



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**RESPUESTA DEL MACIZO ROCOSO A LA MINERÍA DE CIELO ABIERTO DE GRAN
PROFUNDIDAD.**

TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGÍSTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA,
MENCIÓN INGENIERÍA ESTRUCTURAL, SÍSMICA Y GEOTÉCNICA

RIGOBERTO PATRICIO RIMMELIN GONZALEZ

PROFESOR GUÍA:

FELIPE OCHOA CORNEJO

PROFESOR CO-GUÍA:

JAVIER VALLEJOS MASSA

MIEMBROS DE COMISIÓN:

DANIEL CARRIZO SANTIAGO

ROBERTO GESCHE SCHULER

SANTIAGO DE CHILE

2019

RESUMEN DE LA TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE: Magíster en Ciencias de la Ingeniería, Mención Ingeniería Estructural, Sísmica y Geotécnica.
POR: Rigoberto Patricio Rimmelin González.
FECHA: 04/10/2019.
PROFESOR GUÍA: Felipe Ochoa Cornejo.

RESPUESTA DEL MACIZO ROCOSO A LA MINERÍA DE CIELO ABIERTO DE GRAN PROFUNDIDAD

El presente trabajo propone un modelo conceptual de comportamiento de taludes mineros profundos. Se propone que los taludes profundos se diferencian de los taludes más superficiales típicos, en que manifiestan más de un comportamiento geomecánico. Un comportamiento del tipo elasto-plástico, observado en las zonas más cercanas a la superficie, y otro comportamiento del tipo *strain-weakening*, o elasto-frágil, a mayor profundidad. El modelo conceptual es analizado numéricamente en dos dimensiones, en base a la parametrización de la geometría del rajo (profundidad y ángulo global), profundidad del límite de sulfatos y razón de esfuerzos. Los resultados muestran que la razón de esfuerzos no afecta el factor de seguridad del talud profundo para distintos casos de ángulo global, y que existe una relación de equilibrio límite entre la geometría del talud y límite de sulfatos con la profundidad de este.

Finalmente, se evalúa un caso real de aplicación correspondiente a la mina Spence ubicada en la región de Antofagasta, que proyecta un rajo final de 800 m de profundidad. Se utilizan resultados de ensayos de laboratorio, de los cuales 20 de ellos fueron realizados a deformación controlada, y 538 a tensión controlada. El análisis muestra que el factor de seguridad decrece desde 1.50 a 1.22, debido a la hipótesis de *strain-softening* aplicada bajo el límite de sulfatos.

Los alcances y objetivos del presente estudio son estrictamente académicos, y exponen un análisis inicial para avanzar hacia una metodología que permita resolver la pregunta de investigación planteada en este trabajo. Los resultados generados involucran parámetros de entorno sobre la base de decisiones críticas, las cuales han sido basadas solo en la experiencia profesional del autor. Dichos parámetros deben ser explorados en profundidad en trabajos posteriores, y que involucren un análisis profundo de ensayos de laboratorio. Los resultados de este estudio exploratorio se restringen a exponer los parámetros de primer orden, siendo de carácter estrictamente referenciales, para el desarrollo de investigaciones futuras y necesarias que permitan, en el futuro, el desarrollo formal de soluciones de ingeniería que puedan ser aplicadas al caso en estudio.

Dedicatoria

A mi esposa Valeria y mis hijos Lucas, Trinidad y Tomás. Gracias por entender las locuras de tu esposo y padre, y enseñarme las cosas que son realmente importantes en la vida.

Agradecimientos

Mis más sinceros agradecimientos a BHP por permitir seguir mi camino de desarrollo profesional y apostar por mis capacidades para aportar a esta gran empresa y a la industria minera.

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1: Introducción y Antecedentes	1
1.1 Motivación	1
1.2 Objetivo	5
1.3 Hipótesis	5
1.4 Metodología	6
1.5 Alcance	7
1.6 Implicancias del Estudio	9
CAPÍTULO 2: Revisión Bibliográfica	11
2.1 Contexto Productivo de la Minería de Cobre en Chile	11
2.2 El Límite de Sulfatos Como Control Vertical de las Características Geomecánicas del Macizo Rocosó	13
2.2.1 Determinación de características mecánicas asociadas al límite de sulfatos	17
2.3 Respuesta Post-peak del Macizo Rocosó	21
2.3.1 Conceptualización de la respuesta post-peak del macizo rocosó	22
2.3.2 Modelos de respuesta post <i>peak</i> del macizo rocosó	25
2.4 Consideraciones para el Diseño de Taludes en Roca	35
2.4.1 Condición de aguas	36
2.4.2 Condición geológica estructural	37
2.4.3 Propiedades del macizo rocosó	38
2.4.4 Riesgo sísmico	39
2.4.5 Método empírico	46
2.4.6 Método de equilibrio límite	46
2.4.7 Modelamiento numérico	48
2.5 Criterios para el Análisis de <i>Crown Pillar</i>	52
2.6 Casos Reales de Falla de Taludes Profundos	55
2.6.1 Falla de talud en profundización: Caso de la mina Bingham Canyon	56
2.6.2 Falla de talud por interacción de mina Rajo y mina subterránea de talud: Caso de la mina Palabora	59
CAPÍTULO 3: Respuesta Geomecánica de Taludes Profundos	65
3.1. Conceptualización de un Rajo Abierto Profundo	65
3.2 Estimación de Parámetros Geotécnicos	68

3.3 Condiciones de Borde del Modelo Numérico y Diseño de Simulaciones	71
3.4 Curva conceptual de diseño	75
3.5 Efecto de la Condición de Esfuerzos	83
3.6 Validación con caso real de falla	84
3.7 Análisis del mecanismo de falla	89
3.8 Procedimiento propuesto para evaluar un talud profundo	91
CAPÍTULO 4: Respuesta Geomecánica de <i>Crown Pillar</i> Superficial	93
4.1 Evaluación numérica de estabilidad superficial de <i>Crown pillar</i>	93
4.1.1 Condición de esfuerzos generada por el rajo	94
4.1.2 Propagación de la cavidad subterránea y formación del <i>Crown pillar</i>	99
4.1.3 Efecto de la condición estructural	104
4.2. Validación con caso real de falla	111
CAPÍTULO 5: Caso de Aplicación a la Profundización en Minería a Cielo Abierto	116
5.1 Marco Geológico	116
5.2 Definición del Límite de sulfatos	121
5.3 Modelamiento de Respuesta <i>Peak</i>	123
5.4 Modelamiento de Respuesta Post <i>Peak</i>	135
5.4.1 Análisis de resistencia post <i>peak</i> de unidades de pórfido	136
5.4.2 Análisis de resistencia post <i>peak</i> de unidades de indiferenciado	140
5.5 Evaluación de estabilidad del talud final	146
CAPÍTULO 6: Discusión	155
6.1. Modelos constitutivos y estimación de parámetros	155
6.2 Mejoramiento del modelo conceptual	156
6.3 Mejoramiento del modelo numérico	156
6.4 Mejoramiento de la validación de resultados	157
CAPÍTULO 7: Conclusiones y Recomendaciones	158
7.1 Conclusiones	158
7.2 Recomendaciones	160
BIBLIOGRAFÍA	164
ANEXOS	169
A. Tablas con resultados de simulaciones de modelo conceptual con elementos finitos	169
B. Resultados históricos de ensayos de laboratorio de resistencia peak	173

B.1 Gravas aluviales consolidadas	173
B.2 Brechas	174
B.3 Indiferenciado argílico sulfuro	175
B.4 Indiferenciado hipógeno	176
B.5 Pórfido hipógeno	181
C. Resultados de ensayos de laboratorio de resistencia post peak	184

Índice de Tablas

Tabla 1. Proyección de producción mundial Cobre Mina 2018-2019. Miles de toneladas métricas de cobre fino o Kt _{mf} (Comisión Chilena del Cobre, 2018).	11
Tabla 2. Contexto productivo de principales operaciones mineras en Chile y nuevos proyectos 2018-2028 (Comisión Chilena del Cobre, 2018, Servicio de Evaluación Ambiental, 2018).	12
Tabla 3. Parámetros para la implementación del modelo CWFS usados para reproducir el comportamiento del túnel experimental (Hajiabdolmajid, 2002).	33
Tabla 4. Resultados de sensibilización del factor de seguridad (FS) para distintos coeficientes sísmicos horizontales (K _h), y la aceleración máxima horizontal (Saragoni, 1993).....	45
Tabla 5. Escenarios sísmicos generados con curvas de atenuación de Ruiz y Saragoni (2005) que producen una aceleración máxima horizontal de 1.18g, que se asocia a la condición de equilibrio límite del rajo de ejemplo (Ruiz y Saragoni, 2005).	45
Tabla 6. Referencias de técnicas numéricas y softwares utilizados para análisis de interacción rajo-subterránea.....	49
Tabla 7. Propiedades del macizo rocoso de la mina Palabora (Brummer <i>et al</i> , 2006).	63
Tabla 8. Parámetros recomendados para distintos tipos de macizo rocoso según Hoek (2001).....	69
Tabla 9. Parámetros finales utilizados para el análisis, basado en una explotación a rajo abierto de gran tamaño del norte de Chile (elaboración propia).....	70
Tabla 10. Rangos de parámetros utilizados para el análisis numérico conceptual.	75
Tabla 11. Parámetros geotécnicos de referencia para la inclusión de una falla geológica.	105
Tabla 12. Numero de ensayos de laboratorio <i>peak</i>	123
Tabla 13. Resultados estimación de parámetros Hoek-Brown para las unidades supérgenas.....	130
Tabla 14. Comparación de resistencia promedio en ensayos a distintos niveles de confinamiento para ensayos <i>peak</i> históricos (carga controlada) y ensayos post <i>peak</i> (deformación controlada).	131
Tabla 15. Resultados estimación de parámetros Hoek-Brown para las unidades hipógenas.....	134
Tabla 16. Parámetros obtenidos para las envolventes <i>peak</i> y residual para unidad de pórfido hipógeno.....	140
Tabla 17. Parámetros obtenidos para las envolventes <i>peak</i> y residual para unidad de indiferenciado hipógeno.	145
Tabla 18. Parámetros de cohesión y ángulo de fricción estimados para las unidades de Pórfido e Indiferenciado Hipógeno y daño por tronadura/desconfinamiento. .	151

Índice de Figuras

Figura 1. Parámetros geométricos de un talud minero de un rajo abierto (elaboración propia).	2
Figura 2. Ubicación de la masa de roca denominada como <i>Crown pillar</i> , que se forma entre ambas excavaciones de rajo abierto y cavidad subterránea (elaboración propia).	3
Figura 3. Resumen de profundidades máximas de rajos existentes y proyectos de rajos abierto, al año 2011. Total de 82 casos considerados de las empresas AGA, Anglo American, BHP, Barrick, Codelco, Collahuasi, Debswana, DeBeers, FMI, Newcrest, Newmont, Rio Tinto, Teck, Vale (Robotham, 2017).	4
Figura 4. Metodología propuesta para el desarrollo de la tesis.	7
Figura 5. Representación esquemática de la secuencia de alteración-mineralización de los sistemas de pórfidos cupríferos (Sillitoe, 2010).	14
Figura 6. Esquema generalizado del patrón de alteración-mineralización de sistemas de pórfidos cupríferos, denotando el límite secundario-primario, asociado normalmente al límite de presencia de sulfatos (modificado de Sillitoe, 2010).	16
Figura 7. Distribución del GSI (geological strength index) para un yacimiento de BHP del norte de Chile. Tonos morados se asocian a un GSI entre 55 y 65 (elaboración propia).	18
Figura 8. Relación entre GSI y distintos grados de alteración en base a datos de mapeo de 1775 muestras de faenas de BHP (elaboración propia).	19
Figura 9. Relación entre resistencia de roca intacta (UCS) y grado de alteración en base a muestras de Chuquicamata (Hoek et al, 2000).	19
Figura 10. Relación entre resistencia a la compresión no confinada de roca intacta y el grado de alteración. Valores promedio en base a 1775 muestras (elaboración propia).	20
Figura 11. Modelo conceptual propuesto en base al límite de sulfatos para definir 2 ambientes geomecánicos en un talud profundo (elaboración propia).	21
Figura 12. Respuesta post <i>peak</i> tipo elasto-plástico perfecto esperada de un macizo rocoso de baja calidad (Hoek et al, 2002).	22
Figura 13. Respuesta post <i>peak</i> tipo strain-softening esperada de un macizo rocoso promedio (Hoek et al 2002).	23
Figura 14. Respuesta post <i>peak</i> tipo elasto-frágil esperada de un macizo rocoso de roca dura de muy buena calidad (Hoek et al 2002).	24
Figura 15. Conceptualización de respuesta post <i>peak</i> a distintas profundidades para taludes profundos y taludes superficiales, en base a antecedentes bibliográficos y antecedentes de faenas mineras de Cobre de BHP (elaboración propia).	25
Figura 16. Fotografía del túnel de prueba AECL-URL (modificado de Martin 1997). Perfil de daño as-built de Martin (1997) es superpuesto. Radio del túnel, R, es 1.75 m. (Diederichs, 2003).	27
Figura 17. Forma de la zona de falla observada alrededor del túnel circular de prueba. Se observa la ubicación de eventos micro-sísmicos en las áreas de corte	

(+), y ubicación de emisiones acústicas (-) en la zona de falla en tensión. (Hajiabdolmajid, 2002).	28
Figura 18 Parámetros <i>peak</i> y residual usados en un análisis de elementos finitos (Phase2) del túnel experimental Lac du Bonnet granite. Las flechas muestran el comportamiento “ <i>strain-softening</i> ” y “ <i>strain-hardening</i> ” que ocurre después de la envolvente <i>peak</i> nominal (umbral de iniciación de daño), para el modelo DISL. (Diederichs, 2003 y Carter <i>et al</i> , 2008).....	29
Figura 19. Simulación del túnel experimental con elementos finitos usando los parámetros de la figura 2.14 (Diederichs, 2003).	30
Figura 20 Curvas carga-deformación para la roca Tennessee Marble a diferentes confinamientos (Cai <i>et al</i> , 2007).....	31
Figura 21. Movilización de los componentes de resistencia en el modelo CWFS: (a) en ensayos de compresión en laboratorio, (b) alrededor de la excavación subterránea: <i>c_i</i> y <i>c_r</i> corresponden a la cohesión inicial y residual respectivamente, y <i>ε_{cp}</i> y <i>ε_{fp}</i> representan los componentes de deformación plástica cuando los componentes de resistencia friccionante y cohesivo han alcanzado estos valores últimos (Hajiabdolmajid, 2002).	32
Figura 22. Ilustración de la movilización de pérdida de cohesión y la ganancia friccional como función de la deformación plástica (Hajiabdolmajid, 2002).	33
Figura 23. Predicción de la zona de falla alrededor del túnel de experimental AECL usando FLAC 2D y el modelo CWFS, con los parámetros mostrados en la tabla 1; “o” indica elementos fallados en tensión (Hajiabdolmajid, 2002).	34
Figura 24. Sección de mina Spence (BHP) que muestra los componentes involucrados en el análisis de estabilidad de un talúd en roca (elaboración propia).	35
Figura 25. Proyección año 2031 de distribución de pozos de desagüe mina Spence (Spence, 2015).....	36
Figura 26. Deslizamiento en el sector norte del rajo Pinto Valley producto de fallas geológicas presentes en la pared (foto tomada por el autor, 2012).	37
Figura 27. Cartilla para la estimación del Geological Strength Index (GSI). Se observa que los factores son la blocosidad y la condición de los rasgos estructurales (Hoek, 2000).....	38
Figura 28. Distribución epicentral de eventos sísmicos (base de datos NEIC) ocurridos entre 1973 y 2013 (Estudio peligro sísmico mina Spence, 2013).....	40
Figura 29. Ubicación de la mina Cerro Colorado en relación al epicentro del evento sísmico de Huara 2005 (Google earth, 2019).....	41
Figura 30. Coeficientes sísmicos estimados para distintas profundidades y magnitud, usando curvas de atenuación de Ruiz y Saragoni (2005), y recomendaciones de coeficiente sísmico de Saragoni (1993). Se ubica el terremoto de Huara 2005 como referencia el cual tiene asociado un coeficiente sísmico de 0,16 para la mina Cerro Colorado, con una falla local a nivel de banco identificada (elaboración propia).	41
Figura 31. Talúd natural de roca ubicado en el Valle del río Maipo, que falló producto de un evento sísmico superficial. (García et al., 2018).....	42

Figura 32. a) Geometría tipo “rajo abierto”. b) geometría tipo “talúd”. c) Geometría tipo “colina”. (Damjanac et al., 2013).....	44
Figura 33. Modelo numérico de rajo de macizo rocoso promedio (Hoek, 2001), de 800 m de profundidad y ángulo global de 25°, para sensibilizar el coeficiente sísmico horizontal (elaboración propia).....	44
Figura 34. Éxito y fracaso de un talud en roca designado por resistencia de la roca (Sjoberg, 2000).....	46
Figura 35. Diagrama de cuerpo libre de un bloque sobre un plano de deslizamiento. Se proyectan los componentes perpendicular y paralelo al plano de deslizamiento (elaboración propia).	47
Figura 36. Discretización de una talúd en elementos finitos triangulares de 3 nodos (elaboración propia).	50
Figura 37. Fuerzas (U_{yk} , U_{xk} , U_{yj} , U_{xj} , U_{xi} , U_{yi}) y desplazamientos nodales (q_{yk} , q_{xk} , q_{yj} , q_{xj} , q_{yi} , q_{xi}) en un elemento triangular de 3 nodos (i, j, k) (elaboración propia). 50	50
Figura 38. Procedimiento iterativo de elementos finitos para determinar el comportamiento de un caso simple de resorte (1 grado de libertad) bajo cargas aplicadas (Criterio de convergencia Phase2, www.rosience.com).	51
Figura 39. Esquema que muestra la excavación superficial (mina a cielo abierto) y la cavidad subterránea, y Crown pillar de tamaño “hp” entre ambos (elaboración propia).....	52
Figura 40. Nivel de socavación y producción en una explotación por <i>block caving</i> (Brown, 2002).....	53
Figura 41. Modelo conceptual de <i>caving</i> (Brown, 2002).	53
Figura 42. Etapas de inicio, propagación de la cavidad subterránea hasta la formación del <i>Crown pillar</i> (Flores, 2005).....	54
Figura 43. Falla ocurrida en la pared noreste de Bingham Canyon el año 2013 (Llano-Serna et al, 2016).....	57
Figura 44. Camiones mineros enterrados por el deslizamiento ocurrido en Bingham Canyon el año 2013 (Llano-Serna et al, 2016).....	57
Figura 45. Representación de la falla compuesta obtenida por backanalysis mostrando 2 deslizamientos consecutivos (Llano-Serna et al, 2016).....	58
Figura 46. Vista isométrica del rajo en relación con el <i>footprint</i> de la mina subterránea (Moss et al, 2006).....	60
Figura 47. Producción de la mina subterránea y desplazamientos totales diarios acumulados del prisma S26 ubicado en el borde del Rajo (Brummer et al, 2006).61	61
Figura 48. Distribución de prismas en el borde del rajo. En gris se identificó la zona de movimiento, que exhibía desplazamientos mayores a la tendencia de largo plazo (Brummer et al, 2006).	61
Figura 49. Geología general y rajo de Palabora (Moss et al, 2006).	62
Figura 50. Caso de falla de la pared del rajo de Palabora producto de su interacción minería subterránea (Vyazmensky et al, 2010).....	64
Figura 51. Mecanismo de falla de la pared norte del rajo Palabora producto, inducida por la propagación de la cavidad subterránea (Vyazmensky et al, 2010).	64

Figura 52. Conceptualización del análisis de un rajo profundo, que incluye el límite de sulfatos (elaboración propia).	66
Figura 53. Marco conceptual del modelo de macizo rocoso aplicado para el análisis de un talud profundo (elaboración propia).....	67
Figura 54. Gráfico de envolventes de falla peak y post-peak para los macizos rocosos sobre y bajo el límite de sulfatos obtenidos en base a los parámetros de la tabla 3.2.....	71
Figura 55. Parámetros geométricos del modelo y condiciones de borde (elaboración propia).	73
Figura 56. Implementación de modelo numérico en Phase2 (RS2) para efectuar las simulaciones conceptuales de talud profundo (elaboración propia).	76
Figura 57. Geometría del talud versus factor de seguridad para todos los resultados correspondientes a 171 simulaciones.	78
Figura 58. Ratio profundidad límite de sulfatos/geometría del rajo vs factor de seguridad considerando el total de resultados correspondiente a 171 simulaciones.	78
Figura 59. Ratio profundidad límite de sulfatos/geometría del rajo v/s factor de seguridad, filtrados para los casos con factor de seguridad > 1,2.....	79
Figura 60. Ratio profundidad límite de sulfatos/geometría del rajo vs factor de seguridad para profundidades de: a) 500 m, b) 800 m, c) 1000 m, d) 1500 m y e) 2000 m.	80
Figura 61. Curva de diseño conceptual de rajo profundo.	81
Figura 62. Curva de diseño conceptual de rajo profundo (versión logarítmica).....	82
Figura 63. Estimación de la profundidad máxima teórica de un talud en roca, independiente de su configuración.....	82
Figura 64. Efecto de la condición de esfuerzos para una profundidad de rajo de: a) 500 m, b) 800 m, c) 1000 m, d) 1500 m y e) 2000 m.	84
Figura 65. Resistencia a la compresión no confinada (UCS) en función de las alteraciones y profundidad en Bingham Canyon (Ward, 2015).	85
Figura 66. Distribución de las alteraciones en la zona de explotación de Bingham Canyon (US Geological survey. Tooken, 1990).	86
Figura 67. Implementación en modelo numérico del caso escogido como representativo del caso real de validación (elaboración propia).....	87
Figura 68. Resultados del modelo numérico con SRF igual a 0,74 (falla), y distribución de elementos en fluencia por corte, del caso simulado representativo del caso real.	88
Figura 69. Resultados del modelo numérico con SRF igual a 0,74 (falla), y distribución de elementos en fluencia por tracción, del caso simulado representativo del caso real.	88
Figura 70. Resultados de desplazamientos horizontales obtenidos con modelo numérico para el caso simulado representativo del caso real. En rojo los máximos desplazamientos horizontales y en azul los menores desplazamientos horizontales.	89

Figura 71. Elementos en fluencia por corte para distintas profundidades, límite de sulfatos a 600 m bajo la superficie y ángulo de talud de 35°: a) 800 m de profundidad, b) 1000 m de profundidad, c) 1500 m de profundidad y d) 2000 m de profundidad.	90
Figura 72. Elementos en fluencia por tracción para distintas profundidades, límite de sulfatos a 600 m bajo la superficie y ángulo de talud de 35°: a) 800 m de profundidad, b) 1000 m de profundidad, c) 1500 m de profundidad y d) 2000 m de profundidad.	90
Figura 73. Modelo numérico de rajo profundo con cavidad subterránea bajo el fondo. La cavidad se ha implementado en etapas de 20 m verticales de crecimiento. Ejemplo de un talud de 1200 m de profundidad, límite de sulfatos de 600 m de profundidad y ángulo de talud de 45°. La base de la cavidad subterránea ha sido ubicada 400 m bajo el fondo del rajo.....	94
Figura 74. Ubicación del bulbo de esfuerzos para un rajo de 1200 m de profundidad y ángulo de talud de 45°, cuya magnitud máxima es de 110 MPa y 260 m bajo el fondo del rajo, y esfuerzos no inducidos a partir de 260 m desde el fondo del rajo.	95
Figura 75. Ubicación del bulbo de esfuerzos para un rajo de 1500 m de profundidad y ángulo de talud de 25°, cuya magnitud máxima es de 125 MPa y 234 m bajo el fondo del rajo.....	96
Figura 76. Ubicación del bulbo de esfuerzos para un rajo de 1500 m de profundidad y ángulo de talud de 35°, cuya magnitud máxima es de 127 MPa y 222 m bajo el fondo del rajo.....	97
Figura 77. Ubicación del bulbo de esfuerzos para un rajo de 1500 m de profundidad y ángulo de talud de 45°, cuya magnitud máxima es de 156 MPa y 296 m bajo el fondo del rajo.....	97
Figura 78. Magnitud máxima generada en el bulbo de esfuerzos en función de la geometría del rajo (profundidad y ángulo de talud).	98
Figura 79. Profundidad del bulbo de esfuerzos, medido desde el fondo del rajo, en función la geometría del rajo (profundidad y ángulo de talud).	98
Figura 80. Esponjamiento asumido para estimar la zona de desplome y daño propagado a partir del corte inicial de 40 m. En este caso, los 40 m excavados iniciales generan una propagación hasta los 120 m de altura, en cuya ubicación se registra el desplazamiento vertical crítico que se utiliza como criterio de propagación en las etapas siguientes.	100
Figura 81. Caja completa del modelo implementado con la ubicación de las excavaciones y dimensiones (3200 m por 10000 m) adecuadas para evitar la aparición de artefactos numéricos. Desplazamientos verticales en el techo de la cavidad después del primer corte de 40 m.....	101
Figura 82. Desplazamientos verticales (acercamiento del modelo total) en el techo de la cavidad después del primer corte de 40 m. Se obtiene un desplazamiento vertical crítico de 4 m como límite para esponjar completamente los primeros 40 m excavados, y se impone una propagación de 120 m.	102

Figura 83. Desplazamientos verticales (acercamiento del modelo total) en el techo de la cavidad después 5 etapas de 20 m cada una (100 m), obteniendo una propagación total de la cavidad de 226 m verticales, y un <i>Crown pillar</i> efectivo de 174 m.	102
Figura 84. Desplazamientos verticales (acercamiento del modelo total) en el techo de la cavidad después 10 etapas de 20 m cada una (200 m), obteniendo una propagación total de la cavidad de 310 m verticales, y un <i>Crown pillar</i> efectivo de 90 m.	103
Figura 85. Desplazamientos verticales (acercamiento del modelo total) en el techo de la cavidad después 15 etapas de 20 m cada una (300 m), obteniendo una propagación total de la cavidad total hacia la superficie (400 m), y el colapso total del <i>Crown pillar</i>	103
Figura 86. Mínimo <i>Crown pillar</i> estable de 37 m de espesor que se obtiene después de 13 etapas de 20 m verticales (acercamiento del modelo total), generando una propagación efectiva de la cavidad de 363 m.	104
Figura 87. Condición de desplazamientos horizontales (acercamiento del modelo total) en las paredes del rajo con una cavidad final bajo el fondo y sin condición estructural.....	105
Figura 88. Condición de desplazamientos horizontales (acercamiento del modelo total) en las paredes del rajo con una cavidad final bajo el fondo y falla al centro del rajo.	106
Figura 89. Condición de desplazamientos verticales (acercamiento del modelo total) en las paredes del rajo con una cavidad final bajo el fondo y falla al centro del rajo.	107
Figura 90. Condición de desplazamientos horizontales (acercamiento del modelo total) en las paredes del rajo con una cavidad final bajo el fondo y falla a 200 m del centro del rajo.....	107
Figura 91. Condición de desplazamientos verticales (acercamiento del modelo total) en las paredes del rajo con una cavidad final bajo el fondo y falla a 200 m del centro del rajo.	108
Figura 92. Condición de desplazamientos horizontales (acercamiento del modelo total) en las paredes del rajo con una cavidad final bajo el fondo y falla a 400 m del centro del rajo.....	108
Figura 93. Condición de desplazamientos verticales (acercamiento del modelo total) en las paredes del rajo con una cavidad final bajo el fondo y falla a 400 m del centro del rajo.	109
Figura 94. Condición de desplazamientos horizontales (acercamiento del modelo total) en las paredes del rajo con una cavidad final bajo el fondo y falla a 600 m del centro del rajo.....	110
Figura 95. Condición de desplazamientos verticales (acercamiento del modelo total) en las paredes del rajo con una cavidad final bajo el fondo y falla a 600 m del centro del rajo.	110
Figura 96. Configuración geométrica caso Palabora (Brummer et al, 2006).....	111

Figura 97. Disposición de falla geológica desde el borde de la cavidad subterránea hacia una de las paredes del rajo.....	112
Figura 98. Perfil en 2 dimensiones de la geometría del rajo, ubicación de la falla geológica y ubicación del nivel de producción de la mina subterránea.	112
Figura 99. Evolución de la propagación de la cavidad hacia la pared del rajo de manera preferencial producto de la presencia de una falla geológica.....	114
Figura 100. Mediciones de desplazamientos en las paredes del rajo Palabora y la zona de movimiento en la pared norte, asociada al deslizamiento producto de la actividad de la mina subterránea (Brummer <i>et al</i> , 2006).....	115
Figura 101. Distribución de alteraciones en una sección representativa del yacimiento de minera Spence (www.seia.cl).	117
Figura 102. Distribución de unidades de asociación litología-alteración dentro del volumen del rajo final proyectado para la mina Spence (Rimmelin, 2012).....	118
Figura 103. Estructuras mayores (fallas geológicas) a escala mina identificadas en la mina Spence (Carrizo, 2013).....	119
Figura 104. Niveles de agua en el distrito Spence medidos en el año 2004 (registros de minera Spence).	120
Figura 105. Niveles de agua en el distrito Spence medidos en el año 2014 (registros de minera Spence).	120
Figura 106. Resistencia uniaxial versus profundidad, identificando la naturaleza supérgena e hipógena de las muestras estudiadas.	121
Figura 107. Profundidad versus GSI. Tendencia media de aumento de GSI en profundidad.	122
Figura 108. Distribución de unidades geotécnicas en el talud final de Spence. ...	123
Figura 109. Esquema de ensayos de tracción indirecta.....	124
Figura 110. Foto de un ensayo uniaxial en una probeta de roca.....	125
Figura 111. Esquema de un ensayo triaxial en una probeta de roca (Hoek, 2000).	126
Figura 112. Ajuste de envolvente de falla <i>peak</i> . Unidad de gravas aluviales consolidadas.	127
Figura 113. Ajuste de envolvente de falla <i>peak</i> . Unidad de Brecha supérgena. .	128
Figura 114. Ajuste de envolvente de falla <i>peak</i> . Unidad de indiferenciado argílico sulfuro.	129
Figura 115. Resultados de resistencia <i>peak</i> para la unidad de pórfido hipógeno.	132
Figura 116. Resultados de resistencia <i>peak</i> para la unidad de indiferenciado hipógeno.....	132
Figura 117. Ajuste de envolvente de falla <i>peak</i> en base a resistencia promedio de resultados de laboratorio, para cada confinamiento. Unidad de Pórfido hipógeno.	133
Figura 118. Ajuste de envolvente de falla <i>peak</i> en base a resistencia promedio de ensayos de laboratorio, para cada confinamiento. Unidad de Indiferenciado hipógeno.....	134

Figura 119. Componentes del equipamiento de la prensa MES800 y elementos de control (Pollak y Vallejos, 2018).	135
Figura 120. Resultados de ensayos post <i>peak</i> efectuados a niveles de confinamiento de 10, 20, 30 y 40 MPa. Unidad de pórfido 1 hipógeno.	137
Figura 121. Resultados de ensayos post <i>peak</i> efectuados a niveles de confinamiento de 5, 10, 20 y 30 MPa. Unidad de pórfido 2 hipógeno.	137
Figura 122. Ajuste modelo CWFS para unidad de pórfido hipógeno.....	139
Figura 123. Modelamiento de envolventes de falla <i>peak</i> y residual para unidad de pórfido hipógeno.....	140
Figura 124. Resultados de ensayos post <i>peak</i> efectuados a niveles de confinamiento de 10 y 20 MPa para unidad de indiferenciado hipógeno.	141
Figura 125. Resultados de ensayos post <i>peak</i> efectuados a niveles de confinamiento de 40 MPa para unidad de indiferenciado hipógeno.	142
Figura 126. Probetas de unidad indiferenciado hipógeno, usadas para los ensayos post <i>peak</i>	143
Figura 127. Ajuste modelo CWFS para unidad de indiferenciado hipógeno.	144
Figura 128. Modelamiento de envolventes de falla <i>peak</i> y residual para unidad de indiferenciado hipógeno.	145
Figura 129. Ubicación del caso de aplicación (mina Spence) en la curva de diseño para confirmar la estabilidad de la geometría propuesta.....	146
Figura 130. Implementación de modelo numérico en <i>software</i> RS2, del caso de aplicación para una sección representativa del pit final de mina Spence.....	148
Figura 131. Ajuste de envolventes de falla Mohr-Coulomb para la unidad Pórfido Hipógeno sin daño por tronadura y desconfinamiento.	149
Figura 132. Ajuste de envolventes de falla Mohr-Coulomb para la unidad Pórfido Hipógeno con daño por tronadura y desconfinamiento.	149
Figura 133. Ajuste de envolventes de falla Mohr-Coulomb para la unidad Indiferenciado Hipógeno sin daño por tronadura y desconfinamiento.....	150
Figura 134. Ajuste de envolventes de falla Mohr-Coulomb para la unidad Indiferenciado Hipógeno con daño por tronadura y desconfinamiento.....	150
Figura 135. Resultado de evaluación numérica asumiendo comportamiento elasto-plástico para todos los materiales. El resultado muestra los elementos en fluencia y SRF de 1.5.	151
Figura 136. Resultado de evaluación numérica asumiendo comportamiento elasto-frágil para los materiales bajo el límite de sulfatos. El resultado muestra los elementos en fluencia y SRF de 1.22.....	152
Figura 137. Resultado de evaluación numérica asumiendo comportamiento elasto-plástico para todos los materiales. El resultado muestra los desplazamientos horizontales y SRF de 1.5.	153
Figura 138. Resultado de evaluación numérica asumiendo comportamiento strain-softening para los materiales bajo el límite de sulfatos. El resultado muestra los desplazamientos horizontales y SRF de 1.22.	153

CAPÍTULO 1: Introducción y Antecedentes

1.1 Motivación

En la industria minera, muchas explotaciones de rajo abierto asociadas principalmente con recursos metálicos son planificadas para llegar en el futuro a profundidades que superan los 500 m. Estas, potencialmente, deberán enfrentar una transición hacia minería subterránea, en la medida que el cuerpo mineralizado se proyecte en profundidad. En Chile, existen algunos de los rajos más grandes de la industria global, tales como Chuquicamata y Escondida, los cuales, actualmente, enfrentan decisiones de largo plazo respecto a la continuidad de su explotación en profundidad, que deben ser tomadas con años de anticipación para agregar el máximo valor al negocio. El caso de Chuquicamata es el que tiene un horizonte de transición más cercano a través de su proyecto Chuqui Subterránea (Olavarría *et al.*, 2006), que se encuentra actualmente en proceso de transición hacia una explotación de *block caving* bajo el actual rajo abierto cuya profundidad final alcanzó los 1250 m. El otro caso de profundización es el de minera Escondida, cuyo rajo homónimo se proyecta a futuro, en los próximos 60 años, a profundidades de 1200 m o más. Este último caso (Escondida), aun cuenta con una ventana temporal suficiente para realizar un análisis conceptual detallado de las variables geométricas de primer orden (profundidad y ángulo global de talud), debido a que el rajo se encuentra en proceso de profundización, actualmente en aproximadamente 650 m, en comparación al primer caso, en Chuquicamata, en el cual el rajo final ya existe.

Estas grandes estructuras de rajo abierto se diseñan en términos de su geometría óptima económica (profundidad, ángulo de talúd, rampas intermedias, desacoples, bancos) en base a información geológica y geotécnica proyectada en profundidad (ver Figura 1.1). El proceso de planificación recibe como principal input los máximos ángulos de talúd obtenidos de evaluaciones geotécnicas que se podrían proyectar en cada sector del futuro rajo, lo cual es utilizado para decidir la mejor opción económica. Posteriormente, el proceso de diseño de la configuración específica que será excavada, es nuevamente sometida a una evaluación geotécnica detallada y específica en cuanto a su geometría.

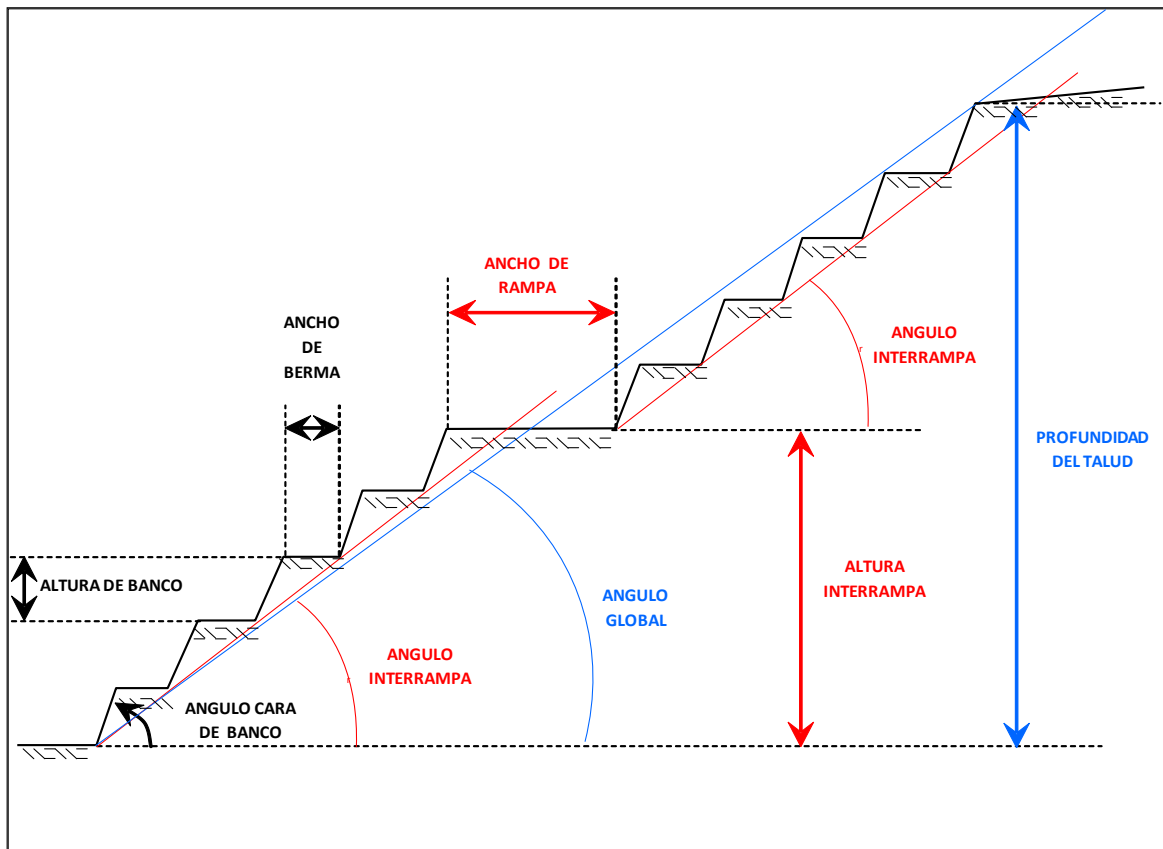


Figura 1. Parámetros geométricos de un talud minero de un rajo abierto (elaboración propia).

Si bien hay casos exitosos de gran profundización de rajos tales como Chuquicamata, en la industria existen, a su vez, otros casos reales de profundización que pueden servir como referencia para analizar conceptualmente los mecanismos de falla y su estabilidad. Tal es el caso de Binhgam Canyon (Ward, 2015) cuyo rajo abierto, de más de 800 m de profundidad, experimentó la activación de una falla global el año 2013, cuya aceleración de deformaciones en la pared (desplazamientos horizontales) fue anticipada, en algunos meses, por el sistema de monitoreo geotécnico. Dicha inestabilidad afectó la parte superior del talud (primeros 400 m) movilizandoo un volumen de 166 millones de toneladas, el cual cubrió un tercio del fondo del rajo, destruyendo equipos mineros e infraestructura. Se estima que el costo total esta falla fue de 1 billón de dólares americanos (<https://www.deseretnews.com>). También se conocen otros casos de falla, como el de la mina Palabora (Brummer *et al.*, 2006), cuyo rajo de 800 m de profundidad experimentó una falla global producto de la propagación hacia la superficie de la cavidad generada por una mina subterránea de *block caving* ubicada bajo el fondo del rajo. A su vez, el caso del rajo de la mina Ernest Henry (Campbell *et al.*, 2016) que experimentó una falla global de una de sus paredes de 600 m de profundidad, producto de la interacción con una mina subterránea de *sub level caving* ubicada bajo el fondo del rajo. Estos casos

(Brummer *et al.*, 2006, Campbel *et al.*, 2016) evidenciaron que, al considerar un escenario geotécnico de interacción entre la pared de un rajo con una explotación subterránea, la estructura de diseño más relevante es el volumen de roca que separa ambas excavaciones (superficial y subterránea), el cual se conoce como *Crown pillar* superficial (ver Figura 1.2).

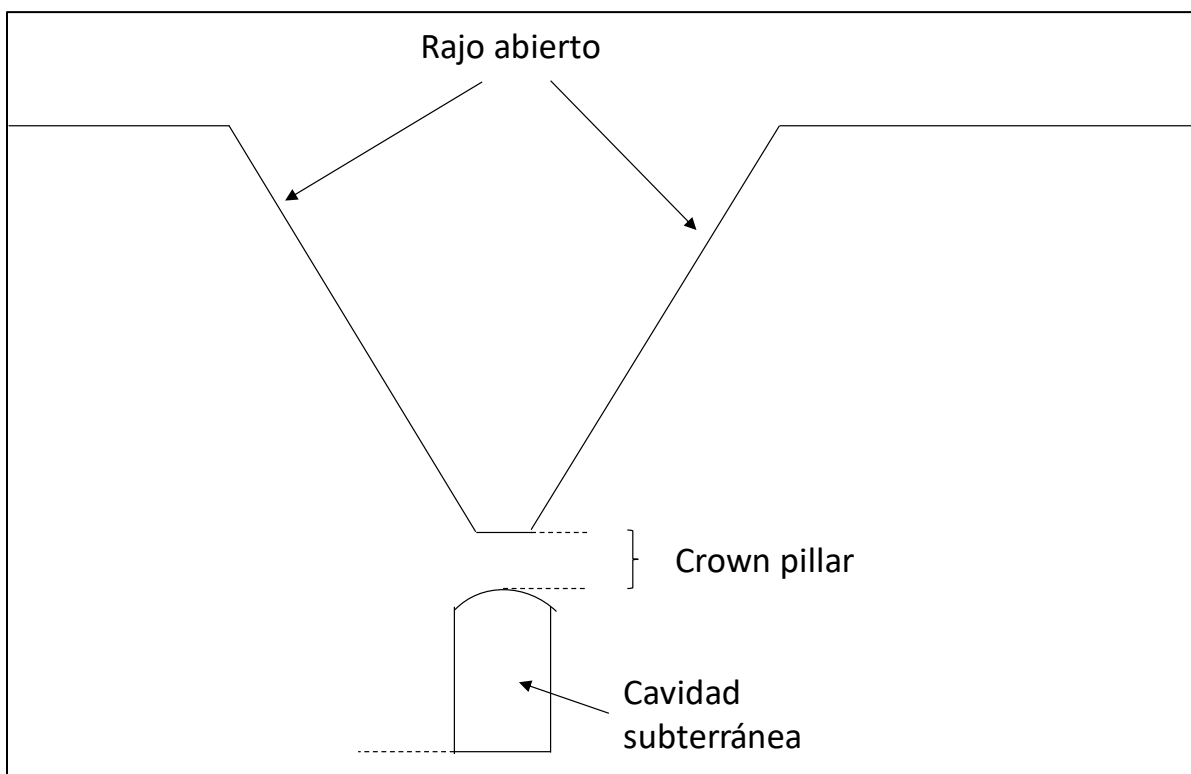


Figura 2. Ubicación de la masa de roca denominada como *Crown pillar*, que se forma entre ambas excavaciones de rajo abierto y cavidad subterránea (elaboración propia).

Si bien los casos actuales de taludes profundos son pocos, en la próxima década se proyecta un incremento progresivo de estos, producto de la profundización de rajes actualmente en explotación, así como la materialización de nuevos proyectos, con probabilidad de transiciones a excavaciones subterráneas. A partir de una estimación privada realizada al año 2011 (comunicación personal con Martyn Robotham, 2017) en base a información proporcionada por 14 importantes empresas mineras, se estimaba que 85% del total de casos (73 explotaciones cupríferas de rajo abierto existentes al año 2011) evidenciaban una profundidad igual o menor a 600 m, y solo el 4% una profundidad igual o mayor a 1000 m. Si consideramos el estado futuro esperado para las mismas explotaciones agregando nuevos proyectos, se proyecta que el 57% de los casos (82 casos proyectados) tendrán una profundidad de 600 m o menos, y que en el 17% de los casos se espera lograr profundidades de 1000 m o más (ver Figura 1.3). Esta tendencia introduce un desafío mayor en la

industria, respecto a la profundización de las explotaciones a cielo abierto, de lo cual aún existe poca evidencia empírica, sobre casos de fallas, que puedan proporcionar aprendizajes para el desarrollo de la ingeniería de futuras explotaciones.

En este contexto, el presente estudio tiene como motivación contribuir a optimizar los diseños geotécnicos en dichas condiciones de profundidad de rajos y la interacción con excavaciones profundas, considerando un rasgo geológico no utilizado tradicionalmente, denominado límite de sulfato. Este rasgo geológico permite discriminar el comportamiento del macizo rocoso en profundidad, lo cual se considera un relevo técnico para enfrentar de mejor manera el importante desafío técnico antes mencionado, contribuyendo tanto a una minería futura más segura y un negocio más rentable y sostenible en el tiempo.

