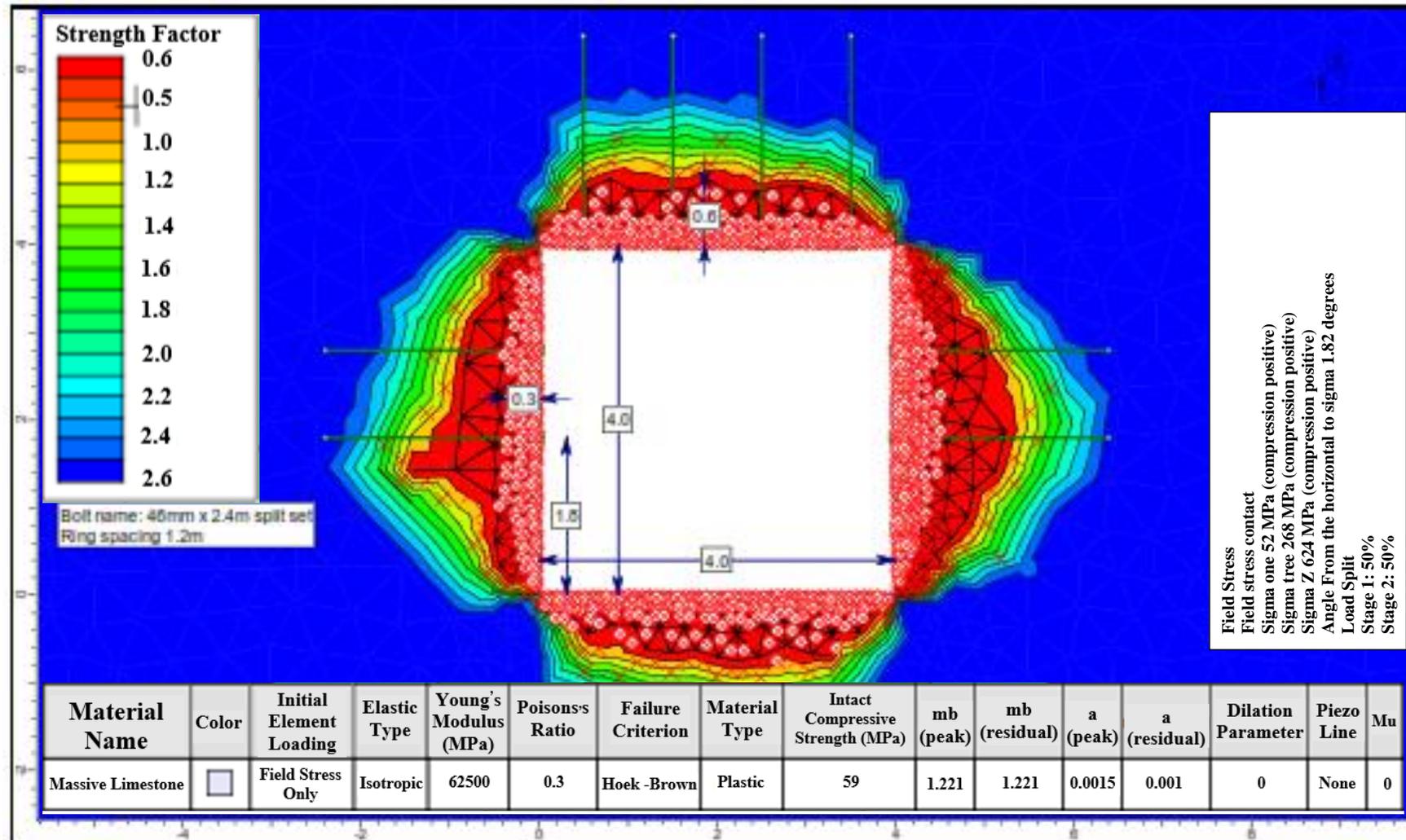


Figura 12: Patrón del sistema de la división para los 4m X 4m.

e. Aumentos

Un número de levantamientos verticales o cuasi-verticales se planean para servir como ventilación upcast conductos, pasos de mineral y pases de agregado. Estos serán construidos usando Liftingboring o técnicas Alimak. En esta etapa, no se requiere de soporte de estabilidad y potencial para este tipo de excavaciones, aunque esto debe ser considerado en el siguiente nivel de estudio, como un principio general, sin embargo, cuando se contemplan aberturas rectangulares, deben tener su eje longitudinal orientado paralelamente a la dirección de la principal tensión principal, es decir, norte sur.

f. Paradas de deriva y llenado

La parada comenzará en la parte más profunda del cuerpo de mineral a lo largo de la pared colgante que contacte y proceda hacia el este y el oeste de cada corte transversal. Suficientes caras mineras se necesitan a fin de satisfacer los requisitos de productividad. Después de que la pared colgante se detenga serán rellenadas, las unidades de los cilindros de mineral paralelos serán conducidas hacia el este y el oeste de nuevo, pero más cerca de la pared del pie. Dependiendo de la anchura horizontal del cuerpo de mineral en cada rebanada, las derivaciones de los cuerpos minerales posteriores (en huelga) pueden excavarse hasta lo expuesto. La altura de parada original en el primer ascensor es de 5 m; será lleno de residuos hasta aproximadamente 4 m de altura.

Después de que el primer ascensor haya sido completamente extraído de la pared colgante a la parte superior del relleno de la primera elevación a través del (nuevo) corte transversal de acceso reducido.

Los nuevos movimientos del cuerpo de mineral en el contacto de la pared se crean al amamantar a la izquierda ya la derecha desde el nuevo crosscut de acceso. Subsecuentemente al relleno, el proceso se repite para todos los accionamientos paralelos a la pared del pie. Esto requerirá un método de aseguramiento, después de la explosión de cara en la corriente, el relleno dentro del accionamiento anterior se evitó mezclarse con la suciedad de las operaciones actuales. Las alternativas podrían ser basadas en la aplicación de una capa de relleno cementado o en la aplicación de un revestimiento de hormigón a lado de la pared de la pila de llenado para evitar que los residuos se depositen en el tablero del lado del pie; o podían usar un delgado diafragma de roca sin desprender; lo suficientemente delgada como para estar fragmentada durante la explosión, pero lo suficientemente gruesa para evitar la dilución. Suponiendo una altura de amamantamiento de 5 m y una separación de 1 m entre el tablero anterior relleno y su respaldo original, cada uno, la elevación posterior recuperará otros 4 m de mineral.

El ancho de parada como se señaló anteriormente, se espera que las condiciones del terreno dentro del cuerpo de mineral varíen extensamente. Aunque la principal ventaja del método minero seleccionado radica en la capacidad para hacer frente a esta variabilidad a través de la aplicación de diferentes grados de terreno soporte, la elección de una anchura de detención uniforme debe estar sesgada hacia el extremo inferior de la escala de calidad

de la masa rocosa. En este extremo de la escala, y en ausencia de la información detallada, se supone que el suelo puede ser tratado como un continuo, y por lo tanto, la estabilidad de los accionamientos del cuerpo de mineral será una función de la amplitud.

Los métodos empíricos pueden usarse para relacionar el span permisible con la calidad de la roca. El enfoque más utilizado es el método Mathews / Potvin Stability Graph, donde el número de estabilidad modificado N' , introducido por Potvin en 1988, se utiliza para describir la calidad de la masa rocosa. Se puede encontrar una descripción completa de la metodología en Hutchinson y Diederichs, 1996. El Número de Estabilidad N' se define como:

$$N' = Q' \cdot A \cdot B \cdot C$$

Cuando Q' es el índice modificado de excavación en roca es definido como:

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a}$$

Y los parámetros A, B y C son el factor de estrés de roca, factor de ajuste de gravedad, respectivamente. Estos factores se aplican de manera diferente a las tres caras básicas de un tablero generalizado, pero en el presente caso sólo el respaldo de las unidades del cuerpo de mineral y la pared norte de la unidad de minería considerado.

El valor para Q' se estableció previamente como 0,37 para la roca caliza laminada. Una de las variables utilizadas en el Gráfico de Estabilidad (A) requiere el promedio de la tensión principal máxima que se conoce a través de las caras del tablero en consideración.

La parte superior de la figura 13 representa el componente de estrés principal adyacente a las cuatro paredes de la excavación, mientras que el fondo de la figura muestra una consulta de σ_1 , se realiza alrededor de la excavación a una distancia de 0,1 m dentro de la masa, desde la esquina norte de la espalda, por la cara norte, a través del piso hacia la pared colgante, hacia arriba por la pared sur y hacia el norte otra vez a través de la parte posterior (A-B-C-D-A).

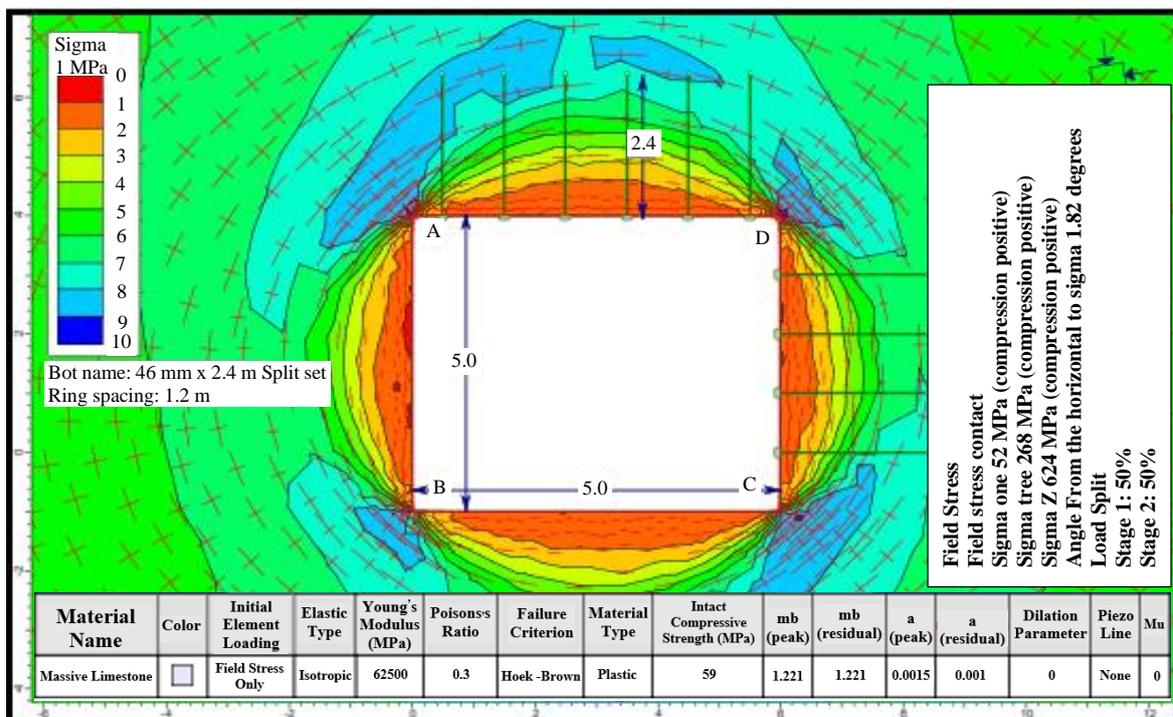


Figura 13: Mayor tensión principal alrededor de la excavación en la roca.