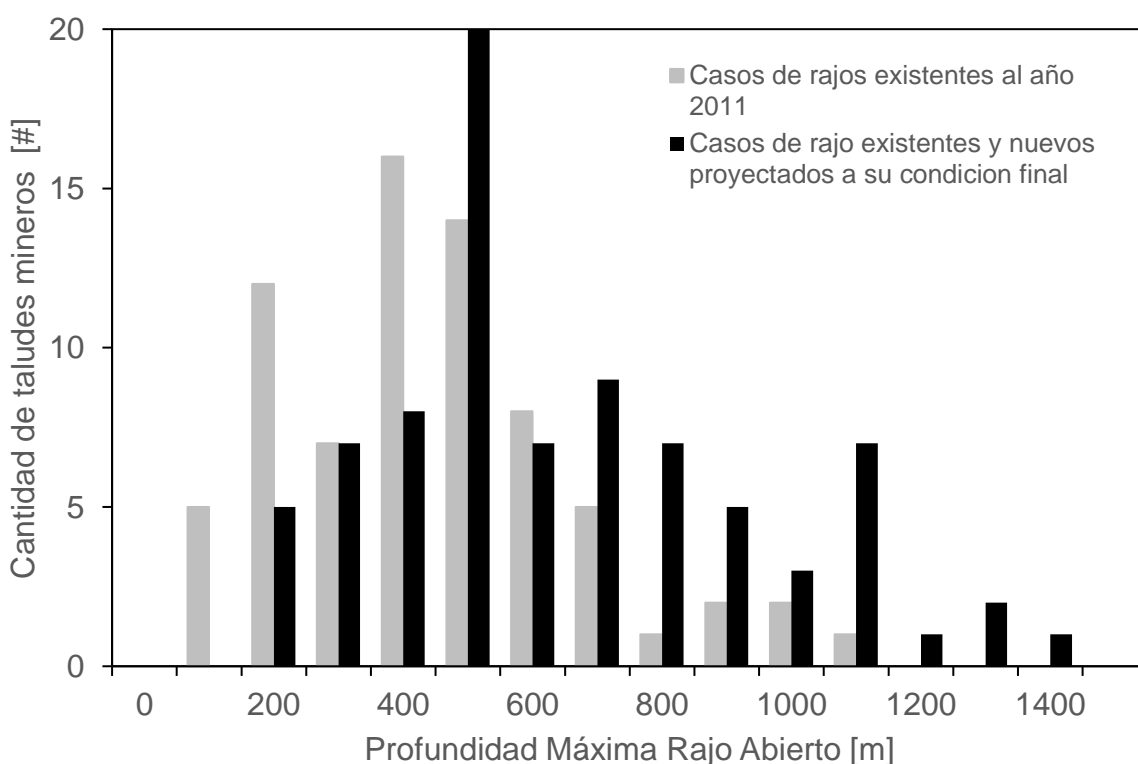


Figura 3. Resumen de profundidades máximas de rajos existentes y proyectos de rajos abierto, al año 2011. Total de 82 casos considerados de las empresas AGA, Anglo American, BHP, Barrick, Codelco, Collahuasi, Debswana, DeBeers, FMI, Newcrest, Newmont, Rio Tinto, Teck, Vale (Robotham, 2017).

Las principales referencias para el análisis de grandes taludes mineros (Read *et al.*, 2009 y Sjoberg, 1999), proporcionan metodologías de análisis de estabilidad (empírica, equilibrio límite y modelamiento numérico). El análisis se basa en la identificación de unidades geotécnicas, que se asumen homogéneas en términos de sus parámetros geotécnicos. A escala del talúd, se aplican condiciones del entorno

geológico distrital-regional tales como: i) aguas subterráneas (presiones de poro), ii) condición estructural, y iii) ambiente sismotectónico. Sin embargo, estas referencias metodológicas no hacen referencia al límite de sulfato, por lo que el análisis no hace diferencias conceptuales entre un talud de poca profundidad, y uno de gran profundidad (500 m o más), desde el punto de vista geológico-geotécnico. Lo anterior expone un nicho de investigación relevante que consiste en identificar cambios de comportamiento geomecánico en profundidad, abordable desde un análisis conceptual, con un alto impacto en el futuro del negocio minero.

1.2 Objetivo

Evaluar las condiciones de estabilidad global de un talud en minería a cielo abierto de profundidad mayor, o igual, a 500 [m], para sus distintos mecanismos de falla, los cuales han sido empíricamente 2: 1) Falla al profundizar y 2) Falla por interacción con cavidad subterránea.

Los objetivos específicos son

- Determinar la respuesta de las paredes del rajo en función de: 1) geometría, 2) condición de esfuerzos, 3) condición estructural, así como 4) resistencia y/o comportamiento del macizo rocoso, en base al uso diferenciado de modelos constitutivos en relación al comportamiento post-peak (residual).
- Determinar la respuesta del *crown pillar* superficial bajo el fondo del rajo producto de una cavidad generada por una mina subterránea (*block caving* o *sub level caving*), para los casos seleccionados de mayor interés de profundización.
- Proponer y validar el modelo conceptual geológico y geotécnico propuesto para un talud minero profundo, en base a casos reales (Bingham Canyon y Palabora).
- Establecer las condiciones metodológicas, de primer orden, para el estudio experimental de diseños de rajos profundos en sistemas tipo pórfido cuprífero.

1.3 Hipótesis

El presente estudio tiene como hipótesis que los rajos profundos (sobre 500 [m]) se diferencian de aquellos más superficiales, en la presencia de cambios en las propiedades geomecánicas asociadas a la profundización.

Este cambio se debe a la importante variación geológica en profundidad (vertical), en términos de mineralización y acción hidrotermal, de los depósitos del

tipo pórfido cupríferos. Estos depósitos presentan dos zonas: i) ambiente superficial, supérgeno; y ii) ambiente profundo, hipógeno. Estas dos zonas presentan características geomecánicas significativamente diferentes, cuya ubicación está referida al límite de las menas secundarias-primarias como un indicador reconocible, modelable y caracterizado de manera estándar en minería. Al integrar estas diferencias como variable al análisis clásico de diseño de rajos, se espera reconocer cuantitativamente su jerarquía, permitiendo desarrollar una metodología actualizada de diseño, junto con una integración más real de las características geológicas de los depósitos en los casos que esta exista. Finalmente, lo anterior no solo impactaría al método de diseño, sino que también a las estrategias de monitoreo, las cuales tendrían condiciones diferentes para cada caso (rajos profundos y rajos someros/superficiales).

1.4 Metodología

La metodología del presente trabajo considera las siguientes etapas:

1. Identificar casos de rajos abiertos (Bingham Canyon y Palabora) que hayan tenido fallas globales producto de su profundización, o su transición hacia minería subterránea masiva, para validar los análisis a realizar en este trabajo.
2. Establecer la importancia geotécnica del límite de sulfatos como una característica geológica distintiva de un talud profundo respecto a uno superficial. La justificación del uso del límite de sulfato se realizará en base a la bibliografía existente y verificación con antecedentes geotécnicos disponibles.
3. Realizar una revisión bibliográfica que permita delinear un marco geológico, geotécnico, y de análisis de estabilidad de un talud profundo, que sea aplicable a macizos rocosos representativos de pórfidos cupríferos.
4. Describir los modelos constitutivos de roca frágil para las zonas profundas mas competentes del talud profundo.
5. Identificar los modos de falla potenciales producto de la profundización de un rajo abierto, usando como referencia casos reales.
6. A partir de los mecanismos de falla, estudiar las condiciones de falla superficial de un talud profundo (paredes del rajo y *Crown pillar* superficial), usando modelamiento numérico bidimensional, para distintas configuraciones geométricas, condición de esfuerzos, y resistencia del macizo rocoso.
7. Efectuar validaciones preliminares de los resultados obtenidos en base a casos reales publicados, y aplicar la metodología para la evaluación de un caso existente con datos reales de laboratorio.

8. Modelar parámetros geotécnicos en base a ensayos post-peak de laboratorio, de muestras tomadas de un caso real, para la evaluación de estabilidad en base al marco de análisis de talud profundo propuesto.

La Figura 1.4 ilustra la metodología propuesta para el desarrollo de la presente tesis de magíster (adaptado de Flores 2005):

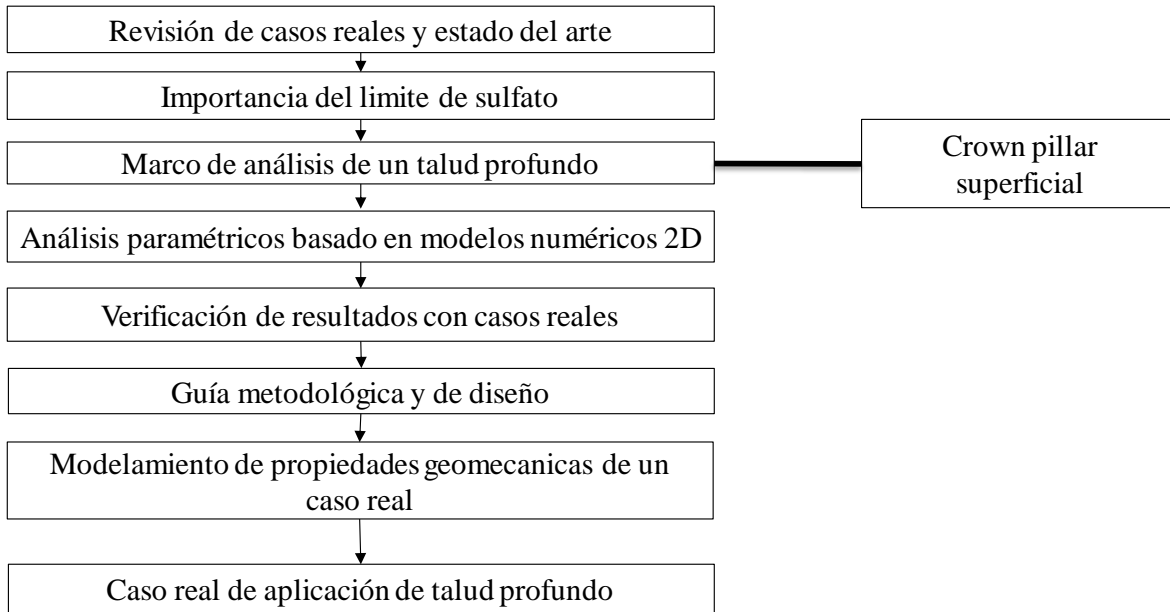


Figura 4. Metodología propuesta para el desarrollo de la tesis.

1.5 Alcance

Según la metodología propuesta, la estructura de la tesis sigue una secuencia lógica en su desarrollo, descrita a continuación.

Capítulo 1: Introducción

Se exponen los antecedentes que justifican la tesis, los objetivos, y metodologías, para su desarrollo.

Capítulo 2: Revisión Bibliográfica y Marco Teórico

Se aborda una revisión bibliográfica con los mecanismos de falla identificados en casos reales (falla de la pared del talud y falla del *Crown pillar* superficial), así como la importancia del límite de sulfato como característica distintiva de un talud

profundo. Se identifican los elementos teóricos y empíricos que permiten el análisis de taludes profundos, y descripción de modelos constitutivos de roca frágil asociados al macizo rocoso más competente existente en profundidad.

Capítulo 3: Respuesta Geomecánica de Taludes Profundos

Desarrollo de una evaluación conceptual numérica parametrizada de los casos de falla de taludes profundos, representativo del mecanismo de falla asociado a la profundización del rajo. Para este mecanismo de falla a escala de macizo rocoso, se consideran los parámetros asociados a la geometría del talud, profundidad del límite de sulfato, y condición de esfuerzos, con los cuales se desarrolla una curva conceptual de evaluación de estabilidad. Se realiza una validación de los resultados conceptuales con el caso de Bingham Canyon.

Capítulo 4: Respuesta Geomecánica de Crown Pillar Superficial

Se realiza un análisis conceptual numérico basado en la sensibilización de parámetros geométricos y geológico-estructurales (ubicación de falla geológica), usando como base aquellos casos de interés del capítulo 3, para evaluar las condiciones de estabilidad del *Crown pillar* superficial. Se evalúa primero la condición de esfuerzos inducidos por el rajo y su impacto en la ubicación vertical (bajo el fondo del rajo) de una mina subterránea. Posteriormente, se evalúan las condiciones de estabilidad del *Crown pillar* superficial entre ambas explotaciones mineras (rajo y subterránea). Por último, se realiza una validación de los resultados conceptuales con el caso Sudafricano de la mina Palabora.

Capítulo 5: Caso de Aplicación a la Profundización en Minería a Cielo Abierto

Se evalúa la estabilidad de la condición final proyectada de un talud profundo para el caso de la mina Spence de BHP, aplicando los conceptos desarrollados. Se realiza primero un modelamiento de las propiedades geomecánicas, en base a ensayos de laboratorio, para las distintas unidades geotécnicas asociadas al caso. Posteriormente, se realiza una evaluación preliminar en base a curva conceptual de evaluación de estabilidad desarrollada en el capítulo 3, y posteriormente un análisis de estabilidad con modelos numéricos en dos dimensiones. Se comparan los resultados que se obtienen aplicando la práctica estándar de la industria (Read *et al.*, 2009), y la propuesta de la presente tesis, y su impacto en el diseño minero.

Capítulo 6: Discusión

Se desarrolla un análisis crítico del trabajo, las limitaciones del análisis, así como la identificación de los desafíos que se pueden abordar en estudios futuros.

Capítulo 7: Conclusiones y Recomendaciones

Conclusiones sobre el trabajo, y recomendaciones para trabajos futuros.

1.6 Implicancias del Estudio

El presente trabajo busca establecer un marco geológico y geotécnico que diferencia un talud profundo (500 m o más de profundidad) de un talud más superficial, el cual es aplicable a macizo rocosos emplazados en pórfidos cupríferos. Este marco se basa en la importancia de la variación natural de los macizos rocosos de los pórfidos cupríferos, develando el límite de sulfatos (primario-hipógeno y secundario-supérgeno), como rasgo geológico principal que impacta el diseño geotécnico. La exposición de estos dos ambientes con características mecánicas diferentes en los macizos, ocurre principalmente en rajos profundos debido a la dimensión masiva (profundidad) de los depósitos.

Estos ambientes se asocian a distintos modelos constitutivos, asociados a comportamientos esperados más cerca de la superficie y en profundidad, respectivamente. Este marco es implementado en un modelo numérico para un análisis parametrizado, que permita su evaluación geotécnica en base a los mecanismos de falla característico de un talud profundo.

Si bien se ha desarrollado investigación sobre la interacción de minería a cielo abierto profunda (Flores, 2005) en transición a minería subterránea, en dichos casos se da un rajo predefinido (geometría dada y fija) y un marco conceptual conocido donde usualmente se asume un comportamiento elasto - plástico perfecto (Flores, 2005 y Vyazmensky, 2010). A diferencia de estos casos, el presente trabajo aborda el problema de interacción para distintas geometrías de rajo.

El presente trabajo aborda la problemática de un rajo profundo desde el punto de vista de sus potenciales mecanismos de falla característicos, los cuales están dados en base tanto a la propia profundización, como en la interacción con una futura mina subterránea.

El principal resultado esperado, corresponde a una disminución del factor de seguridad, respecto a la metodología tradicional, debido a las consideraciones de resistencia post *peak* en el sector más competente del macizo rocoso ubicado en las zonas más profundas del talud. Así también, el marco propuesto tiene el potencial para explicar los mecanismos de falla de taludes profundos, debido a las consideraciones de distintos ambientes geológicos y geotécnicos. Esto podría tener consecuencias en las decisiones de diseño y posterior monitoreo de grandes rajos.

Otro aspecto que puede ser explicado con este marco propuesto, es la formación de la zona de concentración de esfuerzos bajo el fondo del rajo, lo cual puede impactar la infraestructura de una futura mina subterránea, dependiendo de su ubicación vertical.

El uso del marco conceptual propuesto puede ser usado en etapas de ingeniería conceptual donde se definen opciones geométricas de rajo, para tener una evaluación preliminar de sus condiciones de estabilidad esperadas. De esta forma, se aporta un elemento técnico para las evaluaciones de futuros rajos y el momento en el cual es adecuado efectuar la transición hacia minería subterránea. Estas evaluaciones actualmente son de carácter económico solamente, dando los límites del rajo (profundización) en base a benchmarking de los pocos casos existentes (Chuquicamata).

CAPÍTULO 2: Revisión Bibliográfica

2.1 Contexto Productivo de la Minería de Cobre en Chile

Como lo muestra la Tabla 2.1, Chile se ubica en el primer lugar, lo cual se proyecta de esa forma en el próximo año 2019 (Comisión Chilena del Cobre, 2018). En ella se observa la producción de Cobre de los principales países que forman parte de esta industria global, para el año 2017 y proyecciones de los años 2018 y 2019. En particular, Chile logró una producción total de 5,504 miles de toneladas métricas finas (Ktmf) de Cobre durante el año 2017, lo cual se proyecta en los años 2018 y 2019, con crecimientos de 4.7% y 3.1% respectivamente.

Tabla 1. Proyección de producción mundial Cobre Mina 2018-2019. Miles de toneladas métricas de cobre fino o Ktmf (Comisión Chilena del Cobre, 2018).

Pais	2017	2018 (p)	2019 (p)
	[Ktmf]	[Ktmf]	[Ktmf]
Chile	5504	5762	5941
Perú	2445	2432	2518
China	1656	1524	1585
RD Congo	1095	1182	1277
EE.UU.	1258	1132	1211
Australia	879	852	886
Zambia	942	1054	1160
México	742	744	759
Rusia	740	747	785
Indonesia	666	800	720
Kazakhstan	745	775	783
Canadá	606	566	578
Otros	2965	3114	3145
Mundo	20242	20686	21347
Importancia productiva de Chile a nivel global	27%	28%	28%
Crecimiento productivo de Cobre de Chile		4.7%	3.1%

El liderazgo productivo de Chile se basa en la continua explotación de los depósitos minerales de Cobre, y la aparición de nuevos proyectos mineros. Dados los volúmenes, las explotaciones mineras se desarrollan a gran escala por empresas mineras multinacionales, y nacionales como CODELCO (Corporación Nacional del

Cobre). Las actuales grandes explotaciones de Cobre en Chile, como Los Pelambres, Chuquicamata, Escondida, Radomiro Tomic, etc., deben sostenerse productivamente, lo que ha implicado expansiones, con sus consecuentes profundizaciones de actuales rajos, transición hacia minería subterránea, o bien profundizaciones de actuales minas subterráneas (ver tabla 2.2).

Tabla 2. Contexto productivo de principales operaciones mineras en Chile y nuevos proyectos 2018-2028 (Comisión Chilena del Cobre, 2018, Servicio de Evaluación Ambiental, 2018).

Fuente	Operación/Proyecto	Tipo de explotación	Empresa minera	Año puesta en marcha
SEIA	Los Pelambres	Profundización rajo	AMSA	2018
SEIA	Rajo Escondida	Profundización rajo	BHP	2018
Cochilco	Cerro Colorado continuidad operacional	Expansión rajo	BHP	2018
Cochilco	Extensión Los Colorados	Expansión rajo	BHP	2018
Cochilco	Actualización Quebrada Blanca	Expansión rajo	Teck	2018
Cochilco	Los Bronces - Fase 7	Expansión rajo	Angloamerican	2018
Cochilco	Actualización Esperanza	Expansión rajo	AMSA	2018
SEIA	Minerales Primarios Spence	Profundización rajo	BHP	2019
Cochilco	Collahuasi 170ktpd	Expansión rajo	Collahuasi	2019
Cochilco	Chuquicamata Subterránea	Transición rajo-subterránea	Codelco	2019
SEIA	Quebrada Blanca Fase II	Profundización Rajo	Teck	2020
Cochilco	Rajo Inca	Expansión rajo	Codelco	2021
Cochilco	Continuidad operacional Zaldívar	Expansión rajo	AMSA	2022
Cochilco	Nuevo Nivel Mina	Profundización mina subterránea	Codelco	2023
Cochilco	Sulfuros RT Fase II	Profundización Rajo	Codelco	2024
Cochilco	Nueva Unión Fase II y III	Expansión rajo	Goldcorp / Teck	2026
Cochilco	Expansión Andina	Expansión rajo	Codelco	2026

De la Tabla 2.2, es posible observar que existen varias explotaciones mineras que proyectan profundizaciones de rajo, y un caso de transición rajo-subterránea (Chuquicamata). Estos casos corresponden a grandes profundizaciones, lo que

podría implican enfrentar explotaciones cada vez más complejas geotécnicamente, lo que constituye un desafío técnico relacionado a la sustentabilidad productiva en la industria minera en Chile (Comisión Chilena del Cobre, 2018).

2.2 El Límite de Sulfatos Como Control Vertical de las Características Geomecánicas del Macizo Rocosó

Los yacimientos de cobre en los cuales se emplazan las grandes explotaciones mineras se conocen como pórfidos cupríferos, los cuales se definen geológicamente como grandes volúmenes (10 a 100 [Km]³) de rocas hidrotermalmente alteradas (Sillitoe, 2010). Estos yacimientos se caracterizan por una secuencia de alteraciones geológicas definidas, por lo general, según un notorio patrón vertical, que se manifiestan como el resultado de repetidos procesos geológicos. Estos procesos definen las características de los macizos rocosos durante la mineralización, y el o los procesos hidrotermales subsecuentes, y finalmente la generación de procesos de enriquecimiento secundario por acción de fluidos superficiales (Sillitoe, 2010). Lo anterior, genera transformaciones relevantes en las características mecánicas de los macizos rocosos, tanto en la fábrica macroscópica (sistemas estructurales, rellenos), como en sus características microscópicas (resistencia). El proceso de mineralización en dichos macizos define zonas que en general varían en el espacio (lateral y verticalmente) según su proximidad con: i) la fuente termal (profundidad); ii) el límite de penetración de los fluidos meteóricos (superficie); iii) Los procesos de deformación posteriores a la génesis del depósito. La fuente termal corresponde al magma que se proyecta desde las zonas más profundas en dirección hacia la superficie. Los fluidos meteóricos corresponden típicamente a lluvias y/o escorrentías superficiales. Finalmente, los procesos de deformación se asocian a cambios en el estado tensional regional que afectan localmente al yacimiento.

En términos generales, la zonación de alteración tiene un ordenamiento que esta normalmente ligado a la profundidad: i) Alteración Potásica (más profunda); ii) Alteración Propilítica; iii) Alteración clorita-sericita (Fílica), iv) Alteración sericita, y v) Alteración argílica en niveles más superficiales (ver Figura 2.1). La Figura 2.1 muestra este ordenamiento en términos de profundidad (eje Y) y el tiempo necesario para que se produzcan los procesos geológicos posteriormente (eje X), a partir de las primeras alteraciones en profundidad (Potásica) asociadas a la intrusión del fluido magmático. Este ordenamiento, a su vez, se puede observar en términos de su menor a mayor acidez y estado de sulfidización, lo cual también ocurre de mayores a menores temperaturas respectivamente. Es así que las alteraciones hidrotermales que dan lugar a la argilización de la roca se producen a bajas temperaturas (menos de 20 °C).

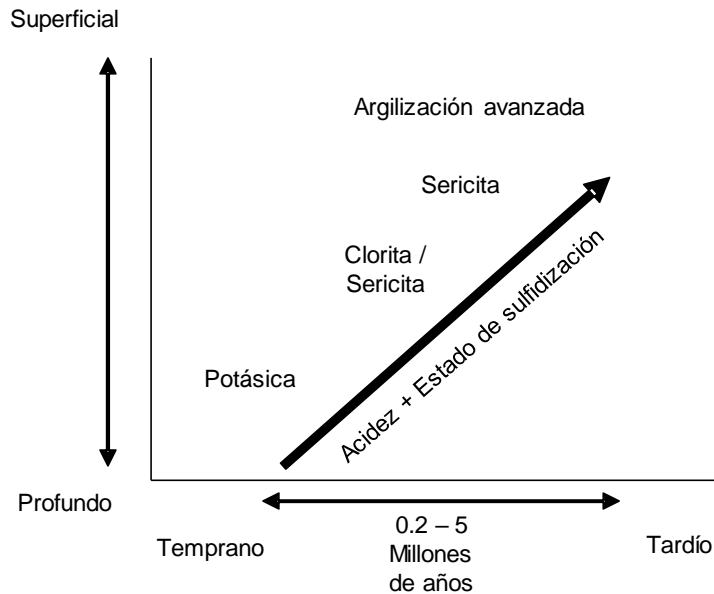


Figura 5. Representación esquemática de la secuencia de alteración-mineralización de los sistemas de pórfidos cupríferos (Sillitoe, 2010).

La Figura 2.2 muestra esquemáticamente la distribuciones vertical y lateral de la secuencia de alteraciones descrita, que se encuentra comúnmente en los yacimientos de cobre del tipo pórfido cuprífero (Sillitoe, 2010; Perelló y Sillitoe, 2005). La distribución de la zonación de alteración es el resultado de un proceso desarrollado sobre la Zona de Transición Frágil Dúctil asociada al efecto termal de intrusión del pórfido, entre los 1,5 [km] – 3 [km] de profundidad (Weiss *et al.*, 2012). Cabe señalar que, por la implicancia en geotecnia, la alteración argílica se concentra en mayor medida en la parte superior del depósito, asociada a la zona de mayor interacción con fluidos meteóricos (superficiales) (Figura 2.2). Esta alteración tiene asociaciones de arcilla, generando rocas con una muy disminuida resistencia mecánica.

Procesos posteriores, generan importantes transformaciones en la naturaleza de los macizos, principalmente asociados con la interacción del depósito con el agua superficial. En general en esta etapa ocurren procesos de lixiviación del depósito primario (formado entre 1,5 – 3 km de profundidad), por la exhumación del él mismo (desenterramiento por tectónica y erosión). Este proceso da como resultado la génesis de minerales oxidados con concentraciones de cobre económicas (foco de explotación minera), denominada mineralización secundaria o supérgena. En este escenario, la mineralización secundaria se asocia principalmente con la alteración argílica en la porción más superficial del depósito. Esta alteración (argílica) corresponde a un proceso de hidrólisis, en el cual se destruye la estructura cristalina

de la roca por acción del agua (que actúa como ácido débil), dando lugar a la formación de minerales arcillosos.

Lo anterior, impone dos zonas generales en los pórfidos cupríferos; i) zona primaria hipógena (profunda y más competente); ii) zona secundaria, supérgena (superficial y menos competente). En este contexto, el límite de percolación del agua superficial es responsable de generar dichas zonas, siendo reconocido geológicamente por la presencia de sulfatos que rellenan las zonas más permeables del macizo rocoso asociados con la zona profunda, no observándose dichos minerales en la zona superficial secundaria. Por esta razón, dentro de la caracterización geológica general de los depósitos se establece el **límite de sulfatos, o techo de sulfatos**, como una frontera relevante que condiciona ambos dominios: primario y secundario. La Figura 2.2 muestra el límite de sulfatos cercano al nivel freático máximo logrado producto de la percolación de fluidos superficiales (paleo tabla de agua), el cual puede ubicarse hasta 1 [Km] de profundidad. El proceso de lixiviación se superpone a las zonas de alteración primarias, y por ser un proceso tardío, corresponde al proceso de transformación del macizo rocoso más relevante para el estado final del depósito.

Si bien estos procesos geológicos descritos explican la distribución de los minerales secundarios (superficiales), y primarios (profundos), pueden existir procesos de erosión y transporte que sean posteriores, y que reducen los volúmenes de minerales secundarios más superficiales. El resultado de esto es un yacimiento con una mineralización secundaria que puede variar desde de una profundidad de 0 m (completa erosión) hasta casi 1 [km]. Posteriormente, bajo el límite de sulfato se encuentran los minerales primarios que pueden abarcar hasta 2 [km], pudiendo exhibir leyes de cobre menores en la medida que se profundizan.

Los procesos de erosión y transporte de la mineralización secundaria pueden llevar a la depositación de dichos materiales, en la forma de sedimentos, y posteriores procesos de mayor enriquecimiento de Cobre, formando nuevos yacimientos denominados exóticos.

Establecida la existencia del rasgo geológico denominado límite de sulfatos, que fundamentalmente separa los minerales secundarios de los primarios en la dirección vertical, se pueden establecer vínculos con comportamientos geomecánicos de distinto tipo. Sin embargo, es importante establecer, también, que este límite de sulfato se genera a partir de la secuencia de alteraciones, por lo que, en realidad, se manifiesta como una zona de transición, que puede exceder la zona donde se encuentra la mineralización secundaria, donde los procesos de argilización ya no son observables.

Como se explicó anteriormente, la mineralización más superficial sobre el límite de sulfatos es sometida a procesos geológicos más allá de la mineralización

primaria. Por lo tanto, es razonable asumir que el macizo rocoso asociado a esta zona debería exhibir una menor resistencia. De la misma forma, el macizo rocoso presente a mayor profundidad debería ser progresivamente más competente, lo que debería ser observable bajo el límite de sulfatos.

Al considerar lo anterior, las características mecánicas de los macizos son definidas tanto por la interacción entre la litología, i.e., tipo de roca, así como la alteración, y las características de la permeabilidad secundaria (discontinuidades), los cuales son parámetros de entrada para la identificación de unidades geotécnicas (Read, 2009), las cuales son integradas en la construcción de los modelos geotécnicos.

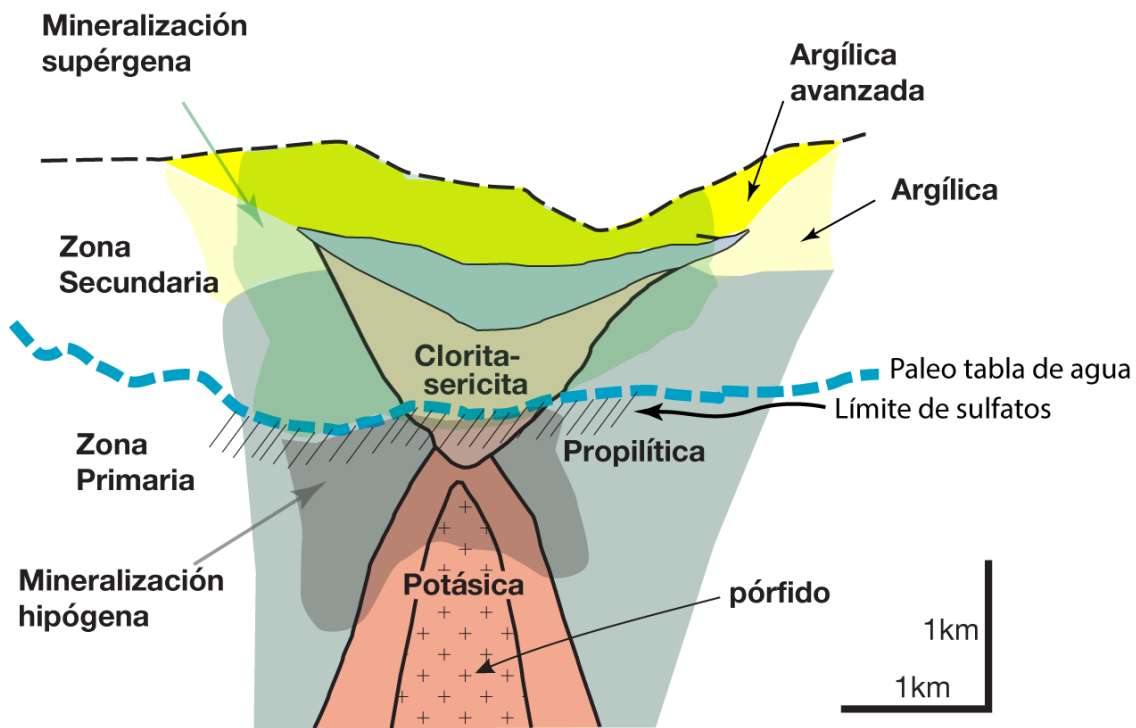


Figura 6. Esquema generalizado del patrón de alteración-mineralización de sistemas de pórfidos cupríferos, denotando el límite secundario-primario, asociado normalmente al límite de presencia de sulfatos (modificado de Sillitoe, 2010).

2.2.1 Determinación de características mecánicas asociadas al límite de sulfatos

Una vez establecida la naturaleza y relevancia del límite de sulfatos, considerada en la hipótesis del estudio, se presenta una validación empírica sobre la base del análisis de indicadores de calidad geotécnica de macizos rocosos, con el objetivo de detectar un cambio evidente, el cual esté relacionado con la profundidad bajo el límite de sulfatos. La Figura 2.3 muestra un perfil con la distribución del GSI (Geological Strength Index) para un yacimiento de cobre operado por la Compañía Minera BHP (minera Escondida), en el cual existe un cambio definido a los 625-650 [m] bajo la superficie. Este cambio se observa para un GSI de 55, y coincide con la aparición de las unidades geotécnicas de alteraciones potásicas y sericita-clorita, en litologías hipógenas (primarias). Lo anterior evidencia un aumento consistente del GSI, siguiendo la secuencia de alteraciones argílica, cuarzo-sericita, y potásica, para las distintas litologías presentes. Esta tendencia se puede observar también en la Figura 2.4, en la cual se ha graficado el GSI para distintas alteraciones y litologías, usando 1775 probetas de roca de operaciones de rajo en Chile de la compañía minera BHP.

Esta tendencia, en relación con la secuencia de alteraciones, es observada también para el parámetro de resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta (UCS) lo cual es observado en la Figura 2.5 en datos de Chuquicamata (Hoek *et al*, 2000) y Figura 2.6 en base a datos de faenas de BHP en Chile (fuente propia). Estas Figuras 2.5 y 2.6 muestran el mismo tipo de gráfico en el cual se presenta un parámetro de resistencia que disminuye al recorrer la secuencia de alteraciones, desde la mas profunda hasta la mas superficial. Esto complementa la evidencia de una relación de características mecánicas que se pueden asociar a la secuencia de alteraciones, y por lo tanto a la profundidad del depósito.

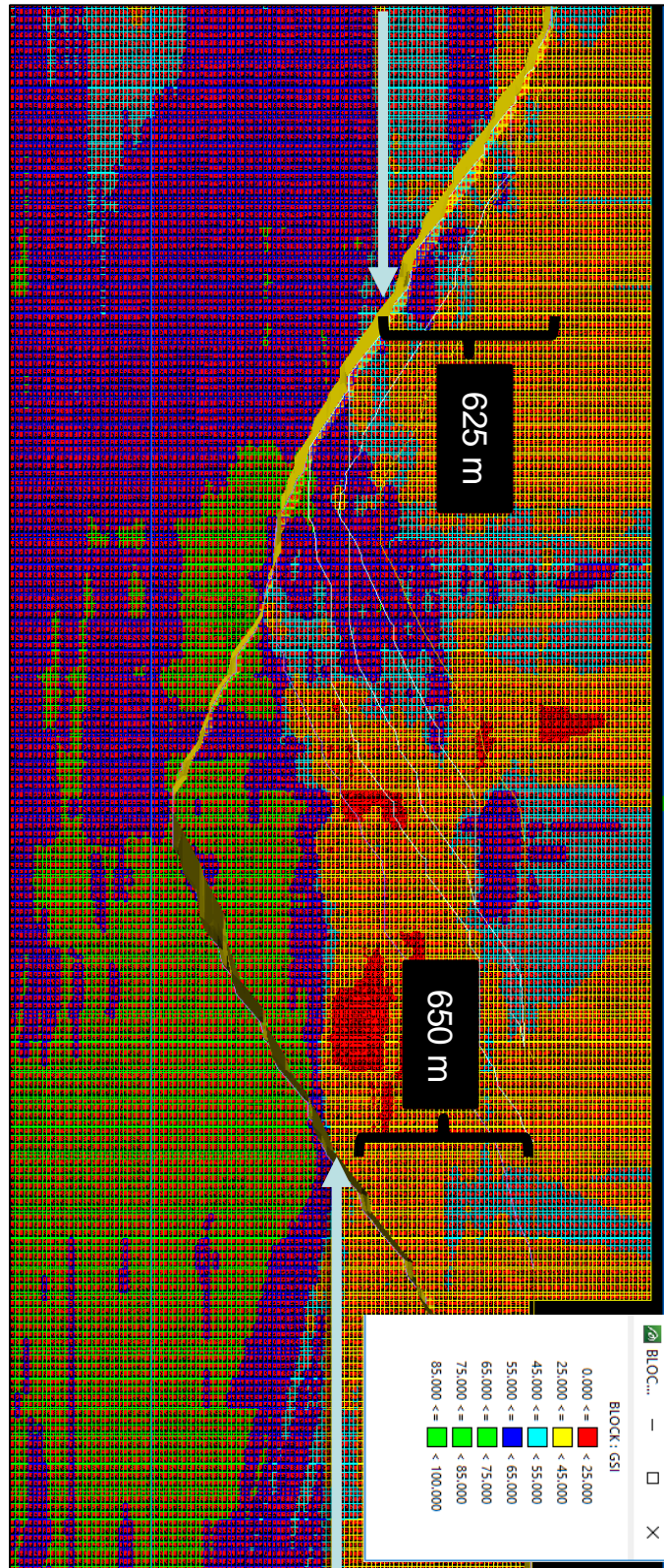


Figura 7. Distribución del GSI (geological strength index) para un yacimiento de BHP del norte de Chile. Tonos morados se asocian a un GSI entre 55 y 65 (elaboración propia).

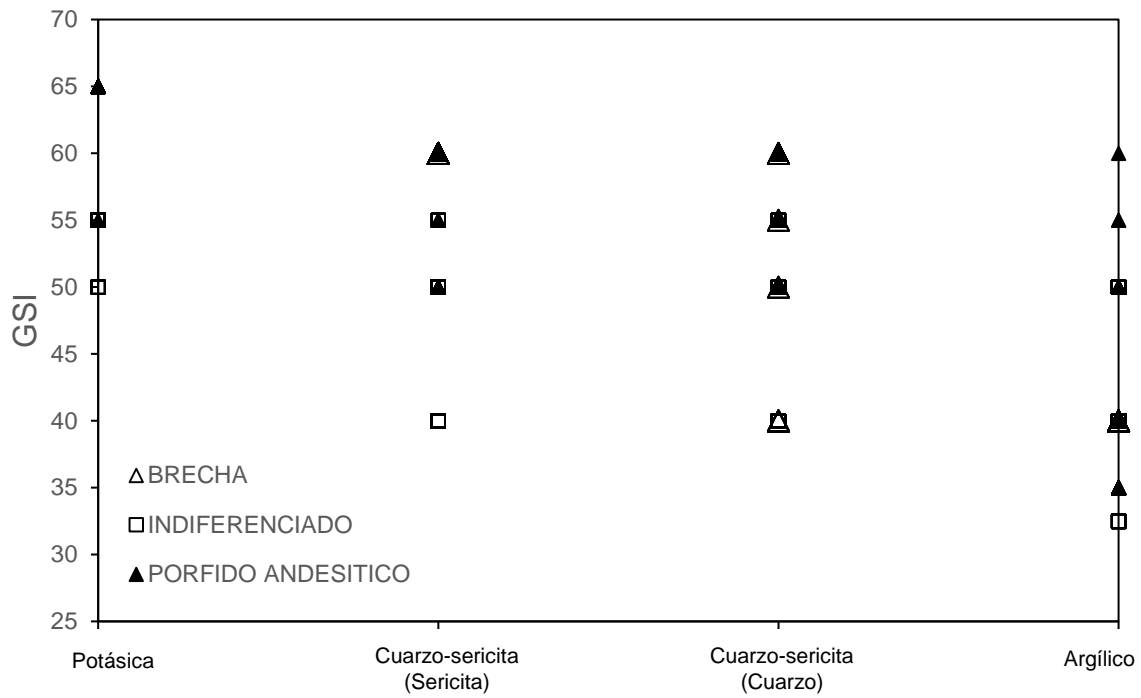


Figura 8. Relación entre GSI y distintos grados de alteración en base a datos de mapeo de 1775 muestras de faenas de BHP (elaboración propia).

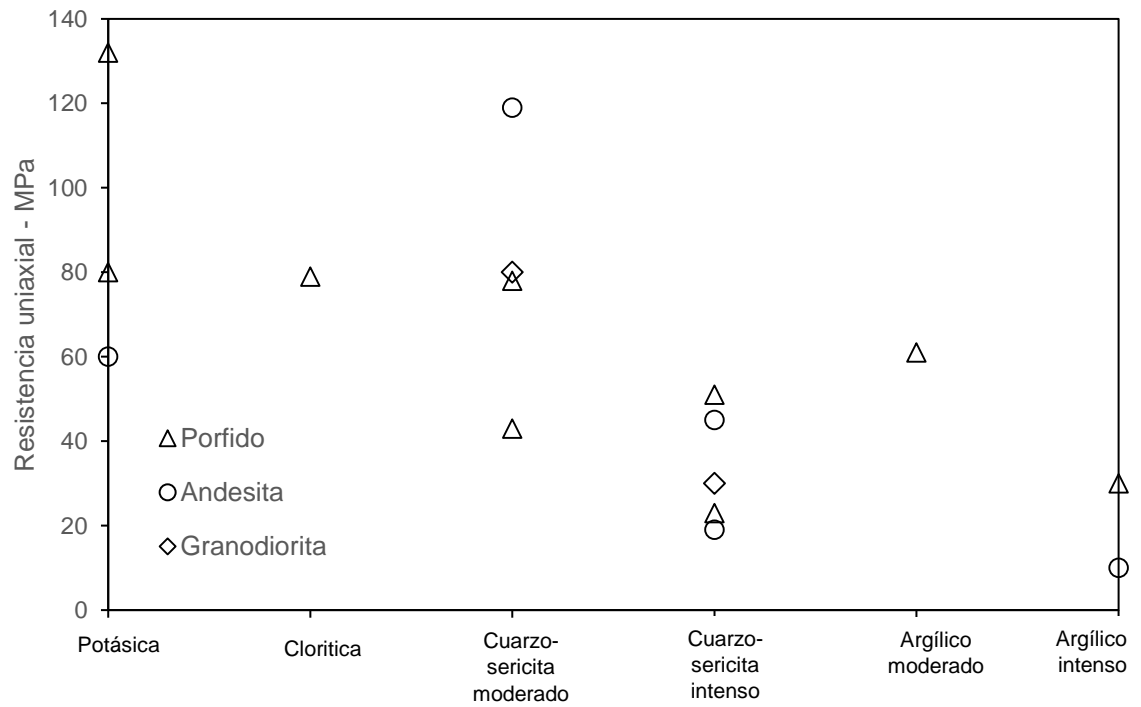


Figura 9. Relación entre resistencia de roca intacta (UCS) y grado de alteración en base a muestras de Chuquicamata (Hoek et al, 2000).

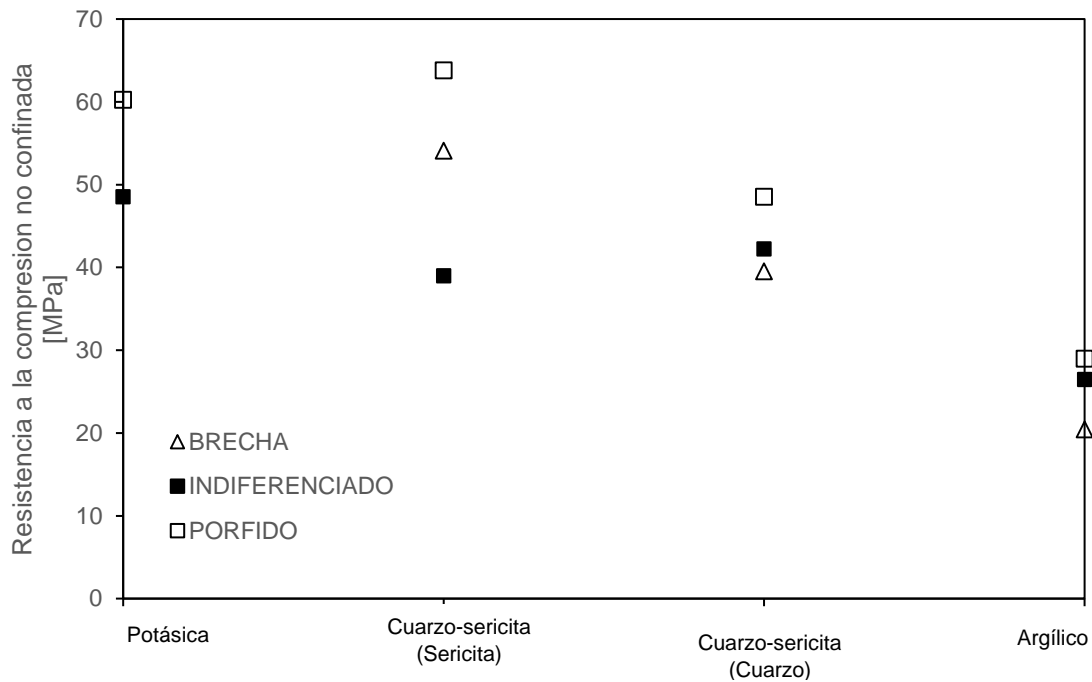


Figura 10. Relación entre resistencia a la compresión no confinada de roca intacta y el grado de alteración. Valores promedio en base a 1775 muestras (elaboración propia).

Considerando los resultados de las Figuras 2.3, 2.4, 2.5 y 2.6, se puede soportar la tesis de una relación entre la zonación vertical de alteraciones del macizo rocoso y los parámetros geotécnicos de calidad y resistencia de roca intacta. Lo anterior permite establecer una aproximación general, simple, y de primer orden, definiendo dos ambientes rocosos con características mecánicas diferentes, cuya separación está dada por el límite de sulfato (ver Figura 2.7). De esta manera, el presente modelo conceptual, sustenta un límite de sulfato entorno a un GSI en un rango de 55-65, siendo mayor en profundidad y menor en superficie respectivamente. Sumado a ello, se proponen valores de resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta (UCS) de entre 40 a 70 [MPa] para el dominio superior (secundario), y entre 80 a 120 [MPa] para el dominio inferior (primario). De esta manera, será integrada la variable geológica en los análisis subsiguientes (Figura 2.7). Por último, cabe señalar que la aplicación de la presente zonación, como un estándar, requiere la validación empírica de los parámetros locales, según el caso en estudio correspondiente, para poder determinar con mayor precisión la profundidad y morfología del límite de dominios mecánicos asociados al límite de sulfatos.

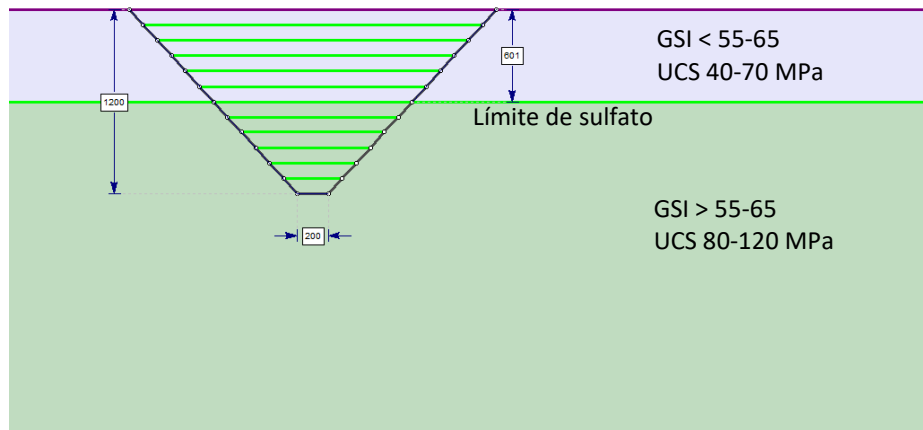


Figura 11. Modelo conceptual propuesto en base al límite de sulfatos para definir 2 ambientes geomecánicos en un talud profundo (elaboración propia).

2.3 Respuesta Post-peak del Macizo Rocosó

El límite de sulfatos es un elemento que permite explicar el por qué de la existencia de más de un ambiente, o dominio, geotécnico en una pared de gran profundidad. Este aspecto es una característica de un talud profundo, de más de 500 [m], versus un talud tradicional más superficial, lo cual se debería reflejar en la forma en que se aborda su análisis y diseño.

En la sección 2.2 anterior, en base a argumentos geológicos y geotécnicos, se estableció que el sector superficial, sobre el límite de sulfatos, se ubican unidades geotécnicas menos resistentes, típicamente < 70 MPa y GSI < 55. En contraste, las unidades geotécnicas bajo el límite de sulfatos serían más competentes, lo que se expresa en mayores valores de resistencia y GSI. En este contexto, es necesario analizar el comportamiento de la resistencia residual (o *post peak*), el cual puede realizarse con ensayos a deformación controlada o ensayos *post peak*. Típicamente existe una primera zona elástica donde el proceso de carga es reversible en términos de sus deformaciones. Pasado el valor máximo de carga, el material manifiesta deformaciones plásticas o irreversibles de distinta manera dependiendo del tipo de material y sus características. El comportamiento post peak de la resistencia puede ser de 3 formas distintas de respuesta mecánica (Hoek *et al.*, 2002): i) elasto-plástico perfecto (la resistencia residual constante e igual al valor máximo), ii) *strain-softening* (debilitamiento por deformación), y iii) frágil (caída brusca de la resistencia residual). En casos de rocas competentes, existen trabajos que han mostrado, a nivel de laboratorio, todos estos comportamientos dependiendo del nivel de confinamiento (Cai *et al.*, 2007, Diederichs, 2003). Los resultados muestran que a bajos valores de confinamiento, los macizos se comportan de manera frágil, o *strain-softening*, en los cuales se observa una pérdida de resistencia después de alcanzar su valor *peak*. Por otra parte, en los casos que el confinamiento es alto, se observa en los macizos una

tendencia hacia un comportamiento elasto-plástico perfecto, debido a que la resistencia de la roca se mantiene después de alcanzar su valor *peak* (Cai *et al.*, 2007). Dicha tendencia mostraría incluso que, alcanzando cierto límite de confinamiento, la roca muestra un comportamiento tipo *strain-hardening* (endurecimiento por deformación), debido a que la resistencia de la roca aumenta después de alcanzar su valor *peak*.

2.3.1 Conceptualización de la respuesta post-peak del macizo rocoso

El comportamiento típico de macizos rocosos de baja calidad geotécnica muestra una respuesta elasto-plástica perfecta, y exhibe una resistencia a la compresión no confinada en torno a 20 MPa, con GSI cercano a 30 (Hoek *et al.*, 2002). Esta roca es de muy mala calidad, y se acerca al límite (GSI >25) al cual es recomendable el uso del GSI para la clasificación del macizo rocoso (Marinos *et al.*, 2005) y, más importante aún, no permitiría escalar a nivel de macizo rocoso, los valores de resistencia de roca intacta. Los modelos constitutivos más usados son el criterio de falla de Mohr-Coulomb y criterio generalizado de Hoek-Brown, siendo este último el más usado en mecánica de rocas y entendido, por sí solo, como criterio de fluencia (Hoek y Brown, 2000).

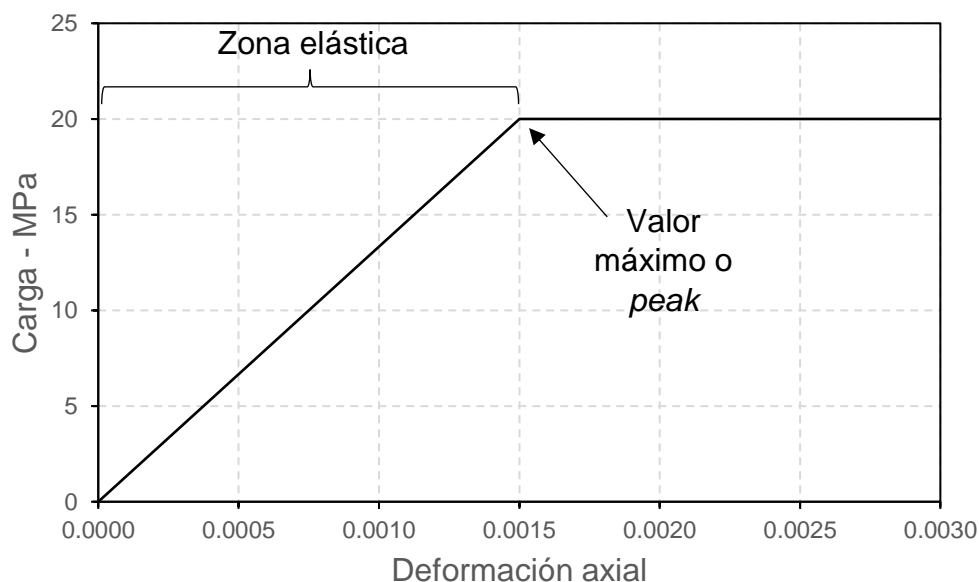


Figura 12. Respuesta post *peak* tipo elasto-plástico perfecto esperada de un macizo rocoso de baja calidad (Hoek *et al.*, 2002).

En la medida que el macizo rocoso se compone de roca más competente, plenamente en el rango de aplicación del GSI entre 25 y 75 (Marinos *et al.*, 2005), el comportamiento esperado sería del tipo *strain-softening* (ver Figura 2.9). Este caso califica como macizo rocoso promedio, con un GSI en torno a 50, en el cual se observa una clara distribución aleatoria de sistemas estructurales bien definidos (Marinos *et al.*, 2005) y un incremento de la resistencia a la compresión no confinada respecto al caso anterior. Este comportamiento es modelado usualmente estimando el rango de deformación plástica en el cual se produce el ablandamiento (*softening*) de la roca, antes de alcanzar su resistencia residual (Cai *et al.*, 2007). Este criterio se usa en conjunto con el criterio generalizado de Hoek-Brown con el que se estima la resistencia *peak*.

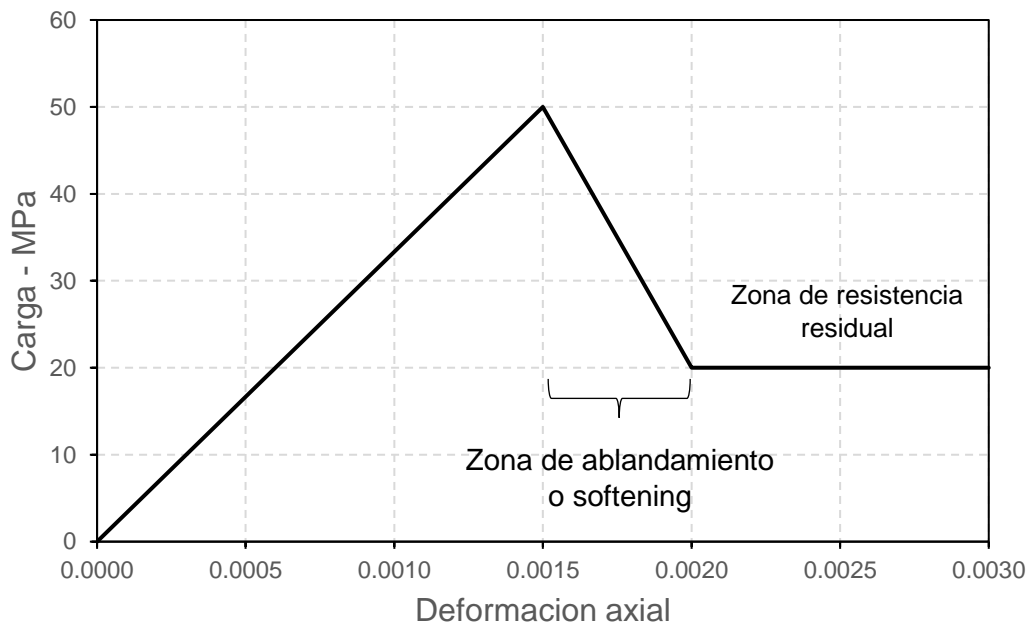


Figura 13. Respuesta post peak tipo strain-softening esperada de un macizo rocoso promedio (Hoek *et al.* 2002).

Cuando el macizo rocoso es de muy buena calidad, lo que significa que los sistemas estructurales escasamente se conectan entre sí y la resistencia de roca intacta aumenta, el comportamiento esperado es del tipo frágil (Hoek *et al.*, 2002). En este caso el GSI esperado se encuentra en torno a 75, lo cual significa que existe baja aplicabilidad de la clasificación del GSI para efectos de escalamiento de valores de roca intacta a escala de macizo rocoso (Marino *et al.*, 2005). La forma de modelar esta respuesta se basa en, principalmente, la presencia de un alto GSI, por lo que es esperable la caída abrupta de la resistencia, una vez alcanzado el *peak*. Modelos

constitutivos como el de Diederichs (2003) o CWFS (*Cohesion-Weakening-Friction-Strengthening*) de Hajiabdolmajid (2002), son capaces de reproducir este comportamiento usando combinaciones de curvas *peak* y residual, en el primer caso, y de estimar la cohesión y fricción en función de la deformación plástica para el segundo caso.

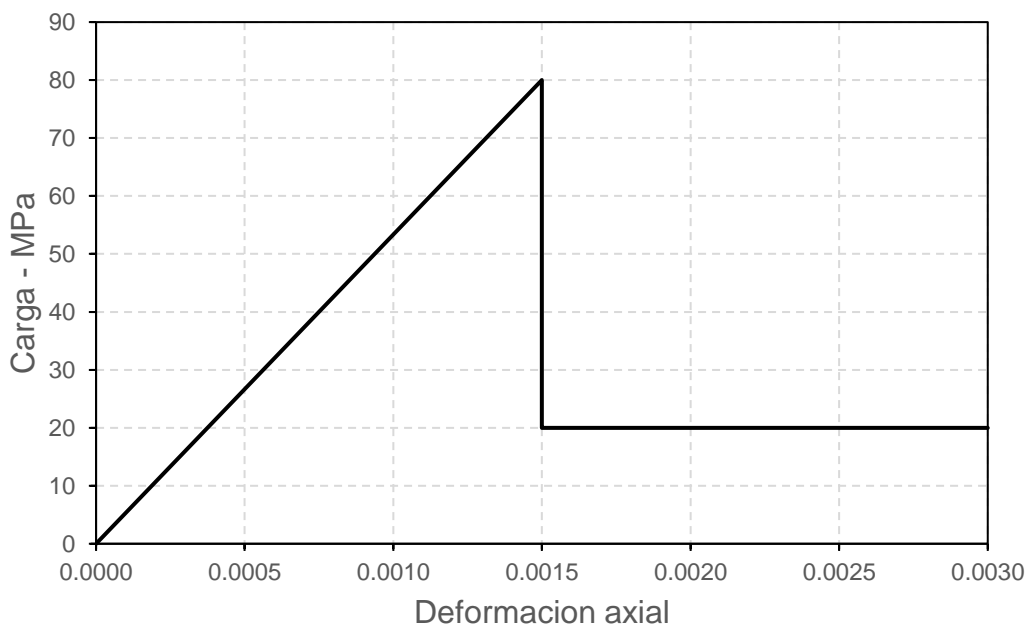


Figura 14. Respuesta post peak tipo elasto-frágil esperada de un macizo rocoso de roca dura de muy buena calidad (Hoek et al 2002).

Dado que las unidades sobre el límite de sulfatos son de menor calidad geotécnica con contenidos de arcilla asociados a sus distintos tipos de alteración, es posible estimar que su resistencia no será muy alta (sección 2.2) y similar a la resistencia residual. Este comportamiento corresponde a elasto-plástico perfecto (ver Figura 2.8). En el entorno del límite de sulfatos, las unidades geológicas tienen mayor competencia y mejores valores que un GSI de 55 (ver Figura 2.3 y 2.4), lo que podría vincularse a un comportamiento tipo *strain-softening*. Bajo el límite de sulfatos, a mayor profundidad donde se observan alteraciones potásicas, el macizo rocoso se vincula a altos valores de resistencia y calidad geotécnica, por lo que es esperable un comportamiento frágil (Figuras 2.4, 2.5 y 2.6). Esta conceptualización permite inferir que los comportamientos del macizo rocoso varían en profundidad, con distintos comportamientos esperados, los cuales van desde elasto-plástico perfecto hasta un comportamiento frágil (ver Figura 2.11). Esta conceptualización es útil para diferenciar los taludes profundos de los taludes más superficiales, ya que en este

último caso se suele utilizar el criterio generalizado de Hoek-Brown basado en ensayos de resistencia *peak*, asumiendo un comportamiento elasto-plástico perfecto, sin importar la profundidad.

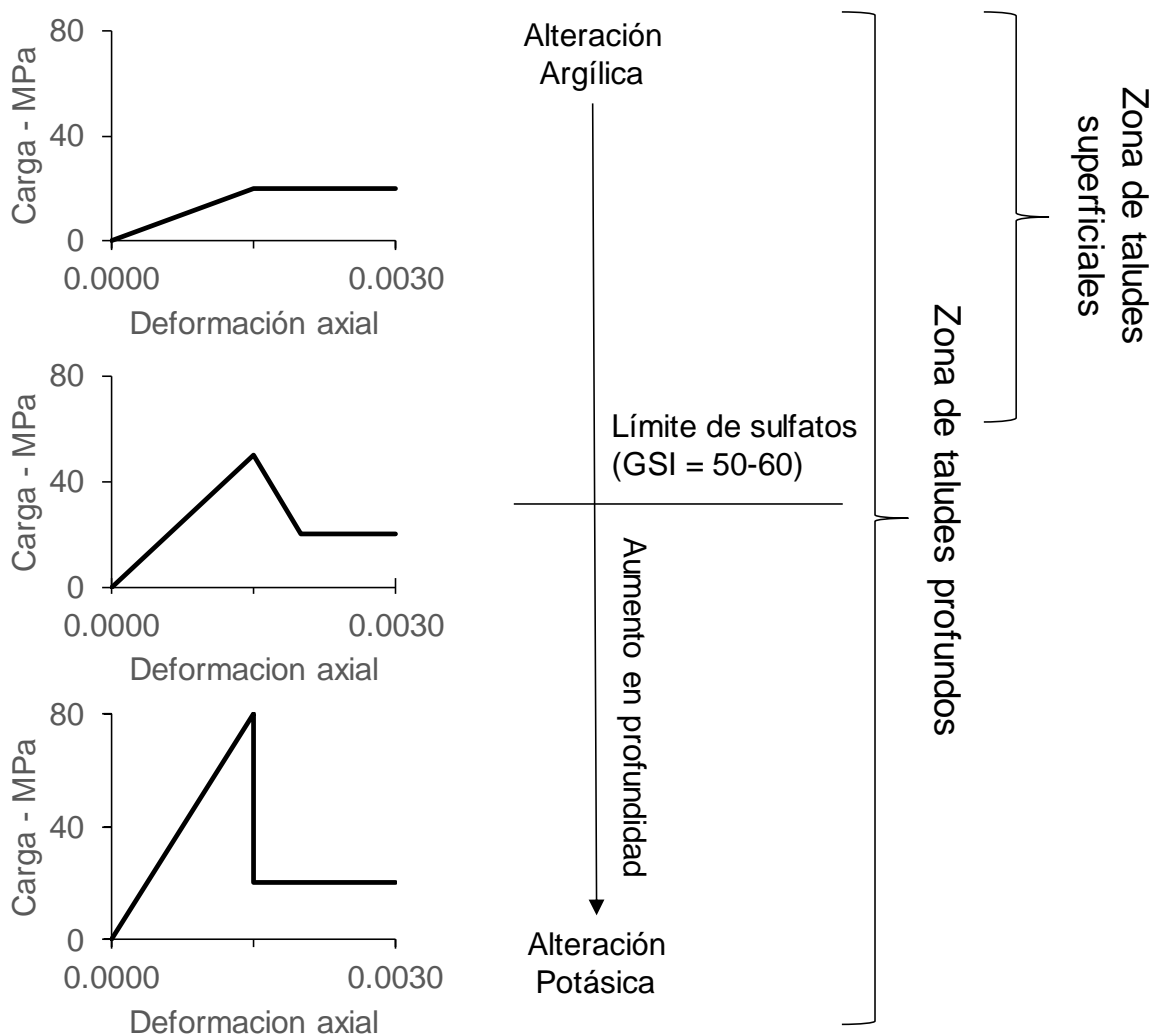


Figura 15. Conceptualización de respuesta post *peak* a distintas profundidades para taludes profundos y taludes superficiales, en base a antecedentes bibliográficos y antecedentes de faenas mineras de Cobre de BHP (elaboración propia).

2.3.2 Modelos de respuesta post *peak* del macizo rocoso

Respecto de los modelos constitutivos existentes para explicar el comportamiento de macizos rocosos, el criterio generalizado de falla de Hoek & Brown (Hoek *et al*, 2000) es el más ampliamente difundido y aceptado para macizos

rocosos (Hoek *et al*, 2002). Este criterio de falla debe ser entendido como un criterio de fluencia para macizos rocosos (Hoek, 2001), y no hay reglas definitivas para el tratamiento del comportamiento post *peak*. Este criterio de falla se detalla en las ecuaciones [1] a [4], en las cuales se plantea la relación entre los esfuerzos principales efectivos, y los parámetros involucrados.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad [1]$$

$$m_b = m_i \cdot \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - D} \right) \quad [2]$$

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

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad [4]$$

En las ecuaciones [1], [2], [3], y [4], los términos corresponden a:

σ'_1 = Esfuerzo efectivo principal mayor

σ'_3 = Esfuerzo efectivo principal menor

σ_{ci} = Resistencia en compresión uniaxial de la roca intacta.

m_i = Parámetro de roca intacta del criterio generalizado de Hoek-Brown (2002). Para roca intacta $s=1$ y $a=0,5$.

m_b , s , a = Parámetros de macizo rocoso del criterio generalizado de Hoek-Brown 2002.

D = Factor de deterioro por tronadura y desconfinamiento.

GSI = *Geological Strength Index*

El criterio de Hoek-Brown es entendido como un criterio de fluencia para rocas, el cual se considera valido para un rango de GSI entre 25 y 75 (Hoek *et al.*, 2002 y Marinis *et al.*, 2005), y que no requiere ajustes adicionales para el caso elasto-plástico perfecto (ver Figura 2.8). Sin embargo, cuando la resistencia residual tiene

un comportamiento strain-softening o frágil (ver Figuras 2.9 y 2.10), esto normalmente ocurre a mayores valores de GSI y resistencia, por lo que el criterio de Hoek-Brown por si solo no es capaz de representar el comportamiento. Diederichs (2003) propuso un modelo constitutivo para roca frágil en base a la calibración de daños medidos en un túnel experimental de prueba (Read y Martin, 1992) realizado en Canadá en roca granítica (ver Figura 2.12). Este túnel circular de 3,5 de diámetro fue excavado en una extensión de 46 m, paralelo a σ_2 (esfuerzo principal intermedio), para maximizar el daño en las paredes. Este efecto de daño se logra debido a que la sección transversal queda en el plano $\sigma_1 - \sigma_3$, correspondientes al esfuerzo principal mayor y menor respectivamente (Zhao *et al.*, 2010). Las Figuras 2.12 y 2.13, muestran los daños en base a mediciones directas de sobreexcavación e indirectas (eventos microsísmicos y emisiones acústicas), respectivamente.

La Figura 2.12 muestra una gran sobreexcavación en el techo paralelo a σ_3 asociado a esfuerzos de corte, lo cual se manifiesta en la generación de eventos sísmicos medidos en la misma zona, tal como lo muestra la Figura 2.13. Así mismo, se observa una concentración de esfuerzos de tracción en las paredes paralelo a σ_1 los cuales son medidos indirectamente a través emisiones acústicas (ver Figura 2.13).

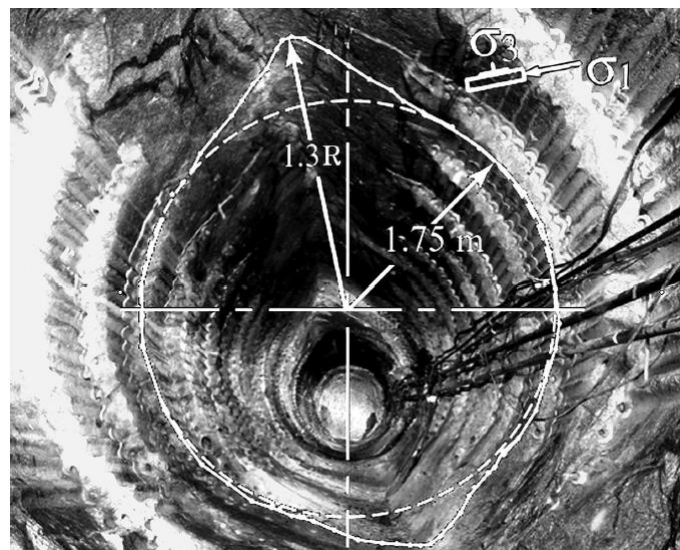


Figura 16. Fotografía del túnel de prueba AECL-URL (modificado de Martin 1997). Perfil de daño as-built de Martin (1997) es superpuesto. Radio del túnel, R, es 1.75 m. (Diederichs, 2003).

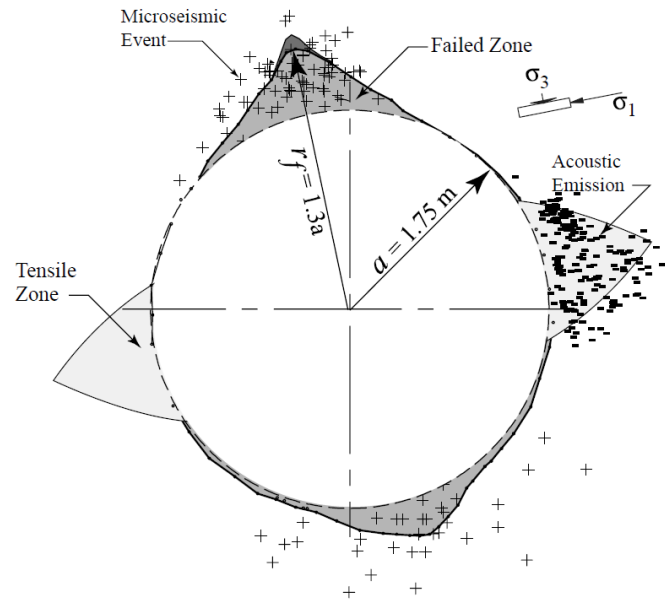


Figura 17. Forma de la zona de falla observada alrededor del túnel circular de prueba. Se observa la ubicación de eventos micro-sísmicos en las áreas de corte (+), y ubicación de emisiones acústicas (-) en la zona de falla en tensión. (Hajiabdolmajid, 2002).

Diederichs (2003) reprodujo estas mediciones de daño en base a la combinación de las envolventes de falla *peak* y residual (ver Figura 2.14), de tal forma que bajo cierto nivel de confinamiento la roca pueda experimentar *strain-softening*, y sobre dicho nivel de confinamiento se observe un comportamiento *strain-hardening* (Carter *et al*, 2008). El modelo propuesto en la Figura 2.14 muestra que cuando la carga alcanza la envolvente falla *peak*, el material entra en fluencia brusca cayendo inmediatamente a un envolvente residual. Sin embargo, el criterio de fluencia del material en este caso sugiere un comportamiento frágil que tiende a elasto-plástico perfecto hasta cierto nivel de confinamiento, pasado el cual el material exhibe una resistencia residual mayor a la resistencia *peak*.

La Figura 2.15 muestra los resultados numéricos que reproducen los daños observados en el techo del túnel mostrando el mismo alineamiento con σ_3 y esfuerzos de corte asociados a dicha zona. Se observa también que el modelo reproduce la formación de esfuerzos de tracción en las paredes.

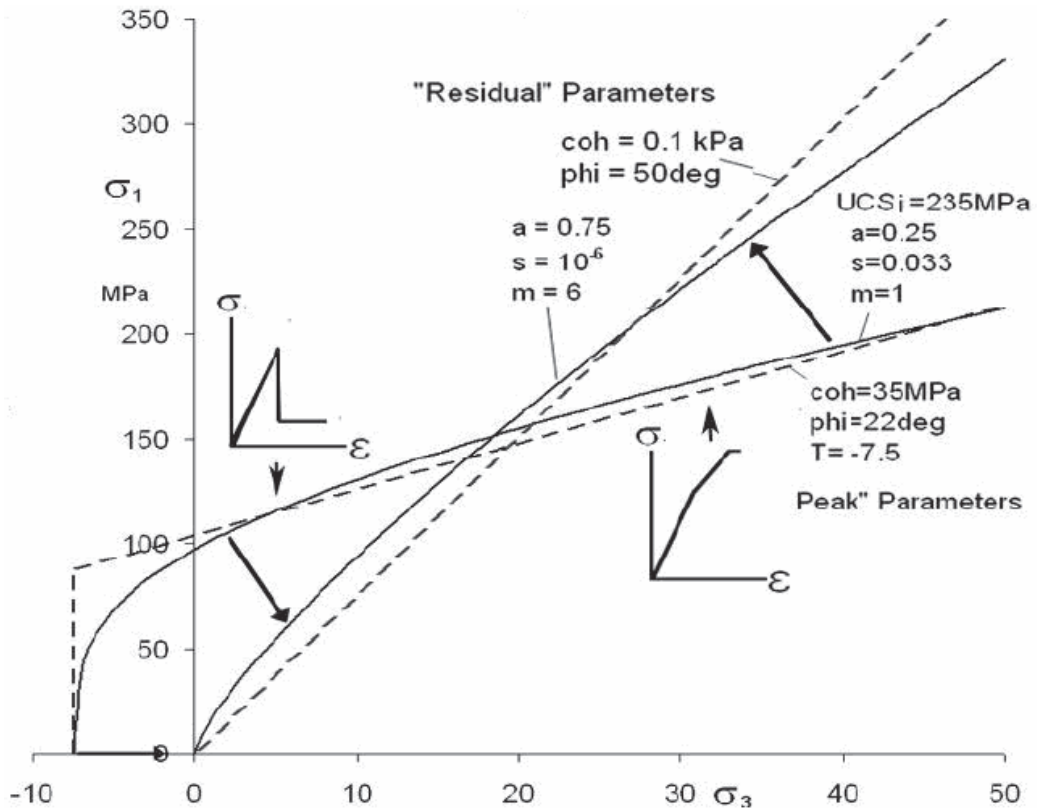


Figura 18 Parámetros *peak* y residual usados en un análisis de elementos finitos (Phase2) del túnel experimental Lac du Bonnet granite. Las flechas muestran el comportamiento "*strain-softening*" y "*strain-hardening*" que ocurre después de la envolvente peak nominal (umbral de iniciación de daño), para el modelo DISL. (Diederichs, 2003 y Carter *et al*, 2008).

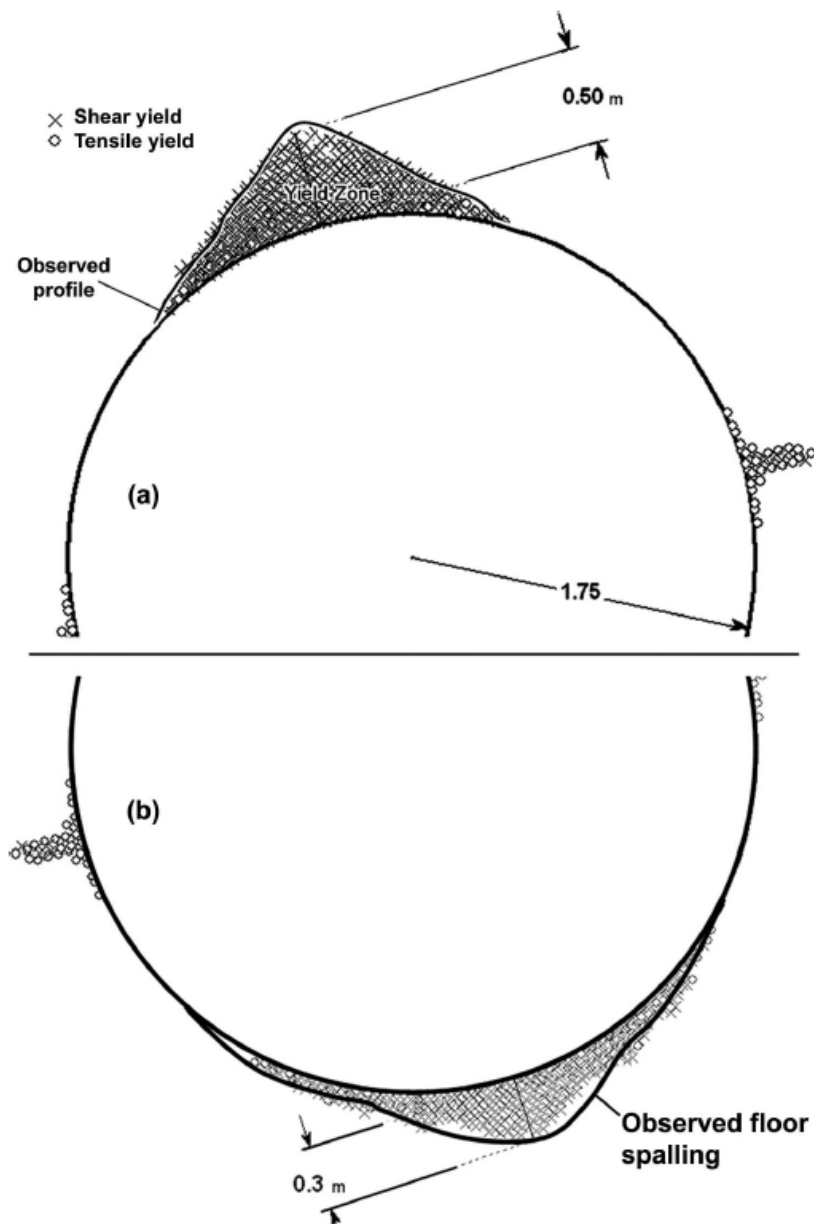


Figura 19. Simulación del túnel experimental con elementos finitos usando los parámetros de la figura 2.14 (Diederichs, 2003).

Si bien el modelo presentado en la Figura 2.14, conocido como DISL (*Damage Initiation-Spalling Limit*) (Diederichs, 2003), fue validado con un túnel, su interpretación es mas general y aplicable a excavaciones de distinto tipo. Esta afirmación se sustenta en el hecho de que el modelo reproduce el comportamiento de una roca frágil, sin importar de que tipo de excavación se trate. Este comportamiento característico de rocas frágiles, es posible observarlo en resultados de ensayos a deformación controlada realizadas a una roca Tennessee Marble (ver Figura 2.16). Estos resultados muestran que, para los primeros niveles de

confinamiento testeados, la roca se comporta de manera frágil con caídas bruscas de su resistencia post peak. Así también se observa que existe una tendencia hacia un comportamiento elasto-plástico perfecto al aumentar el confinamiento (Cai et al, 2007), todo lo cual es reproducible con el modelo DISL.

En conclusión, este modelo es aplicable a otros tipos de excavaciones como por ejemplo talúdes en roca, siempre y cuando se trate de rocas muy competentes con comportamiento frágil.

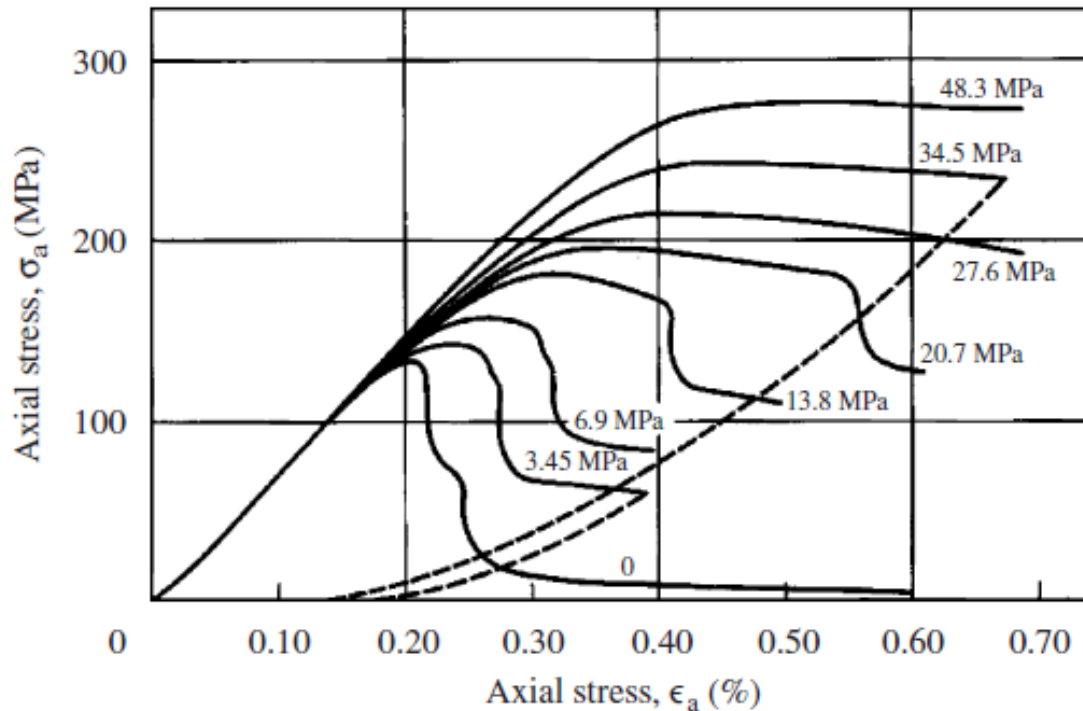


Figura 20 Curvas carga-deformación para la roca Tennessee Marble a diferentes confinamientos (Cai et al, 2007).

Un segundo modelo fue desarrollado para explicar el mismo comportamiento post *peak* de la roca, el cual se basa en la movilización de la cohesión y fricción de la roca en función de la deformación plástica (Hajabdolmajid, 2002), y conocido como modelo cohesión – debilitamiento – fricción – fortalecimiento, CWFS (*Cohesion-Weakening-Friction-Strengthening*).

El modelo, conceptualmente, implica que, en la medida que la roca entra en fluencia, inicialmente el principal agente generador de resistencia es la cohesión, la cual se va perdiendo en la medida que aumente la deformación plástica y se observe un mayor nivel de daño (ver Figura 2.17). Posteriormente, la resistencia cae y la resistencia de la roca se torna puramente friccionante, pudiendo ver en este punto un

alto daño en la roca asociada a una elevada deformación plástica. La Figura 2.17, muestra conceptualmente las distintas etapas en las cuales la roca pasa de una zona elástica (etapa I) que se sugiere debe su resistencia exclusivamente al parámetro de cohesión de la roca. A partir de esta etapa I, se empiezan a producir microfisuras con lo que se empieza a movilizar también la resistencia friccionante. El proceso continúa hasta que las microfisuras se unen formando planos de debilidad, y la resistencia se torna puramente friccionante.

La Figura 2.18 muestra el fenómeno descrito en términos del modelo CFWS, donde se proponen dos curvas. La primera curva corresponde a la movilización de la cohesión en función de la deformación plástica, mientras que la segunda curva corresponde a la movilización de la fricción en función del mismo parámetro. Tanto la cohesión con la fricción puede alcanzar su valor residual a distinto nivel de deformación plástica.

La Tabla 2.3 muestra los parámetros que permiten definir curvas de cohesión y fricción en función de la deformación plástica. Estos parámetros fueron estimados para testear el mismo caso anterior del túnel de Canadá, como validación del modelo CFWS. La Figura 2.19 muestra los resultados del modelo numérico respectivo, pudiendo observar que se reproducen las zonas de daño en el techo alineados con σ_3 , así como las concentraciones de esfuerzos de corte y de tracción en las paredes.

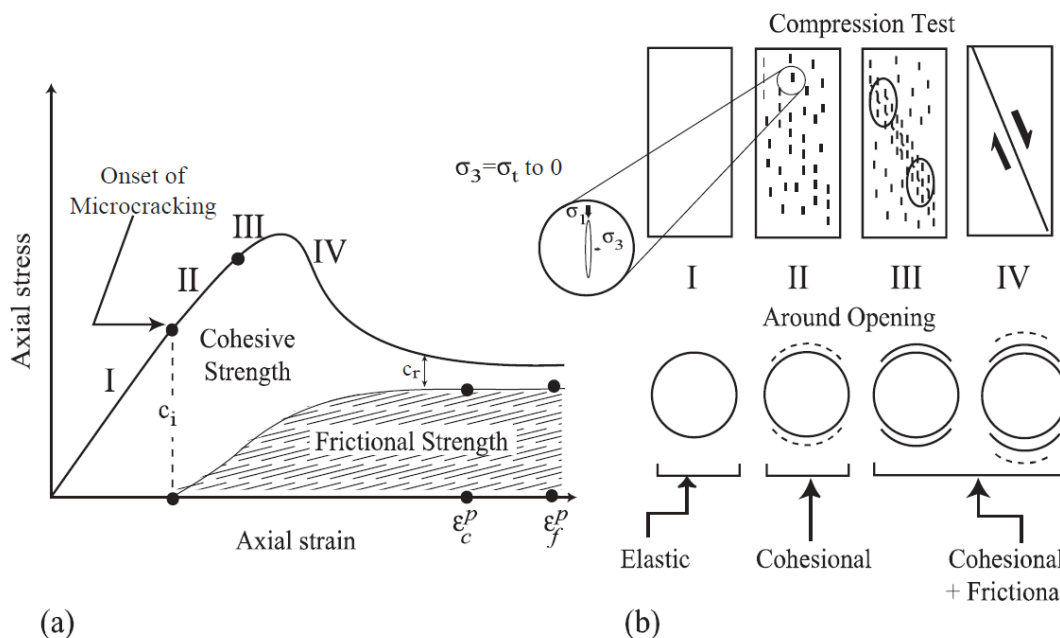


Figura 21. Movilización de los componentes de resistencia en el modelo CFWS: (a) en ensayos de compresión en laboratorio, (b) alrededor de la excavación subterránea: c_i y c_r corresponden a la cohesión inicial y residual respectivamente, y ϵ_c^p y ϵ_f^p representan los componentes de deformación

plástica cuando los componentes de resistencia friccionante y cohesivo han alcanzado estos valores últimos (Hajabdolmajid, 2002).

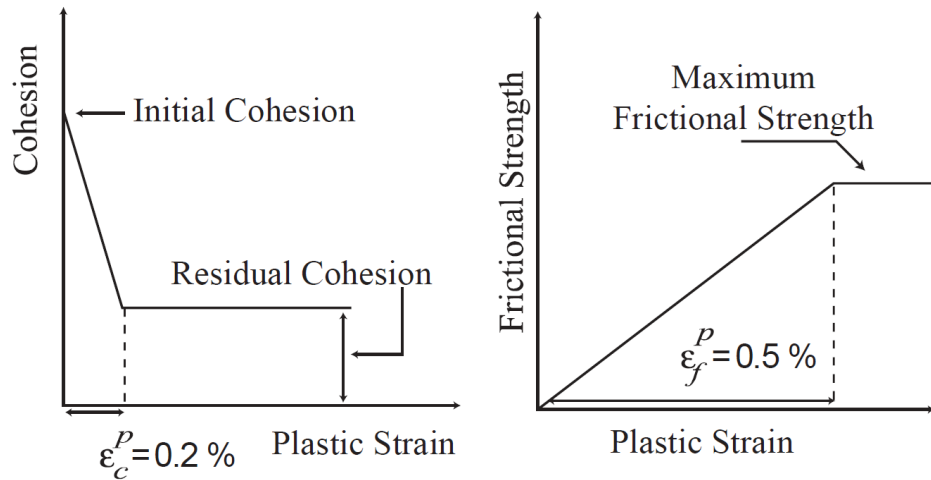


Figura 22. Ilustración de la movilización de pérdida de cohesión y la ganancia friccional como función de la deformación plástica (Hajabdolmajid, 2002).

Tabla 3. Parámetros para la implementación del modelo CWFS usados para reproducir el comportamiento del túnel experimental (Hajabdolmajid, 2002).

	Cohesión (MPa)	Angulo de fricción	Angulo de dilatancia
Inicial	50	0°	30°
Residual	15	48°	30°
Deformación plástica crítica	$\epsilon_c^p = 0.2\%$	$\epsilon_f^p = 0.5\%$	0%

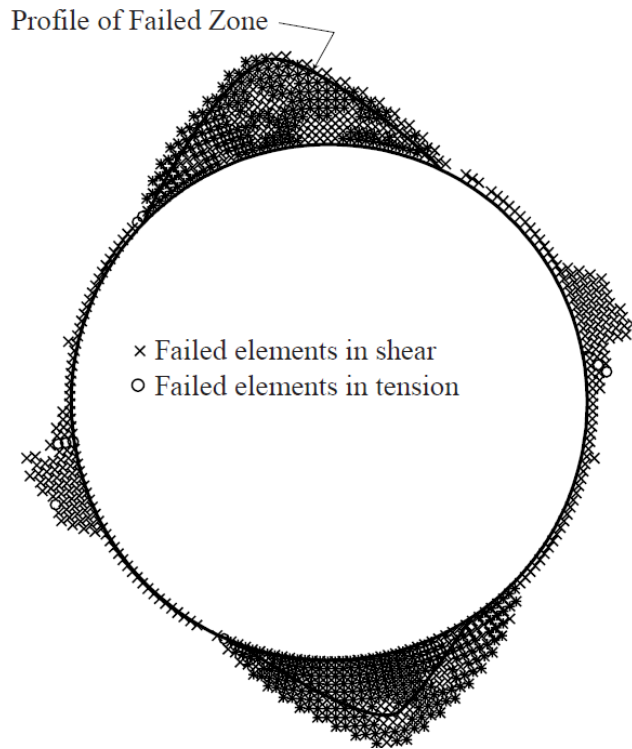


Figura 23. Predicción de la zona de falla alrededor del túnel de experimental AECL usando FLAC 2D y el modelo CWFS, con los parámetros mostrados en la tabla 1; “o” indica elementos fallados en tensión (Hajabdolmajid, 2002).

Es posible concluir que ambos modelos son equivalentes dado que son capaces de reproducir el comportamiento esperado en el túnel de prueba utilizado para testear los resultados (ver Figuras 2.16 y 2.19). Así también, ambos modelos reproducen el comportamiento post peak de la roca, pudiendo ser aplicados más generalmente otros tipos de excavaciones como talúdes. Sin embargo, se implementan de forma distinta, lo cual hace que cada uno sea más adecuado según el nivel de información disponible. Es decir, el modelo en el cual se cruzan las envolventes de falla *peak* y residual, requiere efectuar ensayos de laboratorio para obtener los valores *peak* (carga controlada), y seguir las recomendaciones para estimar los valores residuales. Dado que estos ensayos a carga controlada son típicos en la industria minera, el modelo DISL puede ser más simple de implementar cuando no se cuenta con información suficiente. En contraste, el modelo CFWS requiere necesariamente de ensayos con medición de resistencia post *peak* (deformación controlada) para su implementación, lo cual presenta un desafío, dado que no son comunes en la industria minera.

2.4 Consideraciones para el Diseño de Taludes en Roca

El análisis de un talúd en roca involucra la identificación de las condiciones naturales y/o creadas que afectan la estabilidad. Estos componentes involucrados son: niveles freáticos y/o piezométricos, resistencia de las unidades de roca (unidades geotécnicas), condición geológica estructural (presencia de fallas), geometría del talud, y riesgo sísmico distrital (coeficiente sísmico). La Figura 2.20 muestra de forma ilustrativa una sección con los distintos componentes mencionados, y su rol dentro de un análisis de estabilidad.

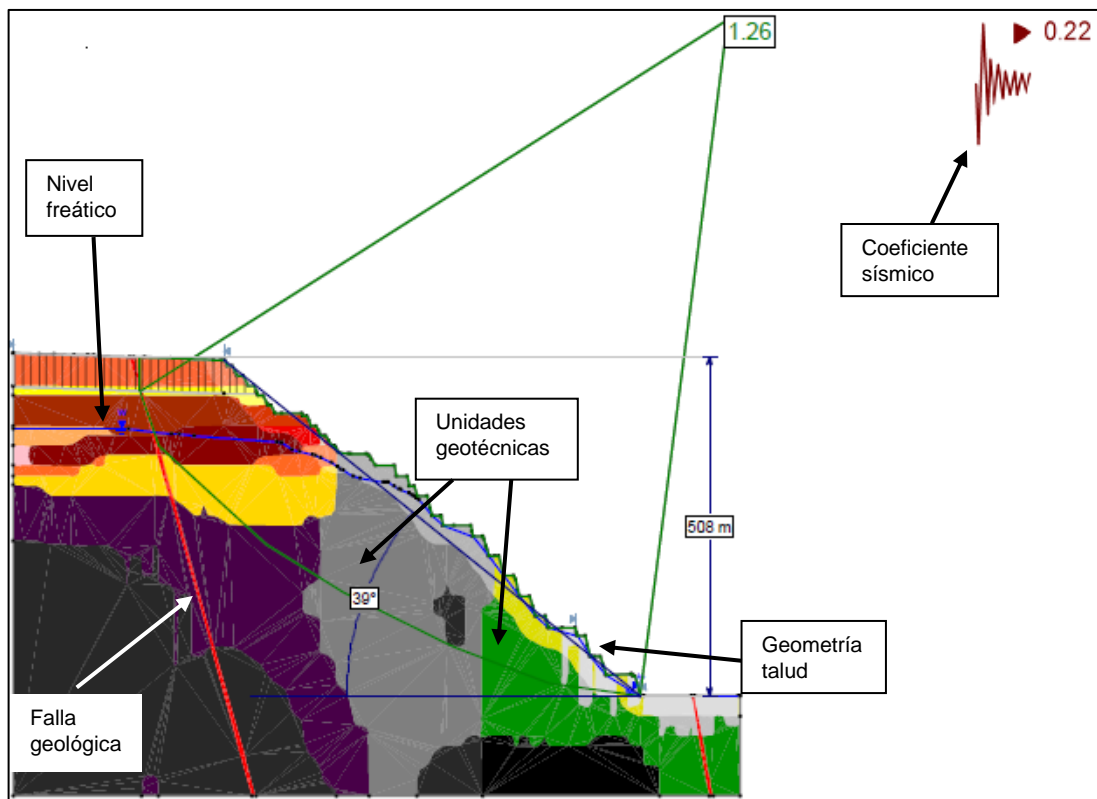


Figura 24. Sección de mina Spence (BHP) que muestra los componentes involucrados en el análisis de estabilidad de un talud en roca (elaboración propia).

2.4.1 Condición de aguas

La condición de aguas (nivel freático o nivel piezométrico) afecta la estabilidad de los taludes en la forma de presiones de poro que disminuyen los esfuerzos efectivos (Read *et al.*, 2009), pudiendo llevar el estado tensional a una situación de falla. A pesar de que es un factor que se encuentra en la naturaleza, es susceptible de ser gestionado a través de planes de despresurización (drenaje o desagüe) de taludes, perforando drenes horizontales y/o pozos de bombeo para drenar el agua. El efecto producido es la disminución de los niveles piezométricos, y por lo tanto la mejora en las condiciones de estabilidad del talud.