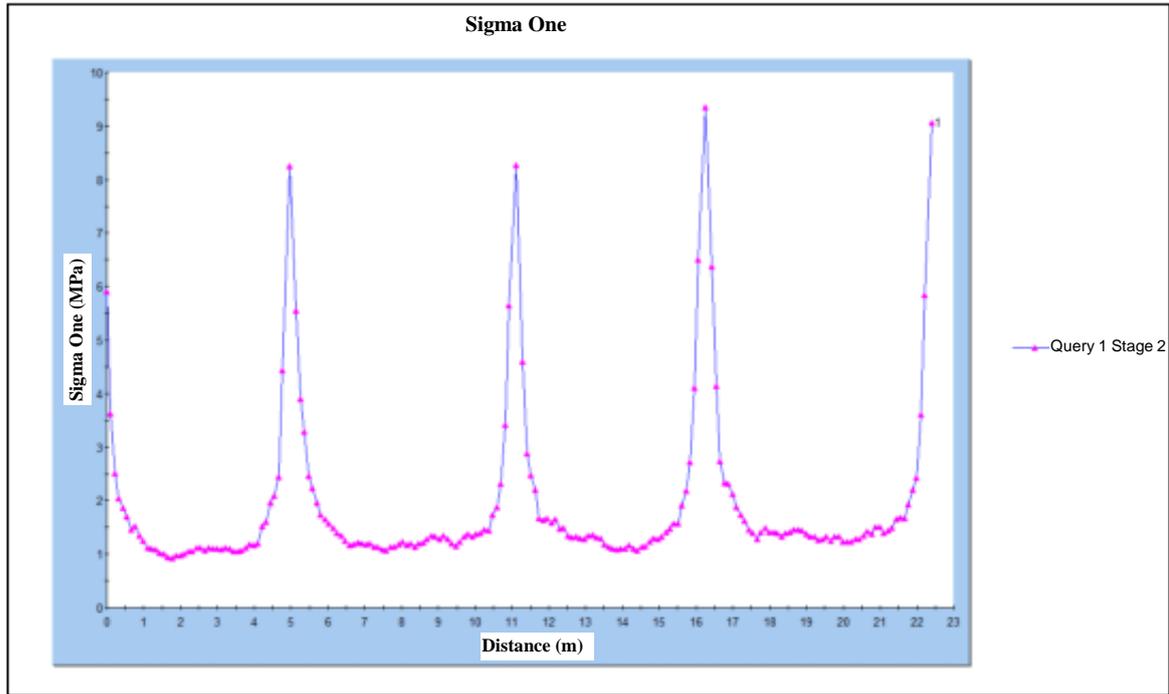


Tabla 22

Cálculos del gráfico de estabilidad para la parte posterior y la pared lateral Norte.

| | Back | North Wall |
|----------------------------|--|----------------------------------|
| Q' | 0.37 | 0.37 |
| σ_c | 49 MPa | 49 MPa |
| σ_{1av} | 9 MPa | 10MPa |
| σ_c / σ_{1av} | 5.4 | 4.9 |
| A | 0.5 | 0.4 |
| B | 0.8 | 0.2 |
| C | 2 | 6 |
| N' | 0.3 | 0.2 |
| Allowable HR (unsupported) | 1.5 – 2.7 - 3.5 | 1.2 – 2.2 - 3.2 |
| Allowable HR (supported) | 5.5 – 6.5 - 7.5 | 5.3 – 6.3 - 7.3 |
| Strike length (m) | 50 | 50 |
| Width (m) | 6 ¹ [8] ¹ {12, 15} ² | N/A |
| Lift Height (m) | N/A | 5 ¹ {15} ² |
| Effective slope wall HR | 2.68 ¹ [3.5] ¹ {4.8, 5.8} ² | 2.27 ¹ {5.77} |

1: Possible using split sets only

2: Requiring cable bolts

La Tabla 22 resume los cálculos del Gráfico de Estabilidad para la parte posterior y el norte lateral del primer tablero de elevación para las historias de casos no soportadas y soportadas. Estos cálculos muestran que tanto el respaldo del tablero como el flanco norte, asumiendo 50 m.

3.2.3. Del yacimiento Yanque

a. Análisis de Equilibrio Límite General

Se realizaron análisis de estabilidad de pendientes para evaluar la estabilidad de las inter rampa y escalas de cuesta de pozo. En estos factores de seguridad a lo largo de seis secciones transversales representativas se calcularon utilizando las dos dimensiones límite equilibrio (L.E.) y análisis software diapositiva Versión 6.0 (Rocscience).

Las propiedades de resistencia a la roca de las tres unidades geotécnicas, Diorita, Sedimentaria Breccia y Sedimentos, se basaron en la resistencia media de laboratorio no confinada y la metodología Hoek-Brown de reducción de la fuerza. Equivalente Mohr Coulomb fuerzas parámetros (cohesión y ángulo de fricción), fueron determinados para utilizar en la cuesta abajo Modelos para un promedio de voladura de disturbio,

$$Re = 0,7$$

Tabla 23

Resumen de los parámetros de Mohr Columb utilizados para los análisis de equilibrio límite.

| Geotechnical Unit | Blasting Disturbance | Mohr-Coulomb | |
|---------------------|----------------------|--------------|--------|
| | Factor | Parameters | |
| | D | c (kPa) | ϕ |
| Diorite | 0.7 | 410 | 45° |
| Sedimentary Breccia | 0.7 | 602 | 40° |
| Sediments | 0.7 | 931 | 36° |

b. Estabilidad total de la pendiente

Carga dinámica basada en el criterio de una horizontalidad máxima, se aplicó una aceleración sísmica equivalente a 0,3 g. El equilibrio límite

estático, los análisis se basaron en el método de las rebanadas, la selección de los más conservadores 'Simplified Janbu' criterio, que ignora las restricciones ofrecidas por inter-slice fuerzas. Ambos modos de falla circular y no circular fueron modelados para buscar el factor de seguridad para cada análisis de estabilidad. Las charcas freáticas utilizadas en las secciones fueron ajustadas (arbitrariamente) verticalmente hacia arriba desde los niveles estáticos de agua perforaciones para evitar cualquier posibilidad de optimismo inadvertido con respecto a la presión de poros. Los resultados de los análisis de equilibrio límite de las secciones transversales, sugieren los factores de seguridad.

Las pendientes de los pozos son muy altas, con un valor mínimo absoluto de 1,4 perteneciente a la parte norte cuesta abajo en la Sección.

Parece que no se esperan problemas generales de estabilidad de taludes. Esto no es sorprendente, ya que la geometría final del pozo está dictada por los gradientes relativamente suaves del contacto entre la Breccia Sedimentaria y los Sedimentos subyacentes.