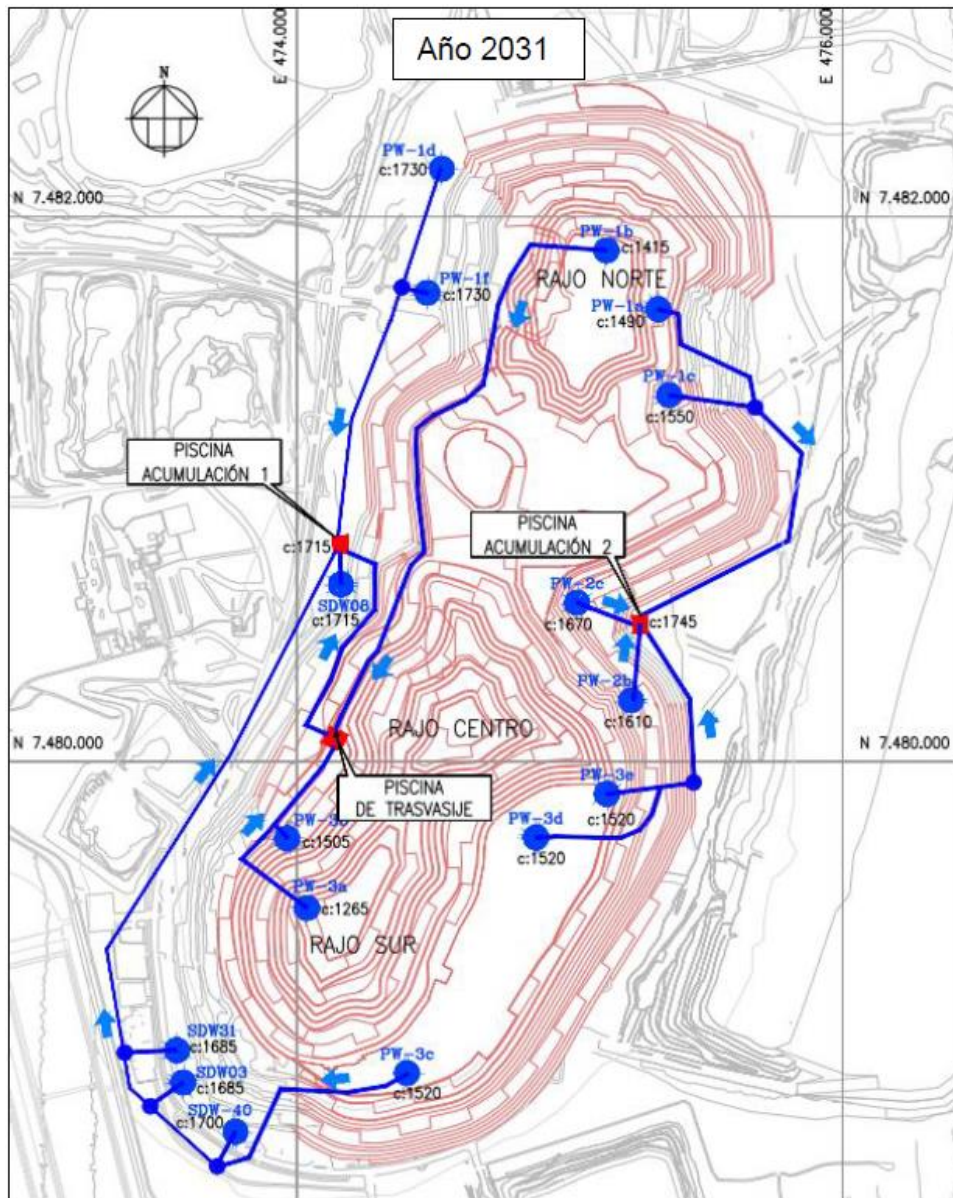


Figura 25. Proyección año 2031 de distribución de pozos de desagüe mina Spence (Spence, 2015).

2.4.2 Condición geológica estructural

La condición estructural puede afectar la estabilidad del talud a distintas escalas (Read *et al.*, 2009), dependiendo de la orientación y resistencia de los rasgos estructurales. A menor escala, los sistemas de diaclasas, o fracturas de menor extensión, pueden afectar un banco (ver Figura 1.1), formando cuñas que pueden deslizar. A escala interrampa se pueden formar cuñas de los sistemas de diaclasas con alguna falla geológica, tal como lo muestra la Figura 2.22. A nivel global, las fallas geológicas y contactos litológicos son las principales fuentes de formación de grandes bloques que pueden desconfinarsse y deslizar en grandes fallas. Este último caso es el de mayor interés de taludes profundos, ya que existe la posibilidad que se movilicen grandes masas de roca, del cual el caso más grande en la historia minera corresponde a la mina Bingham Canyon ocurrida el año 2013, cuya falla movilizó 166 millones de toneladas (Ward, 2015). La presencia de estructuras geológicas puede gestionarse a través del diseño, principalmente, a través de la orientación de las paredes del rajo para que se generen las cuñas más pequeñas posibles, o que no se generen cuñas inestables.



Figura 26. Deslizamiento en el sector norte del rajo Pinto Valley producto de fallas geológicas presentes en la pared (foto tomada por el autor, 2012).

2.4.3 Propiedades del macizo rocoso

Las propiedades de los materiales a escala de macizo rocoso pueden afectar la estabilidad del talud, en la medida que se subestimen sus parámetros. A escala de macizo rocoso, no solo es importante la resistencia de la roca intacta, sino que los sistemas de diaclasas presentes en términos de su espaciamiento, resistencia, persistencia y anisotropía (Hoek, 2000). De hecho, estos aspectos son los principales rasgos medidos en la cartilla propuesta por Evert Hoek para estimar el GSI (ver Figura 2.23).







GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR BLOCKY JOINTED ROCKS		SURFACE CONDITIONS				
<p>From a description of the structure and surface conditions of the rock mass, pick an appropriate box in this chart. Estimate the average value of GSI from the contours. Do not attempt to be too precise. Quoting a range from 36 to 42 is more realistic than stating that GSI = 38. It is also important to recognize that the Hoek-Brown criterion should only be applied to rock masses where the size of individual blocks or pieces is small compared with the size of the excavation under consideration. When the individual block size is more than about one quarter of the excavation size, the failure will be structurally controlled and the Hoek-Brown criterion should not be used.</p>		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90		N/A	N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED - folded and/or faulted with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets			40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	FOLIATED/LAMINATED - folded and tectonically sheared. Lack of blockiness due to schistosity prevailing over other discontinuities	N/A	N/A			10

Figura 27. Cartilla para la estimación del Geological Strength Index (GSI). Se observa que los factores son la blocosidad y la condición de los rasgos estructurales (Hoek, 2000).

2.4.4 Riesgo sísmico

Por último, el riesgo sísmico es incluido en el análisis de un talud en roca de forma pseudo-estático o dinámica. El método más usado corresponde a incluir cargas pseudo-estáticas en el análisis de estabilidad, que se estiman como una fracción de la aceleración máxima horizontal del terreno ($a_{\text{max-horizantal}}$) denominado coeficiente K_h . Los estudios de peligro sísmico permiten estimar el sismo de diseño que puede afectar la zona de estudio, y estimar las aceleraciones máximas horizontales en base a curvas de atenuación, usando como parámetros de entrada la magnitud y distancia del hipocentro (Ruiz y Saragoni 2005). Para Chile, el coeficiente sísmico K_h se estima normalmente en base a las recomendaciones de Saragoni (1993), identificadas en las ecuaciones [5] y [6], aceptadas por el Servicio Nacional de Geología y Minería de Chile (Guía metodológica para presentación de proyectos mineros de rajo abierto).

$$K_h = 0.30 \cdot \frac{a_{\text{max}}}{g}, \text{ si } a_{\text{max}} \leq 0.67 \cdot g \quad [5]$$

$$K_h = 0.22 \cdot \frac{a_{\text{max}}}{g}, \text{ si } a_{\text{max}} > 0.67 \cdot g \quad [6]$$

En la ecuación (5) y (6)

$a_{\text{max-horizantal}}$: es la aceleración máxima horizontal del terreno

g : es la aceleración de gravedad

K_h : Coeficiente sísmico correspondiente a la fracción de g considerada como carga sísmica horizontal pseudo-estática.

Si bien existen normas o guías pertinentes en todos los países con riesgo sísmico relevante (Por ejemplo, Chile, Perú, USA, Canadá, etc), no existe evidencia de fallas globales de **taludes mineros en roca** debido a eventos sismo-tectónicos, ni tampoco literatura relevante. Sin embargo, existe un caso no documentado donde se reunieron condiciones para la caída de una cuña a nivel de banco en la mina Cerro Colorado (ver Figura 2.25), después del sismo intraplaca de Huara el año 2005, de magnitud 7.8, y profundidad entre 90 y 155 Km (Delouis y Legrand, 2007). Este caso puede ser utilizado como ejercicio para una primera aproximación de las condiciones que se tienen que dar para la falla de un talud minero en roca.

Si se asume el caso de Cerro Colorado como un escenario de falla que se quiere evitar en el diseño de un talud minero en roca, entonces es necesario identificar cuáles son las condiciones para que ello ocurra y la aplicabilidad al contexto sísmico de los sectores donde se emplazan los grandes rajos en Chile.

Los grandes rajos en Chile se ubican principalmente en el norte del país, y cuyo riesgo sísmico esta principalmente asociado a sismos intraplaca e interplaca, que ubican a profundidades entre 60 [Km] y 150 [Km] (ver Figura 2.24). Dado este escenario, y usando una curva de atenuación válida para este caso (Ruiz y Saragoni, 2005), se pueden estimar los coeficientes sísmicos respectivos aplicando también las recomendaciones de Saragoni (1993) recomendadas por el Sernageomin. Posteriormente, la evaluación de las condiciones de falla puede realizarse estimando isocurvas para distintas magnitudes de sismo en un gráfico de coeficiente sísmico vs profundidad del sismo (ver Figura 2.26).

Las Figura 2.26, muestra el resultado de la evaluación usando el caso de Cerro Colorado como referencia. De este resultado se puede concluir que las condiciones para una falla están dadas por un sismo intraplaca o interplaca de magnitud igual o mayor a 8.0, cuyo epicentro esta cercano a los rajos. Esta condición es de baja probabilidad, ya que los sismos de estas características han sido observados típicamente en la zona de convergencia entre placas tectónicas, cuyo epicentro está alejado de las localidades donde se ubican los grandes rajos (altiplano).

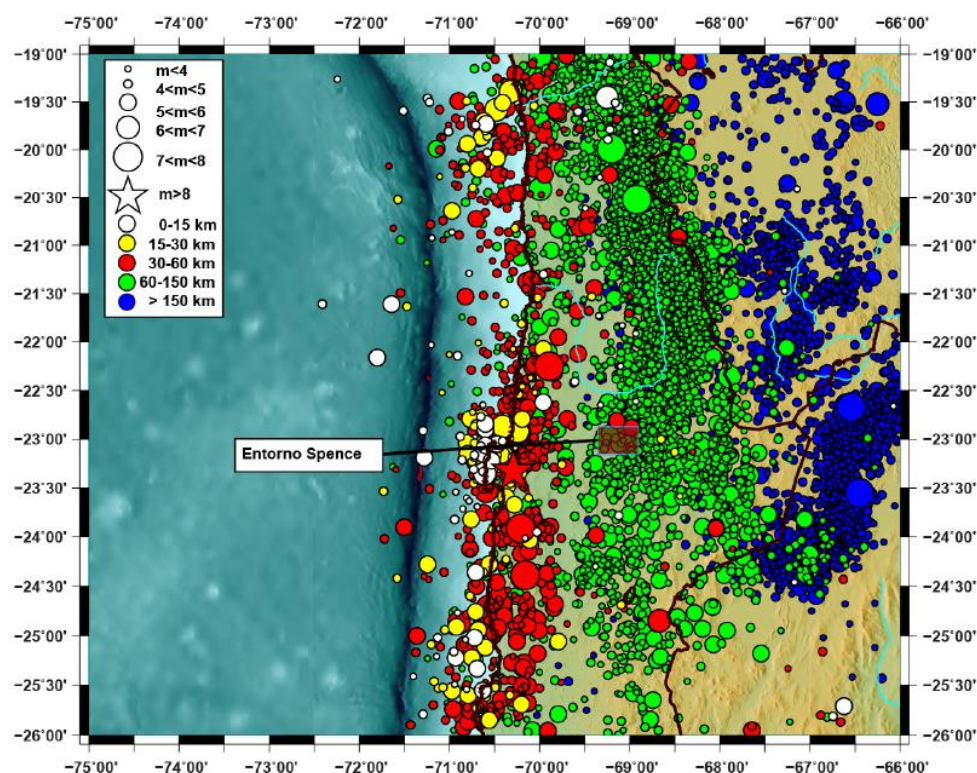


Figura 28. Distribución epicentral de eventos sísmicos (base de datos NEIC) ocurridos entre 1973 y 2013 (Estudio peligro sísmico mina Spence, 2013).



Figura 29. Ubicación de la mina Cerro Colorado en relación al epicentro del evento sísmico de Huará 2005 (Google earth, 2019).

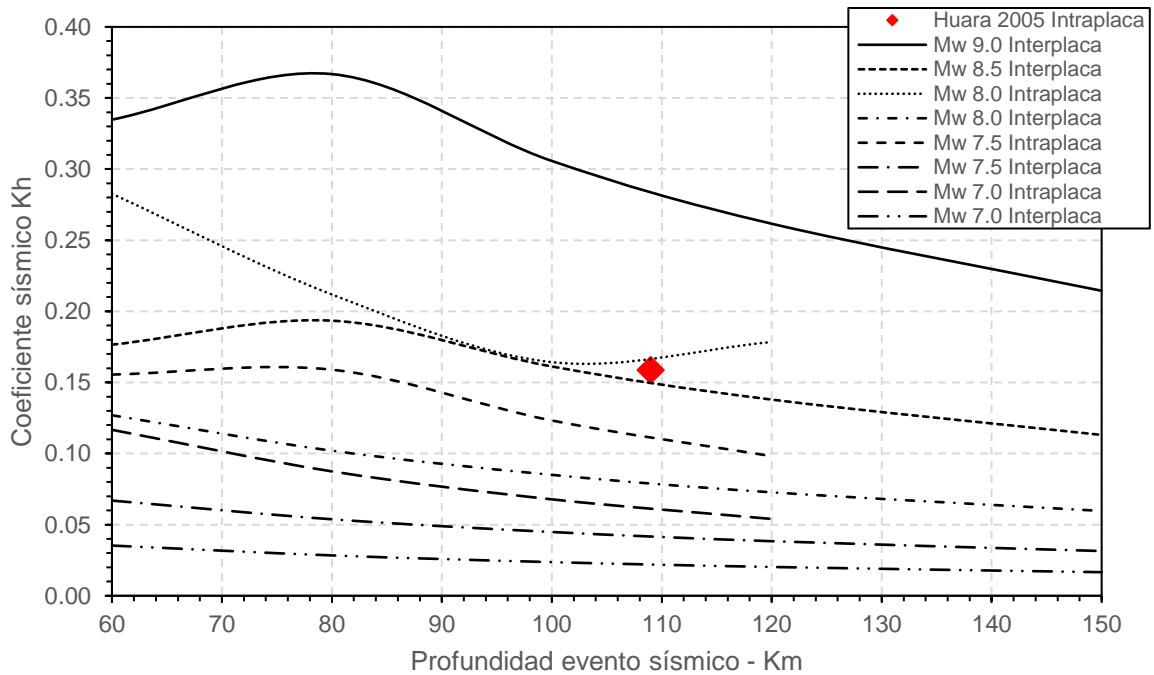


Figura 30. Coeficientes sísmicos estimados para distintas profundidades y magnitud, usando curvas de atenuación de Ruiz y Saragoni (2005), y recomendaciones de coeficiente sísmico de Saragoni (1993). Se ubica el terremoto de Huará 2005 como referencia el cual tiene asociado un coeficiente sísmico de 0,16 para la mina Cerro Colorado, con una falla local a nivel de banco identificada (elaboración propia).

Aunque el argumento dado, es constatable en el marco de explotaciones mineras a rajo abierto, existe una segunda fuente de referencia correspondiente a **taludes naturales en roca**, de los cuales se conocen casos de falla, de los cuales se “infiere” se produjeron producto de eventos sísmicos. La Figura 2.27 muestra el caso de un talud natural en roca, ubicado en el valle del río Maipo el sector conocido como Cerro Catedral, que falló producto de un sismo superficial (García *et al.*, 2018). La geometría original de este talud fue inferida en base a levantamientos topográficos (LIDAR), para el cual se asumió un puente de roca que permitió generar una condición de estabilidad estática, y falla en condición dinámica frente a un sismo superficial. Sin embargo, el mismo estudio indica que grandes sismos de los cuales se tiene evidencia, como el del Maule 2010 de magnitud 8.8 ubicado a 150 Km del caso, fue capaz de generar aceleraciones horizontales máximas entre 0,08g y 0,16g, lo que no se considera suficiente para producir una falla. A pesar de lo anterior, el estudio concluye que los sismos superficiales serían el mejor candidato a generar una aceleración horizontal máxima suficientemente grande para explicar esta falla inferida.

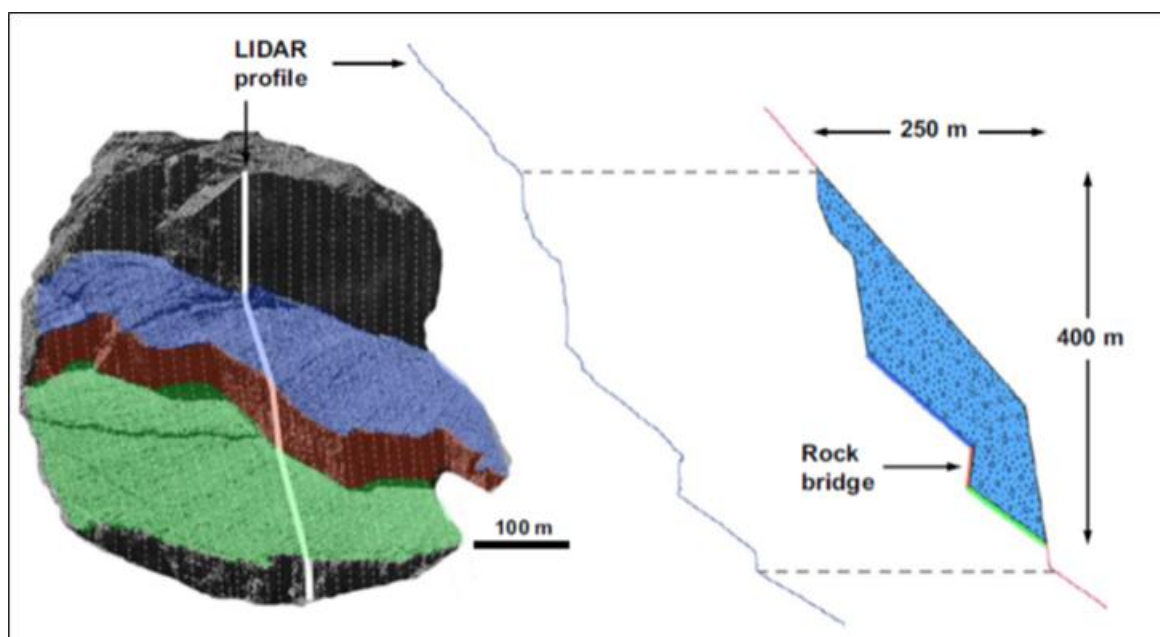


Figura 31. Talud natural de roca ubicado en el Valle del río Maipo, que falló producto de un evento sísmico superficial. (García *et al.*, 2018).

Otros estudios que cubren taludes naturales y mineros, como el de Damjanac *et al.* (2013), mostraron que existen diferencias que explican que los taludes mineros en roca tengan mejor desempeño que los taludes naturales en roca, los cuales se detallan a continuación:

- a. Ocurrencia infrecuente de sismos de gran magnitud durante la vida operativa de una mina. La vida de una mina es relativamente corta comparada con el periodo de retorno de grandes sismos ($M_w \geq 6.5$). Los taludes naturales en

roca pueden ser afectados por numerosos sismos de gran magnitud, resultando en una acumulación de daños y reducción gradual del factor de seguridad.

- b. Los talúdes naturales en roca existen en un amplio rango de condiciones y factores de seguridad, y algunos de ellos metaestables, es decir, cerca del equilibrio límite, bajo condiciones estáticas. Típicamente, los rajos abiertos son diseñados con un factor de seguridad de 1.3. Como resultado, algunos taludes naturales de roca son más proclives a fallar sujetos a cargas dinámicas debido a grandes sismos.
- c. Los sismos causan fallas en algunos talúdes naturales en roca que están cerca del equilibrio límite. Sin embargo, muchos taludes naturales en roca no fallan. En efecto, una porción pequeña de todos los talúdes naturales en roca fallan, incluso durante grandes sismos.
- d. Los rajos abiertos son típicamente excavados roca relativamente competente. Los talúdes naturales están compuestos de roca y suelo en diferentes estados de degradación y meteorización, y son susceptibles a mecanismos de pérdida de resistencia.
- e. La amplificación topográfica es mayor en talúdes naturales que en talúdes mineros. La Figura 2.28a muestra una geometría tipo “rajo abierto” en el cual se confrontan 2 talúdes separados por un fondo finito. La Figura 2.28b muestra una geometría tipo “talúd” que puede ser representativo de un rajo abierto con un fondo muy grande, o de algunos casos de taludes naturales. La Figura 2.28c muestra una topografía tipo “colina” representativo de la mayoría de los casos de taludes naturales. Damjanac et al. (2013) mostraron que, las geometrías tipo “talúd” y “rajo abierto”, dieron resultados similares de amplificaciones máximas de 2.00 y 2.24 respectivamente. Mientras que la geometría tipo “colina” mostro una amplificación máxima de 3.20.
- f. La amplificación sísmica de acuerdo con heterogeneidades es mucho mayor en talúdes naturales que en talúdes mineros.

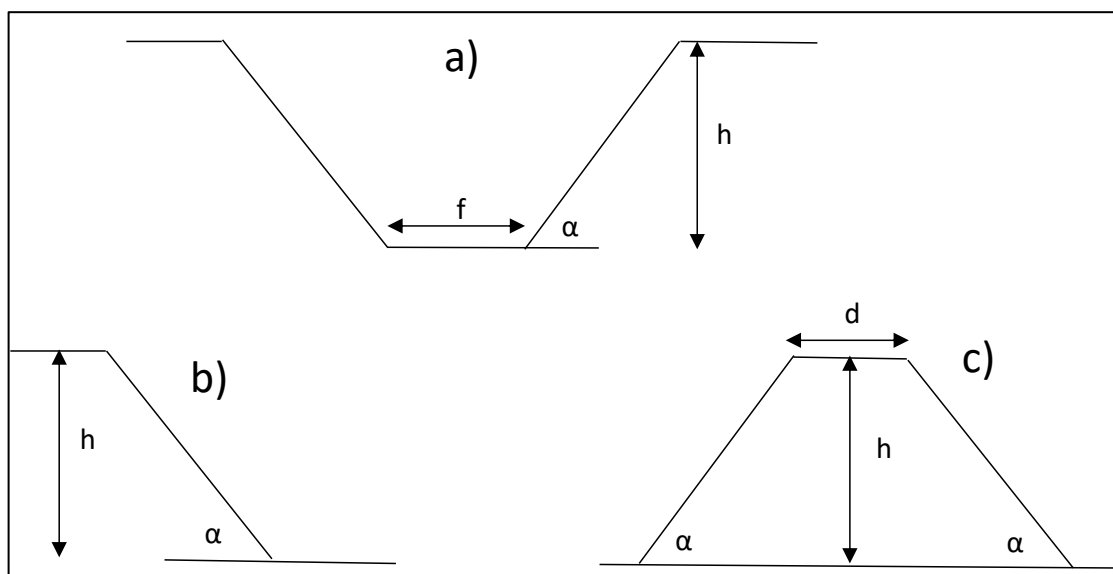


Figura 32. a) Geometría tipo “rajo abierto”. b) geometría tipo “talúd”. c) Geometría tipo “colina”. (Damjanac et al., 2013).

De acuerdo con los antecedentes presentados, es posible afirmar que existen pocos escenarios en los cuales un talúd minero en roca pueda fallar frente a un sismo de gran magnitud, y dado la falta de casos reales, estos serían de carácter teórico. Sin embargo, se realizaron sensibilizaciones con un modelo numérico de un rajo de 800 m de profundidad, ángulo global de 25° y macizo rocoso promedio (Hoek, 2001) para estimar coeficientes sísmicos (ver Figura 2.29). La tabla 2.4 muestra que la condición de equilibrio límite se logra con un coeficiente sísmico de 0.26, que equivale a una aceleración máxima de 1.18g, cuyo resultado se utiliza posteriormente para identificar los posibles escenarios sísmicos asociados.

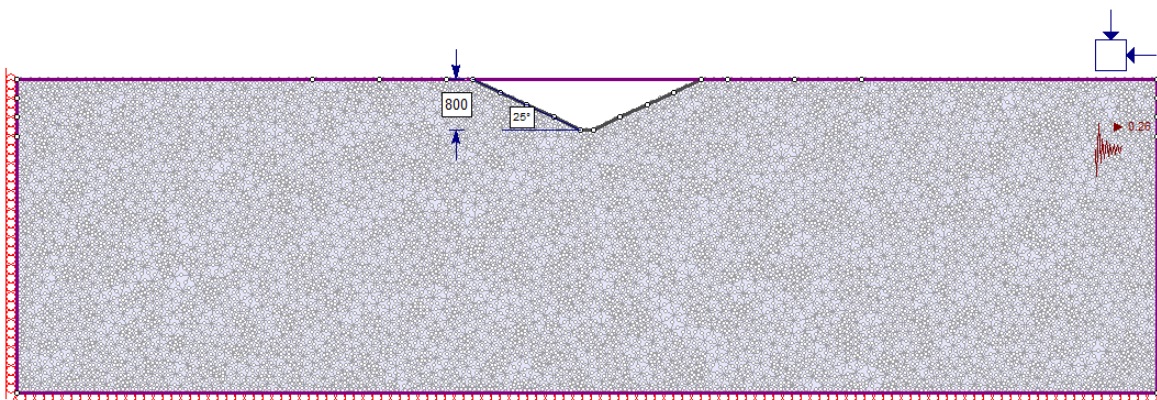


Figura 33. Modelo numérico de rajo de macizo rocoso promedio (Hoek, 2001), de 800 m de profundidad y ángulo global de 25°, para sensibilizar el coeficiente sísmico horizontal (elaboración propia).

Tabla 4. Resultados de sensibilización del factor de seguridad (FS) para distintos coeficientes sísmicos horizontales (Kh), y la aceleración máxima horizontal (Saragoni, 1993).

Saragoni (1993) Aceleración máxima	Modelo numérico	
	Kh	FS
0.73g	0.16	1.71
0.91g	0.20	1.35
1.14g	0.25	1.07
1.18g	0.26	1.02

Posteriormente, la Tabla 2.5 muestra los escenarios sísmicos que son capaces de generar la aceleración máxima horizontal de 1.18g, asociada al equilibrio límite, los cuales han sido obtenidos en base a curvas de atenuación adecuadas al ambiente sísmico de Chile. En ella, se observa que solos grandes sismos intraplaca e interplaca son capaces de generar este nivel de aceleración máxima horizontal, lo cual no es posible de lograr con sismos intraplaca superficiales.

Tabla 5. Escenarios sísmicos generados con curvas de atenuación de Ruiz y Saragoni (2005) que producen una aceleración máxima horizontal de 1.18g, que se asocia a la condición de equilibrio límite del rajo de ejemplo (Ruiz y Saragoni, 2005).

Ruiz y Saragoni, 2005			
Terremoto interplaca		Terremoto intraplaca	
Distancia	Magnitud	Distancia	Magnitud
Km	Mw	Km	Mw
70	8.9	70	8.0
90	9.1	80	8.2
120	9.3	90	8.3
140	9.4		

Por lo tanto, el presente estudio se considera aplicable para ambientes de riesgo sísmico típico de Chile donde se ubican los grandes rajos abiertos, que se ubican a una gran distancia de grandes sismos interplaca o intraplaca.

Habiendo identificado los componentes que afectan la estabilidad de un talud en roca, se procede a describir los métodos para el análisis de estabilidad. Según las guías de diseño de rajo abierto más aceptadas en la industria minera (Stacey y Read 2009), es posible clasificar estos métodos en: empírico, equilibrio límite y modelamiento numérico.

2.4.5 Método empírico

En etapas tempranas de ingeniería, donde la cantidad de información es escasa, el método empírico es útil para estimar las condiciones de estabilidad esperadas para un determinado diseño de talud en roca, en base a clasificaciones básicas de resistencia de la roca. Un ejemplo de este método se basa en el uso de información empírica de éxitos y fracasos de taludes en roca (Sjoberg, 2000), con el cual se obtiene la condición de estabilidad en base a isocurvas de factor de seguridad del talud, según su configuración geométrica y/o calidad geotécnica (ver Figura 2.30).

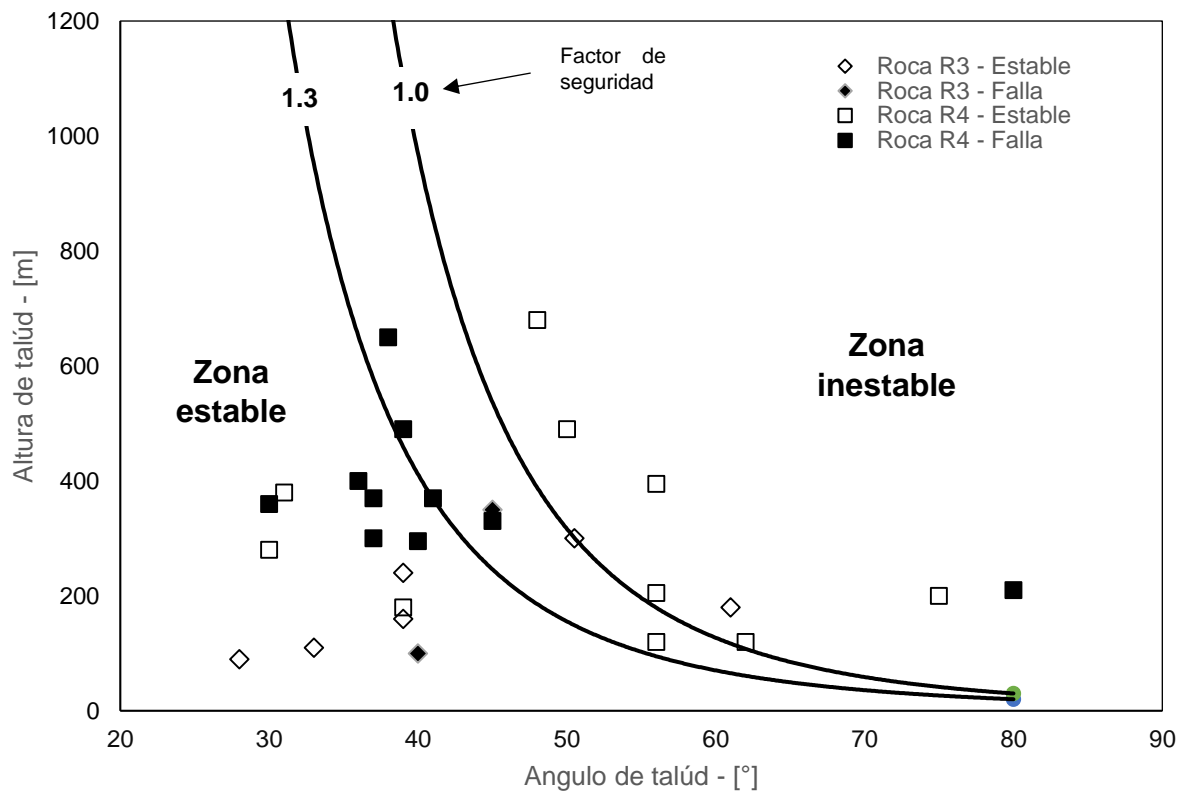


Figura 34. Éxito y fracaso de un talud en roca designado por resistencia de la roca (Sjoberg, 2000).

2.4.6 Método de equilibrio límite

Los métodos de equilibrio límite son una representación geométrica del talud, en el cual se asume un modelo constitutivo simplificado basado en una respuesta rígido-plástica. Se asume que el macizo rocoso está compuesto de elementos rígidos (indeformables) que una vez que alcanzan la envolvente de falla *peak*, plastifica inmediatamente a un valor de resistencia residual igual al valor *peak*.

Este método tiene como objetivo el cálculo del factor de seguridad del talúd, el cual es posible en base a diferentes procedimientos a partir de la identificación del mecanismo de falla circular, cuña, planar o *toppling* (Wyllie y Mah, 2004).

Este método permite el cálculo de un factor de seguridad, basado en la razón entre las fuerzas resistentes y las fuerzas deslizantes. El factor de seguridad (FS) entonces, se entiende como el factor en el cual deben disminuir las fuerzas resistentes para dejar el talud en equilibrio limite (FS=1). Estas fuerzas se pueden ilustrar en un diagrama de cuerpo libre (ver Figura 2.31) de un bloque que puede deslizarse sobre un plano, asumiendo parámetros para la resistencia al corte (por ejemplo, Mohr-Coulomb). Por lo tanto, el factor de seguridad (FS) se puede expresar como la ecuación 7.

$$FS = \frac{c \cdot A + P \cdot \cos\alpha \cdot \tan\phi}{P \cdot \operatorname{sen}\alpha} \quad [7]$$

En la Figura 7,

P es el peso propio del bloque sobre el plano de deslizamiento

c es el parámetro de cohesión de la superficie de deslizamiento

Φ es el ángulo de fricción de la superficie de deslizamiento

A es el área de la superficie de deslizamiento

α es el ángulo de inclinación de la superficie de deslizamiento

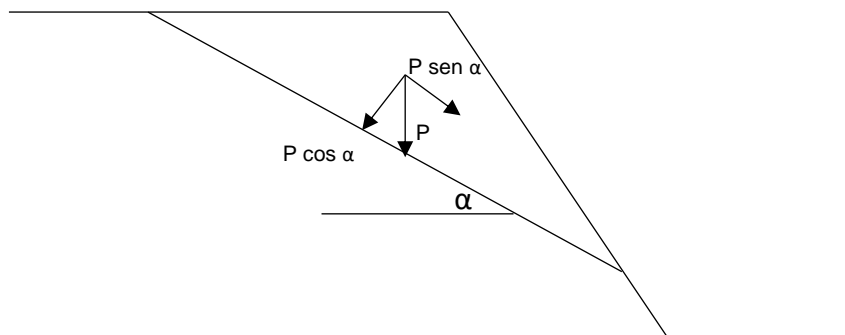


Figura 35. Diagrama de cuerpo libre de un bloque sobre un plano de deslizamiento. Se proyectan los componentes perpendicular y paralelo al plano de deslizamiento (elaboración propia).

2.4.7 Modelamiento numérico

A pesar de la utilidad de los métodos empírico y de equilibrio límite, se presentan limitaciones cuando se quiere representar los distintos comportamientos del macizo rocoso (ver Figura 2.11). En este contexto, los modelos numéricos se presentan como un método más completo dada la posibilidad de incluir distintos modelos constitutivos para simular la respuesta del macizo rocoso. Para el análisis de taludes en roca, los tipos de modelamiento numérico pueden ser a través de modelos continuos, mediante técnicas de elementos finitos o diferencias finitas, o modelos discontinuos separando el volumen por discontinuidades (Stacey y Read, 2009).

A partir de la literatura disponible, en la cual se encuentran casos que han analizado numéricamente interacciones rajo-subterránea, es posible concluir que se han usado predominantemente modelos continuos (ver Tabla 2.6). De estos modelos continuos, los softwares más utilizados han sido Flac (Itasca Consulting Group), basado en la técnica de diferencias finitas, y Phase2 (Rocscience Inc.) que está basado en elementos finitos.

La tabla 2.6 muestra un listado de referencias a software y técnicas numéricas usadas para análisis de interacción rajo-subterránea. Así también, proporciona una visión general que valida el uso de técnicas de elementos finitos usando el software Phase2 (o RS2) propuesto en el presente trabajo.

Tabla 6. Referencias de técnicas numéricas y softwares utilizados para análisis de interacción rajo-subterránea.

Referencia	Técnica numérica	Software	Publicación
Flores, G., 2005	Continuo	Phase2, Flac 2D	University of Queensland
Vyazmensky et al, 2010	Continuo / Discontinuo	Flac 2D, UDEC	Rock Mechanics and Rock Engineering Journal
Yardimci et al, 2016	Continuo	Phase2	American Rock Mechanics Association
Cordova & Nelson, 2010	Continuo	Phase2	American Rock Mechanics Association
Woo et al, 2012	Continuo	Flac 3D	International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences
Srikant et al, 2007	Continuo	Flac 3D	American Rock Mechanics Association
Widijanto et al, 2017	Continuo	Phase2	Department of Mining Engineering, Institut Teknologi Bandung, Indonesia
Xu et al, 2015	Continuo	Flac 3D	International Society for Rock Mechanics
Campbell et al, 2016	Continuo	Abaqus	Seventh International Conference and Exhibition on Mass Mining
Ahmed, 2014	Discontinuo	UDEC	Institute of Materials, Minerals and Mining and The AusIMM
Brummer et al, 2006	Discontinuo	3DEC	Proceedings Int. Symposium on Stability of Rock Slopes, Cape Town

El método de elementos finitos se basa en la discretización del macizo rocoso a través de elementos lineales, de los cuales se conoce la rigidez y sus desplazamientos (ver Figuras 2.32 y 2.33). El problema se resuelve considerando cada elemento y el total de elementos que representan el macizo rocoso, definiendo condiciones de borde (Flores, 2005).

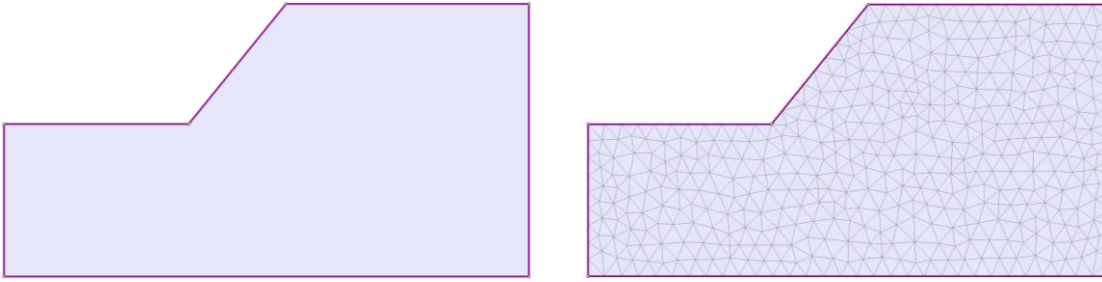


Figura 36. Discretización de una talúd en elementos finitos triangulares de 3 nodos (elaboración propia).

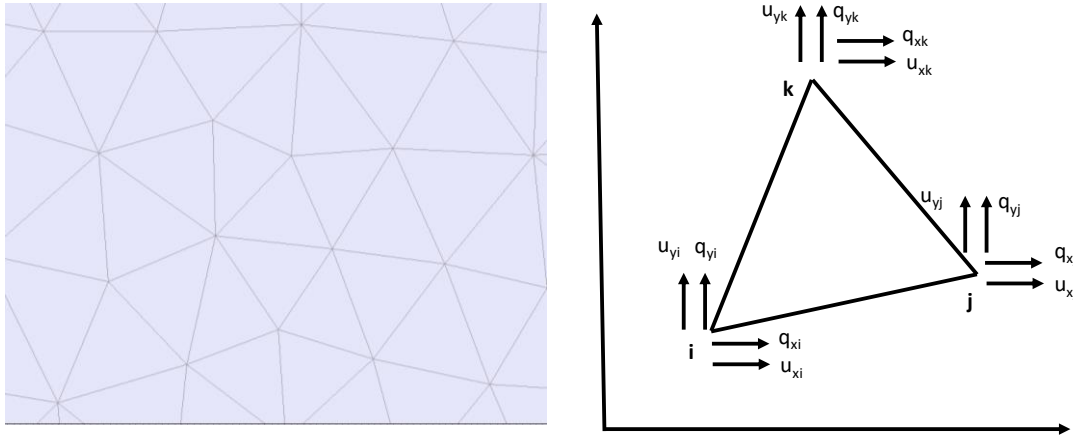


Figura 37. Fuerzas (U_{yk} , U_{xk} , U_{yj} , U_{xj} , U_{xi} , U_{yi}) y desplazamientos nodales (q_{yk} , q_{xk} , q_{yj} , q_{xj} , q_{yi} , q_{xi}) en un elemento triangular de 3 nodos (i, j, k) (elaboración propia).

Para análisis estáticos, la ecuación [8] representa el equilibrio de fuerzas escrita en forma matricial, donde P representa el vector de cargas aplicadas, F el vector de fuerzas internas, y ΔU el vector de desplazamientos nodales. K representa la matriz de rigideces, y las incógnitas son los desplazamientos de los nodos.

$$K\Delta U = P - F \quad [8]$$

La ecuación se resuelve invirtiendo la matriz de rigideces para obtener el vector de desplazamientos, y la convergencia se logra mediante la aplicación de sucesivas cargas, hasta lograr una variación de desplazamientos ΔU suficientemente bajo. Esta variación se considera suficientemente en base a un criterio de convergencia a identificar que asegure que el resultado sea estable. La Figura 2.34 ilustra la convergencia de un modelo de elementos finitos, usando un caso simple de

respuesta no lineal de un resorte sometido a cargas, el cual tiene un grado de libertad. Las sucesivas iteraciones que comienza con una solución inicial K_0 , para obtener el desbalance de fuerzas P-F que debería ser un valor pequeño y así como el incremento de ΔU de desplazamientos. Estas iteraciones se detienen en base a alguno de los criterios de convergencia disponibles. En el caso del *software* Phase2, conocido como RS2 en versiones más recientes (documento “*Convergence criteria*”, librería *on line* de Rocscience), existen tres opciones de criterio de convergencia disponibles:

- 1) Criterio de la energía absoluta
- 2) Criterio de la raíz cuadrada de la energía y criterio de energía
- 3) Fuerza absoluta.

El criterio de energía absoluta es asumido por defecto, y es detallado en la ecuación [9].

$$\left\| \frac{\Delta U_i^T (P_n - F_i)}{\Delta U_0^T (P_n - F_0)} \right\| < 0.1\% - 0.2\% \text{ (tolerancia)} \quad [9]$$

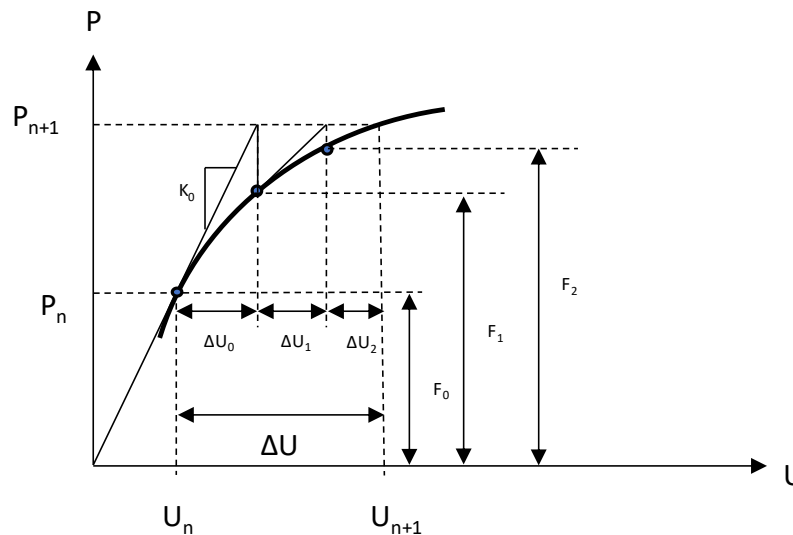


Figura 38. Procedimiento iterativo de elementos finitos para determinar el comportamiento de un caso simple de resorte (1 grado de libertad) bajo cargas aplicadas (Criterio de convergencia Phase2, www.rocscience.com).

2.5 Criterios para el Análisis de *Crown Pillar*

Dentro de la secuencia de explotación de un rajo, en la medida que profundiza, se debe extraer progresivamente más sobrecarga de estéril por cada tonelada de mineral. Esto se traduce en un aumento del costo por tonelada de mineral, que a partir de cierta profundidad vuelve más atractivo económicamente continuar la actividad minera con una mina subterránea. La Figura 2.35 muestra un esquema en el cual se muestra el rajo abierto y la cavidad que representa la mina subterránea, y el volumen de roca entre ambos que corresponde al *Crown pillar* de tamaño hp . La cavidad subterránea se forma progresivamente a través, típicamente, de la aplicación de un método de explotación minero conocido como *block caving*.

La Figura 2.36 muestra la configuración de una explotación por *block caving*, que se compone de la generación de un corte de socavación basal del cuerpo mineralizado (nivel de socavación o hundimiento), bajo el cual se excavan bateas recolectoras de mineral (nivel de producción). Una vez generada la socavación, se extrae el mineral quebrado desde el nivel de producción, lo que produce la inestabilidad del espacio socavado, generando una redistribución de esfuerzos en el macizo rocoso (ver Figura 2.37). Esta redistribución de esfuerzos produce la fragmentación del macizo rocoso, llenando el espacio socavado produciendo la generación y propagación de la cavidad. La Figura 2.37 muestra este proceso, en el cual se forma un espacio vacío (*air gap*) entre el material fragmentado y la cavidad, y una zona sismogénica donde se observa la actividad sísmica.

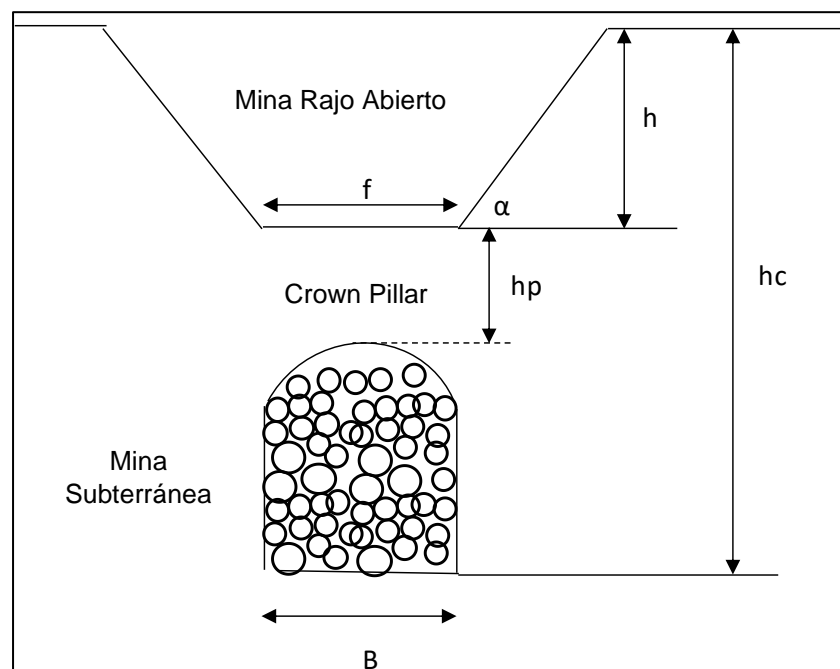


Figura 39. Esquema que muestra la excavación superficial (mina a cielo abierto) y la cavidad subterránea, y Crown pillar de tamaño " hp " entre ambos (elaboración propia).

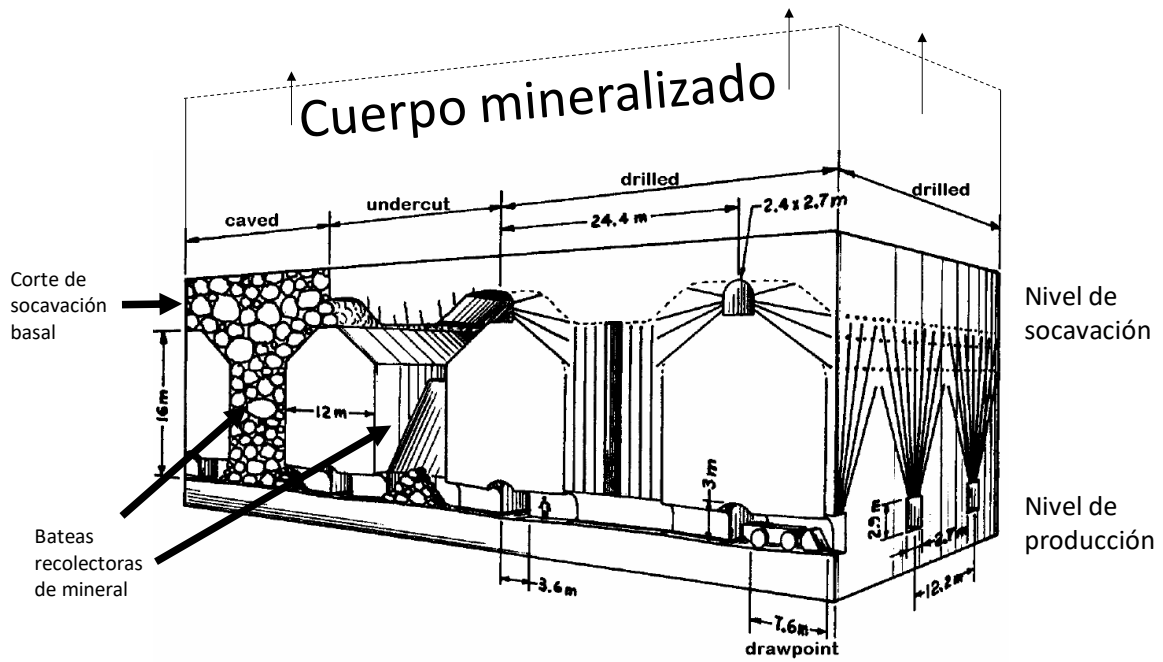


Figura 40. Nivel de socavación y producción en una explotación por *block caving* (Brown, 2002).

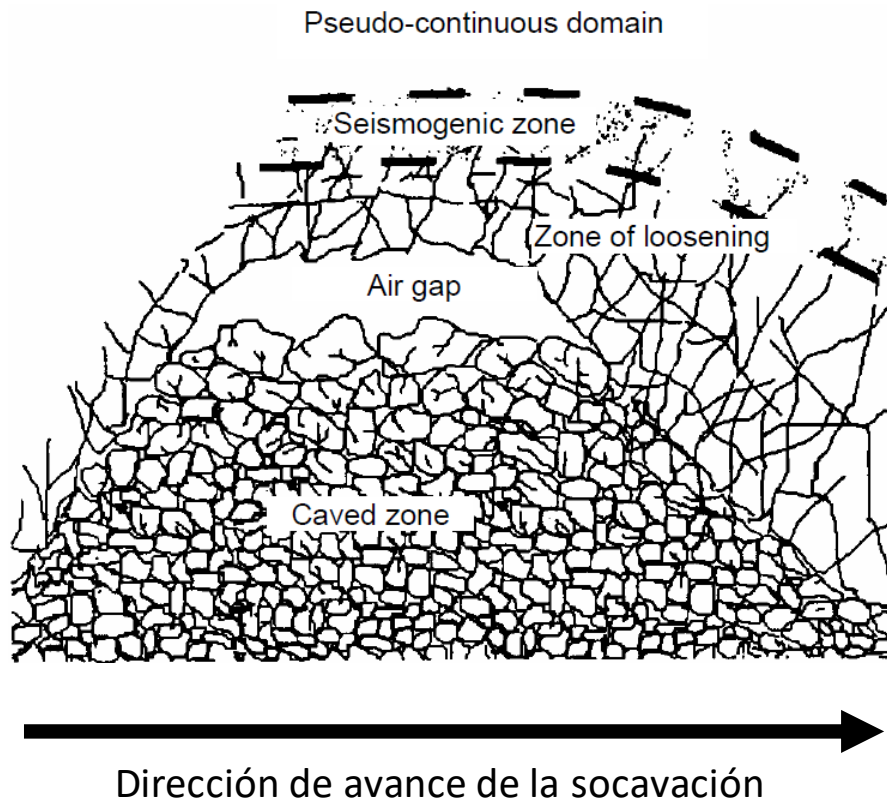


Figura 41. Modelo conceptual de *caving* (Brown, 2002).

Habiendo descrito el proceso de formación de la cavidad, en el contexto de una explotación por *block caving*, la Figura 2.38 muestra el proceso de propagación hasta la formación del *Crown pillar* paso a paso, como se describe a continuación para cada etapa.

- 1) Corte basal del bloque a través de la generación de una socavación, la cual genera una redistribución de esfuerzos que provoca el inicio del *caving*.
- 2) Posteriormente, el proceso continúa con generando material quebrado, que al ser extraído genera la formación y propagación de la cavidad.
- 3) El proceso de propagación continua, hasta acercarse a la superficie a cierta distancia, lo cual produce la formación del *Crown pillar*.
- 4) Se genera la conexión con superficie (fondo del rajo), produciendo la falla del *Crown pillar*.

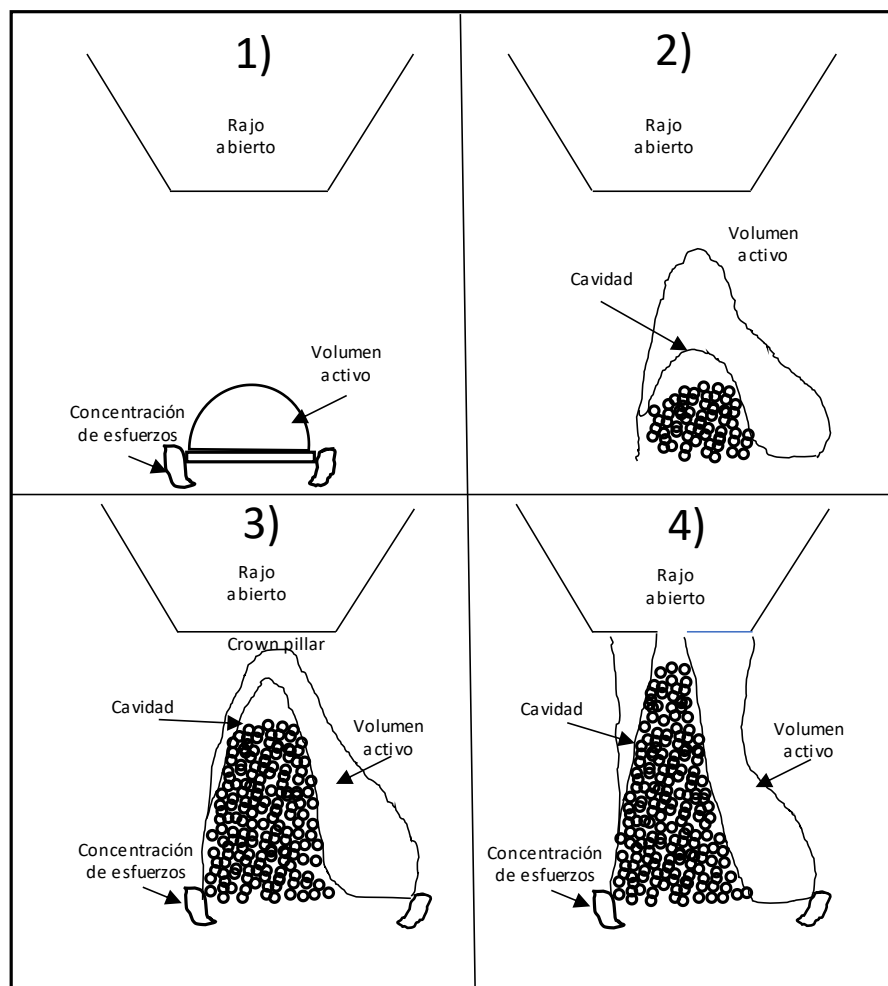


Figura 42. Etapas de inicio, propagación de la cavidad subterránea hasta la formación del *Crown pillar* (Flores, 2005).

Debido a la complejidad geométrica del problema y el involucramiento de varios modelos constitutivos, la herramienta para el análisis de un crown pillar es el modelamiento numérico. A través del análisis numérico, es posible obtener algunos indicadores que permiten entender las condiciones de estabilidad del Crown pillar superficial. En base a los estudios de referencia de la sección anterior (tabla 2.2), es posible identificar los siguientes indicadores para evaluar la estabilidad del crown pillar superficial:

- 1) Desplazamientos verticales: medición de los desplazamientos verticales a lo largo del crown pillar, proporciona información de su condición de estabilidad en base a alguna referencia de desplazamiento crítico.
- 2) Indicadores de plasticidad: La identificación de los elementos en fluencia, puede indicar las zonas de mayor susceptibilidad a fallar en el volumen del crown pillar.
- 3) Factor de seguridad: El factor de reducción de resistencia del crown pillar puede indicar si se ha sobrepasado la resistencia al corte, sin embargo, este criterio no se alinea completamente con el mecanismo de falla.
- 4) Convergencia del modelo: Este aspecto es una medida indirecta de falla cuando se usa modelamiento con elementos finitos.
- 5) Esfuerzo deviatórico: Este indicador estimado como la diferencia entre el esfuerzo principal mayor y esfuerzo principal menor, es una medida del esfuerzo de corte y por lo tanto proporciona información de una potencial falla.
- 6) Pérdida de confinamiento: La disminución del esfuerzo principal menor (pérdida de confinamiento) en el techo de una excavación, genera condiciones para que caigan bloques preformados. En este caso el techo de la cavidad de la mina subterránea corresponde al volumen del crown pillar, por lo tanto, la pérdida de confinamiento es un indicador de falla.

A pesar de que todos estos indicadores pueden proporcionar información útil de la condición de estabilidad del *Crown pillar*, estos se relacionan con distintos mecanismos de falla, lo que debe ser considerado al momento de interpretar los resultados del modelo numérico. De acuerdo con Flores (2005), estos mecanismos de falla pueden estar asociados a la falla de la matriz de roca o a la condición estructural del *Crown pillar*, y asociado a la propagación de la cavidad generada por la mina subterránea.

2.6 Casos Reales de Falla de Taludes Profundos

Como parte de la metodología propuesta para esta tesis (ver Figura 1.4), se encuentra la identificados de casos reales que son representativos de los mecanismos de falla típicos de talúdes profundos en minería. Esa así que a

continuación se presentan 2 casos reales de la industria minera global, de falla por profundización de un talúd minero (mina Bingham Canyon), y otro de falla de un talúd debido a su interacción con una cavidad (mina Palabora).

El mecanismo de falla asociado a la profundización de un talúd profundo, consiste en un deslizamiento generado en la pared a nivel global y que está determinado por la resistencia de las unidades roca presentes. Este escenario de falla está representado por el caso de Bingham Canyon, ocurrido el año 2013 (Llano-Serna *et al*, 2016).

El segundo mecanismo de falla identificado corresponde a la propagación de una cavidad subterránea que produce la falla del *Crown pillar* superficial, generando un proceso de falla en las paredes del rajo, de los cuales el caso más documentado en la literatura corresponde a la mina Palabora en Sudáfrica (Woo *et al*, 2012 y Vyazmensky *et al*, 2010).

2.6.1 Falla de talud en profundización: Caso de la mina Bingham Canyon

El caso más conocido en la industria sobre una falla global de un talúd minero corresponde a la mina Bingham Canyon, ubicada a 30 Km al suroeste de Salt Lake City, Utah, USA, mide 1 Km de profundidad y 4 Km de extensión, siendo uno de los rajes más grandes del mundo. Esta mina es propiedad de minera Rio Tinto, y su producción es principal de Cobre, y después Oro, Plata y Molibdeno (Ward, 2015).

El rajo experimentó dos fallas sucesivas a lo largo de una falla geológica en la pared noreste. Las semanas previas, los movimientos en las paredes se aceleraron en las semanas previas, desde 1 a 5 mm/día, por lo que los trabajadores fueron evacuados (Llano-Serna *et al*, 2016). La extensión del deslizamiento fue mayor a lo proyectado, enterrando equipos mineros (ver Figura 2.39 y 2.40), y movilizand o alrededor de 150 millones de toneladas correspondiente a aproximadamente 55 millones de m³.



Figura 43. Falla ocurrida en la pared noreste de Bingham Canyon el año 2013 (Llano-Serna et al, 2016).



Figura 44. Camiones mineros enterrados por el deslizamiento ocurrido en Bingham Canyon el año 2013 (Llano-Serna et al, 2016).

El deslizamiento fue idealizado en una sección en base a la trayectoria obtenida de Hilbert *et al.* (2014), superpuesto con una topografía disponible en Google Earth Pro^R del año 2007 (Llano-Serna *et al.*, 2016), en la cual se han identificado los dos deslizamientos sucesivos, abarcando una zona de falla de aproximadamente 400 m del total de profundidad de 809 m (ver Figura 2.41).

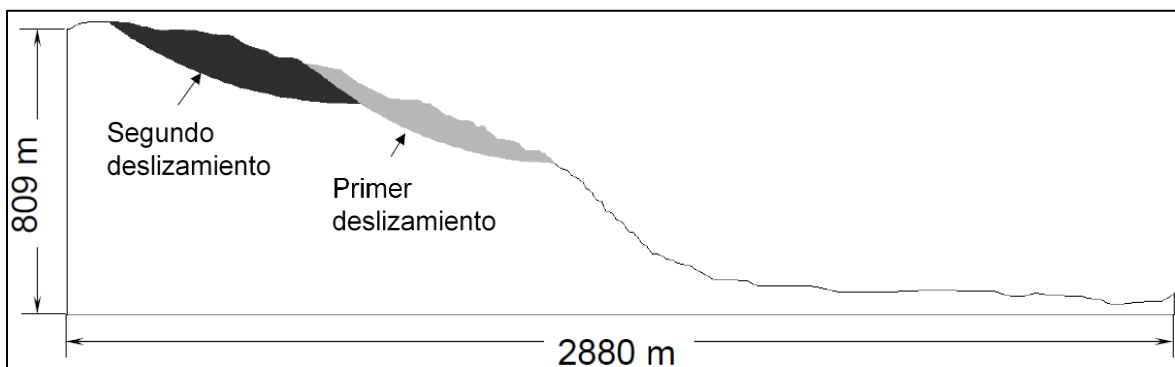


Figura 45. Representación de la falla compuesta obtenida por backanalysis mostrando 2 deslizamientos consecutivos (Llano-Serna *et al.*, 2016).

De acuerdo con antecedentes proporcionados en foros privados técnicos (comunicación personal), las causas identificadas para esta falla fueron las siguientes:

1. Insuficientes datos del macizo rocoso disponibles para el diseño del talud para el tiempo que fue aprobado, asociado al sector del deslizamiento.
2. Aceptabilidad del diseño incluyó un exceso de confianza debido a la experiencia obtenida de deslizamientos previos.
3. Se detectaron deficiencias en los análisis geotécnicos que soportaron los diseños originales.
4. Hubo una pobre apreciación del potencial de este mecanismo de falla que comprende tanto la roca intacta como materiales estériles descargados previamente.
5. En varias ocasiones, los equipos geotécnicos e hidrogeológicos han contado con pocos recursos, o no han tenido la suficiente experiencia durante la historia de la mina.
6. No hubo suficiente revisión técnica externa para los diseños y su implementación.

2.6.2 Falla de talúd por interacción de mina Rajo y mina subterránea de talúd: Caso de la mina Palabora

La mina Palabora es el caso más conocido, con publicaciones en revistas científicas (Moss *et al.*, 2006 y Yardimci *et al.*, 2016), que da cuenta de este mecanismo de falla asociado a la interacción con una mina subterránea. La mina Palabora fue uno de los rajos con ángulos de taludes más elevados y profundos en el mundo, con una extensión de 1,5 Km y una profundidad de 800 m (Brummer *et al.*, 2006).

La compañía minera Palabora fue fundada en 1956, se encuentra ubicada en la mitad Este de Limpopo, en la provincia más al norte de Sudáfrica. y las operaciones del rajo comenzaron en 1966 a una tasa de producción de 30.000 toneladas por días que se incrementó a 82.000 toneladas por días previo a su cierre en 2002. En 1996, fue aprobado el desarrollado de una mina subterránea de *block caving* (ver Figura 2.36) con una tasa de producción de 30.000 toneladas por día, cuyo objetivo fue logrado en mayo de 2005. El nivel de producción de la mina subterránea fue ubicado 1.200 m bajo superficie, que corresponde a 400 m bajo el fondo del rajo, compuesto de un footprint de 650 m de largo y 250 m de ancho, con un nivel de socavación ubicado 18 m más arriba (ver Figura 2.42).

En junio de 2004, se observaron desplazamientos en las paredes norte y oeste, y el borde del rajo. Posteriormente, en el borde del rajo y particularmente en la pared norte, se evidenciaron grietas. Debido a que en el sector existía infraestructura civil, fue necesario investigar el mecanismo de falla de la pared.

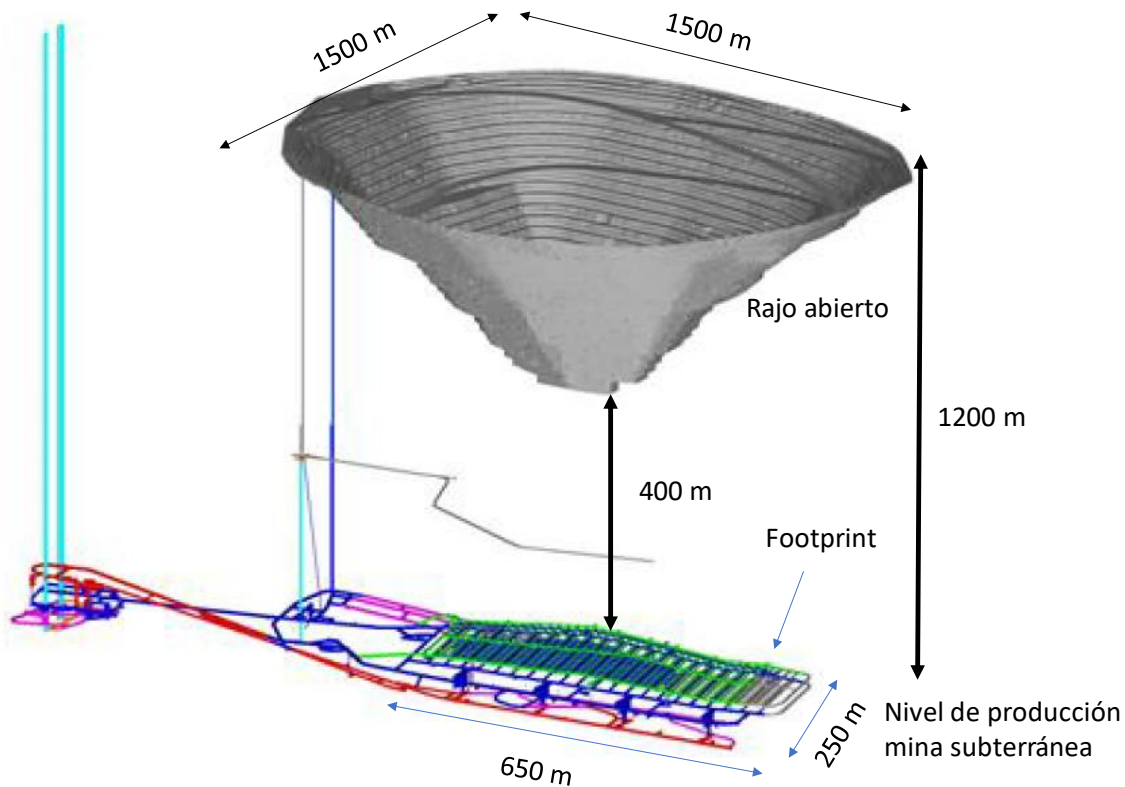


Figura 46. Vista isométrica del rajo en relación con el *footprint* de la mina subterránea (Moss *et al*, 2006).

El mismo año 2004, durante los días 6 y 7 de octubre se realizó una detención programada de la mina subterránea, para realizar trabajos de mantenimiento, observando una disminución en el polvo en suspensión en el rajo. Esto fue interpretado como indicativo de que los movimientos y deterioros detectados en paredes y bordes del rajo, estaban relacionados a la actividad de la mina subterránea. Esto se pudo observar más objetivamente con las mediciones de los prismas instalados en las paredes del rajo, y en particular en la pared norte donde se habían evidenciado daños. La Figura 2.43 muestra la producción de la mina subterránea entre 25.000 y 30.000 toneladas por día, y las mediciones de desplazamientos acumulados de los prismas. Es posible observar en particular el prisma S-26 que mantiene el valor acumulado durante los días de mantenimiento, lo que indica una detención completa de los desplazamientos. Este prisma está ubicado en el borde de la pared norte (ver Figura 2.44) donde se habían observado desplazamientos mayores a la tendencia de largo plazo.

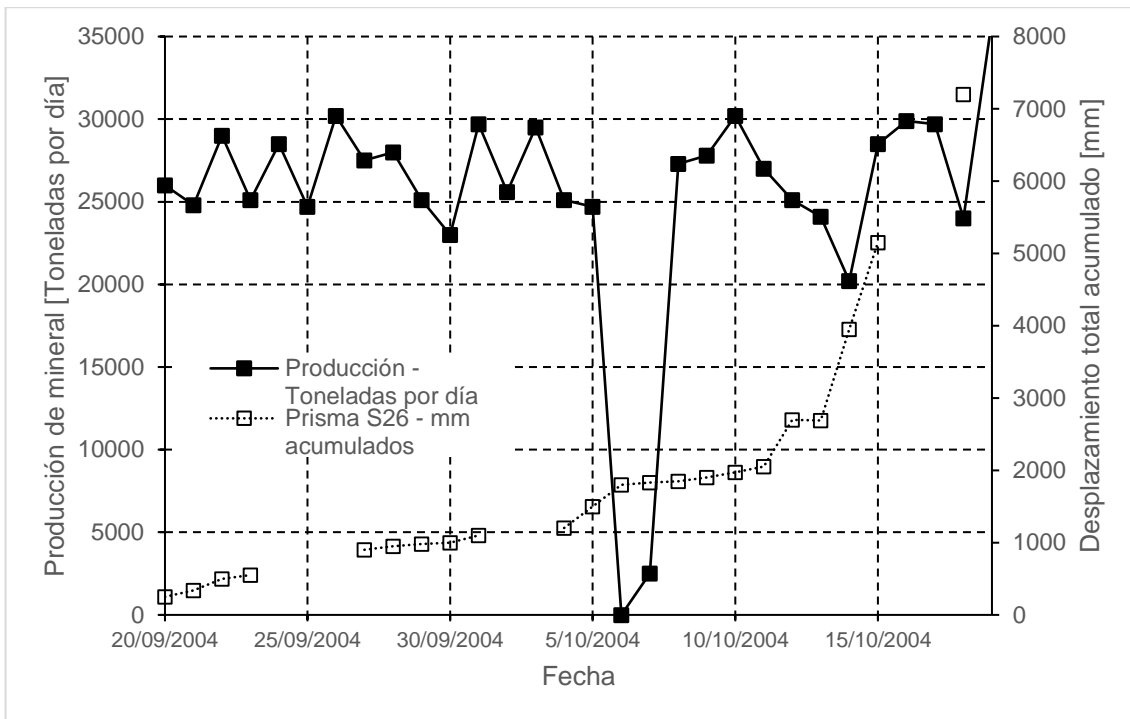


Figura 47. Producción de la mina subterránea y desplazamientos totales diarios acumulados del prisma S26 ubicado en el borde del Rajo (Brummer *et al*, 2006).

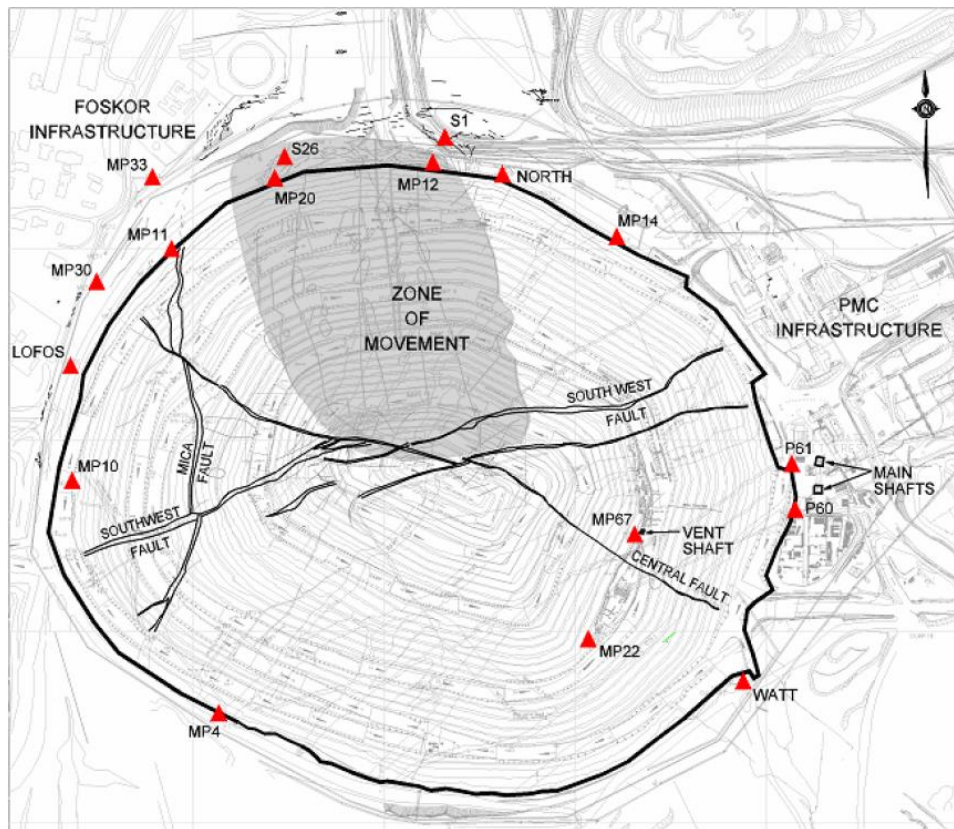


Figura 48. Distribución de prismas en el borde del rajo. En gris se identificó la zona de movimiento, que exhibía desplazamientos mayores a la tendencia de largo plazo (Brummer *et al*, 2006).

La geología del yacimiento es de forma elíptica en forma de tubular volcánica y vertical, con reservas de 1400 m de profundidad y recursos hasta los 1800 m de profundidad. El corazón central está formado de carbonitas transgresivas y bandeadas, siendo dominantes en el sector oeste (carbonitas bandeadas) y este (carbonitas transgresivas) del cuerpo mineralizado. Diques de dolorita con inclinación noreste, y varias fallas geológicas en el sector noroeste y noreste (ver Figura 2.45). Las unidades geológicas identificadas han sido usadas como base para la estimación de propiedades del macizo rocoso (Ver Tabla 2.7).

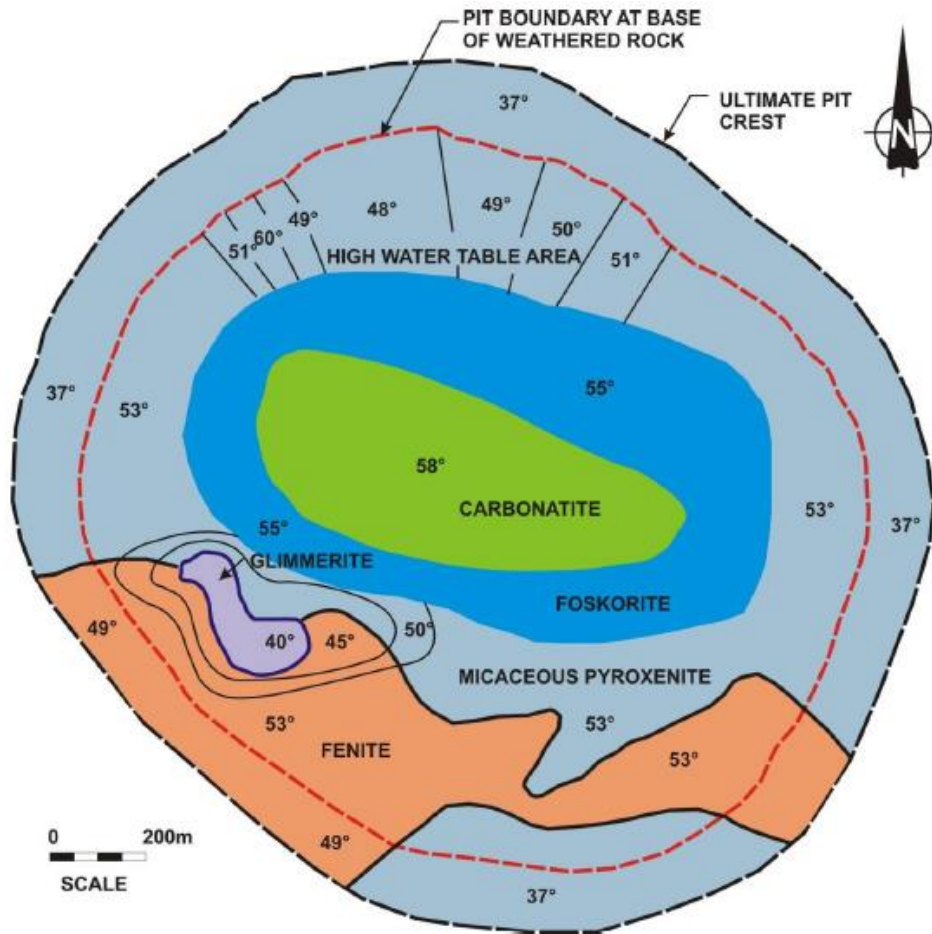


Figura 49. Geología general y rajo de Palabora (Moss *et al*, 2006).

Tabla 7. Propiedades del macizo rocoso de la mina Palabora (Brummer *et al*, 2006).

Tipo de roca	Módulo (GPa)		Parámetros de resistencia (Mohr-Coulomb)	
	Young	Corte	Cohesión	Angulo de fricción
	(E _m)	(G)	(MPa)	(°)
Carbonita	14.1	9.4	2.9	36
Foskorita	9.9	6.6	2.3	31
Piroxenita micacea	8.4	5.6	2.2	31
Piroxenita micácea alterada	3.1	2.1	1.6	23
Dolorita	13.3	8.9	4.2	44
Fenita	10.0	6.7	3.1	38
Glimmerita	6.1	4.1	1.7	24
Piroxenita masiva	22.0	14.7	2.9	35
Piroxenita feldespató	8.4	5.6	2.2	31
Gneis granítico	31.6	21.1	6.2	51
Lastre	0.5	0.42	0	35

La Figura 2.46 permite observar la falla de la pared norte, la cual se produjo progresivamente, debido a la propagación de la cavidad subterránea a lo largo de una falla geológica (falla Mica). Esta falla se extiende desde el borde norte del nivel de producción de la mina subterránea hasta cerca del borde de la pared norte del rajo (ver Figura 2.47), explicando así la interacción. La Figura 2.47, ilustra esquemáticamente la ubicación de la cavidad subterránea en relación con la falla geológica que se proyecta detrás de la pared norte del rajo. Dicha falla junto con la superficie del rajo define una masa de roca que es la que verdaderamente interactúa con la cavidad subterránea en la medida que esta se propaga (ver Figura 2.38).

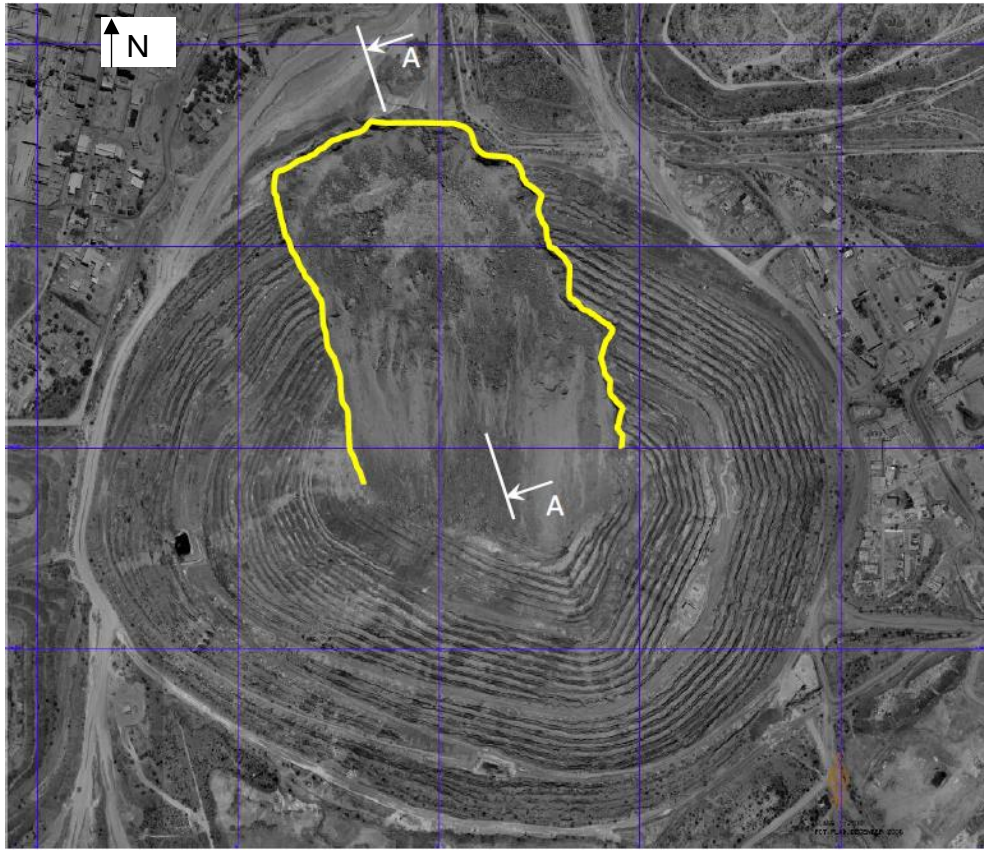


Figura 50. Caso de falla de la pared del rajo de Palabora producto de su interacción minería subterránea (Vyazmensky *et al*, 2010).

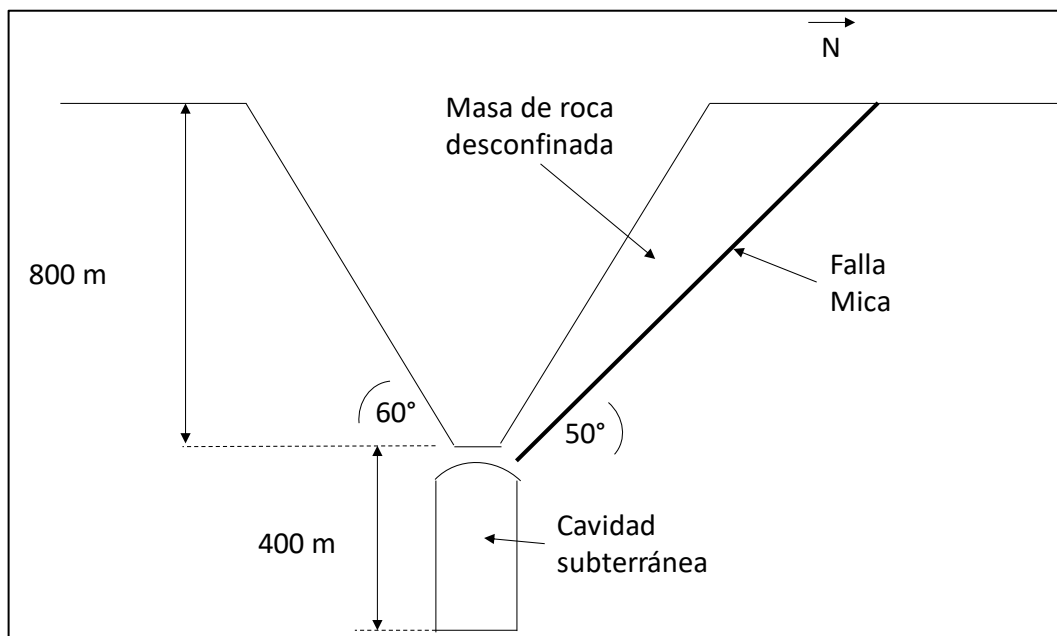


Figura 51. Mecanismo de falla de la pared norte del rajo Palabora producto, inducida por la propagación de la cavidad subterránea (Vyazmensky *et al*, 2010).

CAPÍTULO 3: Respuesta Geomecánica de Taludes Profundos

El modelo conceptual propuesto (Figuras 2.7 y 2.11), considera la identificación de dos ambientes geotécnicos presentes en un talud profundo, con comportamientos post *peak* esperados distintos. La fundamentación de este modelo conceptual se basa en la existencia de un límite que divide dos formas de comportamiento mecánico del macizo rocoso frente a la deformación, asociado geológicamente con el límite de sulfatos, definido por la secuencia de alteraciones que se observa a distintas profundidades en sistemas de pórfidos cupríferos (Sillitoe, 2010). En base a estos antecedentes, se puede efectuar un análisis conceptual de un talud minero profundo, para obtener conclusiones sobre sus condiciones de estabilidad para distintas configuraciones geométricas. Este análisis se enfoca en el mecanismo de falla global del macizo rocoso, en el cual se considera que los rasgos estructurales son suficientemente aleatorios como para no afectar el talud producto de anisotropías. No se considera el efecto de la condición de aguas subterráneas ni tampoco el efecto dinámico de un sismo de gran magnitud

Como se indicó en el capítulo 2, la condición de aguas es gestionable a través de pozos de desagüe y drenes horizontales, para disminuir las presiones de poro. Por lo tanto, el análisis considera el supuesto de que el talud es gestionado adecuadamente, en términos de tener las presiones de poro suficientemente bajo control a niveles bajos.

En el presente trabajo, se deja fuera del alcance el análisis dinámico de talúdes mineros profundos, debido a la evidencia empírica existente en la industria en la cual no se ha evidenciado fallas globales frente un sismo de gran magnitud. Sin embargo, el capítulo 2, sección 2.3, muestra que las condiciones teóricas para que esto se produzca tienen asociada una baja ocurrencia. De la misma forma, el análisis de talúdes naturales profundos, tampoco ofrece la posibilidad de un análisis extrapolable debido a las diferencias con los talúdes mineros profundos.

3.1. Conceptualización de un Rajo Abierto Profundo

Tal como se desarrolló en el capítulo 2, un talud profundo puede ser entendido en un contexto de ambientes geológicos con distinto comportamiento geotécnico. Este modelo conceptual, introduce el concepto del límite de sulfatos para separar dichos ambientes, y sus propiedades características del macizo rocoso.

La Figura 3.1 resume los ambientes geotécnicos desde el punto de geotécnico, así como los autores de referencia para cada uno. En el sector superior se tiene un macizo rocoso promedio tipo Hoek y Brown (2002) con rasgos estructurales suficientemente aleatorios como para no exhibir anisotropías de gran escala, y para el cual el escalamiento de propiedades usando el GSI es válido (Marinos *et al*, 2004). El volumen inferior bajo el límite de sulfatos es más competente con mayor predominancia de alteraciones potásicas y litologías hipógenas (capítulo 2.2), con lo cual el modelo de comportamiento usado es el propuesto por Diederichs (2003), por su facilidad para el manejo en un análisis conceptual (capítulo 2). También se plantean parámetros de referencia para identificar el contraste de ambos ambientes.

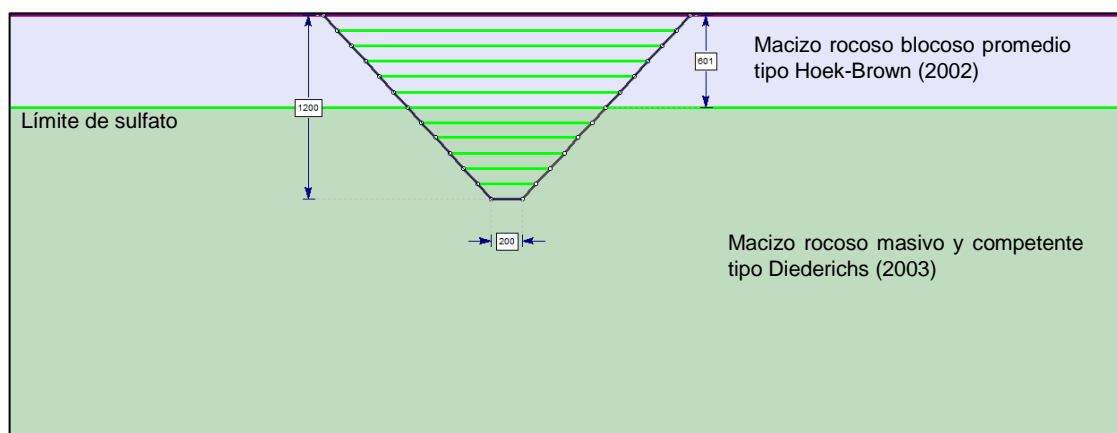


Figura 52. Conceptualización del análisis de un rajo profundo, que incluye el límite de sulfatos (elaboración propia).

Basado en este esquema conceptual (Figura 3.1), es posible plantear el esquema metodológico a utilizar, en el cual definimos las formulaciones y criterios a utilizar en ambos ambientes geotécnicos para un talud minero profundo. De acuerdo con Hoek (2001), un macizo rocoso promedio se encuentra en torno a un GSI de 50, por lo que el límite de sulfatos de referencia debería ser un valor igual o superior a este. En base a antecedentes de minas de Cobre de BHP, es posible estimar el límite de sulfatos en torno a un GSI de 55 (ver Figuras 2.3 y 2.3). Estos resultados son consistentes con lo planteado por Diederichs (2003), donde es esperable una respuesta de la roca de tipo frágil para un GSI entre 55 y 65. Este rango se asocia a un macizo rocoso más competente, de las características que deberían encontrarse bajo el límite de sulfatos, como se argumentó en el capítulo 2, sección 2.2 (ver Figura 2.11) . Respecto al macizo rocoso sobre el límite de sulfatos, existe también un límite inferior bajo el cual no es aplicable el GSI cuyo valor límite es 25 (Hoek y Karzulovic, 2000).

Por lo tanto, sobre el límite de sulfatos se considera aplicable el criterio de Hoek y Brown (2002) para la estimación de parámetros del macizo rocoso, a partir de la estimación de resistencia *peak* de la roca intacta. Bajo el límite de sulfatos, se considera el uso de las recomendaciones propuestas por Diederichs (2003) para estimar la resistencia residual de la roca intacta. En ambos casos se usa lo recomendado por Hoek y Diederichs (2006) para estimar el módulo de deformabilidad a escala de macizo rocoso (ver Figura 3.2).

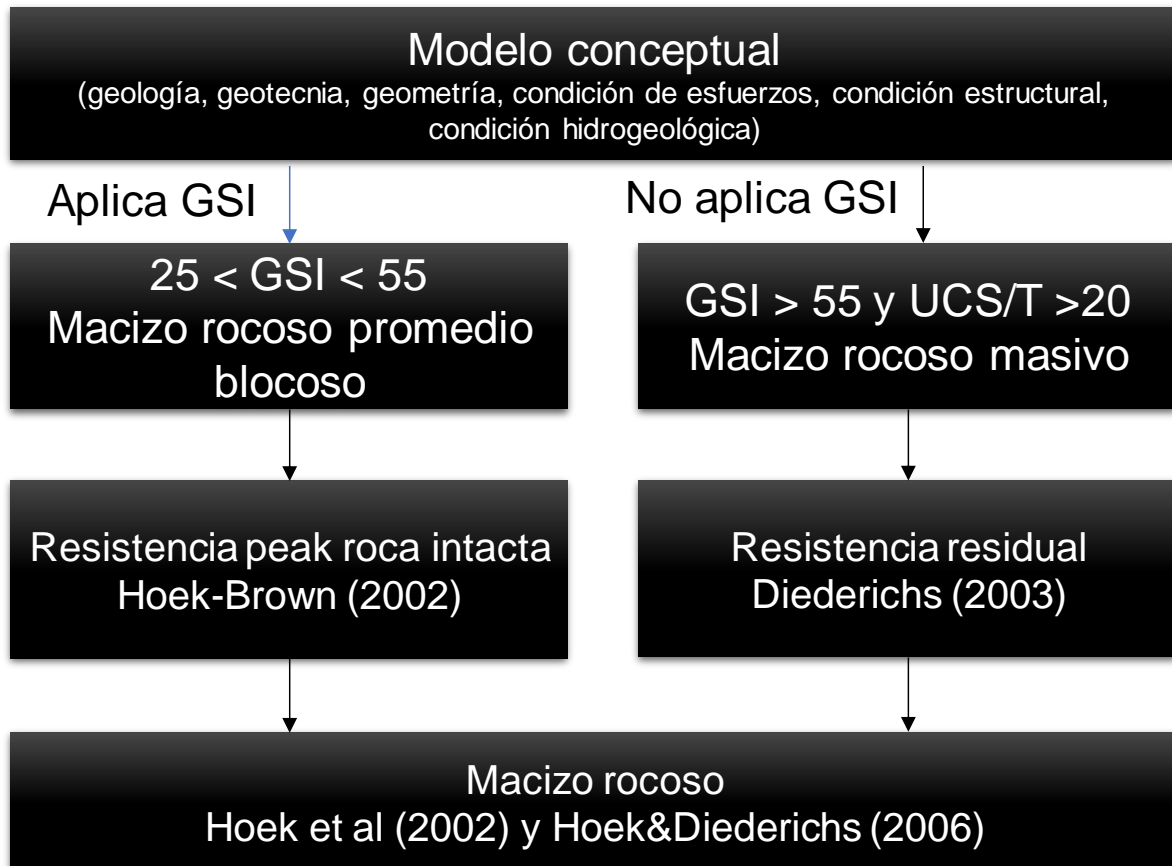


Figura 53. Marco conceptual del modelo de macizo rocoso aplicado para el análisis de un talud profundo (elaboración propia).

Para el macizo rocoso promedio ($25 < GSI < 55$), sobre el límite de sulfatos, se estima la resistencia *peak* de roca intacta y se escala a macizo rocoso, asumiendo un comportamiento elasto-plástico perfecto. Para el macizo rocoso más competente, bajo el límite de sulfatos, se obtiene adicionalmente una resistencia residual para la roca intacta usando el modelo DISL propuesto por Diederichs (2003 y 2010). Este modelo constitutivo propone para la envolvente de falla residual, usar valores de parámetros Hoek-Brown con $a=0.75$ y $s=0.0001$, usando el parámetro de resistencia a la compresión de roca intacta σ_{ci} igual que en el caso de la envolvente *peak*.