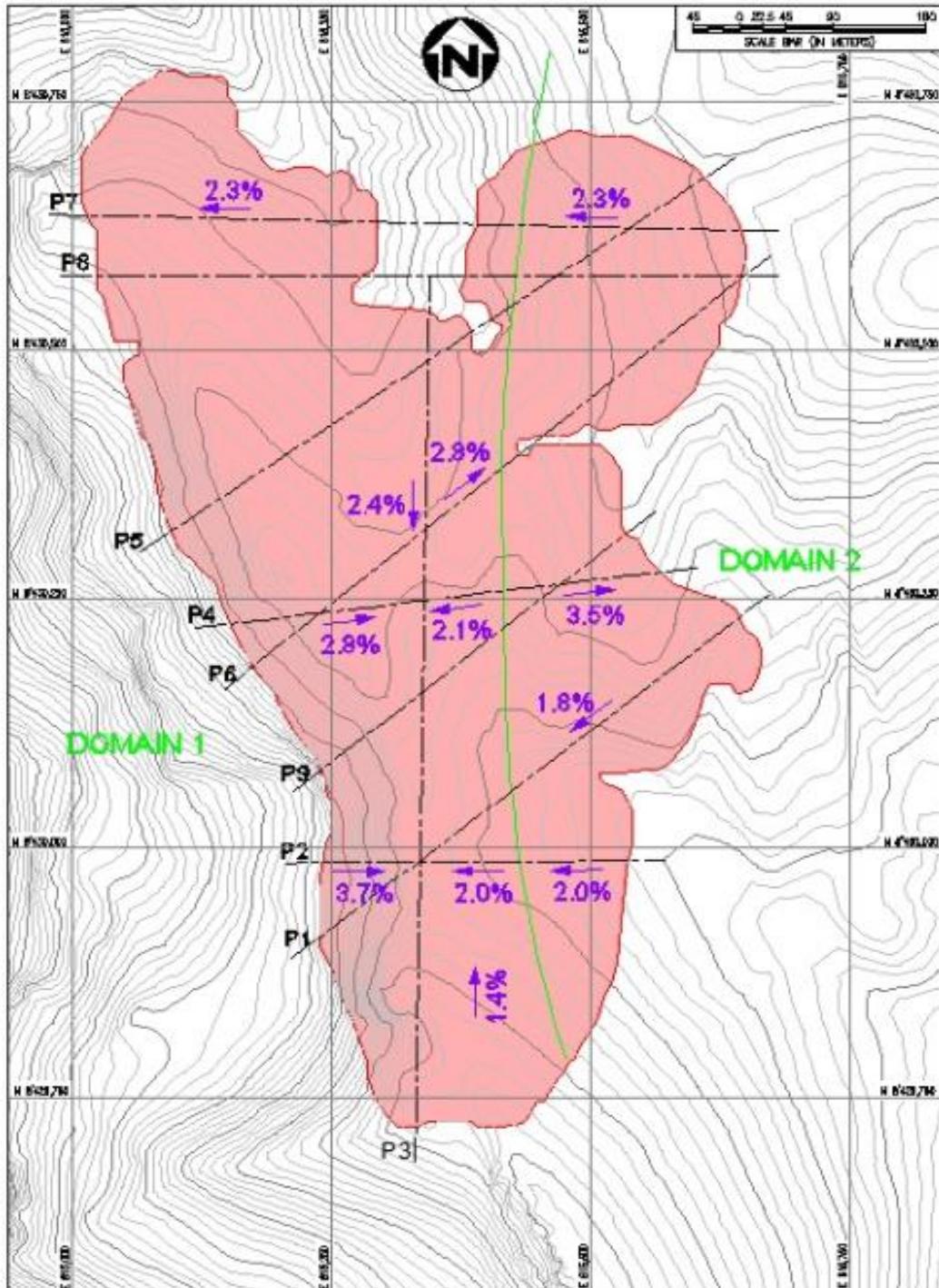


Figura 14: Factor de seguridad del peor caso para todas las secciones Modeladas: pendiente de la pendiente hacia el norte.

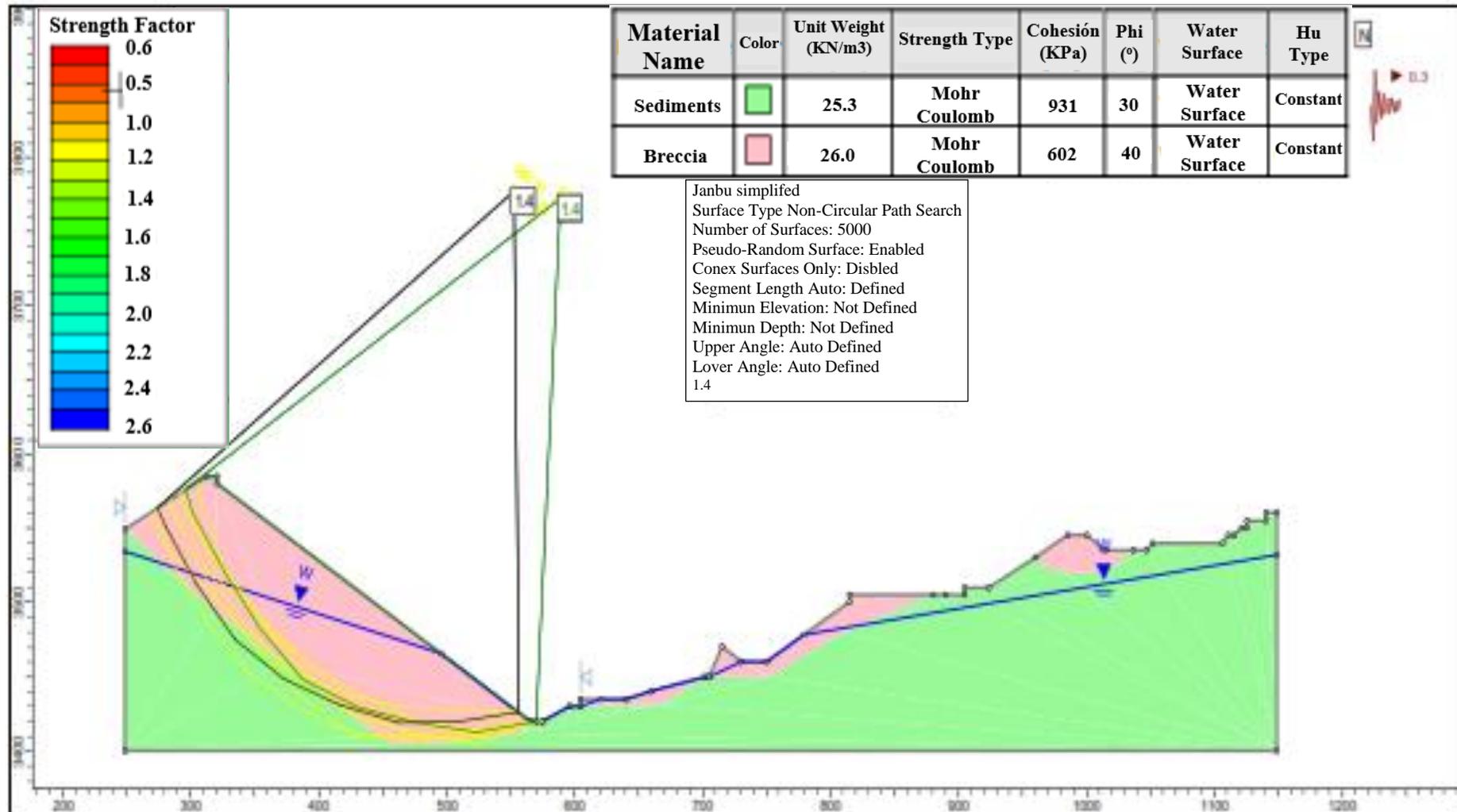


Figura 15: Factor de seguridad de peor caso para todas las secciones modeladas, pero sin carga sísmica.

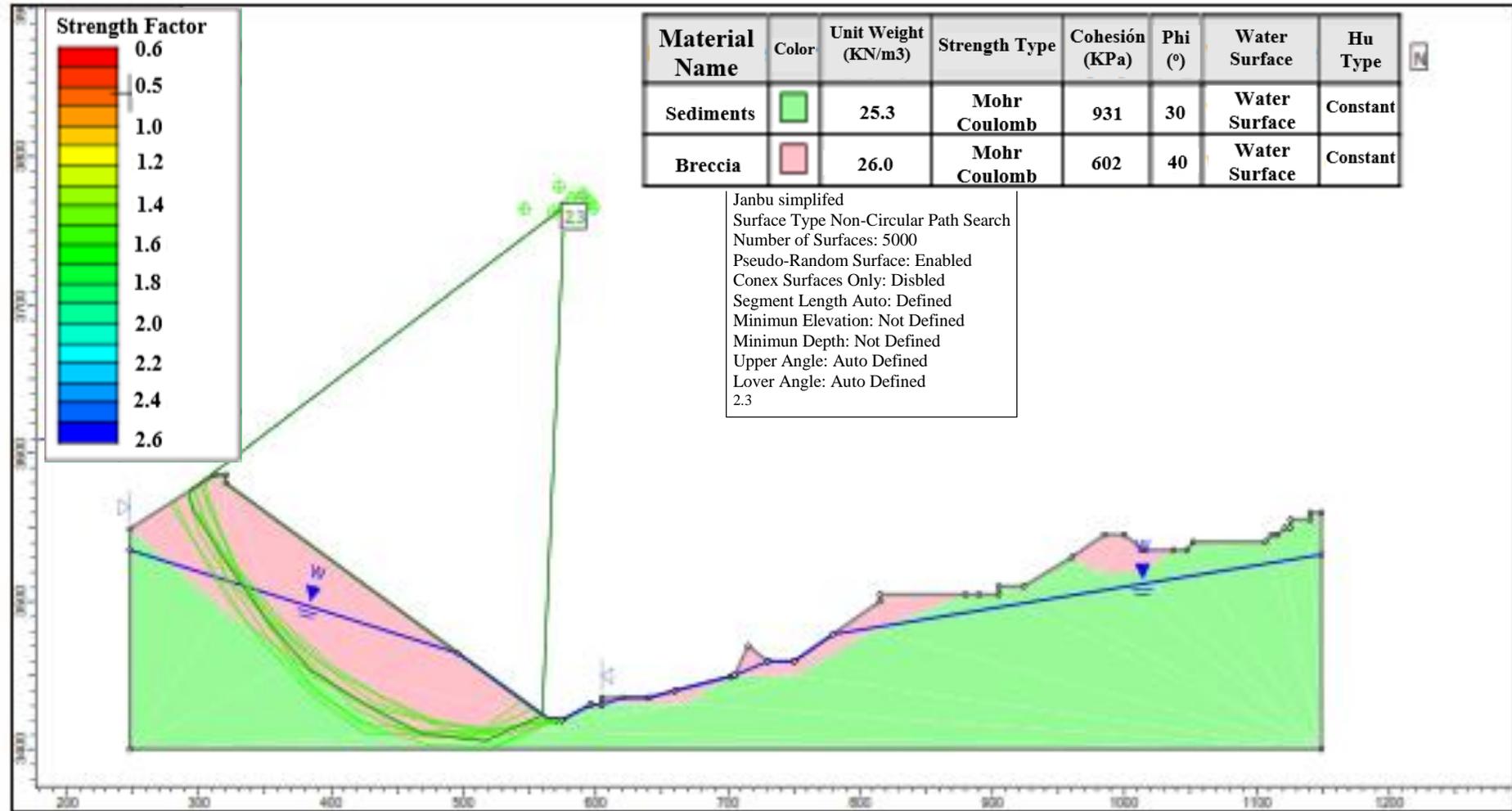


Figura 16: Pendiente de pozo hacia el norte en el extremo sur del pozo en la sección P3.

3.3. Dominios geotécnicos del proyecto minero Azod

3.3.1. Dominio geotécnico del yacimiento Accha

Un dominio geotécnico se define por un volumen de roca en el que geotécnica y se prevén características estructurales geológicas. Basado en la simplificación geológica modelo y la evaluación geomecánica completada, las unidades litológicas fueron retenidas como dominios geotécnicos.

Los sectores de diseño se definen como sectores de pendiente de pozo con un dominio geotécnico consistente y acimut de pendiente. Basado en la configuración geométrica del pozo Accha propuesto, se espera que la dirección de inmersión de las pendientes del banco oscile entre el azimut 270 Oeste y Azimut 90 Oeste; medido en el sentido de las agujas del reloj desde la sección este del hoyo hacia la sección oeste. Esta gama de azimut debe exponer ambas unidades geotécnicas como estas unidades son estratigráficamente superpuestas, con roca Caliza Laminada en el fondo y Macizo roca caliza en la parte superior. Sin embargo, basándose en la topografía del sitio y la distribución de la zona mineralizada (Coral / Reef) se supuso que un pozo de arranque se excavarán los bancos que se enfrentan a los cuadrantes norte, noreste y noroeste.

Por lo tanto, para cubrir todas las posibles orientaciones del banco se realizaron análisis cinemáticos para cada segmento de 5 grados, dentro de toda la gama azimutal.

3.3.2. Dominio geotécnico del yacimiento Yanque

Un dominio geotécnico se define como un volumen de roca basado en el análisis geológico modelo y la evaluación geomecánica, dos dominios fueron identificados:

- Dominio 1, ocupando aproximadamente la mitad occidental del hoyo; y
- Dominio 2, situado en la mitad oriental del pozo.

Los sectores de diseño se definen como sectores de pendiente de pozo dentro de un marco geotécnico consistente en tener un acimut de pendiente constante.

El análisis cinemático, basado en un BFA de 75° y un ángulo de fricción de 41° , correspondiendo a la Breccia Sedimentaria más frecuente. Los resultados muestran que las condiciones geométricas para el deslizamiento plano a lo largo de tales planos de lecho sólo se cumplen para aproximadamente el 7% de las mediciones, para un ángulo de inclinación de la superficie del banco de 70° . Esto es muy bajo cuando se consideran los supuestos muy conservadores de cero cohesión y supuesta existencia de un plano de liberación. También se puede demostrar la reducción del ángulo de la cara del banco a 65° , reducirá la admisibilidad geométrica hasta menos del 5%. Por lo tanto, se puede concluir que los planos de la cama son demasiado superficiales para generar cualquier potencial realista para el deslizamiento plano.

Por lo tanto, los fallos planares en los planos de lecho en el dominio 2 también son cinemáticamente inadmisibles.

El análisis cinemático para planos de ropa de cama en el dominio 1 (de la cartografía de superficie) muestra la máxima admisibilidad geométrica del deslizamiento plano del 7%.

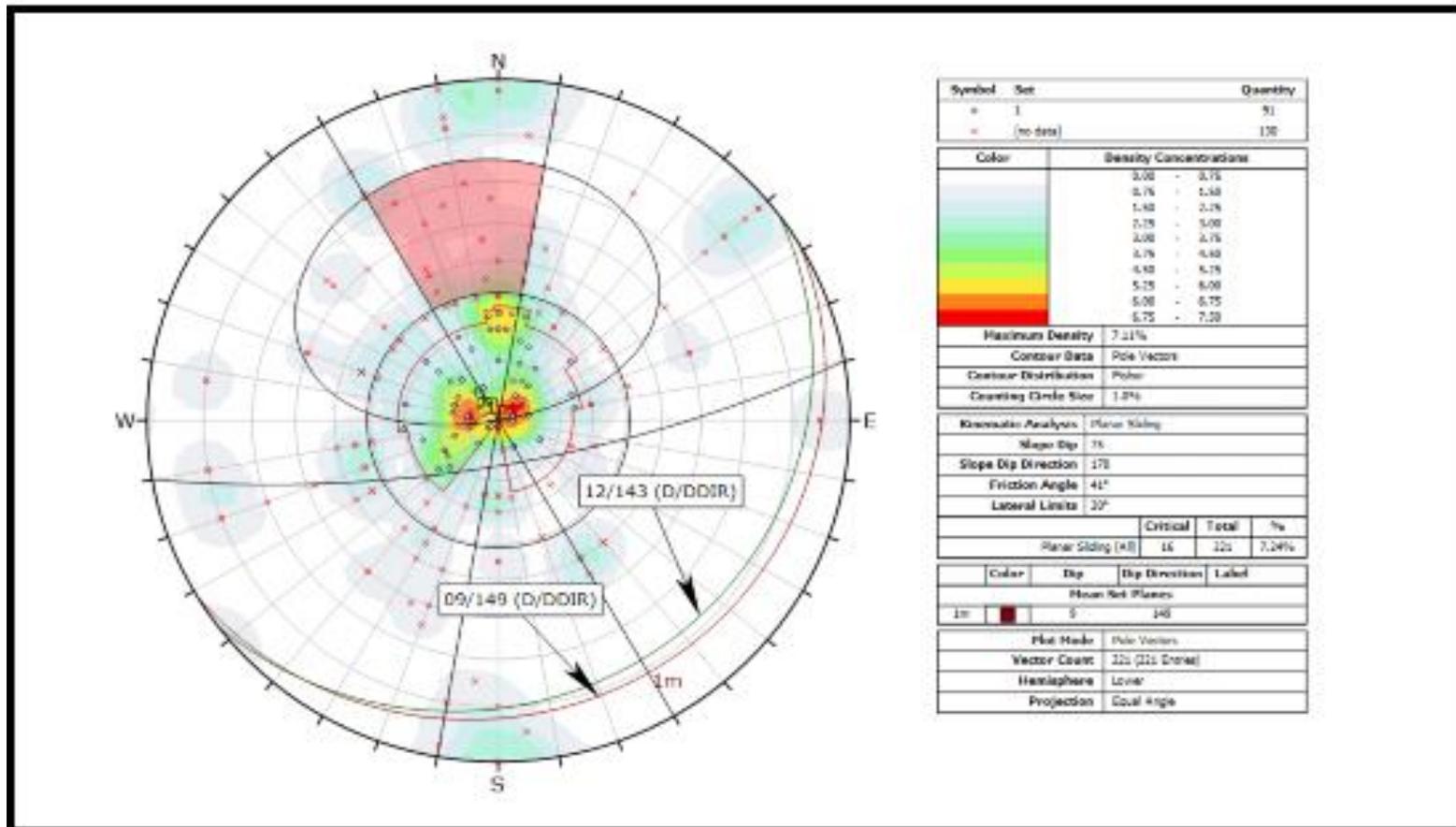


Figura 17: Falla planar del dominio 1.

La figura 17 muestra un análisis cinemático para el fallo planar en las tres articulaciones identificadas, establece en el dominio 1 para un BFA de 75 °. Muestra que la admisibilidad cinemática para el Conjunto 2 es 62%. Bajar los ángulos de la cara del banco reduce esta admisibilidad como se muestra en la Tabla 24 abajo.

Tabla 24
Diseño geotécnico a cielo abierto en el Dominio 1.

| Set No. | Set Mean D/Ddir | Slope Dip Direction | BFA 75° | BFA 70° | BFA 65° | BFA 60° |
|----------------|------------------------|----------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 1 | 18°/072° | 50° - 80° | 52% | 42% | 42% | 42% |
| 2 | 66°/337° | 330° - 335° | 62% | 37% | 25% | 12% |
| 3 | 81°/162° | 155° - 160° | 25° | 17° | 8° | 2° |

Para una dirección de inmersión de pendiente de 50 ° a 80 ° (conjunto de juntas 1), no se produce una mejora sustancial, obtenido por reducción del BFA por debajo de un valor de 70°. Un argumento similar puede ser usado para ilustrar que el mismo BFA parece un buen compromiso para la inclinación de 330° a 335°, donde el Conjunto Conjunto 2 sería el más prominente. Por lo tanto, se recomienda un BFA de 70° aquí.

Para la dirección de inmersión de pendiente de 155 ° a 160 °, considerando la baja densidad en Conjunto de Juntas 3, no reducción del BFA.

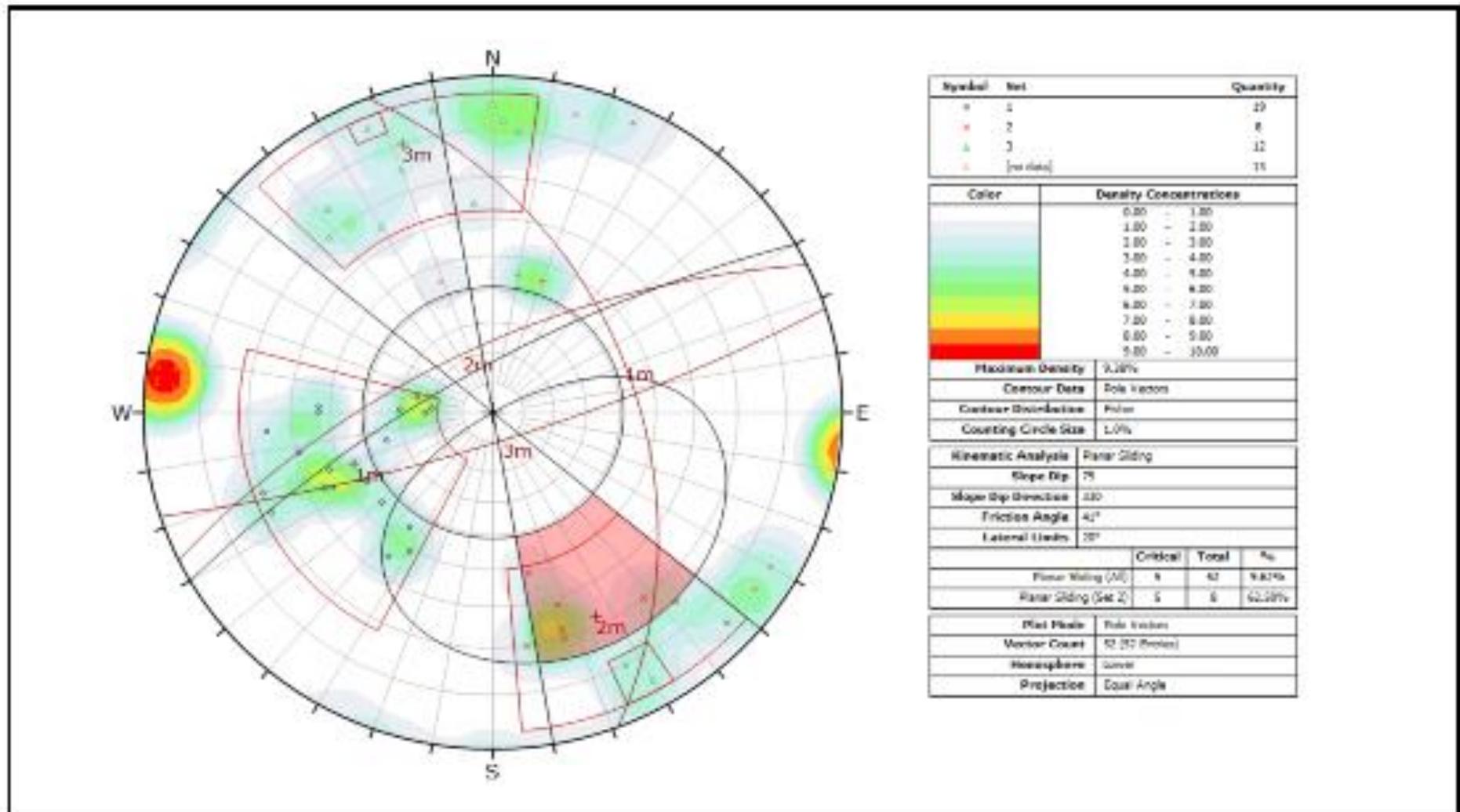


Figura 18: Análisis cinemático para las juntas en el dominio 1 (de la cartografía de la superficie).