Finalmente, se aplicó la recomendación de Hoek *et al* (2006) para la estimación del módulo de deformación, como se indica en la ecuación [5], en base al módulo de roca intacta (estimado en ensayos uniaxiales y/o triaxiales) y GSI de cada caso, despreciando el impacto del daño por tronadura (D) debido la escala del análisis.

$$E_m = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right) \quad [10]$$

En la ecuación [10], los términos corresponden a:

E_m = Módulo del macizo rocoso [GPa]

E_i = Módulo de la roca intacta [GPa]

D = Factor de deterioro por tronadura y desconfiamiento.

GSI = *Geological Strength Index*

3.2 Estimación de Parámetros Geotécnicos

Una vez definido el esquema metodológico, se requiere identificar parámetros caracterización geotécnica que representen los 2 ambientes geotécnicos para realizar el análisis numérico conceptual. Hoek (2001) recomienda parámetros de macizo rocoso característicos de distintos comportamientos geomecánicos relacionados a distintas calidades (roca débil roca competente masiva y macizo rocoso promedio), como punto de partida para un análisis de este tipo (ver Tabla 3.1). Estos parámetros geotécnicos preliminares, están expresados según el criterio generalizado de Hoek-Brown, tanto para roca intacta (σ_{ci} , m_i), como para escala de macizo rocoso (GSI, m_b , s , a , E_m).

Tabla 8. Parámetros recomendados para distintos tipos de macizo rocoso según Hoek (2001).

Parámetros geotécnicos	Roca Intacta		Macizo Rocosó				
	σ_{ci} [MPa]	m_i	GSI	m_b	s	a	E_m [MPa]
Roca de calidad muy pobre	20	8	30	0.7	0.0005	0.522	1400
Macizo rocoso promedio	80	12	50	2.0	0.0039	0.506	9000
Macizo rocoso competente	150	25	75	10.2	0.0622	0.501	42000

A pesar de que los parámetros de la Tabla 3.1, son una buena referencia para un análisis conceptual, no nos permiten identificar los dos ambientes asociados al límite de sulfatos. Sin embargo, el caso de la Figura 2.3 correspondiente a un rajo de BHP nos entrega parámetros sobre y bajo el límite de sulfatos identificado por el GSI y litológicamente, el cual se encuentra aproximadamente a 650 m. Se observa de la Tabla 3.2, que sobre el límite de sulfatos el macizo rocoso tiene propiedades entre calidad pobre y promedio (Tabla 3.1). Bajo el límite de sulfatos, las propiedades se encuentran en un rango de calidad promedio a competente. Por lo tanto, se utiliza este caso para aplicar el esquema metodológico y obtener el resto de los parámetros geotécnico. Para la resistencia *peak* se utilizan las ecuaciones [1], [2], [3], [4] y [10]. Para la resistencia post *peak* (residual), se mantienen los mismos parámetros para el caso sobre el límite de sulfatos. Sin embargo, bajo el límite de sulfatos, se usa el criterio de Diederichs (2003) usando los valores de $s=0.0001$ y $a=0.750$, para la resistencia post *peak* (residual).

Tabla 9. Parámetros finales utilizados para el análisis, basado en una explotación a rajo abierto de gran tamaño del norte de Chile (elaboración propia).

Estado de resistencia de la envolvente	Parámetros geotécnicos	Macizo secundario sobre el límite de sulfatos (650 m bajo superficie)	Macizo primario promedio bajo el límite de sulfatos (650 m bajo superficie)
Envolvente peak	σ_{ci} (MPa)	42.7	110.0
	m_i	10	28
	GSI	45	75
	E_i (MPa)	34600	73000
	m_b	1.44	11.47
	s	0.0022	0.0622
	a	0.508	0.501
	E_m (MPa)	7738	59594
Envolvente post-peak	m_b	1.44	7.00
	s	0.0022	0.0001
	a	0.508	0.750
	Razón de poisson	0.34	0.22

La Figura 3.3 presenta las curvas de las envolventes de falla (*peak* y *post peak*) construidas a partir de los parámetros mostrados en la tabla 3.2, para mostrar las diferencias de resistencia del macizo superficial (sobre el límite de sulfatos) y profundo (bajo el límite de sulfatos). Se observa gráficamente que el macizo rocoso superficial es representado solo por una envolvente de falla, para representar su comportamiento elasto-plástico perfecto. En cambio, el macizo rocoso profundo necesita una envolvente de falla *peak* (resistencia máxima), una segunda envolvente de falla *post peak* (residual) a la cual plastifica.

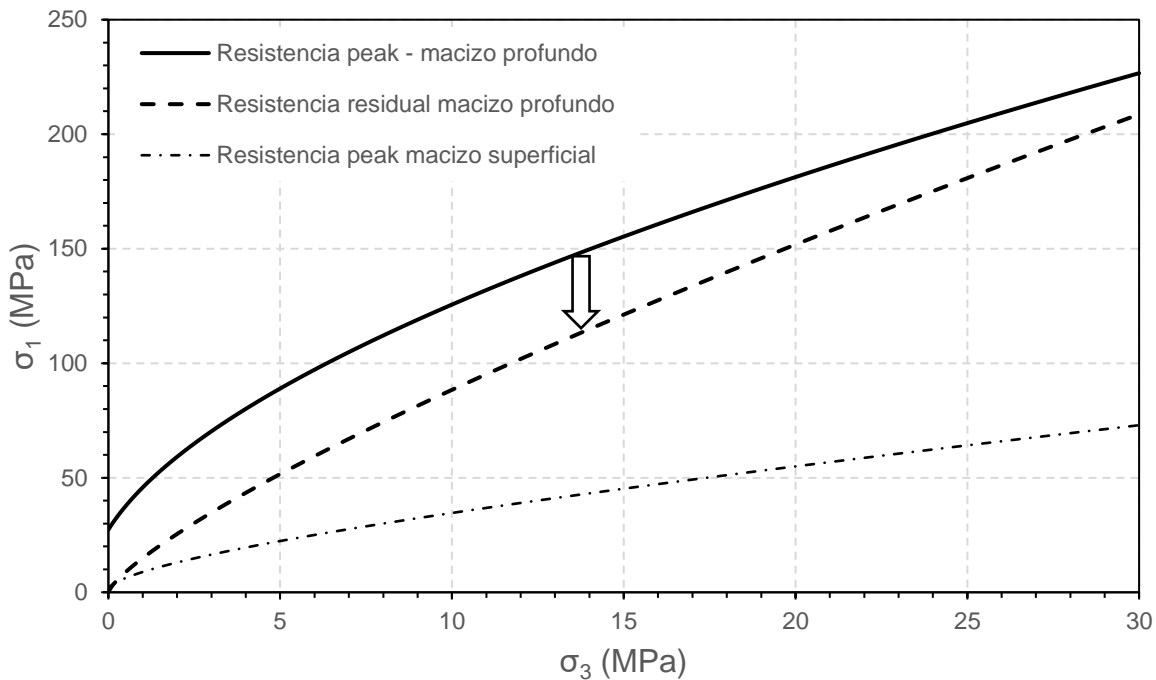


Figura 54. Gráfico de envolventes de falla peak y post-peak para los macizos rocosos sobre y bajo el límite de sulfatos obtenidos en base a los parámetros de la tabla 3.2.

3.3 Condiciones de Borde del Modelo Numérico y Diseño de Simulaciones

Como se pudo ver en el capítulo 2 (ver Tabla 2.2), los modelos continuos han sido los más usados para representar problemas mineros de taludes profundos en transición a minería subterránea. Para el análisis conceptual del presente capítulo se ha optado por el *software* Phase2 (conocido en la actualidad como RS2, www.rocscience.com), debido a su facilidad para cargar distintas geometrías, lo que hace el trabajo de simulaciones más eficiente.

La implementación numérica se basa en elementos triangulares de tamaño mínimo de 15 m con nodos intermedios, lo cual se considera suficiente resolución para representar como mínimo medio banco cuya altura total típica es de 30 m. El tamaño de los elementos finitos aumenta en la medida que se alejan de la superficie del talud en dirección hacia los bordes de la caja. Para realizar las simulaciones, es necesario definir los parámetros geométricos, condiciones de borde del modelo y las simulaciones que se efectuarán (ver Figura 3.4). En este caso, modelo es definido por una caja que representa los bordes del modelo, donde B1 corresponde a la distancia horizontal desde el borde del rajo al borde de la caja, y B2 corresponde a la distancia vertical desde el fondo del rajo al borde inferior de la caja. Los parámetros del rajo están definidos por su profundidad (h), profundidad del límite de sulfatos (h_1)

y ángulo global del talud (α). El tamaño de la caja debe ser suficientemente grande para evitar que se produzcan artefactos numéricos. De esta forma, se evita que una mala definición de bordes produzca resultados que no tienen significado físico, sino que solo por el hecho de que la caja del modelo es muy pequeña.

Basados en las recomendaciones de Lorig y Varona (2005), las condiciones de borde del modelo numérico se definen como se indica en las ecuaciones [11] y [12], así como sus condiciones de borde en términos de fijación de desplazamientos. A los costados se disponen *rollers* que fijan el desplazamiento horizontal, al fondo (parte inferior de la caja) se disponen *rollers* que fijan el desplazamiento vertical, y en las esquinas inferiores del modelo se fijan los desplazamientos horizontales y verticales.

$$B1 > \frac{h}{\tan(\alpha)} \quad [11]$$

$$B2 > \frac{h}{2} \quad [12]$$

Dónde:

B1 = Extensión horizontal lateral de la caja del modelo, desde el borde del rajo

B2 = Extensión vertical inferior de la caja del modelo, desde el fondo del rajo

h = Profundidad del rajo

h1 = Profundidad del límite de sulfatos

α = Angulo global del rajo

El ancho del fondo del rajo se ha fijado en 200 m para todos los casos, ya que dicho valor es definido en base a motivos operacionales cuando se diseña un rajo. Este valor se fundamenta en el hecho de que 200 m es un espacio suficiente y mínimo para que pueda trabajar una pala y 2 camiones mineros.

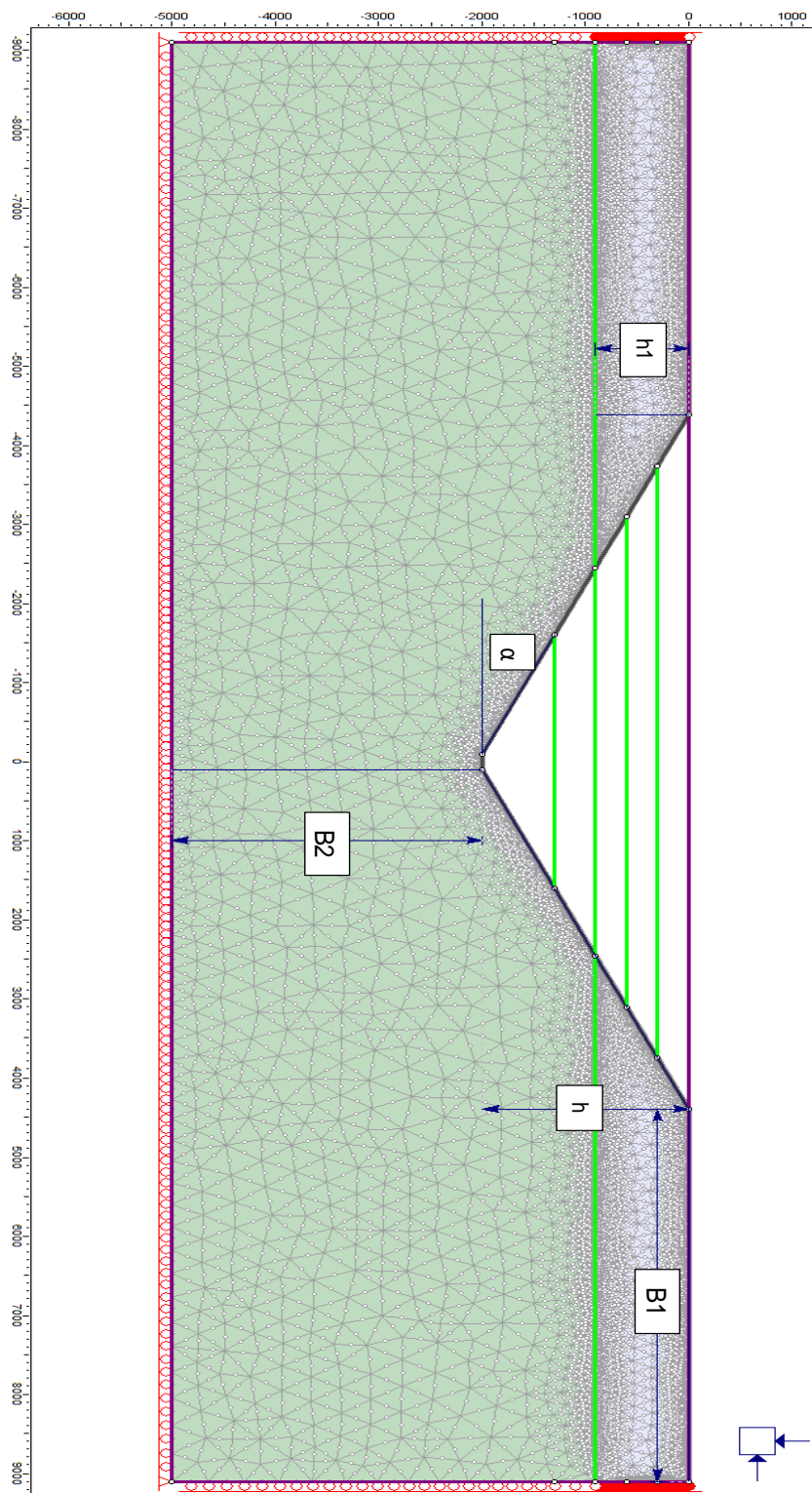


Figura 55. Parámetros geométricos del modelo y condiciones de borde (elaboración propia).

Para definir explícitamente los valores B1 y B2, se ha tomado el caso más crítico correspondiente a la excavación más grande considerada en las simulaciones, la cual corresponde a un rajo de 2000 m de profundidad y ángulo global de talud de 25°. Con esta definición se ha estimado una caja de 18200 m de ancho y 5000 m de alto.

Una vez definidas las condiciones de borde del modelo, se define la parametrización que se utilizara y rango de parámetros, para obtener el total de simulaciones. Como se indicó al comienzo del presente capítulo, el análisis numérico conceptual estará enfocado en la geometría del talud, dejando fuera del alcance la condición de aguas e impacto en la estabilidad producto de eventos sísmicos de gran magnitud. Por lo tanto, los parámetros a considerar son la profundidad del límite de sulfatos (h_1), profundidad del rajo (h), ángulo global del talud (α) y razón de esfuerzos (k_1). Este último parámetro (k_1), es una condición natural del macizo rocoso que se expresa a nivel global y se define como la razón entre el esfuerzo in situ horizontal y el esfuerzo in situ vertical.

Basados en los trabajos de Sillitoe (2010), la profundidad del límite de sulfatos podría ser muy superficial dependiendo del grado de erosión de la capa superior, y de una profundidad que puede alcanzar 1 km. Usando como referencia el caso de Chuquicamata (Codelco), se estima un límite de sulfatos muy profundo de aproximadamente 900 m, y casos como el de Spence (BHP) donde el límite de sulfatos se encuentra alrededor de 300 m. Otro caso de BHP, muestra un límite de sulfatos entorno a los 600-650 m de profundidad. En base a estos antecedentes, se ha variado el parámetro h_1 en los valores 0 m, 300 m, 600 m y 900 m.

La profundidad del rajo se ha basado en valores que parten desde 500 m, que se ha considerado como mínimo para entenderse como profundo, valores representativos de la industria como 800 m (Palabora) y 1000 m (Bingham Canyon y Chuquicamata). En forma exploratoria, se han considerado dos casos hipotéticos adicionales de 1500 m y 2000 m de profundidad.

El ángulo global del talud (α) se ha variado dentro los límites empíricos que se observan en la industria, observando un valor mínimo de 25° aproximadamente, y el valor mayor se encuentra en 45°. Por último, la razón de esfuerzos (k_1) es un parámetro que típicamente se utiliza en la industria dentro un rango de 1.0 a 1.2, por lo que también se ha extendido en forma exploratoria hasta un máximo de 2.0, dado que es práctica habitual en minería de rajo abierto, no efectuar mediciones de esfuerzos in situ, excepto en contados casos. La Tabla 3.3, muestra los valores considerados para cada parámetro, descontando casos redundantes, con lo cual se obtiene un total de 171 simulaciones. Los casos que se consideran redundantes se deben a que existen combinaciones equivalentes. Por ejemplo, cuando $h_1=600$ m y $h=500$ m se traduce en que el límite de sulfatos se ubica bajo el fondo del rajo, por lo tanto, equivalente a $h_1=600$ y $h=300$.

Tabla 10. Rangos de parámetros utilizados para el análisis numérico conceptual.

Profundidad límite sulfatos (m)	Profundidad del rajo (m)	Angulo global de talud	Razón de esfuerzos
h1	h	α	K
0	500	45	1.0
300	800	35	1.5
600	1000	25	2.0
900	1500	-	-
-	2000	-	-

Como se ha indicado anteriormente, se han dejado fuera del alcance de las simulaciones casos con escenarios de condición estructural (fallas geológicas) y/o condición hidrogeológica (presiones de poro).

3.4 Curva conceptual de diseño

A partir de los parámetros geotécnicos y condiciones de borde, se implementó un modelo numérico para simular la respuesta del talud, variando los parámetros geométricos del rajo, ubicación del límite de sulfatos y razón de esfuerzos. La Figura 3.5 muestra la implementación con las dimensiones de la caja del modelo, los rollers en los bordes y la excavación que representa el rajo. La excavación se efectúa en etapas para asegurar condiciones de convergencia del modelo que se ha establecido en función de la energía absoluta igual a 2% (ver Ecuación [9]). Se han definido elementos triangulares de 6 nodos, con una resolución mayor (25 m) en la cercan del talud, y menor resolución (200 m) cerca de los bordes de la caja.

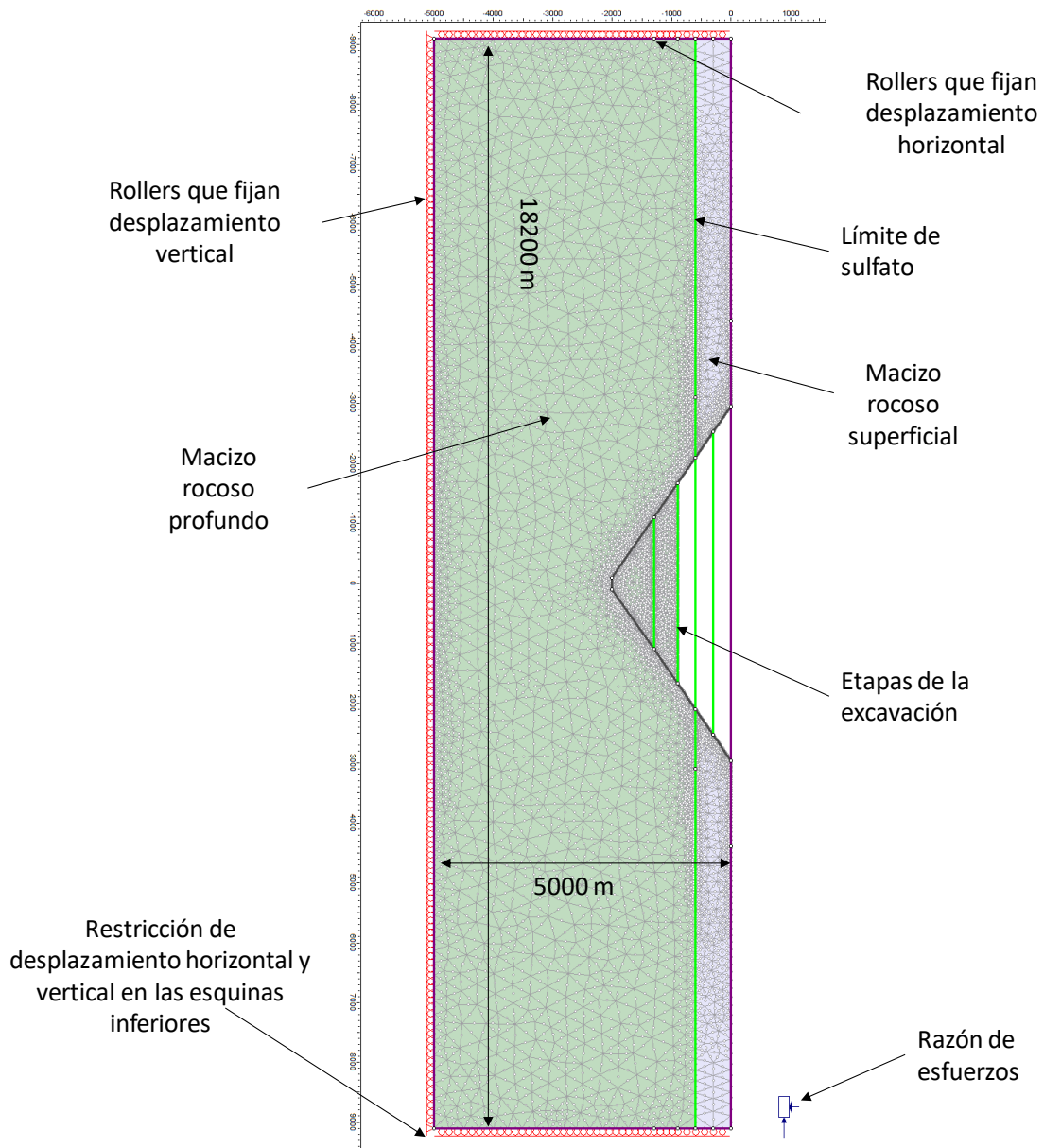


Figura 56. Implementación de modelo numérico en Phase2 (RS2) para efectuar las simulaciones conceptuales de talud profundo (elaboración propia).

A partir de las simulaciones planificadas en el subcapítulo 3.3 anterior, se obtienen resultados que son posible analizar para verificar las condiciones de estabilidad del talud (ver Anexo A). La Figura 3.6 muestra una primera aproximación para presentar los resultados, graficando un indicador que represente la geometría del talud ($h/\tan(\alpha)$) versus el factor de seguridad (FS), como es usual para métodos empíricos (Sjoberg, 1999 y Read, 2009). Se han identificado los casos estables ($FS \geq 1$) y los casos inestables ($FS < 1$), sin embargo, no es posible observar alguna tendencia clara que permita concluir su relación directa con la geometría del talud solamente. Se observa que los casos inestables se ubican en un rango de FS entre 0.5 y 1.0 para cualquier geometría del talud, sin embargo, en los casos estables se observa mayor dispersión mostrando una débil correlación. Debido al método de reducción de los parámetros de resistencia para estimar el FS, es posible inferir que, a partir de cierto nivel de convergencia, se obtiene el mismo resultado independiente de la geometría. En cambio, para los casos estables, el modelo numérico converge para un rango mas amplio de valores de FS.

Se introdujo el límite de sulfatos como un elemento que podría mejorar la correlación con las condiciones de estabilidad del talud, lo cual se espera que ocurra, dado el marco conceptual desarrollado en el capítulo 2. Este nuevo indicador de estabilidad (IE) se definió como $h_1/(h/\tan(\alpha))$ equivalente a la razón entre geología (límite de sulfatos, h_1) y geometría del talud ($h/\tan(\alpha)$). La Figura 3.7 muestra los resultados de todas las simulaciones, donde se observa una tendencia más clara para los casos estables ($FS \geq 1.2$). La Figura 3.8, muestra los resultados solo para estos casos estables, observando una correlación general entre el indicador de estabilidad (IE) del talud versus el factor de seguridad. Este resultado debe ser interpretado con precaución, ya que es válido para los casos estables solamente, por lo que las variables involucradas en el indicador de estabilidad deberían estar correlacionadas entre sí para asegurar la condición dada. Por ejemplo, un indicador de estabilidad con un ángulo de talud elevado y una gran profundidad podría no ser estable y por lo tanto no estará asociado a un factor de seguridad mayor que 1.

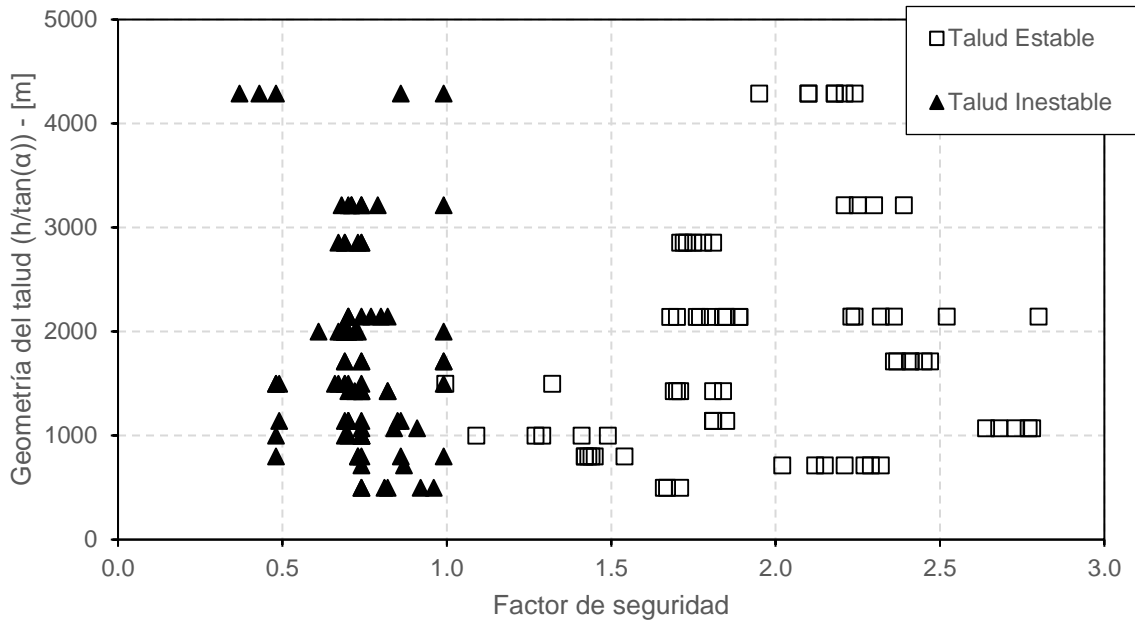


Figura 57. Geometría del talud versus factor de seguridad para todos los resultados correspondientes a 171 simulaciones.

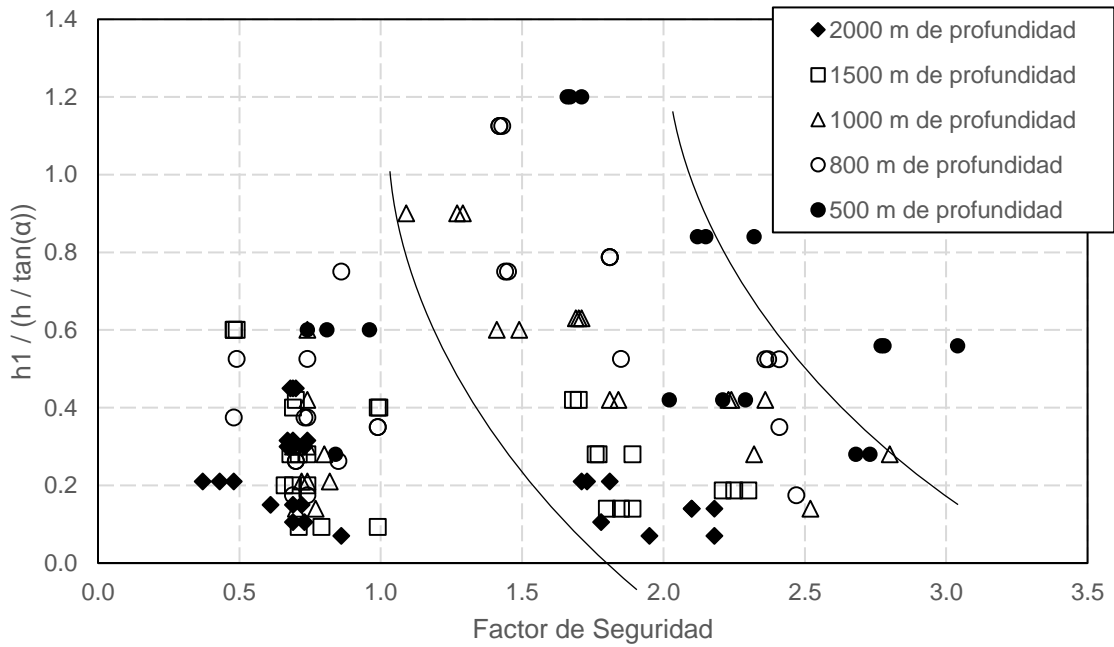


Figura 58. Ratio profundidad límite de sulfatos/geometría del rajo vs factor de seguridad considerando el total de resultados correspondiente a 171 simulaciones.

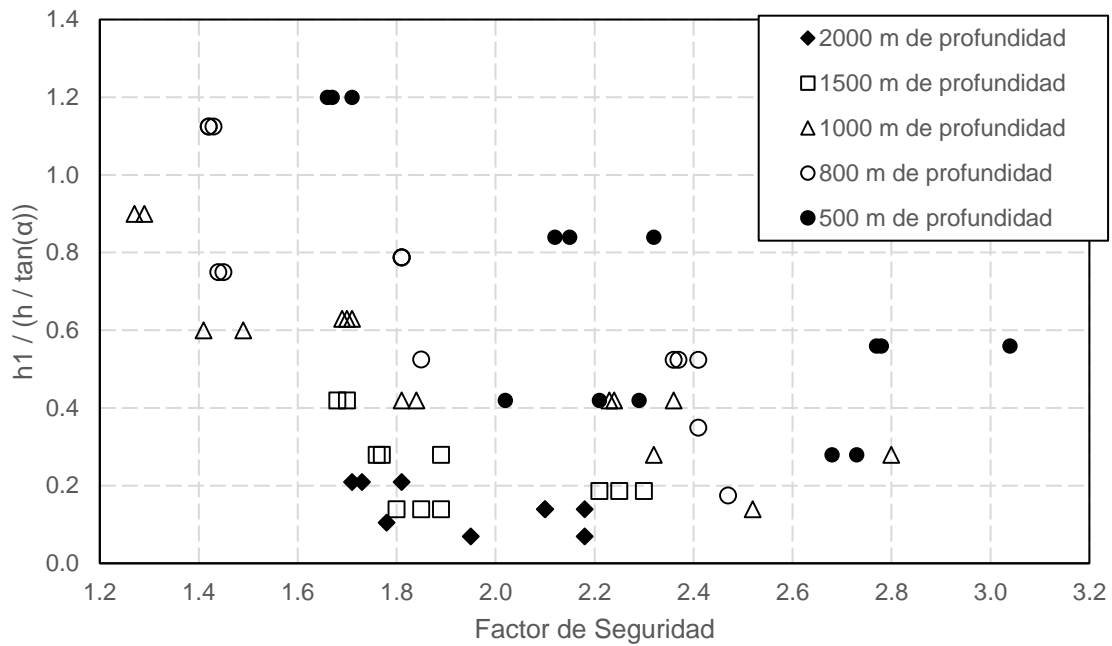


Figura 59. Ratio profundidad límite de sulfatos/geometría del rajo v/s factor de seguridad, filtrados para los casos con factor de seguridad > 1,2.

La Figura 3.8 muestra cierta correlación mas clara entre el indicador de estabilidad y el factor de seguridad, sin embargo, esta tendencia es mucho mas clara cuando se grafica de forma aislada para distintas profundidades. Las Figuras 3.9a, 3.9b y 3.9c, muestran los resultados para profundidades de 500 m, 800 m y 1000 m respectivamente, siendo estos casos representativos del rango actual existente en la industria. Este resultado indica que un rasgo como el límite de sulfatos incide en las condiciones de estabilidad del talud minero.

Las Figuras 3.9d y 3.9e, muestran los resultados para el rango de profundidades hipotéticas, entre 1500 m y 2000 m (no observadas en la industria), manteniendo la misma relación con el factor de seguridad. También es posible observar que los datos se van concentrando cada vez más al profundizar, lo que podría indicar una tendencia hacia un valor límite de profundización para una geometría de rajo dado.

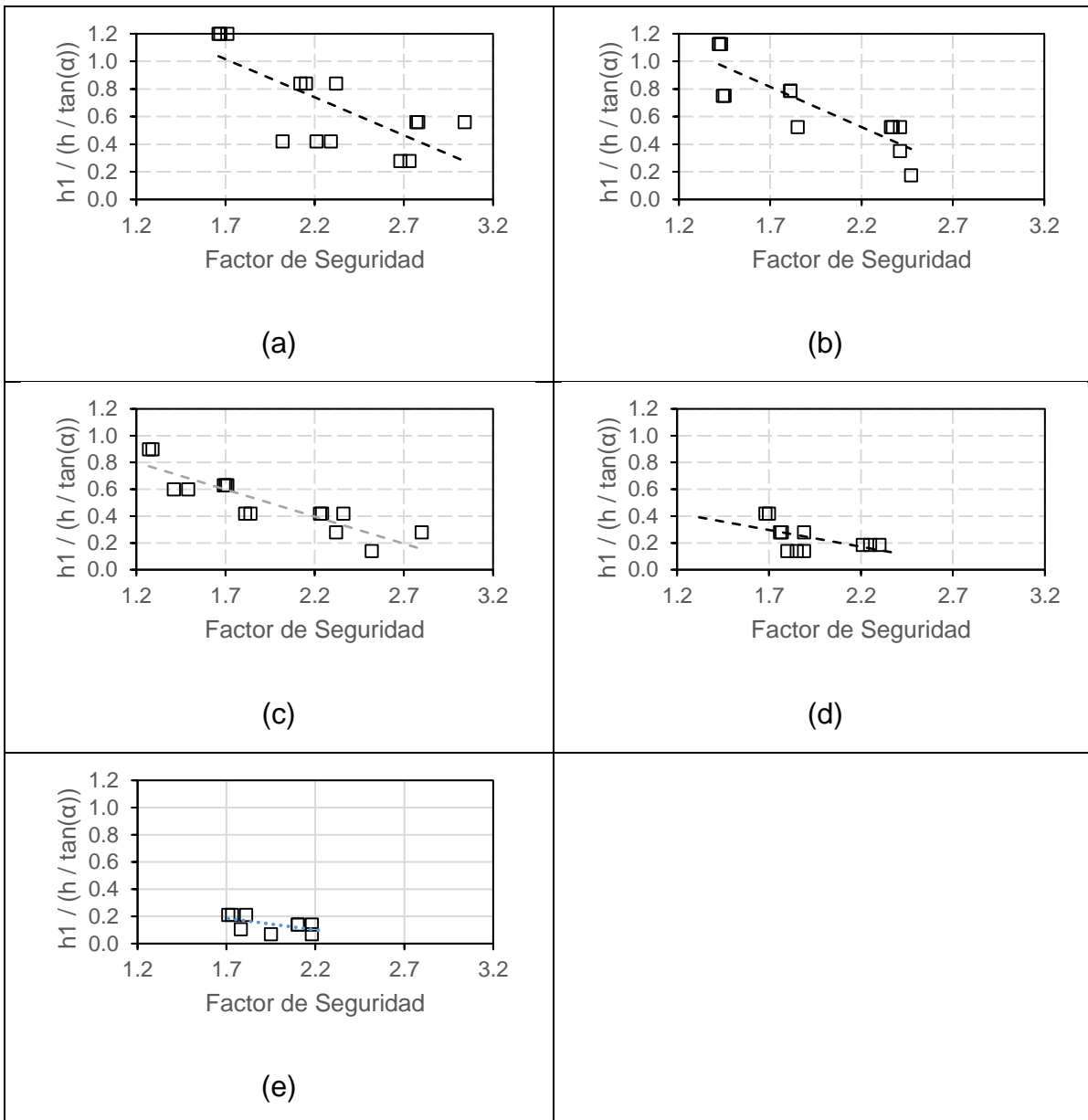


Figura 60. Ratio profundidad límite de sulfatos/geometría del rajo vs factor de seguridad para profundidades de: a) 500 m, b) 800 m, c) 1000 m, d) 1500 m y e) 2000 m.

Dadas las relaciones casi lineales obtenidas en las Figura 3.9, es posible derivar un resultado más útil para la evaluación de taludes profundos, pero en función de la profundidad del talúd. Esto se puede lograr intercambiando la profundidad (h) por el factor de seguridad (FS). Con estos resultados se puede construir una frontera o envolvente que delimite zonas estables y zonas inestables, identificando los puntos de cada gráfico, para los mínimos factores de seguridad para que aún son mayores

que 1.2. Esta envolvente muestra un límite entre un nuevo indicador que incluye el límite de sulfatos (h_1), el ángulo de talud (α) y el factor de seguridad (FS), en función de la profundidad del talud (h). La Figura 3.10 muestra el resultado de este ejercicio, en el cual se obtiene una frontera que separaría casos estables de casos inestables, lo cual puede ser comprobado ploteando casos reales.

Usando los casos de Bingham Canyon (Llano-Serna *et al*, 2016 y Ward, 2015), Chuquicamata (Ossandón, 2001 y Olavarría, 2006) y Escondida, se estimaron parámetros geométricos, límite de sulfatos, para obtener los puntos respectivos en la curva de la Figura 3.10. Como es posible observar, la envolvente de la Figura 3.10, es capaz de discriminar los casos estables del caso inestable (falla). Si bien no son muchos puntos para la validación general, es una limitación dado el bajo número de casos de taludes muy profundos en el mundo. El resultado es particularmente útil, para análisis conceptuales en los cuales se requiere tener una primera aproximación de las configuraciones geométricas factibles para un rajo profundo.

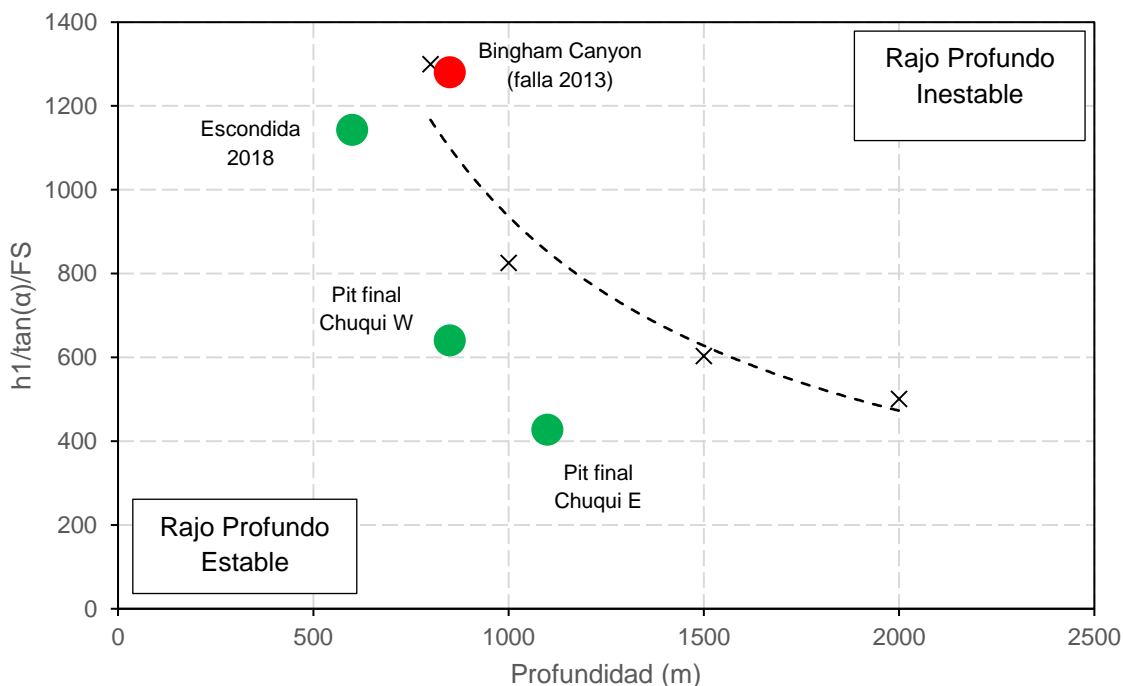


Figura 61. Curva de diseño conceptual de rajo profundo.

La Figura 3.11 muestra una versión logarítmica de la Figura 3.10, en la cual se muestra un límite lineal para discriminar las zonas estables e inestables, pero también es útil para proyectar un límite teórico de máxima profundización, el cual se observa entorno a los 2300 m.

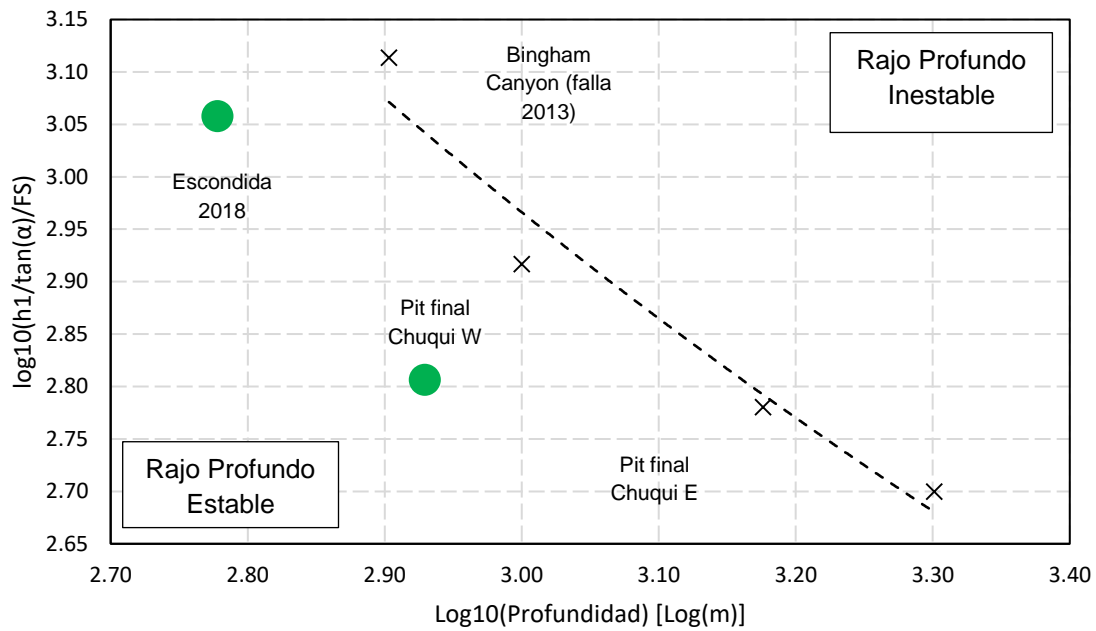


Figura 62. Curva de diseño conceptual de rajo profundo (versión logarítmica).

Otra versión interesante de envolvente de estabilidad puede ser obtenida usando el mismo procedimiento en base a los casos de mínimo factor de seguridad, mayores que 1.2, graficando el indicador de estabilidad adimensional ($h_1/(h/\tan(\alpha))$) de la Figura 3.7 en función de la profundidad del rajo (h). El resultado se aprecia con una mayor linealidad (ver Figura 3.12), donde también es posible discriminar los casos estables e inestables. Un resultado interesante de estos resultados es la proyección teórica de la existencia de una profundidad máxima de profundización estimada en alrededor de 2300 m, independiente de la geología o ángulo de talud que se proponga.

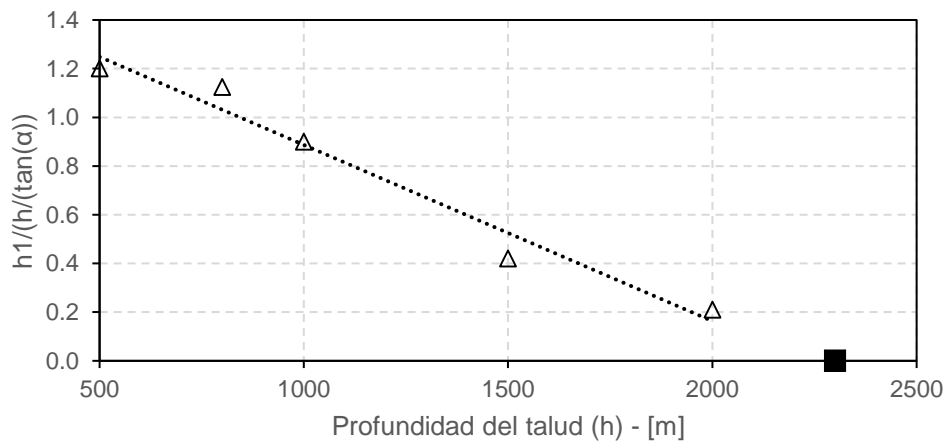


Figura 63. Estimación de la profundidad máxima teórica de un talud en roca, independiente de su configuración.

3.5 Efecto de la Condición de Esfuerzos

En base a las simulaciones del subcapítulo 3.4, es posible investigar el efecto de la condición de esfuerzos para los taludes profundos. Este aspecto es relevante, ya que es una práctica común de la industria la no realización de mediciones de esfuerzos in situ en explotación de rajo abierto. Siguiendo el mismo razonamiento del subcapítulo 3.4 anterior, se han graficado las tendencias para los casos de taludes “estables”, lo que se traduce en factores de seguridad mayor o iguales a 1.

Se han graficado los factores de seguridad de los casos estables (factor de seguridad ≥ 1) en función del ángulo global de talud (α), para distintas razones de esfuerzo (k_1). Este ejercicio se realizó para los distintos valores de profundidades de rajo consideradas en las simulaciones (ver Figuras 3.16 a 3.20).

En las Figura 3.13a, 3.13b y 3.13c, que corresponden a profundidades de 500 m, 800 m y 1000 m respectivamente, se observa un buen alineamiento, donde el factor de seguridad disminuye con el aumento del ángulo de talud, no observándose un impacto de la condición de esfuerzos (k_1). Estos casos abarcan el rango conocido en la industria, por lo que estos resultados validarían la práctica actual, donde no se da una gran importancia a la medición de esfuerzos in situ para los análisis de estabilidad de taludes. Otro aspecto interesante, es la poca dispersión obtenida para estas 3 profundidades, considerando que están incluidos todos los valores de profundidades de límite de sulfatos considerados en la parametrización de la Tabla 3.3.

Las Figuras 3.13d y 3.13e, correspondientes a profundidades de 1500 m y 2000 m respectivamente, constituyen casos hipotéticos e inexistentes en la industria, pero de interés dada la tendencia de la industria respecto a futuros proyectos (ver Figura 1.1). Los resultados en estos casos son muy similares a los anteriores, sin embargo, se observa una mayor concentración a los menores ángulos de talud, debido su relación con la profundidad del talud, para casos estables. Las variaciones del factor de seguridad se comportan de manera similar a los casos de menor profundidad, por lo que también se puede concluir que no sería crítico medir esfuerzos a mayores profundidades.