Dominio 2 - Fallo planar en las articulaciones:

La figura 19 ilustra un análisis cinemático para el fallo planar en las dos articulaciones identificadas, establece en el dominio 2 para un BFA de 75°. Los resultados se resumen en la Tabla 25. Los análisis encontraron una admisibilidad geométrica máxima del 40% para el conjunto de conjuntos 1 para una pendiente Dip dirección de 320° a 325°, suponiendo un BFA de 75°. Reducción del BFA a 70°, produce una reducción del 50% en la probabilidad de fallos planares; Por lo tanto, un BFA de 70° es aconsejado aquí.

Tabla 25

Análisis cinemático de fallas planares en articulaciones Dominio 2.

| Set No. | Set Mean D/Ddir | Slope Dip Direction | BFA 75° | BFA 70° | BFA 65° | BFA 60° |
|---------|--------------------|------------------------|------------|------------|------------|------------|
| 1 | 71°/311° | 300° - 325° | 40% | 20% | 20% | 20% |
| 2 | 89°/038° | 205° - 225° | 17% | 0% | 0% | 0% |

Conjunto de juntas 2, que corresponde a las direcciones de inclinación inclinadas más o menos opuestas 15° - 55° y 195° - 230°, produce una admisibilidad geométrica de menos del 20% para tales fallos; por lo tanto, no sería necesaria una reducción del BFA por debajo de 75° en este criterio solamente.

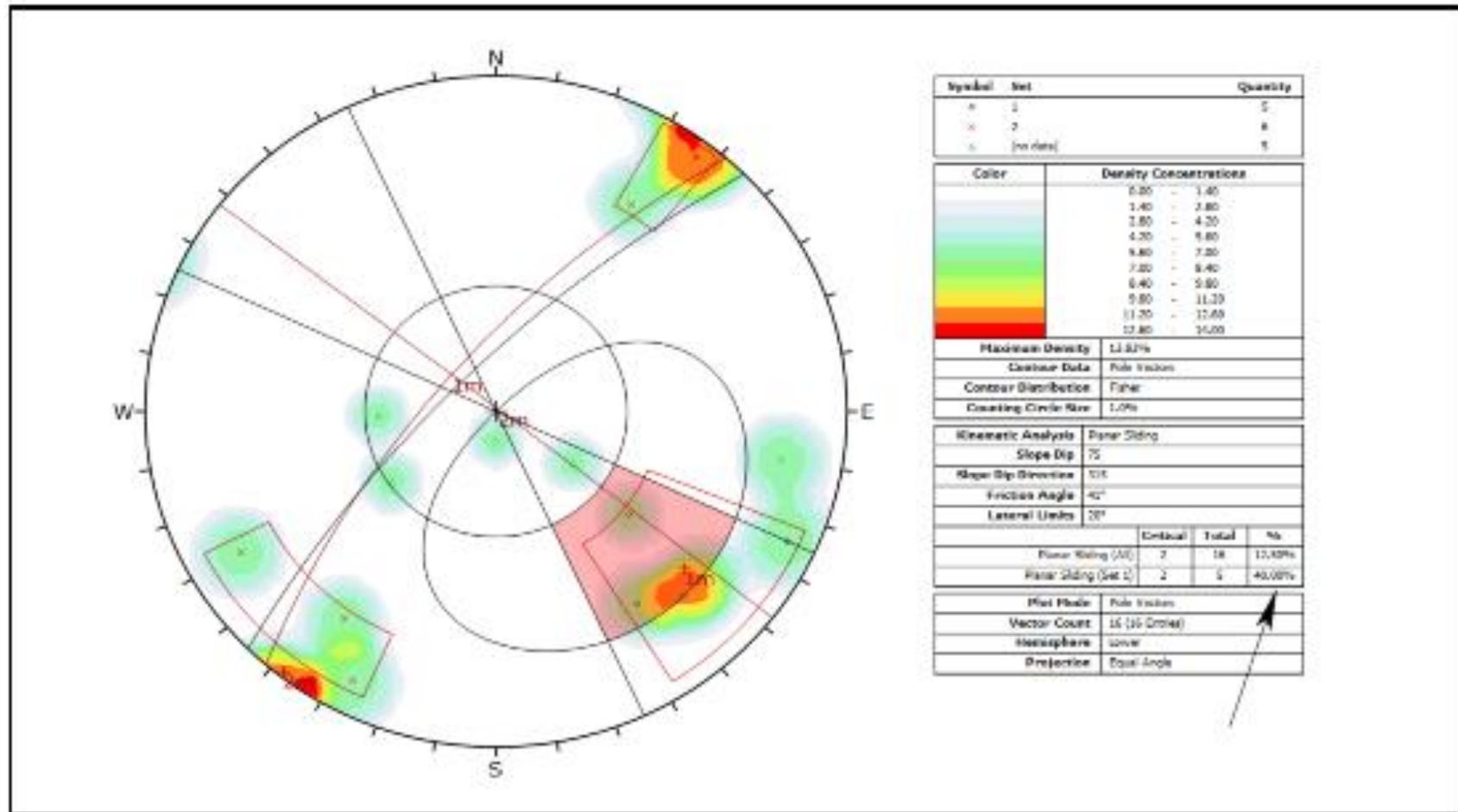


Figura 19: El análisis cinemático para las juntas en el dominio 2.

Dominio 1 - Fracaso de cuña:

Un análisis cinemático para posibles fallas de cuña entre todos los conjuntos de discontinuidad, también se llevó a cabo el dominio 1 (conjunto de plano de lecho medio y tres conjuntos de articulación principales) (véase Figura 20). Los resultados muestran que la probabilidad de que las cuñas sean limitados, sin embargo, para las direcciones de inmersión en banco de 330 ° a 350 ° (11%) y 55 ° a 80 ° (13%). Una pequeña reducción es lograda reduciendo el BFA para la pendiente de 330 ° a 350 ° frente a 75 ° a 70 °; pero apenas se observa una mejora notable en las pendientes que se enfrentan a 55° - 80°. Por lo tanto, desde esta perspectiva, las caras orientadas de 330° a 350° se pueden reducir a 70°, mientras que las caras de banco orientadas a 055 ° - 080 ° deben permanecer en un BFA de 75 °. Debería observar que las cuñas formadas aquí serán relativamente pequeñas; Sin embargo, tendrán altos ángulos de inmersión mayores que el ángulo inter-rampa y, por lo tanto, fallas de un solo banco. Una medida adicional sería el mantenimiento regular del banco y aumentar el ancho del banco para contener el material.

Tabla 26
Análisis cinemático para el fallo de cuña en las articulaciones.

| Joint Set Nos. | Set Mean D/Ddir | Slope Dip Direction | BFA 75° | BFA 70° | BFA 65° | BFA 60° |
|----------------|---------------------|---------------------|---------|---------|---------|---------|
| 1 and 2 | 18°/072° - 66°/337° | 330° - 350° | 11% | 8% | 7% | 4% |
| 1 and 2 | 18°/072° - 66°/337° | 055° - 080° | 13% | 13% | 12% | 12% |

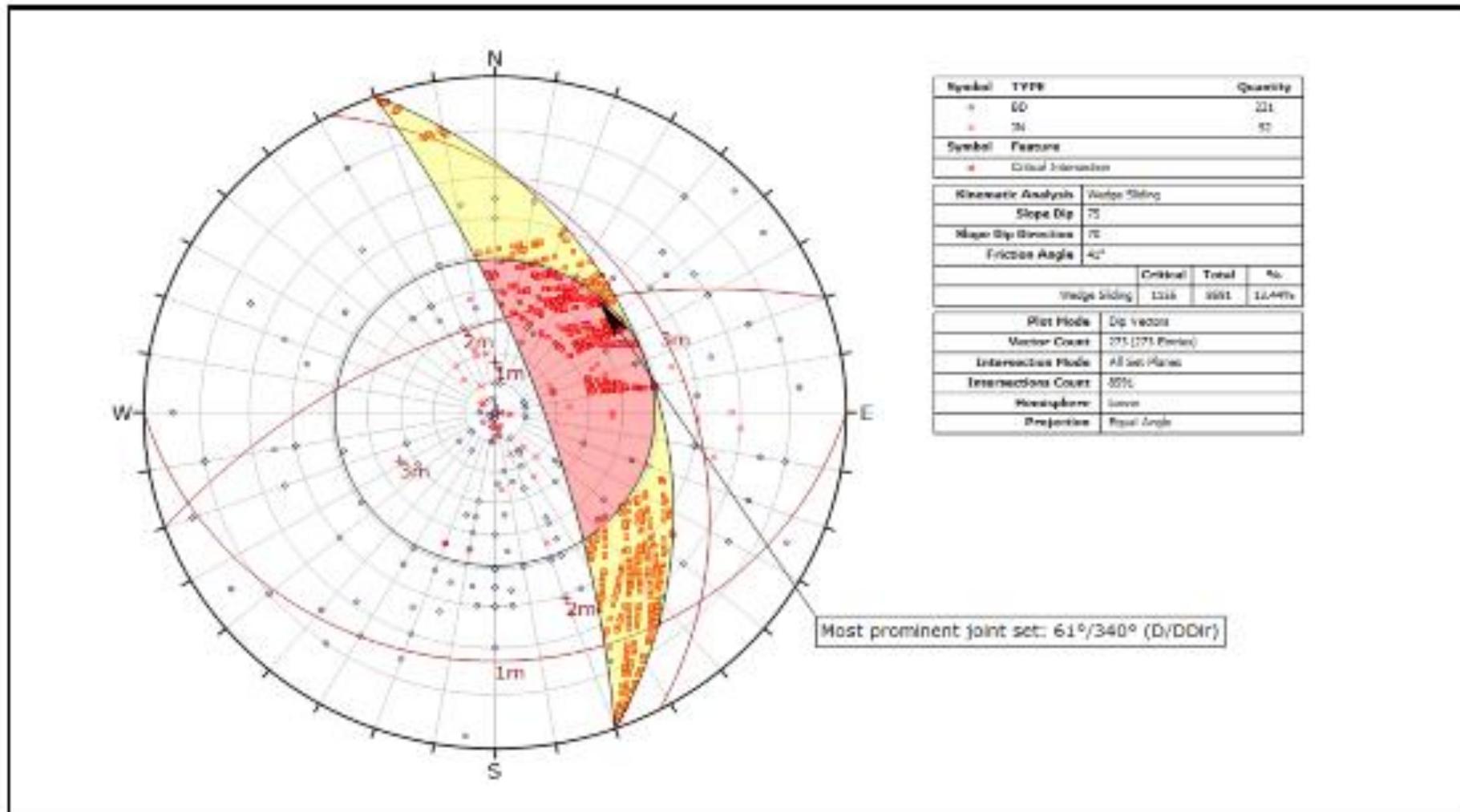


Figura 20: Análisis cinemático para el fallo de cuña en las articulaciones Dominio 2.

Dominio 2 - Fracaso de cuña:

También se llevó a cabo un análisis cinemático de falla de cuña similar para el dominio 2, donde se incluyeron el conjunto de planos medios de lecho y los dos conjuntos de juntas. Se demostró que la ropa de cama no tiene influencia sobre la cuña potencial formación. Los dos máximos y la influencia del ángulo de la superficie del banco se resumen en la Tabla 27 a continuación. Para pendientes orientadas a 305 ° a 315 °, la probabilidad relativa de la formación de cuñas se reduce a la mitad reduciendo el BFA de 75 ° a 65 °, mientras que para las pendientes mirando hacia 205° a 215°, una reducción del BFA a 70° es suficiente para cancelar la formación de cuña completamente.

Tabla 27
Análisis cinemático para la inestabilidad de la cuña en Dominio 2.

| Joint Set Nos. | Set Mean D/Dir | Slope Dip Direction | BFA 75° | BFA 70° | BFA 65° | BFA 60° |
|----------------|---------------------|---------------------|---------|---------|---------|---------|
| 1 and 2 | 71°/311° - 89°/038° | 305° - 315° | 18% | 10% | 8% | 8% |
| 1 and 2 | 71°/311° - 89°/038° | 205° - 215° | 8% | 0% | 0% | 0% |

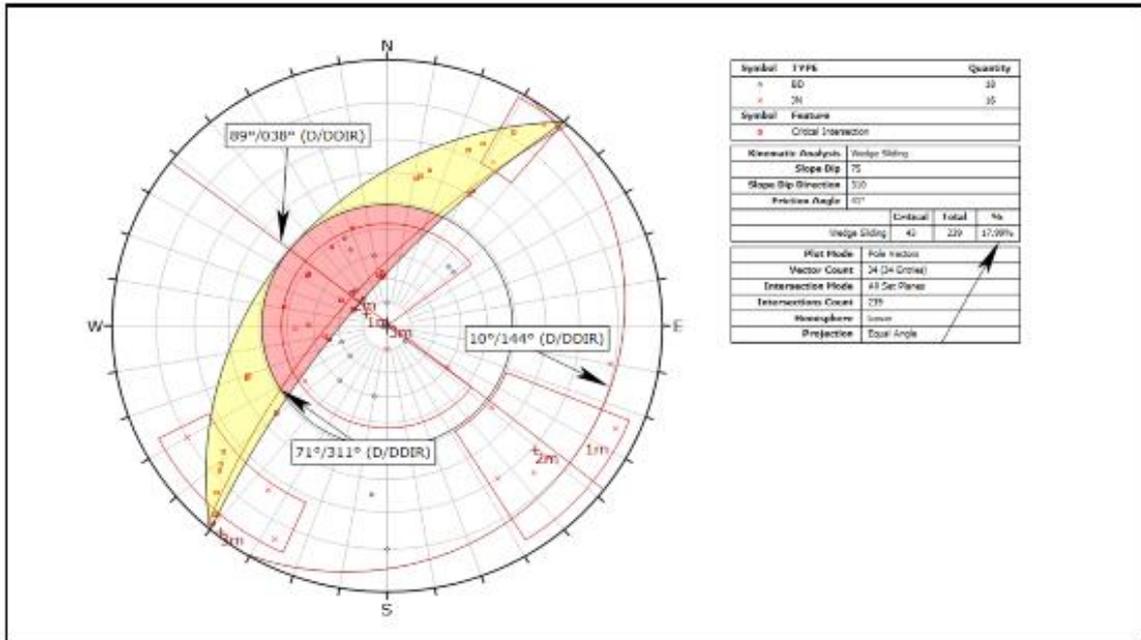


Figura 21: Análisis cinemático para la inestabilidad de la cuña entre los dos conjuntos conjuntos en el dominio 2, muestra admisibilidad para falla de cuña del 18% para un BFA de 75°.

Por lo tanto, sobre la base de este criterio, los siguientes ángulos de la cara del banco parecen ser apropiado:

- Dirección de pendiente 305 ° - 315 °: BFA 65 °;
- Dirección de pendiente 205 ° - 215 °: BFA 70 °; y
- Todas las demás direcciones de pendiente: BFA 75 °.

Dominio 1 - Fallo de derribo de flexión:

Como se ha mostrado anteriormente, son posibles dos conjuntos de juntas escarpadas con la siguiente dirección de inmersión / inmersión valores:

- 61 ° / 340 °; y
- 34 ° / 062 °.

Sólo el primer conjunto es lo suficientemente empinado como para causar un potencial de Dip dirección de 145 ° a 175 °. El ángulo de la superficie del banco

debe reducirse a 65° o el ancho del banco aumentó para contener el potencial material de derribo.

Dominio 2 - Fallo de derribo de flexión

Como se ha mostrado anteriormente, son posibles dos conjuntos de juntas escarpadas con la siguiente dirección dip. dip valores:

- $71^\circ / 311^\circ$; y
- $89^\circ / 038^\circ$.

Por lo tanto, se puede esperar que el potencial de hundimiento alcance un pico para la siguiente pendiente del pozo, orientaciones:

- 115° a 130° ; y
- 200° a 215° .

Para la primera orientación será beneficioso ajustar el ángulo de la cara del banco a la inmersión del conjunto de unión, es decir, 70° . Dado que el segundo conjunto es casi vertical, una cara de banco ángulo de 65° , o un aumento en el ancho de la bancada también podría derribando material.

- Planos de ropa de cama Dominio 1

Un diagrama de polos para 221 medidas de inmersión / inmersión llevadas a cabo durante la cartografía de superficie, así como los resultados de un análisis de conglomerados basado en un cono de 30° alrededor del centro de la media esfera. Es aparente que la gran mayoría de estos planos de lecho están agrupados dentro de 30° de Horizontal, de acuerdo con la naturaleza doblada del depósito Yanque.

Estadísticamente, la orientación media de los planos de lecho varía entre dip/dip direcciones de $09^\circ / 149^\circ$ y $12^\circ / 143^\circ$. Como punto de interés, la Figura 21 representa una gráfica estereográfica para todas las discontinuidades declarado durante la tala de pozos dentro de este dominio. Utilizando la misma técnica de agrupación para lo que es que se pensaba que era un conjunto de planos de lecho, se encontró que la dirección media de inmersión / inmersión era $05^\circ / 187^\circ$.

- **Planos de la cama Dominio 2**

De forma similar, la figura 18 muestra las orientaciones del plano de lecho obtenidas de la superficie cartografiada en el dominio 2. Sólo se realizaron 18 mediciones de inmersión / inmersión; pero incluso, parecería que la inmersión de estos planos es generalmente menor que la suposición de ángulo de fricción de 41° de la Brecha Sedimentaria en la cual la mayoría son excavadas. La dirección media de inmersión / inmersión, basada en el análisis de conglomerados de un cono de 30° , alrededor del centro, es de $10^\circ / 144^\circ$, lo cual está en buen acuerdo con el valor del Dominio 1.

No se hizo distinción entre los planos de lecho y las juntas durante la tala del núcleo.

3.4. Determinación del método de explotación adecuado

Antes de este estudio, ya había sido reconocido por Agapito Associates y Pincock, Allen y Holt que una forma de corte y relleno sería el más apropiado método para la extracción subterránea de los cuerpos de Accha.

Es un método que se adapta a los yacimientos que exhiben gran variabilidad en el grado. Esto es importante teniendo en cuenta que el grado de corte del Zn se ha establecido en un 5,5%. Dado que el desarrollo puede colocarse en gran parte dentro del mineral, la dilución global puede mantenerse en mínimo.

El método causa poco o ningún hundimiento, y por lo tanto es compatible con la minería a cielo abierto.

Los vanos de excavaciones pueden ser ajustados para adaptarse a las condiciones de la roca del cuerpo de mineral y del anfitrión. Los problemas potenciales debidos a la inestabilidad del muro colgante se gestionan fácilmente y por el suministro de apoyo en tierra.