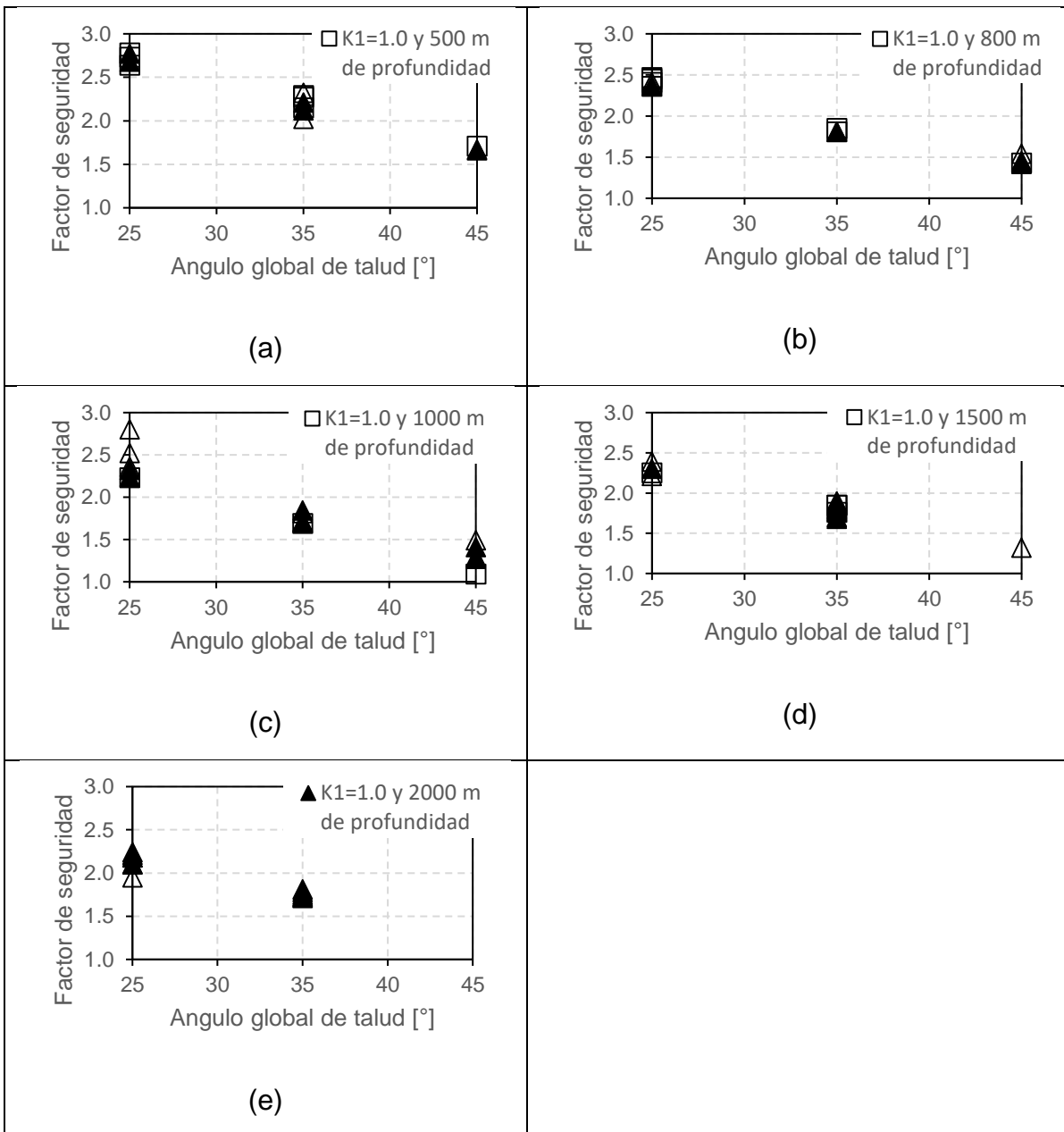


Figura 64. Efecto de la condición de esfuerzos para una profundidad de rajo de: a) 500 m, b) 800 m, c) 1000 m, d) 1500 m y e) 2000 m.

3.6 Validación con caso real de falla

La validación del modelo conceptual será realizada con el caso de Bingham Canyon descrito en el subcapítulo 2.6, utilizando uno de los casos simulados que reproduzca mejor la geometría y geología.

El primer paso consiste en estimar el límite de sulfatos del caso real, para lo cual se han revisado antecedentes geológicos de Bingham Canyon proporcionados

por Ward (2015). Uno de estos antecedentes es mostrado en la Figura 3.14, donde es posible observar la variación de la resistencia a la compresión uniaxial (UCS) en función de los distintos grados de alteración existentes en Bingham Canyon. La tendencia muestra una caída brusca del UCS a partir de una alteración cuarzo-sericita intensa. A partir de los antecedentes geológicos disponibles (ver Figura 3.15), se estima este quiebre de UCS a 600 m bajo la superficie, el cual correspondería al límite de sulfatos.

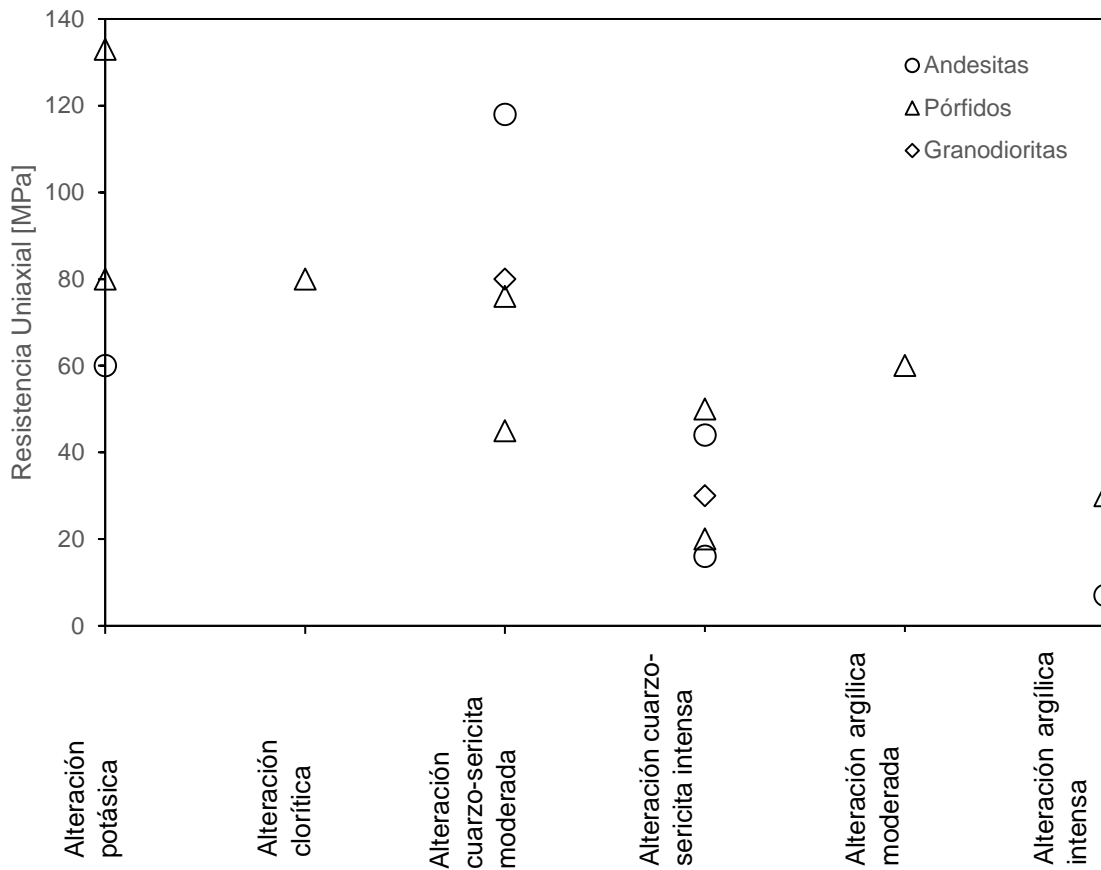


Figura 65. Resistencia a la compresión no confinada (UCS) en función de las alteraciones y profundidad en Bingham Canyon (Ward, 2015).

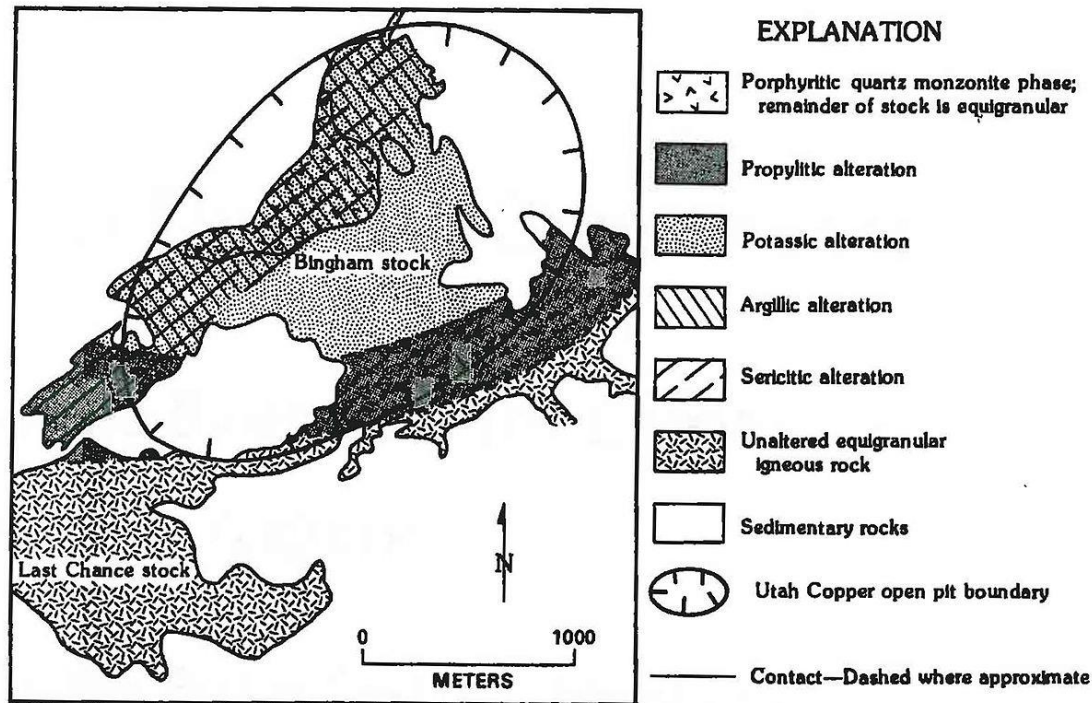


Figura 66. Distribución de las alteraciones en la zona de explotación de Bingham Canyon (US Geological survey. Tooken, 1990).

A partir de los antecedentes del subcapítulo 2.6, se estima una profundidad de 831 m en la pared correspondiente a la zona del deslizamiento, y aproximadamente 32° de ángulo de talud global. A partir de estos antecedentes del caso real, y la estimación del límite de sulfatos en 600 m de profundidad, se identifica el caso simulado más parecido asociado a los siguientes parámetros:

- Profundidad de talud (h): 800 m
- Profundidad del límite de sulfatos (h1): 600 m
- Angulo de talúd (α): 35°
- Razón de esfuerzos (horizontal/vertical): 1,5

La figura 3.15 muestra un acercamiento de la implementación numérica del caso simulado representativo del caso real, mostrando los parámetros descritos. La caja de dicho modelo mantiene las relaciones geométricas necesarias para no generar artefactos numéricos que afecten los resultados.

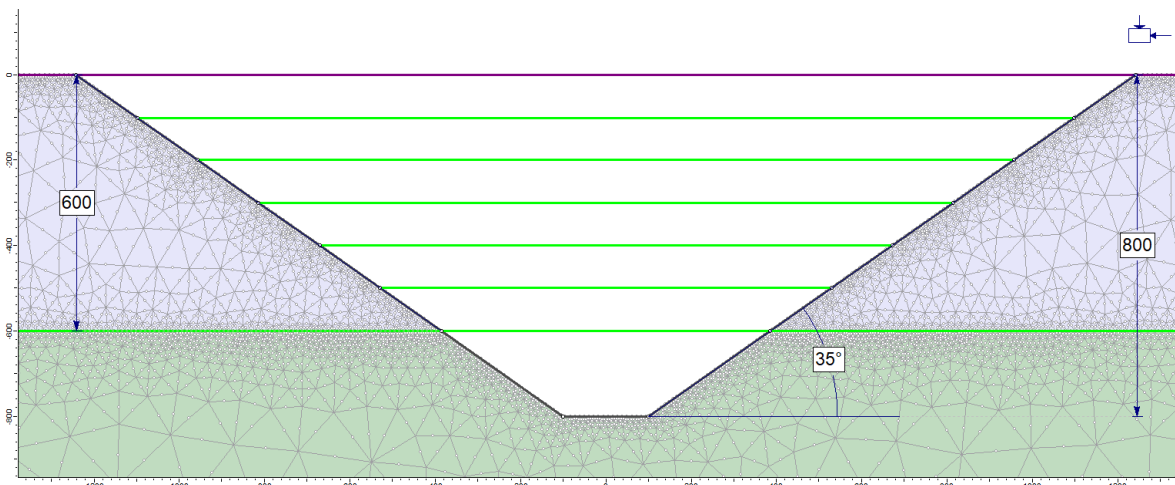


Figura 67. Implementación en modelo numérico del caso escogido como representativo del caso real de validación (elaboración propia).

Respecto a la validación del modelo con el caso de estudio, se han podido identificar varios elementos que se pueden identificar. Entre ellos, la primera validación corresponde a la estimación del factor de seguridad, el cual para este caso ha resultado en un valor de 0,74, lo que sugiere una condición de falla en línea con el caso de estudio. En el subcapítulo 2.6, se detallaron como contribuyentes a la falla, la sobreestimación de las condiciones reales, lo que puede haber llevado a una mala estimación de la condición de estabilidad.

Una segunda validación tiene que ver con el mecanismo de falla propiamente tal, ya que se observó empíricamente que la falla no abarcó la totalidad del talud (ver Figura 2.43), lo cual se observa también, y de la misma forma, en el modelo numérico. Las Figuras 3.17 y 3.18 muestran los resultados del modelo en términos de los elementos de fluencia por corte y tracción respectivamente, siendo el primero asociado al mecanismo de falla. Se puede observar que los elementos en fluencia por corte se distribuyen preferencialmente debido a la presencia del límite de sulfatos en el modelo, lo que contribuye a validar la importancia de dicho rasgo geológico. La falla se estima que alcanzó una profundidad aproximada de 400 m (Llano-Serna *et al*, 2016), y el modelo sugiere una profundidad cercana a los 600 m cercana al límite de sulfatos. Si bien hay diferencias, el modelo es capaz de identificar que el mecanismo de falla no se espera a lo largo de todo el talud, lo cual se puede explicar por el límite de sulfatos que determina el cambio en la competencia de la roca.

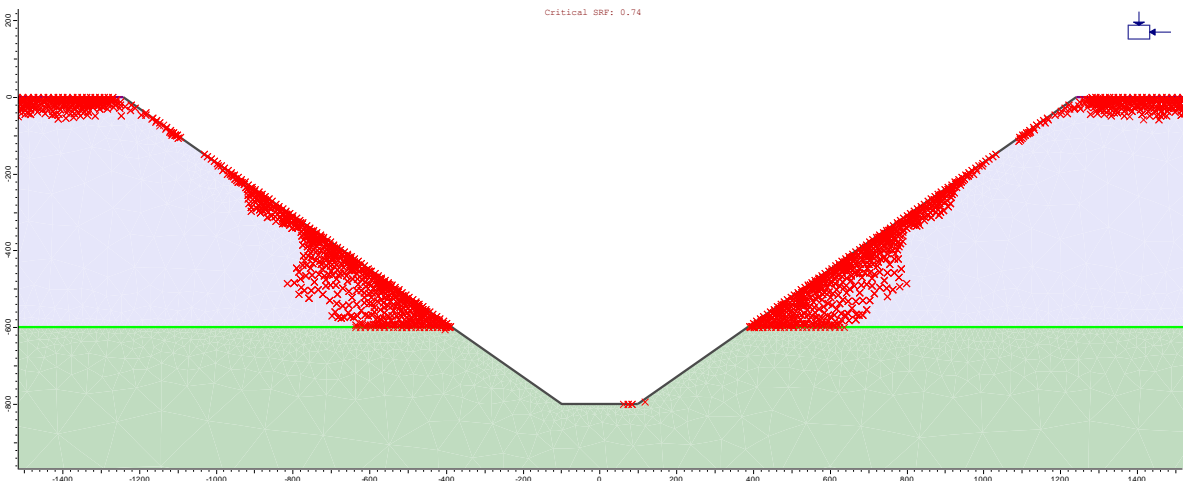


Figura 68. Resultados del modelo numérico con SRF igual a 0,74 (falla), y distribución de elementos en fluencia por corte, del caso simulado representativo del caso real.

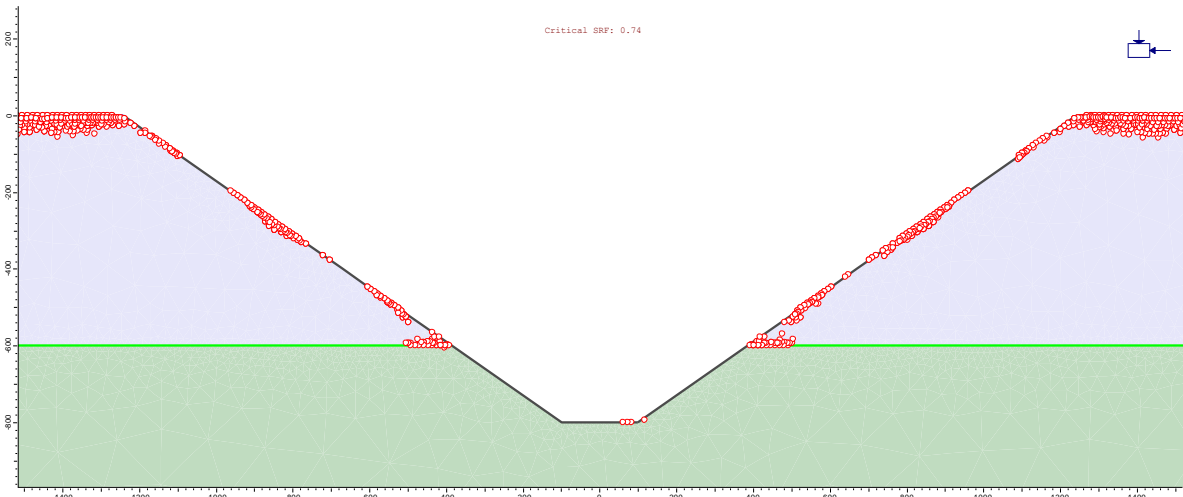


Figura 69. Resultados del modelo numérico con SRF igual a 0,74 (falla), y distribución de elementos en fluencia por tracción, del caso simulado representativo del caso real.

Una tercera validación está asociada a la secuencia en que ocurrió la falla, deslizando primero la porción inferior y posteriormente el volumen superior) ver Figura 2.43). Al observar el modelo se muestra que los desplazamientos horizontales son mayores al acercarse al límite de sulfatos (ver figura 3.19), lo que se puede traducir en que la falla debería ocurrir en la zona inferior primero.

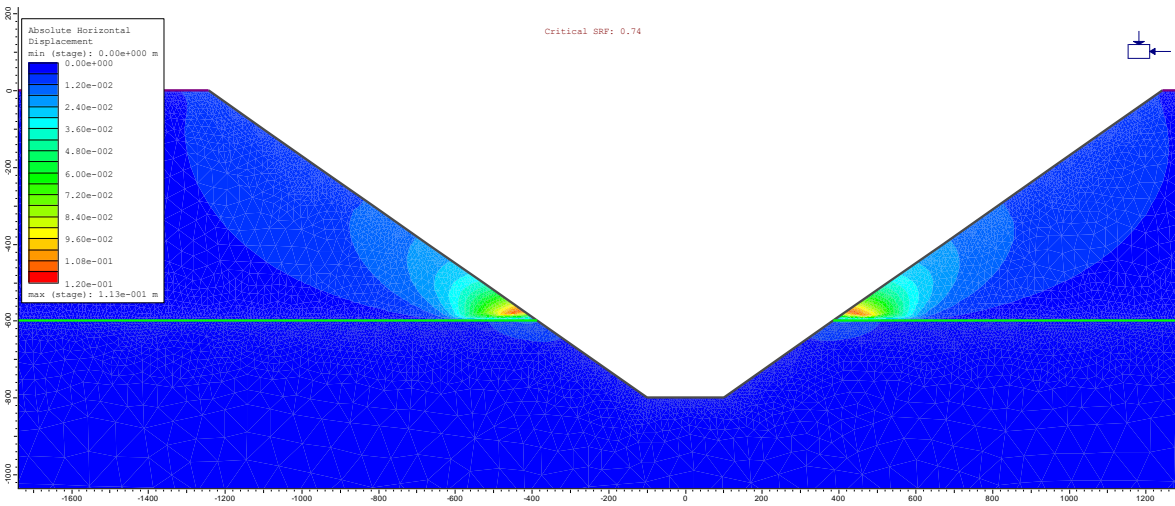


Figura 70. Resultados de desplazamientos horizontales obtenidos con modelo numérico para el caso simulado representativo del caso real. En rojo los máximos desplazamientos horizontales y en azul los menores desplazamientos horizontales.

En resumen, el modelo es consistente con tres aspectos identificados empíricamente en el caso real:

- 1) Factor de seguridad de 0,74 lo que siguiere falla del talúd. Originalmente el factor de seguridad se estimó aceptable, dadas diversas fallas en el proceso de diseño (subcapítulo 2.6).
- 2) Zona plástica consistente con una falla que no abarca todo el talúd, sino que la zona superior hasta el límite de sulfatos.
- 3) La concentración de desplazamientos horizontales se estima cerca del límite de sulfatos disminuyendo en dirección hacia la superficie, lo que es consistente con la secuencia de deslizamiento de la falla total.

3.7 Análisis del mecanismo de falla

Como se mostró en el punto anterior, el modelo conceptual reproduce el mecanismo de falla del caso usado como referencia (Bingham Canyon), por lo que es posible extender el análisis a distintas profundidades. En el caso anterior, se observó que el mecanismo de falla solo afecta la zona superior del talud, sobre el límite de sulfatos, lo cual puede ser evaluado hacia casos con mayor profundidad y verificar potenciales cambios.

Las Figuras 3.20 y 3.21 muestran el caso de un talud de 800 m de profundidad, y límite de sulfatos a 600 m de la superficie, con un ángulo de talud de 35°, y los elementos en fluencia para casos de profundización de 1000 m, 1500 m y 2000 m. Los resultados muestran que, al profundizar, la zona inferior bajo el límite de sulfatos

también falla, manifestando progresivamente elementos de falla por corte. Sin embargo, esta zona inferior muestra un mecanismo de falla por tracción también predominante que no se observa en la zona superior (sobre el límite de sulfatos).

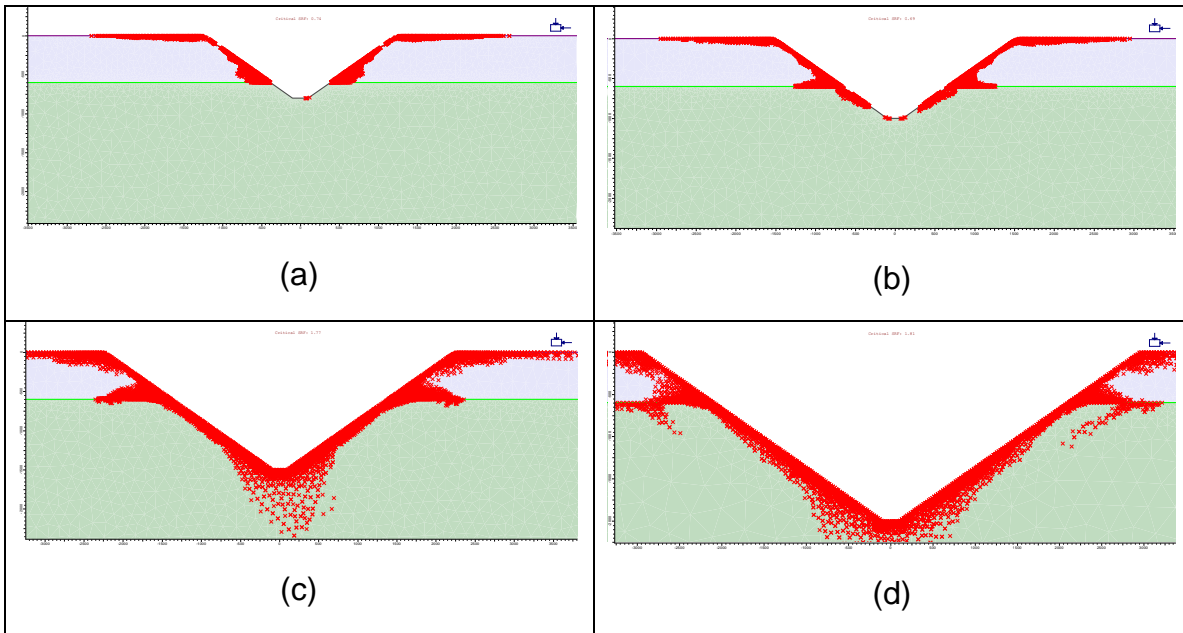


Figura 71. Elementos en fluencia por corte para distintas profundidades, límite de sulfatos a 600 m bajo la superficie y ángulo de talud de 35°: a) 800 m de profundidad, b) 1000 m de profundidad, c) 1500 m de profundidad y d) 2000 m de profundidad.

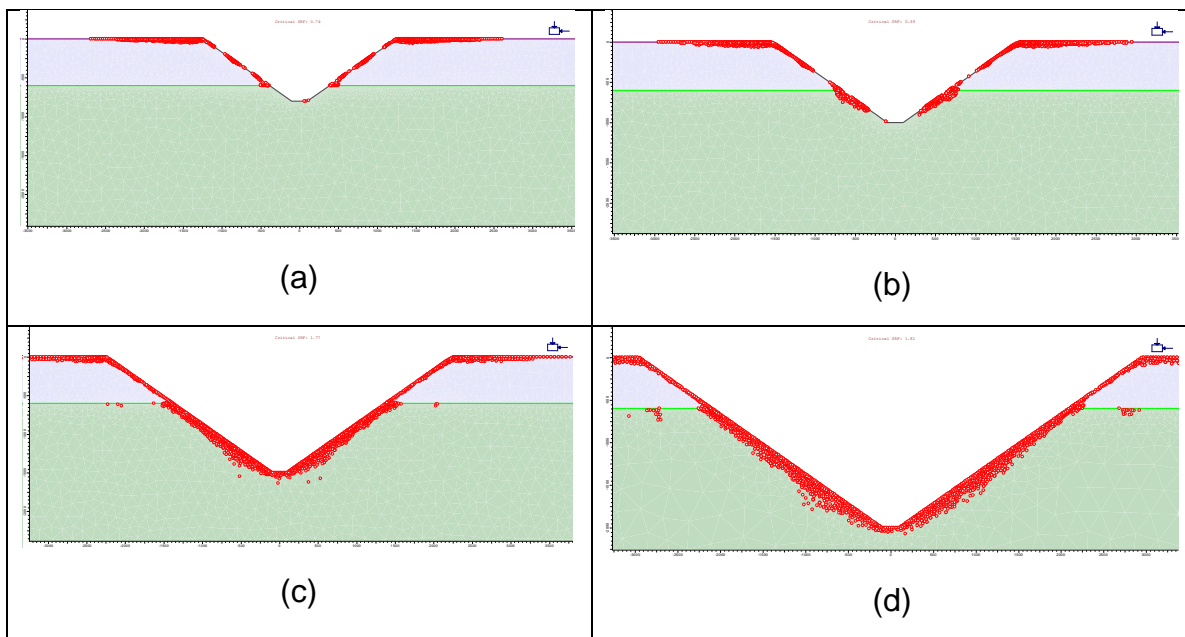


Figura 72. Elementos en fluencia por tracción para distintas profundidades, límite de sulfatos a 600 m bajo la superficie y ángulo de talud de 35°: a) 800 m de profundidad, b) 1000 m de profundidad, c) 1500 m de profundidad y d) 2000 m de profundidad.

Estos resultados muestran que, para un talud cuyo límite de sulfatos se encuentra muy cercano al fondo del rajo, el mecanismo de falla será predominantemente por corte. También que el volumen involucrado en el deslizamiento estará limitado por el límite de sulfatos en su zona inferior. Sin embargo, al profundizar el rajo, llega un punto en el cual la falla se manifiesta a lo largo de toda la pared, pero con la aparición de mecanismo de falla por tracción de forma significativa en el volumen inferior bajo el límite de sulfatos.

3.8 Procedimiento propuesto para evaluar un talud profundo

En base al ejercicio conceptual realizado, se propone la siguiente metodología para la evaluación de un talud profundo en roca.

- 1) Estimar la profundidad del límite de sulfatos, en base a indicadores de calidad geotécnica como el GSI y resistencia como el UCS. Este límite puede ser estimado al identificar aquella profundidad en la cual es posible identificar un quiebre importante.
- 2) Identificar las unidades geotécnicas sobre y bajo el límite de sulfatos, para definir la campaña de ensayos de laboratorio a carga controlada y a deformación controlada, respectivamente, para obtener los parámetros geotécnicos.
- 3) Estimar las propiedades geomecánicas de resistencia *peak* para las unidades sobre el límite de sulfatos, en base a ensayos triaxiales de carga controlada. Estimar envolvente de falla *peak* para niveles de confinamiento relacionada a la profundidad del límite de sulfatos.
- 4) Estimar las propiedades geomecánicas y resistencia *peak* y *post peak* para las unidades bajo el límite de sulfatos, en base a ensayos triaxiales a deformación controlada. Estimar envolventes de falla *peak* y *post peak* para niveles de confinamiento relacionados entre el límite de sulfatos y la profundidad máxima del rajo.
- 5) Identificar configuraciones geométricas estables en base al gráfico de diseño conceptual de rajo profundo propuesto (Figura 3.10).
- 6) Implementar geometría del talud/rajo profundo, y asignar envolventes de falla de acuerdo con el siguiente criterio:
 - a. Unidades sobre límite de sulfatos: Comportamiento elasto-plástico perfecto, en base a envolvente de falla *peak*, usando algún modelo constitutivo en roca como Hoek-Brown o Mohr-Coulomb.

- b. Unidades bajo límite de sulfatos: Asumir comportamiento elasto-fragil o *strain-softening*, asignando una envolvente de falla *peak* y una envolvente de falla residual (post *peak*), usando algún modelo constitutivo como los descritos en el subcapítulo 2.3, u otro validado por la comunidad científica.
- 7) Estimar el *strength reduction factor* (SRF) del talud final del rajo, como estimador del factor de seguridad, para evaluar la estabilidad del talud profundo, en las geometrías factibles identificadas.

CAPÍTULO 4: Respuesta Geomecánica de *Crown Pillar* Superficial

A partir de la evaluación numérica del capítulo 3 anterior, se ha procedido a desarrollar el segundo mecanismo de falla identificado empíricamente en la industria, el cual corresponde a la falla del talud producto de la interacción con una mina subterránea (subcapítulo 2.6). El caso de Palabora explicado en el capítulo 2, muestra evidencia de como la presencia y actividad de una mina subterránea puede afectar la pared de un rajo profundo y producir un deslizamiento (Moss *et al*, 2006 y Brummer *et al*, 2006). Este mecanismo de falla se explica debido a la falla del volumen de roca existente entre el rajo y la cavidad subterránea, el cual se conoce como *Crown pillar* superficial, el cual se ve afectado por la propagación de la cavidad subterránea. El caso de Palabora, y otros casos similares como el de la mina Ernest Henry (Campbell *et al*, 2016) o Grasberg (Srikant *et al*, 2007), muestran que la propagación de la cavidad hacia las paredes del rajo se produce preferencialmente debido a la presencia de fallas geológicas.

Para enfocar el análisis del *Crown pillar* superficial, se consideró un caso representativo de rajo profundo (Flores, 2005) el cual corresponde a una configuración similar a Chuquicamata, para sensibilizar respecto a parámetros de interés. La primera sensibilización tiene que ver con la formación del bulbo (concentración) de esfuerzos bajo el fondo del rajo, y su impacto en la ubicación de la futura mina subterránea. La segunda sensibilización se enfoca en las condiciones de estabilidad del *Crown pillar* superficial, cuyos resultados son comparados con el caso de Palabora explicado en el capítulo 2, como una forma de validación.

4.1 Evaluación numérica de estabilidad superficial de *Crown pillar*

Usando el modelo desarrollado en el capítulo anterior (ver Figura 3.5), se incluyó una cavidad bajo el fondo del rajo, para realizar los análisis del presente capítulo relacionados a la interacción rajo-subterránea y su impacto en el *Crown pillar* superficial.

La configuración del presente caso consiste en una profundidad del rajo de 1200 m, una profundidad del límite de sulfatos de 600 m, ángulo de talud de 45° y razón de esfuerzos horizontal/vertical de 1,5, la cual se considera representativa de casos como Chuquicamata, Bingham Canyon u otros proyectados a futuro como Escondida (Figura 3.14). Se ubicó una cavidad 400 m bajo el fondo del rajo (caso Palabora) que corresponde al caso de mayor altura de explotación de *block caving* conocido en la industria (Moss *et al*, 2006). Esta cavidad crece en etapas de 20 m

generando un crecimiento de la cavidad hacia la superficie del fondo del rajo, formando un *Crown pillar* superficial (ver Figura 4.1). Este crecimiento en etapas tiene el objetivo de formar la cavidad gradualmente para reproducir la propagación de esta como ocurre en una mina de *block caving*. Sin embargo, la forma efectiva de la cavidad usada para verificar el ancho efectivo del *Crown pillar* que se va formando, depende de los desplazamientos verticales que entrega el modelo dando la forma de arco en el techo, como se verá en la evaluación del presente capítulo.

Así también se han verificado las dimensiones de la caja del modelo para evitar la generación de artefactos numéricos, y la primera evaluación considera solo el crecimiento de la cavidad sin ninguna condición estructural presente (ver figura 4.1).

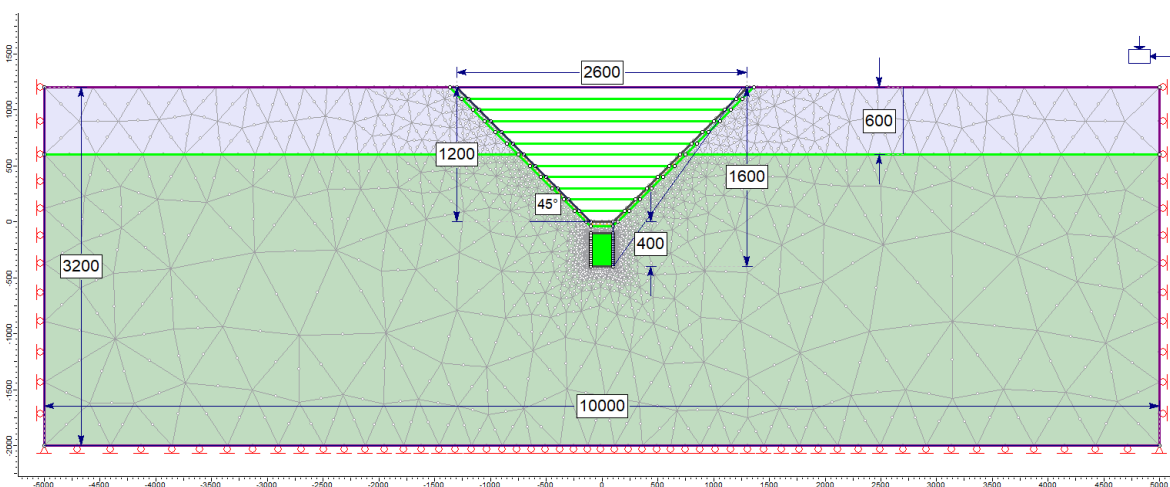


Figura 73. Modelo numérico de rajo profundo con cavidad subterránea bajo el fondo. La cavidad se ha implementado en etapas de 20 m verticales de crecimiento. Ejemplo de un talud de 1200 m de profundidad, límite de sulfatos de 600 m de profundidad y ángulo de talud de 45°. La base de la cavidad subterránea ha sido ubicada 400 m bajo el fondo del rajo.

4.1.1 Condición de esfuerzos generada por el rajo

Un primer análisis corresponde a las condiciones geomecánicas que genera el rajo antes de iniciar la mina subterránea. Esta condición es particularmente útil desde el punto de vista conceptual, ya que proporciona un elemento técnico para la ubicación de la futura mina subterránea en base al tipo de rajo que se genera previamente.

A partir de la corrida del modelo de la Figura 4.1 previo a incluir la cavidad subterránea, es posible observar la distribución de esfuerzos que se obtiene como resultado, pudiendo ver en particular la formación de un bulbo (concentración) de esfuerzos bajo el fondo del rajo. La Figura 4.2 muestra gráficamente estos resultados para el caso de σ_1 (esfuerzo principal mayor), donde el bulbo de esfuerzos se ubica

180 m bajo el fondo del rajo (colores cálidos entre amarillo y rojo). Este primer resultado es importante, pues la ubicación de la base de la futura mina subterránea debería ser a una profundidad mayor, donde sea posible encontrar esfuerzos no inducidos por el rajo (esfuerzos in situ). La profundidad a partir de la cual se logran condiciones favorables para la ubicación de la futura mina subterránea se estima desde los 260 m bajo el fondo del rajo, donde es posible observar en el modelo esfuerzos no inducidos (in situ). Los esfuerzos no inducidos por la minería (in situ) se pueden estimar en base a la multiplicación de la carga litostática por la razón de esfuerzos (ecuación [13]).

$$\sigma_1 = \gamma \cdot H \cdot k_1 \quad [13]$$

Donde,

σ_1 Esfuerzo principal mayor In Situ

γ es el peso unitario [KN/m³]

H es la profundidad desde la superficie topográfica [m]

K1 es la razón de esfuerzos horizontal/vertical

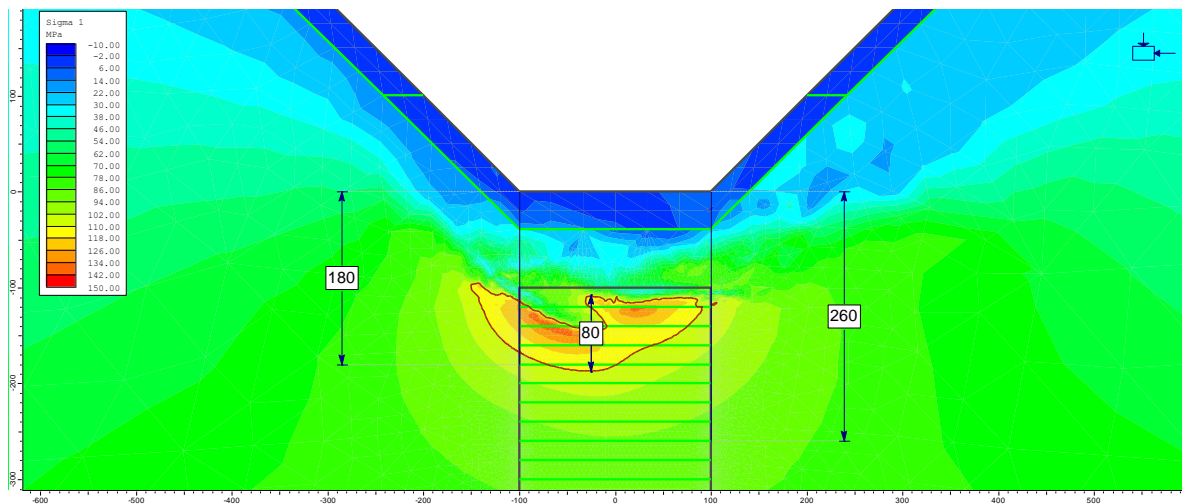


Figura 74. Ubicación del bulbo de esfuerzos para un rajo de 1200 m de profundidad y ángulo de talud de 45°, cuya magnitud máxima es de 110 MPa y 260 m bajo el fondo del rajo, y esfuerzos no inducidos a partir de 260 m desde el fondo del rajo.

Con el fin de entender la formación de esfuerzos bajo el rajo en un sentido más amplio, se sensibiliza para la geometría del rajo y se observan los resultados obtenidos. Las Figuras 4.3, 4.4 y 4.5 muestran el caso de un rajo de 1500 m de

profundidad donde es posible observar que el bulbo de esfuerzos se incrementa en magnitud y volumen en función del incremento del ángulo de talud, pero sin variar significativamente la profundidad en la que se forma. Sin embargo, el bulbo de esfuerzos se profundiza respecto al caso base a 1200 m de profundidad de la Figura 4.2.

Las Figuras 4.6 y 4.7 muestran los resultados de la sensibilización entorno al caso base de 1200 m, en donde se han estimado la magnitud máxima del bulbo y su ubicación respectivamente, para profundidades de 1000 m y 1500 m y ángulos de talud de 25°, 35° y 45°. La Figura 4.6 muestra como el caso base se encuentre entre las bandas de 1000 m y 1500 m, mostrando una tendencia del valor máximo del bulbo de esfuerzos incrementándose con la profundidad. De la misma forma, la Figura 4.7 muestra una tendencia de profundización del bulbo de esfuerzos, respecto al fondo del rajo, al incrementarte la profundidad del rajo.

Este resultado es relevante, ya que la geometría del rajo determina el volumen, magnitud y ubicación del bulbo de esfuerzos bajo el fondo, lo que tienen directa relación con las condiciones que se están generando para una futura mina subterránea. Esto quiere decir que se podría plantear un trade off entre configuraciones de rajo y subterránea y determinar la configuración total adecuada por razones económicas. Este aspecto es de gran importancia, ya que el momento de transición rajo-subterránea normalmente se basa en evaluaciones económicas solamente, o en el uso de referencias de casos de la industria.

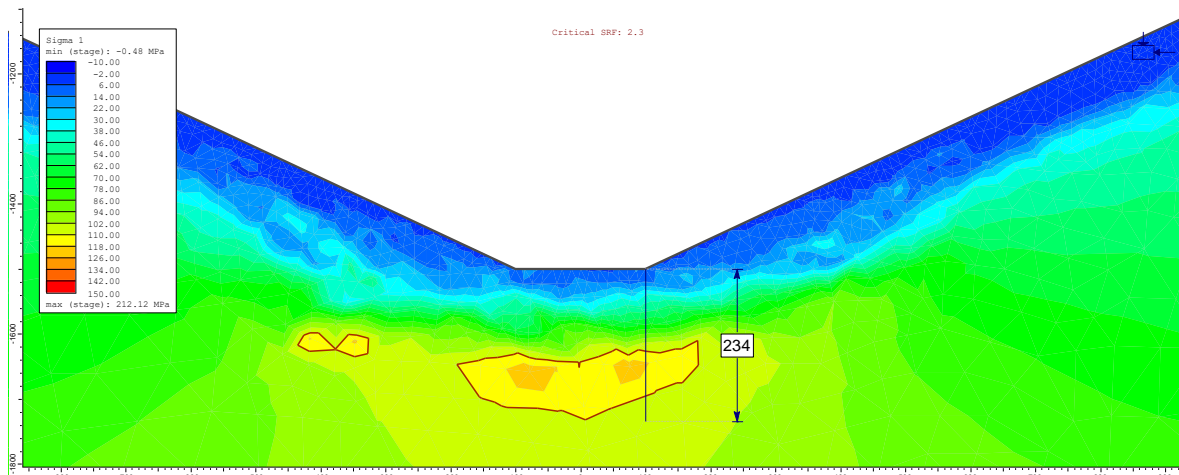


Figura 75. Ubicación del bulbo de esfuerzos para un rajo de 1500 m de profundidad y ángulo de talud de 25°, cuya magnitud máxima es de 125 MPa y 234 m bajo el fondo del rajo.

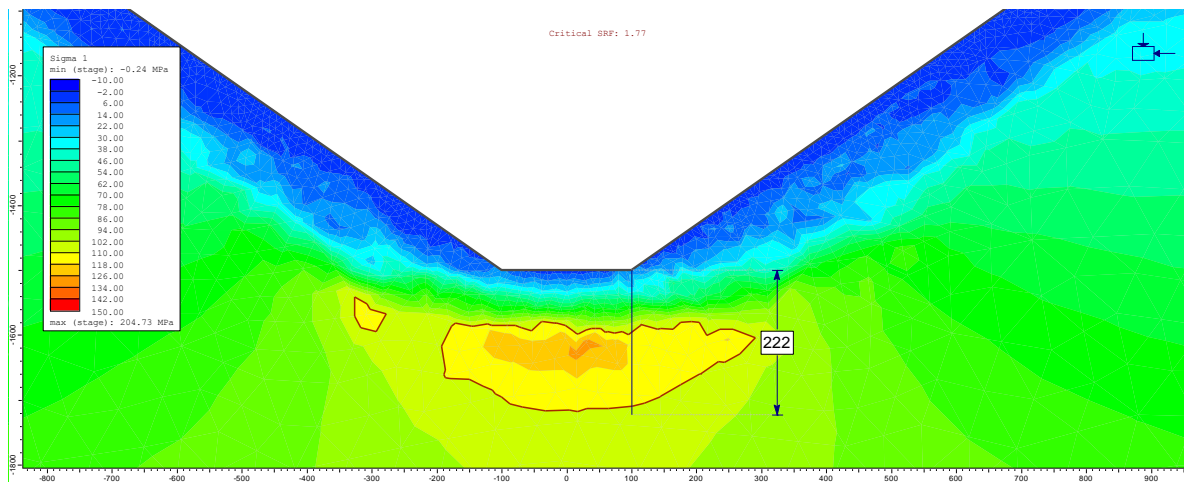


Figura 76. Ubicación del bulbo de esfuerzos para un rajo de 1500 m de profundidad y ángulo de talud de 35°, cuya magnitud máxima es de 127 MPa y 222 m bajo el fondo del rajo.

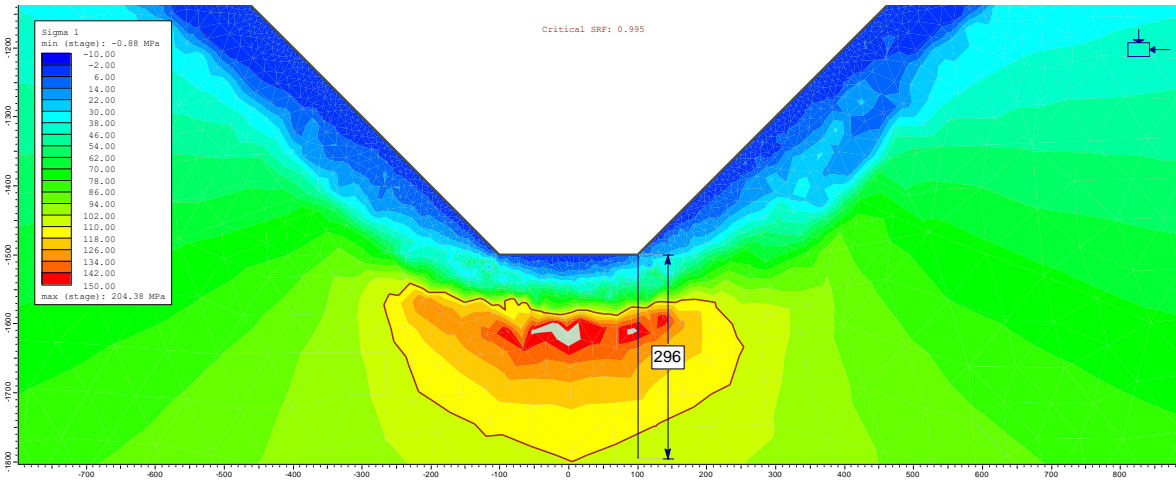


Figura 77. Ubicación del bulbo de esfuerzos para un rajo de 1500 m de profundidad y ángulo de talud de 45°, cuya magnitud máxima es de 156 MPa y 296 m bajo el fondo del rajo.