Sin embargo, los principales inconvenientes del método son:

- Una baja tasa de producción, que requiere muchas caras de producción para satisfacer la demanda diaria.
- Se requiere un gran número de equipos de minería.
- Dependiendo de la estrategia utilizada, se requiere un sistema de reticulación de relleno o una flota dedicada de equipos móviles utilizados para el transporte de residuos de relleno. La experiencia ha demostrado que la cuota de producción diaria inmediata tiende a interferir en las operaciones de relleno.
- Existe la posibilidad de congestión entre las operaciones de extracción de mineral y de residuos.

El método propuesto para las dos zonas mineralizadas por debajo del foso abierto de Accha a 4085 msnm y a 4285 msnm es corte longitudinal y relleno. Los siguientes

criterios de diseño fueron dados a AMEC Medio Ambiente e Infraestructura como base del estudio:

No hay pilares a considerar, a excepción de un pilar de la corona entre el metro los trabajos y el hoyo abierto. Se puede considerar la posibilidad de recuperar el mineral contenido, dentro de ella, utilizando métodos subterráneos o de tajo abierto.

La mineralización y la gravedad específica de los desechos son 2,48 t/m³ y 2,53 t/m³, respectivamente.

La principal vía de acceso se aproxima al yacimiento desde el norte; su gradiente es +1.5% y sus dimensiones (máximas) son 5,5 m (anchura) x 4,0 m (altura). El gradiente de la rampa de servicio (que se colocará dentro de la pared del pie) es +15% y las dimensiones son 4,0 m x 4,0 m (ancho x alto).

Los travesaños de acceso a la plataforma, que emanan de la rampa de servicio, tienen 65 m de longitud y tienen gradientes que oscilan entre -15% y +15% para permitir el corte de cinco cortes por subnivel, sus dimensiones son 4,0 m x 4,0 m. Las dimensiones de la unidad de diámetro interior de la huelga son 4.0 m x 4.0 m (ancho x alto).

3.5. Diseño de explotación del proyecto minero Azod

3.5.1. Diseño Subterráneo de Accha

Existen dos cuerpos subterráneos Accha, uno situado inmediatamente debajo del pozo abierto propuesto y el otro al oeste del área de pozo (ver Figura 6 y Figura 7), mientras que el pit está planeado para mina el ápice y la extremidad norte del anticlinal, la mina subterránea miembro sur, la porción superior de la extremidad sur se hunde entre 45 ° y 55 ° hacia el sur, inclinación a 65 ° - 85 ° con profundidad. Cortes de grado económico en el grado variable mineral, lo que

3.5.2. Diseño geotécnico a cielo abierto Yanque

a. Generalidades

El hoyo abierto de Yanque será excavado principalmente dentro de la Breccia Sedimentaria Litológica, hasta el contacto con los sedimentos clásicos subyacentes. El contacto es generalmente suavemente inclinado, las últimas pendientes totales del hoyo también serán moderadas. Por lo tanto, como se muestra a continuación, la estabilidad de la pendiente en la escala inter-rampa y la escala global de la pendiente del pozo no será un problema. En la escala de banco individual, la estabilidad es generalmente controlada por la presencia y la orientación relativa de las discontinuidades estructurales. Por lo tanto, los análisis cinemáticos estándar se aplicaron a estas características, como se reconoce durante el registro de pozos geotécnicos y mapeo de superficie.

Para el propósito del presente análisis, el pozo se dividió en sectores basados en la orientación principal de las paredes dentro de los sectores individuales. Cuando proceda, se identificaron tendencias estructurales y se sometieron a métodos de análisis cinemático, evaluar el potencial de fallas planas, de cuña y de derribo. Ángulos de la cara del banco (BFA) fueron determinados para sectores de pozos individuales que evitan o minimizan tales fallas potenciales.

Una vez que se completaron los análisis cinemáticos, la estabilidad de las pendientes basándose en métodos de equilibrio límite. La altura del banco suele estar controlada por el tamaño del equipo del presente estudio se

supone que una altura de banco de trabajo es de 5 m, con una pared final creado por el banco triple a 15 m. El ancho de banco preferido se evaluó con base sobre la relación empírica propuesta por Call y Nicholas en 1992 (citado, Ryan y Pryor, 2000).

$$\text{Anchura del banco (m)} \geq 0,2 \times \text{altura del banco} + 4,5 \text{ m}$$

Se supone que el ángulo de la cara del banco está controlado por discontinuidades discretas, es decir, planos de cama y juntas que, debido a su alta frecuencia de ocurrencia, deben ser estadísticamente analizados. Estas características se asumen planar y tener suficiente continuidad para controlar el diseño de la pendiente del banco. A efectos de la evaluación global de la estabilidad de la pendiente, debido a la variabilidad de las propiedades de la masa rocosa, valores medios de los criterios de falla Mohr-Coulomb, fueron utilizados para la entrada dentro de análisis de equilibrio límite basado en el método de Spencer de Trozos, cuyos resultados se interpretaron de forma determinista. Normas de la industria para los niveles aceptables de seguridad (factor de seguridad, FoS) no están claramente establecidos. Históricamente, los valores más utilizados varían entre 1,2 y 1,5, dependiendo de la criticidad de la pendiente analizada (Read y Stacey, 2009). Para el presente estudio, los criterios de aceptación propuestas por Read y Stacey (2009), se utilizarán.

b. Diseño del banco - Análisis cinemático

En su caso, se realizaron análisis cinemáticos para establecer los ángulos de la cara del banco. Para este fin, las paredes que tienen configuraciones

geométricas similares y situados dentro del mismo dominio geotécnico fueron agrupados en sectores de diseño. Se definieron así un total de ocho sectores de diseño. Tres modos de fallo a escala de banco fueron analizados sistemáticamente utilizando el DIPS y Software de Rocscience:

- Planar.
- Cuña.
- Derrumbamiento.

Debido a la mayor persistencia de los planos de lecho en comparación con las juntas, estas dos categorías de discontinuidades se agruparon por separado. Además, la interacción entre los planos de lecho y conjuntos de articulación prominentes se analizó para el modo de caída de fracaso. Las parcelas estereográficas del polo (hemisferio inferior, ángulo igual, inmersión / inmersión Dirección).

c. Comentarios generales

Durante el análisis de los datos se encontró que los resultados de la cartografía de superficie con consistencia que la información obtenida de la tala de discontinuidad orientada.

Además, se puede esperar que las características observadas en el mapeo de superficie sean de persistencia más significativa que la mayoría de las discontinuidades observadas en el núcleo del pozo.

Por esta razón, los patrones estructurales prevalecientes se obtuvieron principalmente de superficies de mapeo, aunque se hicieron los esfuerzos necesarios para corroborar esta evidencia, los conjuntos de datos de registro

de pozos y los conjuntos de datos secundarios de registro de pozos y de mapas de superficie combinados.

También quedó claro que muchos más datos de mapeo estaban disponibles para el Dominio 1 que para Dominio 2. La varianza observada subyace en el hecho de que, como se discutió anteriormente, existe una masa de rocas más compleja y plegada que, a su vez, influye en la variabilidad en los conjuntos principales conjuntos de una región a la siguiente. Se recomienda que, para las fases posteriores del proyecto, se planean perforaciones adicionales para investigar esta variante y que éstas se complementan con un televisor acústico y óptico (ATV y OTV) de perforaciones geotécnicas y de exploración. Conjuntos de discontinuidad - Interpretaciones.

d. Resumen de los ángulos de la cara del banco

Una combinación de todos los criterios anteriores, junto con los valores máximos resultantes, es resumida en la Tabla 28. Se muestra una representación gráfica de estos resultados, superpuesta a un plano de la fosa abierta.

Tabla 28

Resumen de los ángulos máximos de la cara del banco según la orientación de la pendiente del pozo.

| Domain | Failure Criterion | Pit slope orientation (dip direction) | | | | | | |
|--------|---------------------------|---------------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | | 000° to 115° | 115° to 130° | 145° to 175° | 200° to 215° | 300° to 315° | 330° to 350° | 350° to 000° |
| 1 | Planar on bedding | 75° | 75° | 75° | 75° | 75° | 75° | 75° |
| 1 | Planar on joints | 75° | 75° | 75° | 75° | 75° | 70° | 75° |
| 1 | Wedge on joints | 75° | 75° | 75° | 75° | 75° | 70° | 75° |
| 1 | Toppling on joints | 75° | 75° | 65° | 75° | 75° | 75° | 75° |
| 1 | <u>RECOMMENDED</u> | <u>75°</u> | <u>75°</u> | <u>65°</u> | <u>75°</u> | <u>75°</u> | <u>70°</u> | <u>75°</u> |
| 2 | Planar on bedding | 75° | 75° | 75° | 75° | 75° | 75° | 75° |
| 2 | Planar on joints | 75° | 75° | 75° | 75° | 75° | 75° | 75° |
| 2 | Wedge on joints | 75° | 75° | 75° | 70° | 65° | 75° | 75° |
| 2 | Toppling on joints | 75° | 70° | 65° | 75° | 75° | 75° | 75° |
| 2 | <u>RECOMMENDED</u> | <u>75°</u> | <u>70°</u> | <u>65°</u> | <u>70°</u> | <u>65°</u> | <u>75°</u> | <u>75°</u> |

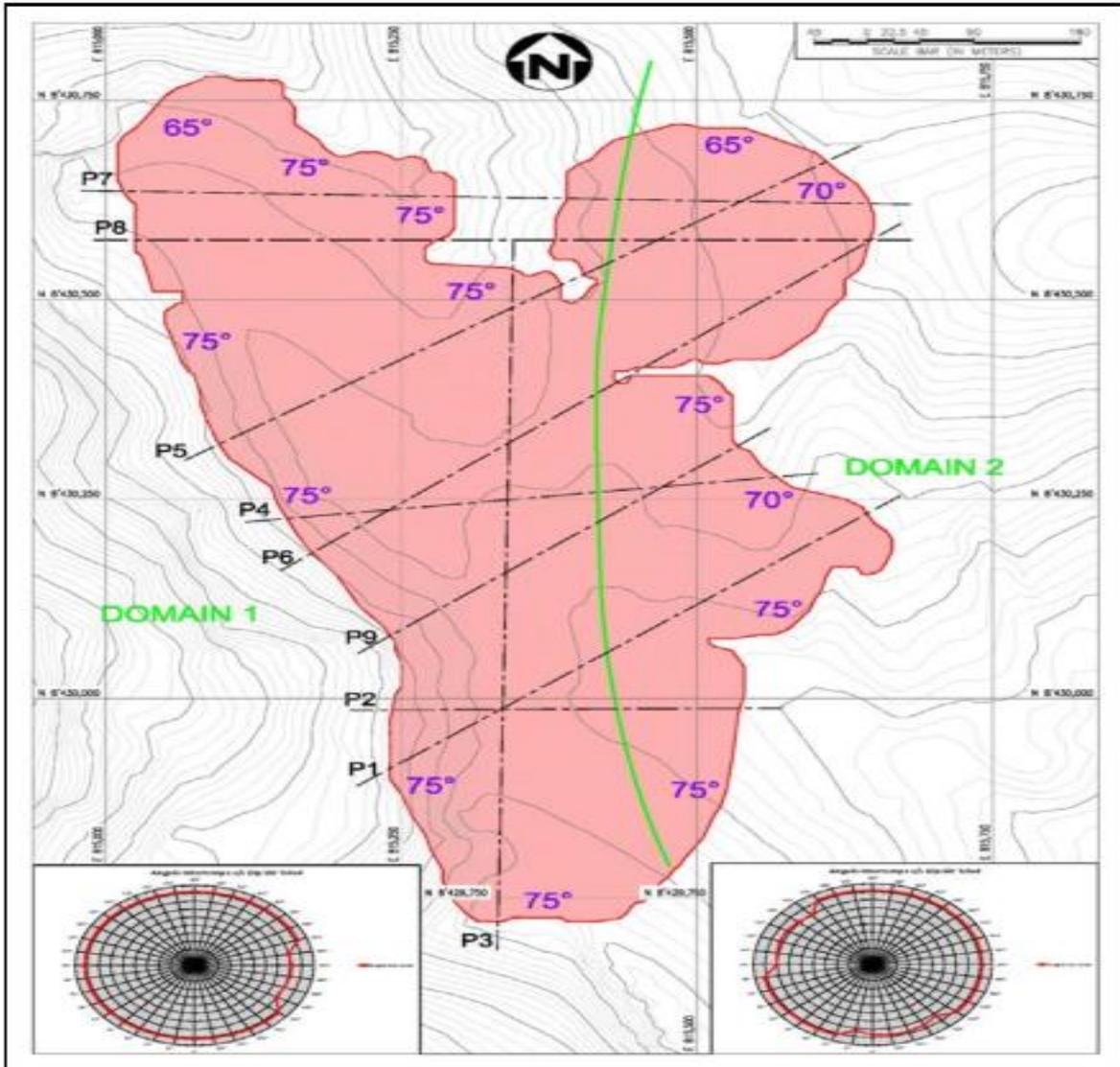


Figura 24: Resumen de los ángulos máximos de la cara del banco para los dominios 1 y 2.

CAPÍTULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

4.1. Discusión

Esta investigación utilizó para su prueba SPT se utilizó el sampler exterior y diámetros internos fueron de 7,62 y 6,1 cm, respectivamente, y el peso del martillo fue aproximadamente 136 kg. Las pruebas se llevaron a cabo de acuerdo con ASTM D1586. Aumentó a aproximadamente 1,38 veces para estimar el SPT N60 valores.

Esta investigación utiliza los análisis de estabilidad también se realizaron por el método de Spencer. Basado en la configuración del diseño propuesto, los factores mínimos de seguridad para las condiciones estáticas y pseudostáticas fueron 1,7 y 1,0, respectivamente; se utilizó el programa Slide.

En esta tesis se define un dominio geotécnico por un volumen de roca en el que geotécnica y se prevén características estructurales geológicas. El Dominio 1 - Fallo de derribo de flexión, son dos conjuntos de juntas escarpadas con la siguiente dirección de inmersión / inmersión valores $61^\circ / 340^\circ$; y $34^\circ / 062^\circ$. El Dominio 2 - Fallo de derribo de flexión son dos conjuntos de juntas escarpadas con la siguiente dirección dip. dip valores $71^\circ / 311^\circ$; y $89^\circ / 038^\circ$.

En esta investigación el gradiente de la rampa de servicio (que se colocará dentro de la pared del pie) es +15% y las dimensiones son 4,0 m x 4,0 m (ancho x alto). Los travesaños de acceso a la plataforma, que emanan de la rampa de servicio, tienen 65 m de longitud y tienen gradientes que oscilan entre -15% y +15% para permitir el corte de cinco cortes por subnivel, sus dimensiones son 4,0 m x 4,0 m. Las dimensiones de la unidad de diámetro interior de la huelga son 4.0 m x 4.0m (ancho x alto). Según lo analizado en el antecedente se determina que falta diseñar completamente las galerías.

4.2. Conclusiones

- La capacidad de carga permisible anticipada de estos suelos oscila entre 1-3 kg/cm² para la ubicación de la planta pirometalúrgica y la refinería; en cuanto a la carretera Accha – Yanque, las relaciones de pendiente de corte variaron de 1H:2V para depósitos cuaternarios a 1H: 3V para rocas sedimentarias o intrusivas, para los depósitos de escoria los factores mínimos de seguridad para las condiciones estáticas y pseudostáticas fueron 1,7 y 1,0, respectivamente.
- En el yacimiento Yanque del proyecto minero Azod, se identificaron dos dominios fueron identificados; Dominio 1, ocupando aproximadamente la mitad occidental del hoyo; y Dominio 2, situado en la mitad oriental del pozo. Los resultados muestran que las condiciones geométricas para el deslizamiento plano a lo largo de tales planos de lecho sólo se cumplen para aproximadamente el 7% de las mediciones, para un ángulo de inclinación de la superficie del banco de 70°.
- En el yacimiento Accha del proyecto minero Azod, se usará el método de corte y relleno, la porción superior de la extremidad sur se hunde entre 45 ° y 55 ° hacia el sur, inclinación a 65 ° - 85 ° con profundidad
- La principal vía de acceso se aproxima al yacimiento desde el norte; su gradiente es +1.5% y sus dimensiones (máximas) son 5,5 m (anchura) x 4,0 m (altura). El gradiente de la rampa de servicio (que se colocará dentro de la pared del pie) es +15% y las dimensiones son 4,0 m x 4,0 m (ancho x alto). Los travesaños de acceso a la plataforma, que emanan de la rampa de servicio, tienen 65 m de longitud y tienen gradientes que oscilan entre -15% y +15% para permitir el corte de cinco cortes por subnivel, sus dimensiones son 4,0 m x 4,0 m. Las dimensiones de la unidad de diámetro interior de la huelga son 4.0 m x 4.0m (ancho x alto).

REFERENCIAS

- Aguilar, J. (2013). Caracterización Geotécnica y Estructural de la Rampa de Exploración y del Túnel de Drenaje, Mina Chuquicamata. *Memoria para optar el Título de Ingeniero Geólogo*. Santiago, Chile: Universidad de Chile. Obtenido de http://www.tesis.uchile.cl/tesis/uchile/2013/aguilar_j.
- Chapilliquen, V. (2017). Caracterización geotécnica del suelo y roca para el diseño de pozas sedimentadoras en la zona de Ciénega Norte – Tantahuatay, Cajamarca. (*Tesis de pregrado*). Cajamarca, Perú: Universidad Nacional de Cajamarca. Obtenido de <http://repositorio.unc.edu.pe/bitstream/handle/UNC/1536/TESIS%20>
- Hernández, R. (2006). Metodología de la Investigación. 5, 257-300. México : Interamericana Editores. Obtenido de <https://www.esup.edu.pe>
- López, E. (2016). Estudio Geotécnico y Diseño del Talud Final de una Mina a Cielo Abierto Aplicando Modelos Numéricos. *Tesis Profesional para Optar el Título Profesional de Ingeniero de Minas*. Lima, Perú: Universidad Nacional Mayor de San Marcos. Obtenido de cybertesis.unmsm.edu.pe/xmlui/handle/cybertesis
- Maruri, J. (2015). Estudio Geotécnico de un Terreno Colapsado en la Zona Sub-Urbana al NW de la Capital del Estado de Hidalgo. *Trabajo Escrito para Obtener el Título Profesional de Ingeniero Geólogo*. Distrito Federal, México: Universidad Nacional Autónoma de México. Obtenido de <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/jspui>.
- Morales, D. (2013). Análisis y Diseño de Taludes Mediante Métodos Computacionales. *Tesis Profesional para Optar el Título de Ingeniero de Minas*. Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería. Obtenido de <http://cybertesis.uni.edu.pe/bitstream/uni>.

- Quispe, Y. (2012). Comportamiento de Roca Blanda en un Túnel de Exploración Diseñado con el Sistema Q en la Mina La Granja. *Tesis de Maestría con Mención en Ingeniería Geotécnica*. Cajamarca, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería. Obtenido de <http://cybertesis.uni.edu.pe/bitstream/uni/1245/1/quispe>.
- Sáez, M. (2014). Caracterización Estructural y Geotécnica de los Niveles Superiores de la Mina Este del Yacimiento Los Pelambres. *Memoria para obtener el Título de Ingeniero Geólogo*. Santiago, Chile: Universidad Nacional de Chile. Obtenido de <http://repositorio.uchile.cl/bitstream/handle/2250/103436>.
- Toro, D. (2014). Evaluación de la Inestabilidad de Taludes en la Carretera Las Pirias- Cruce Lambayeque, San Ignacio. *Tesis Profesional para Optar Título profesional de Ingeniero Civil*. Jaén, Cajamarca, Perú: Universidad Nacional de Cajamarca. Obtenido de repositorio.unc.edu.pe/bitstream/handle/UNC.
- Urquiza, H. (2013). Geología y Estratigrafía del Cuaternario y Zonificación Geotécnica-Sísmica del Área Urbana de Arequipa. *Tesis Profesional para Optar el Título de Ingeniero Geólogo*. Arequipa, Perú: Universidad Nacional San Agustín. Obtenido de http://bvpad.indeci.gob.pe/doc/estudios_CS/Region_Arequipa/arequipa.

ANEXOS

Anexo N° 1: Fotografías



Figura 25: Toma de discontinuidades.



Figura 26: Toma de persistencia.



Figura 27: Identificación de discontinuidades.