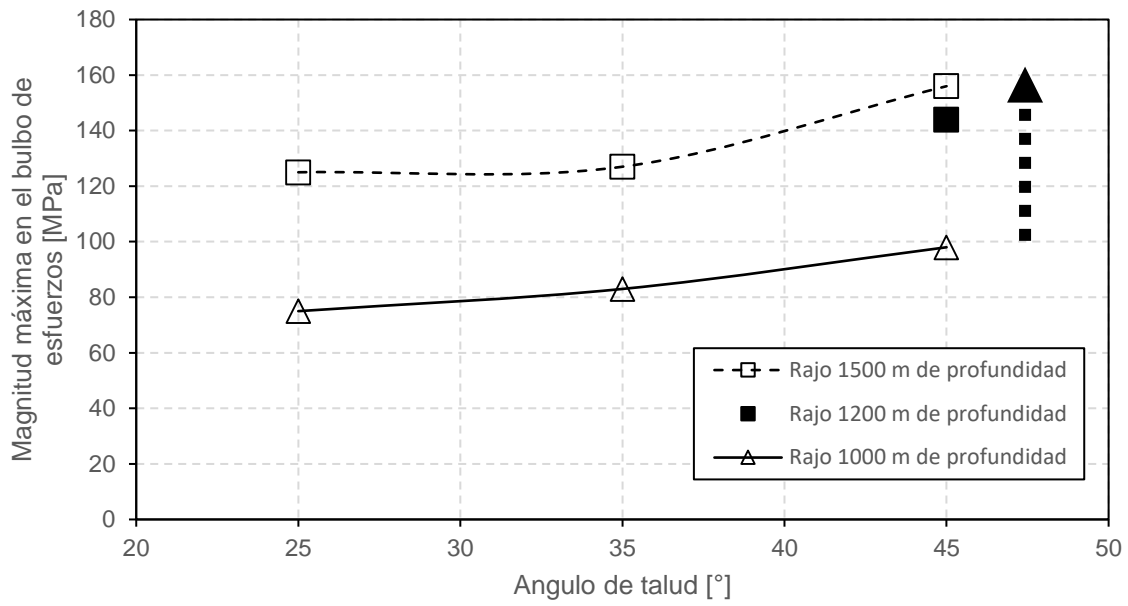


Figura 78. Magnitud máxima generada en el bulbo de esfuerzos en función de la geometría del rajo (profundidad y ángulo de talud).

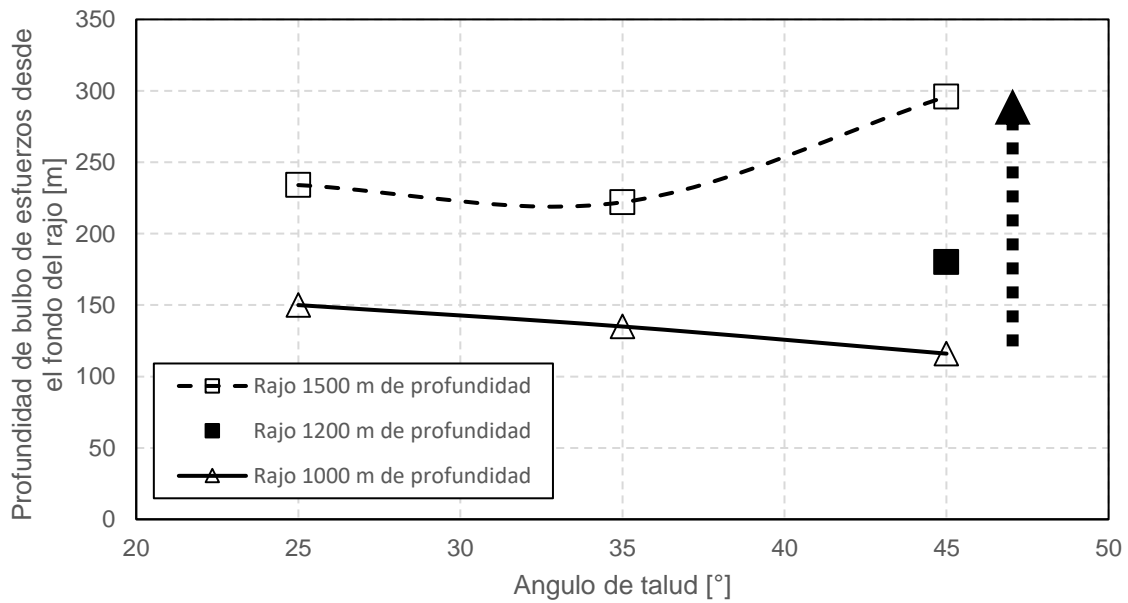


Figura 79. Profundidad del bulbo de esfuerzos, medido desde el fondo del rajo, en función la geometría del rajo (profundidad y ángulo de talud).

4.1.2 Propagación de la cavidad subterránea y formación del *Crown pillar*

Entendida la situación generada por el rajo previo a la existencia de una mina subterránea, se procederá a analizar la formación del *Crown pillar*. En consecuencia, se ha corrido el modelo de la Figura 4.1, incluyendo la cavidad subterránea cuya base se ha ubicado 400 m bajo el fondo del rajo como se planteó al comienzo del presente capítulo para el caso base de evaluación. La simulación se realiza en etapas de crecimiento de la cavidad de 20 m verticales, con la finalidad de reproducir solo el aspecto de gradualidad de la propagación misma. La forma efectiva de la cavidad que se va formando se obtiene a partir de los desplazamientos verticales que están asociados a desplome.

El procedimiento propuesto para reproducir el proceso de *caving*, consiste en definir un criterio de desplazamiento vertical máximo, a partir del cual se considera que el macizo ha producido desplome (propagación de la cavidad). Por lo tanto, la cavidad formada efectivamente está definida por este desplazamiento máximo después de cada etapa de 20 m verticales, para identificar el espesor del *Crown pillar*.

El desplazamiento vertical crítico ha sido estimado en base a la siguiente metodología propuesta:

- 1) Correr el modelo para las primeras 2 etapas, las cuales simulan un corte basal de 40 m, el cual se considera equivalente a la socavación que da inicio al *caving*.
- 2) Se asume que, dado que este corte inicial es suficiente para iniciar el proceso de *caving*, una vez extraído el material fragmentado de los primeros 40 m, el espacio vacío se rellenará con material producto de la propagación de la cavidad (Brown, 2002).
- 3) La Figura 4.8 ilustra el proceso de esponjamiento del material quebrado producto del *caving*, el cual rellena el espacio vacío con material fragmentado. Se asume que la roca in situ (previo a fragmentarse) ocupa un volumen de 2/3 del volumen que ocupa una vez fragmentado. Este resultado proviene de asumir una densidad in situ de la roca típica de 2.7 ton/m³ y una densidad de la roca fragmentada de 1.8 ton/m³. Por lo tanto, los 40 m de socavación se traducen en 120 m totales de propagación inicial de la cavidad.
- 4) Por último, el desplazamiento crítico corresponde a aquel ubicado a los 120 m de altura después de haber socavado los primeros 40 m (ver Figura 4.8)

Las Figuras 4.9 y 4.10 muestran el resultado de los desplazamientos verticales obtenidos una vez que se genera la socavación de los 40 m iniciales, obteniendo un desplazamiento crítico de 4 m a los 120 m de altura. Este desplazamiento crítico es usado para las siguientes etapas de corte de 20 m verticales, para obtener la propagación efectiva de la cavidad y, por lo tanto, como se va formando el *Crown pillar* superficial (ver Figuras 4.9 a 4.12).

La Figura 4.11 muestra que si bien el modelo ha efectuado 5 cortes (etapas) de 20 m, correspondiente a 100 m verticales, la propagación efectiva de la cavidad es de 226 m, dejando por lo tanto un *Crown pillar* efectivo de 174 m de espesor. De la misma forma la Figura 4.12, muestra la situación después de 10 cortes de 20 m, mostrando una propagación de la cavidad de 310 m. Por último, la Figura 4.13 muestra que después de 15 cortes de 20 m, que corresponde a 300 m, la cavidad se ha propagada completamente hasta la superficie, indicando que el *Crown pillar* ha fallado.

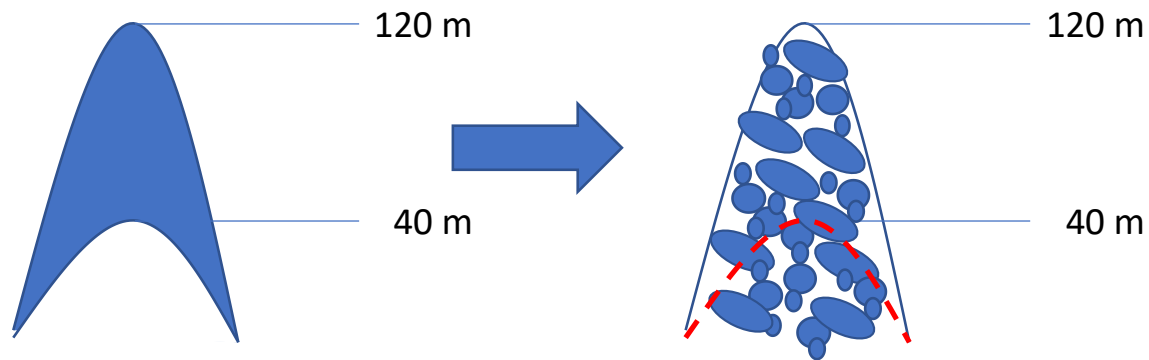


Figura 80. Esponjamiento asumido para estimar la zona de desplome y daño propagado a partir del corte inicial de 40 m. En este caso, los 40 m excavados iniciales generan una propagación hasta los 120 m de altura, en cuya ubicación se registra el desplazamiento vertical crítico que se utiliza como criterio de propagación en las etapas siguientes.

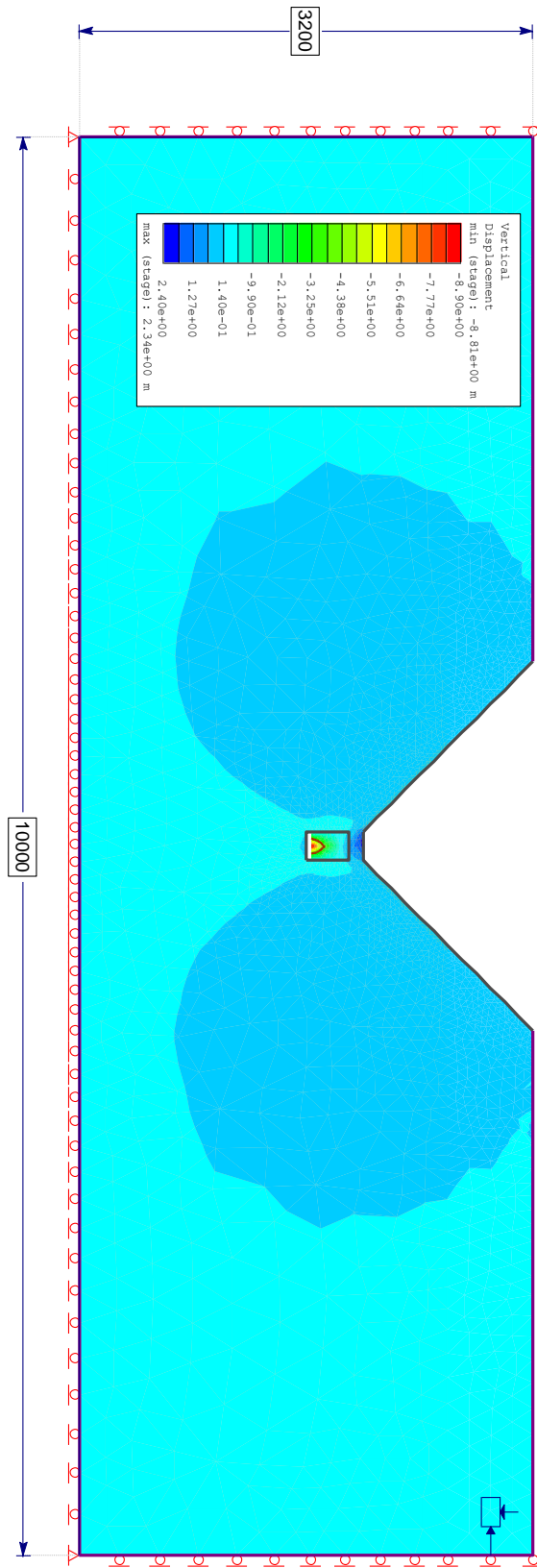


Figura 81. Caja completa del modelo implementado con la ubicación de las excavaciones y dimensiones (3200 m por 10000 m) adecuadas para evitar la aparición de artefactos numéricos. Desplazamientos verticales en el techo de la cavidad después del primer corte de 40 m.

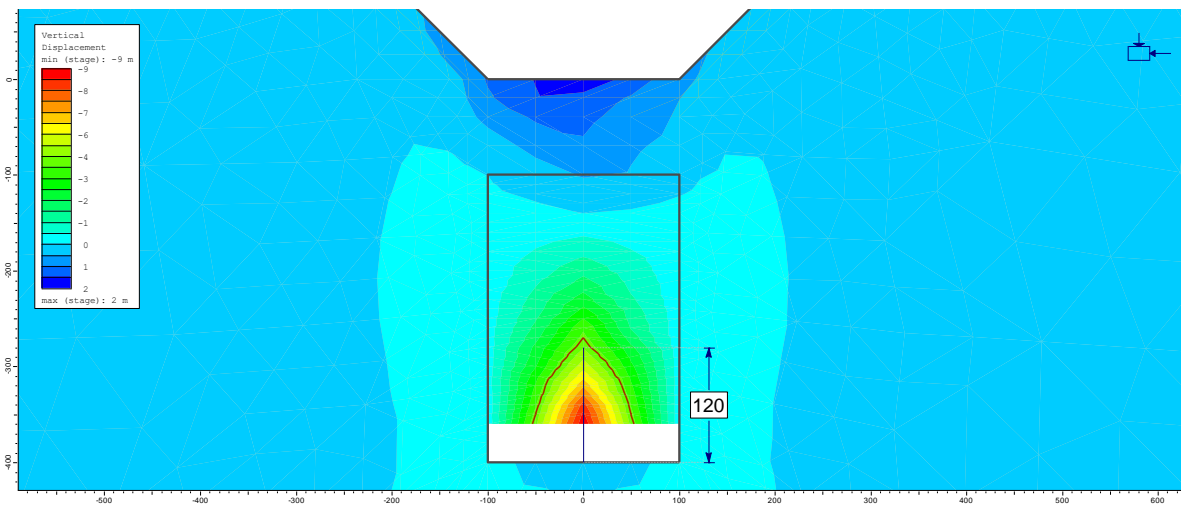


Figura 82. Desplazamientos verticales (acercamiento del modelo total) en el techo de la cavidad después del primer corte de 40 m. Se obtiene un desplazamiento vertical crítico de 4 m como límite para esponjar completamente los primeros 40 m excavados, y se impone una propagación de 120 m.

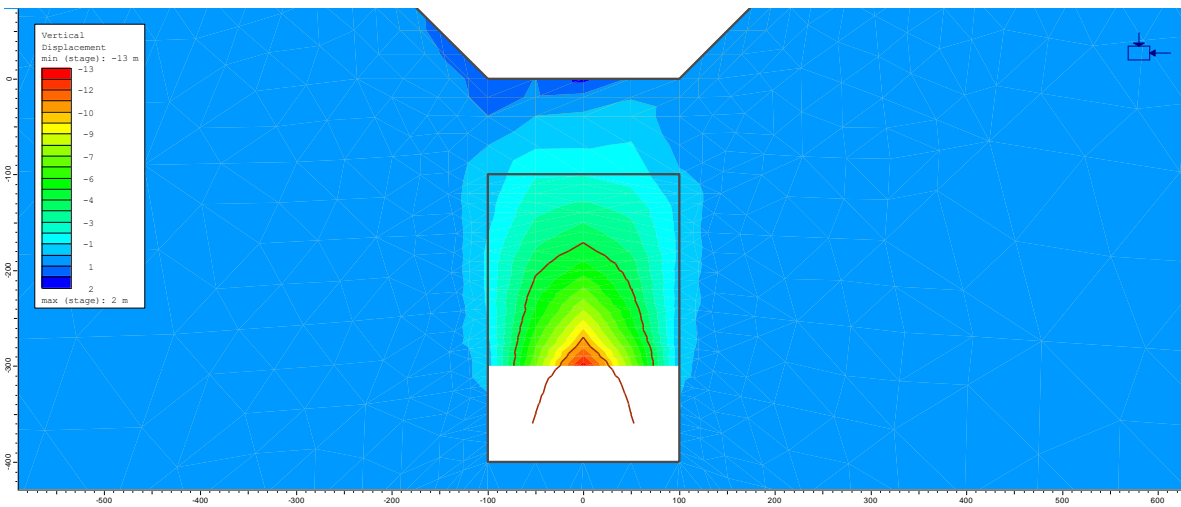


Figura 83. Desplazamientos verticales (acercamiento del modelo total) en el techo de la cavidad después 5 etapas de 20 m cada una (100 m), obteniendo una propagación total de la cavidad de 226 m verticales, y un *Crown pillar* efectivo de 174 m.

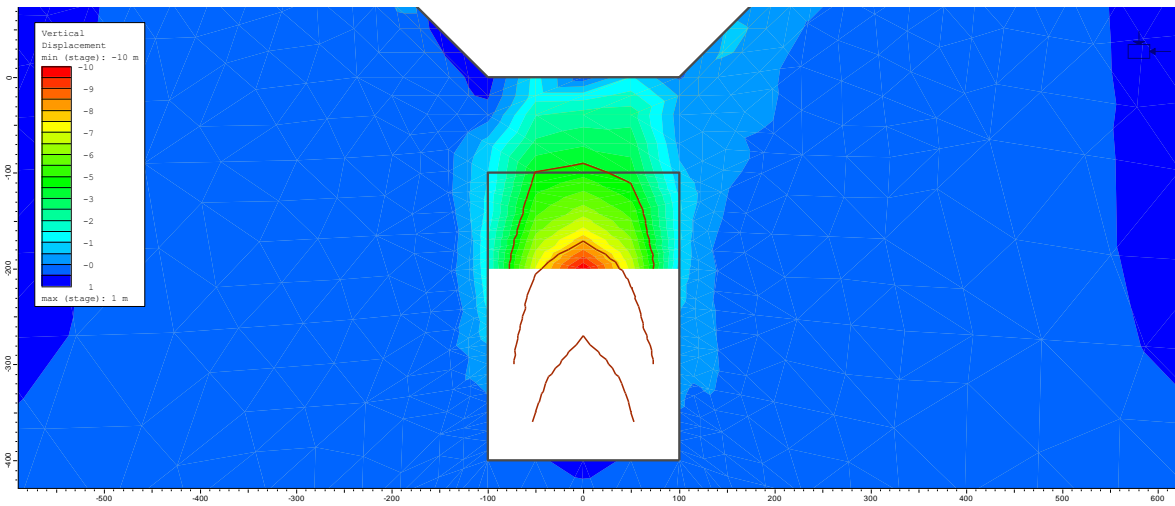


Figura 84. Desplazamientos verticales (acercamiento del modelo total) en el techo de la cavidad después 10 etapas de 20 m cada una (200 m), obteniendo una propagación total de la cavidad de 310 m verticales, y un *Crown pillar* efectivo de 90 m.

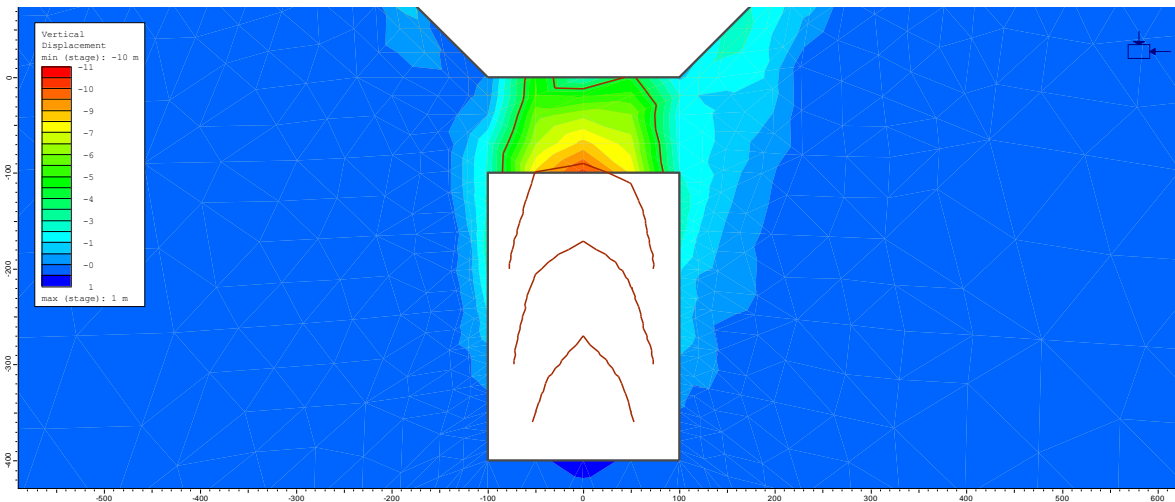


Figura 85. Desplazamientos verticales (acercamiento del modelo total) en el techo de la cavidad después 15 etapas de 20 m cada una (300 m), obteniendo una propagación total de la cavidad total hacia la superficie (400 m), y el colapso total del *Crown pillar*.

Estos resultados muestran que el mínimo *Crown pillar* estable se encuentra en los 10 y 15 cortes (etapas) de 20 m, por lo que se procede a revisar los resultados intermedios. La Figura 4.14 muestra esta revisión, con lo cual se obtiene un *Crown pillar* estable mínimo de 37 m de espesor, lo cual se logra después de 13 corte (etapas) de 20 m, con lo que se obtiene una propagación efectiva de la cavidad de 363 m. Este resultado sugiere que, pasado este punto, la propagación de la cavidad (actividad minera subterránea) afectará el *Crown pillar* superficial y, en consecuencia, comenzará a afectar la estabilidad del rajo.

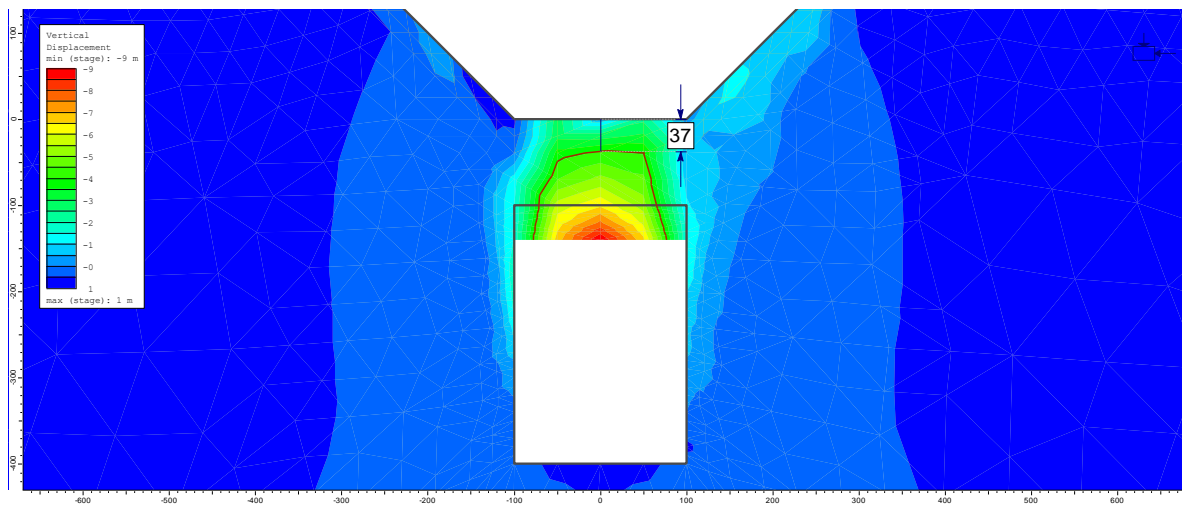


Figura 86. Mínimo *Crown pillar* estable de 37 m de espesor que se obtiene después de 13 etapas de 20 m verticales (acercamiento del modelo total), generando una propagación efectiva de la cavidad de 363 m.

4.1.3 Efecto de la condición estructural

En base a los resultados obtenidos, se podría concluir que es posible generar una gran propagación de la cavidad sin afectar el *Crown pillar* superficial (Figura 4.14), y por lo tanto gatillar el mecanismo de falla. Como se vio en el caso de Palabora en el subcapítulo 2.6, el mecanismo de falla afecta preferencialmente a una pared en particular, en el cual la presencia de una falla geológica cumple el rol de conectar la propagación de la cavidad subterránea con la pared del rajo (Brummer *et al*, 2006). Por lo tanto, se efectuará una sensibilización del caso analizado (Figuras 4.9 a 4.14) introduciendo una falla geológica vertical a distintas distancias del centro de la cavidad, para verificar como afecta la estabilidad del rajo.

La tabla 4.1 muestra las propiedades de referencia usadas para introducir la falla geológica como rasgo estructural relevante en el análisis del mecanismo de falla por interacción rajo-subterránea. Los valores han sido obtenidos de referencias bibliográficas relacionadas a interacción rajo-subterránea, de las cuales se optó por el caso real correspondiente a la mina Palabora (Brummer *et al*, 2006).

Se usa como base el caso de mínimo *Crown pillar* estable del subcapítulo anterior (Figuras 4.14 y 4.15), el cual no tiene incorporado ningún rasgo estructural anisotrópico, para verificar el impacto de la presencia de una falla geológica a diferentes distancias del centro del rajo. Dado que el ancho del fondo del rajo es de 200 m, se han definido las ubicaciones de la falla en función de ese valor a 200 m, 400 m y 600 m del centro del rajo.

Tabla 11. Parámetros geotécnicos de referencia para la inclusión de una falla geológica.

Parámetro	Chuquicamata (Flores, 2005)	Palabora (Brummer, 2006)
Cohesión [KPa]	25	0
Angulo de fricción [°]	20	25
Resistencia a la tracción [KPa]	10	0
Rigidez normal [Gpa/m]	1.50	10
Rigidez de corte [Gpa/m]	0.15	4

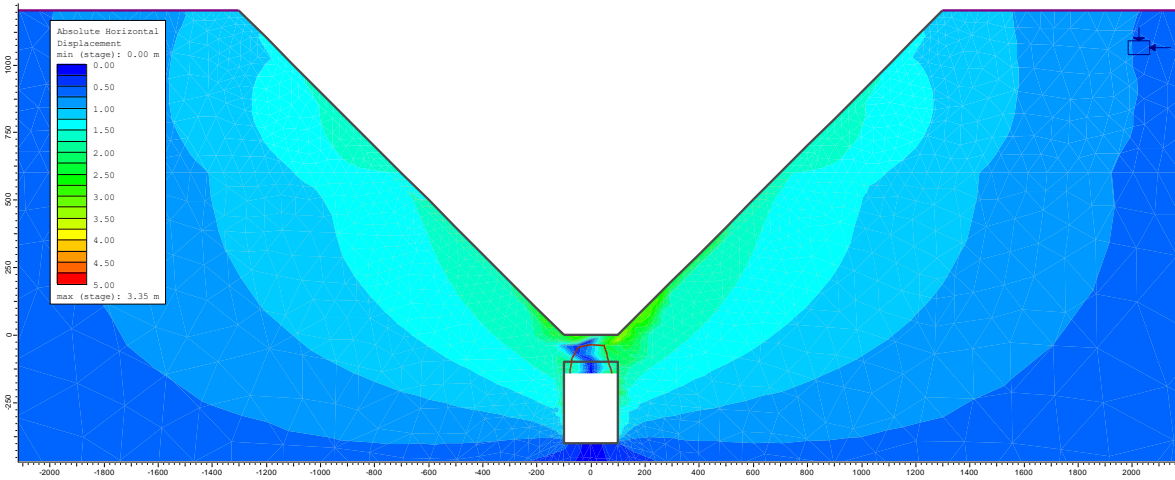


Figura 87. Condición de desplazamientos horizontales (acercamiento del modelo total) en las paredes del rajo con una cavidad final bajo el fondo y sin condición estructural.

Las Figuras 4.16 y 4.17 muestran los desplazamientos horizontales (absolutos) y verticales respectivamente, ubicando una falla geológica al centro del rajo, lo que también corresponde a la línea central del *Crown pillar* y la cavidad subterránea. Respecto a las paredes del rajo se aprecia un cambio en los desplazamientos horizontales respecto a la condición sin presencia de falla (desplazamiento horizontal de 1,5 m), cuyos valores máximos se obtienen en torno a 3 m (Figura 4.15 y 4.16). De la misma forma, los desplazamientos verticales de la Figura 4.17 no muestran una condición de falla del *Crown pillar* al igual que el caso anterior, lo que puede ser constatado con el valor crítico de 4 m (Figura 4.9) cuya isocurva no llega a superficie. Por lo tanto, es posible concluir que la presencia de una falla geológica al centro del *Crown pillar* no genera distorsiones respecto a la condición sin presencia de falla geológica.

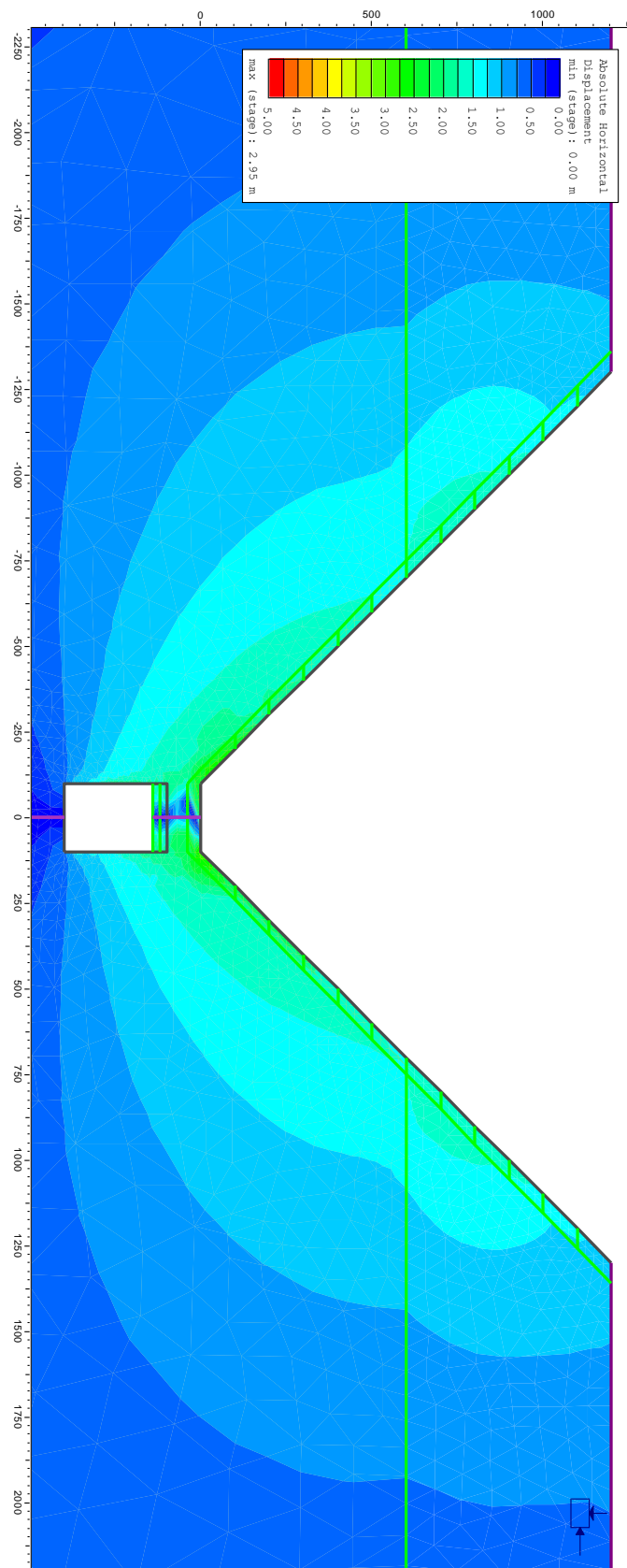


Figura 88. Condición de desplazamientos horizontales (acercamiento del modelo total) en las paredes del rajo con una cavidad final bajo el fondo y falla al centro del rajo.

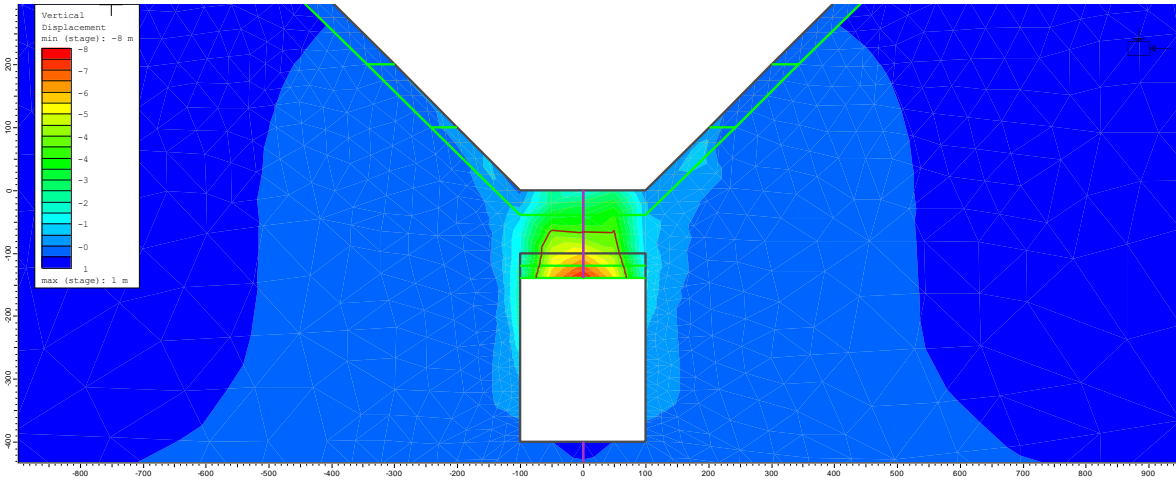


Figura 89. Condición de desplazamientos verticales (acercamiento del modelo total) en las paredes del rajo con una cavidad final bajo el fondo y falla al centro del rajo.

Las Figuras 4.18 y 4.19 muestran los desplazamientos horizontales y verticales respectivamente, ubicando la falla geológica a 200 m del centro del rajo. Los resultados muestran un incremento local de los desplazamientos horizontales en la pared, con valores máximos de 4 m hacia donde se proyecta la falla geológica. Este resultado se podría interpretar como propagación de la cavidad subterránea, ya que el desplazamiento vertical crítico alcanza la superficie del fondo del rajo, tal como lo muestra la isocurva de la Figura 4.19, y se observan asentamientos de 1 m cerca de la falla geológica en la pared.

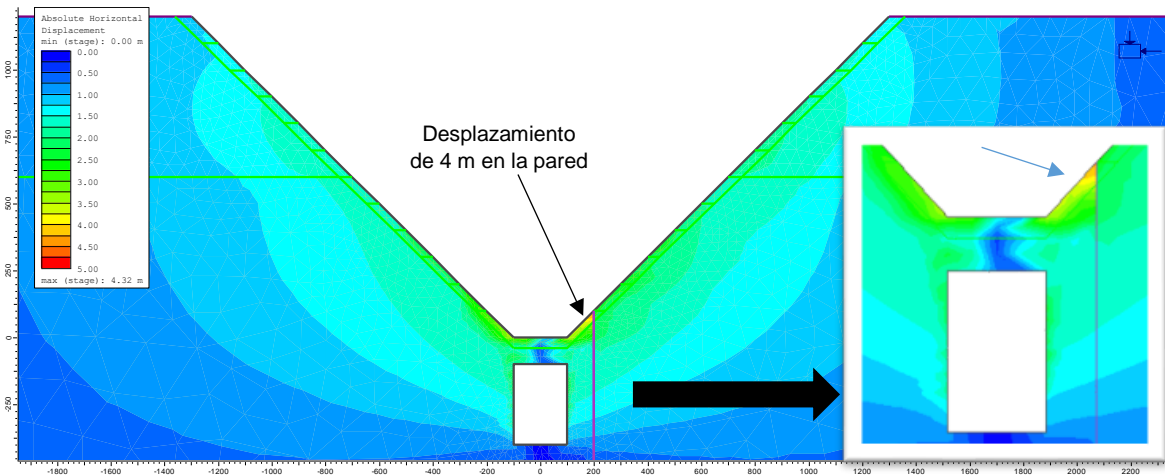


Figura 90. Condición de desplazamientos horizontales (acercamiento del modelo total) en las paredes del rajo con una cavidad final bajo el fondo y falla a 200 m del centro del rajo.

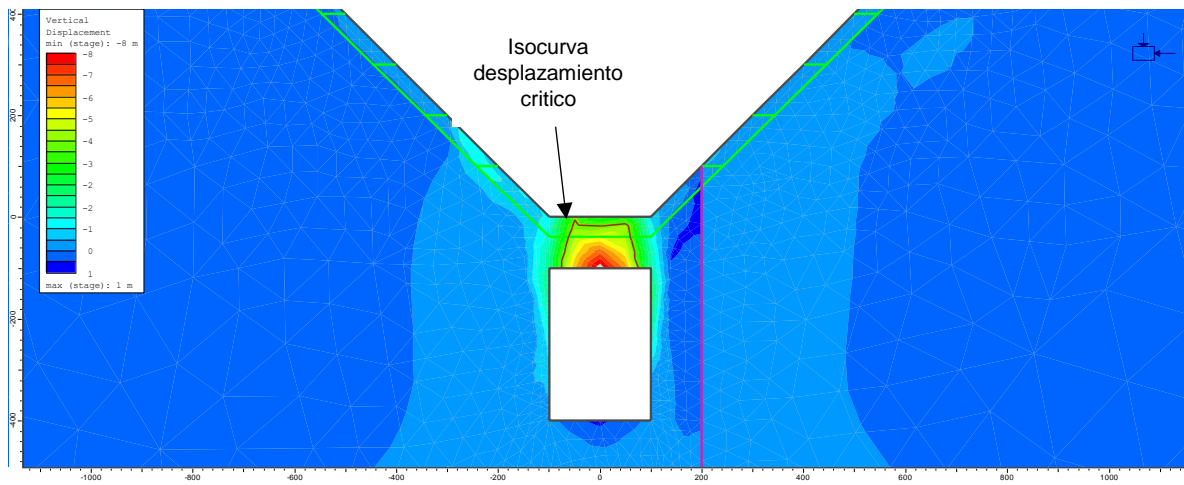


Figura 91. Condición de desplazamientos verticales (acercamiento del modelo total) en las paredes del rajo con una cavidad final bajo el fondo y falla a 200 m del centro del rajo.

Las Figuras 4.20 y 4.21 muestran los desplazamientos horizontales y verticales respectivamente, y la falla geológica más alejada que el caso anterior ubicada a 400 m del centro del rajo. En este caso se aprecia un incremento visible de los desplazamientos en la pared donde se ubica la falla, con valores máximos de 5 m, evidenciando una propagación de la cavidad hacia el rajo. Esto se respalda también en que el desplazamiento crítico en el *Crown pillar* también alcanza la superficie del fondo del rajo, lo que se interpreta como una falla, lo cual puede observarse en la isocurva de la Figura 4.21.

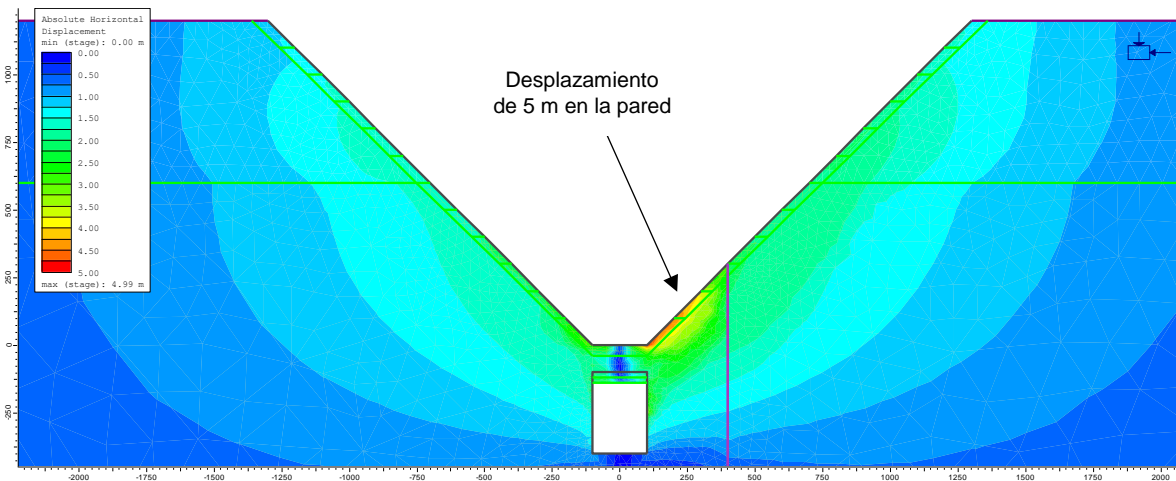


Figura 92. Condición de desplazamientos horizontales (acercamiento del modelo total) en las paredes del rajo con una cavidad final bajo el fondo y falla a 400 m del centro del rajo.

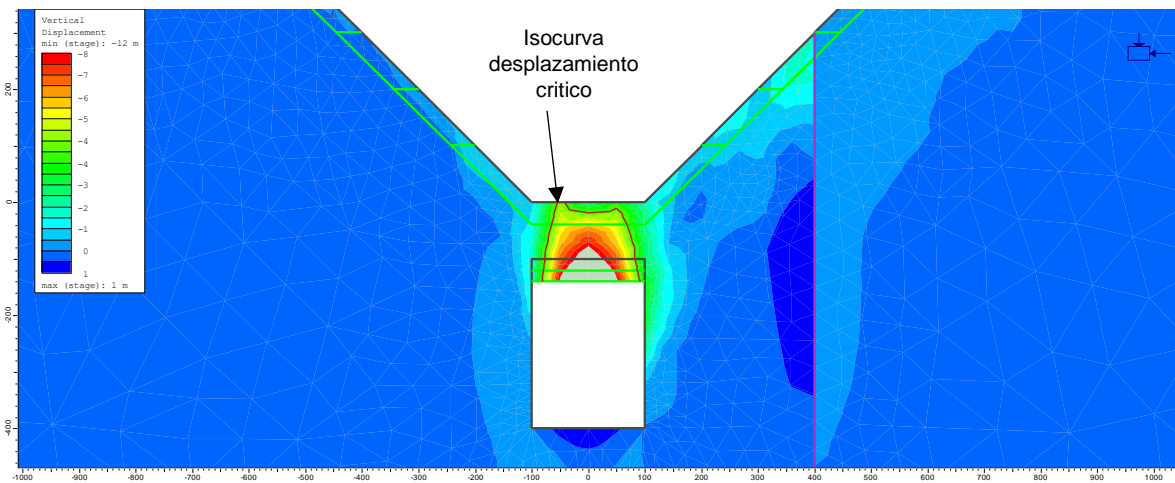


Figura 93. Condición de desplazamientos verticales (acercamiento del modelo total) en las paredes del rajo con una cavidad final bajo el fondo y falla a 400 m del centro del rajo.

Por último, se ha ubicado la falla geológica a 600 m del centro del rajo, obteniendo finalmente una clara propagación de daño y falla en la pared que se encuentra en el mismo lado. La propagación de la cavidad se manifiesta también en el entorno del *Crown pillar* (ver figura 4.21), que también manifiesta falla superficial.

Las Figuras 4.22 y 4.23 muestran los desplazamientos horizontales y verticales respectivamente, con la presencia de una falla geológica ubicada a 600 m del centro del rajo. Los resultados muestran una condición de propagación de la cavidad hacia la pared, pero con desplazamientos horizontales máximos cercanos a los 2.5 m, menores al caso anterior. La propagación se confirma en este caso también, ya que el *Crown pillar* se encuentra en condición de falla al observar la isocurva de desplazamiento crítico que alcanza la superficie del fondo del rajo (Figura 4.23).

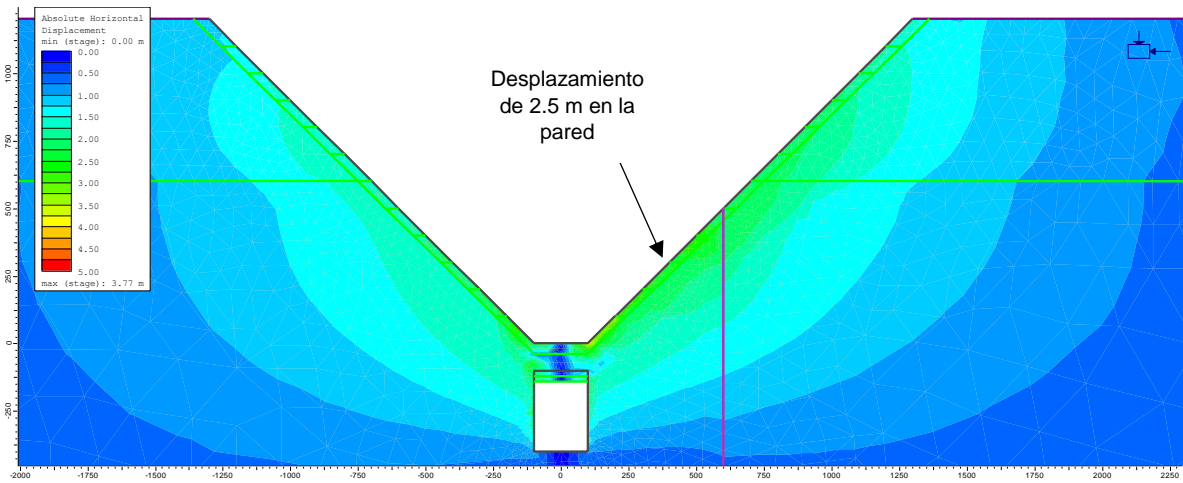


Figura 94. Condición de desplazamientos horizontales (acercamiento del modelo total) en las paredes del rajo con una cavidad final bajo el fondo y falla a 600 m del centro del rajo.

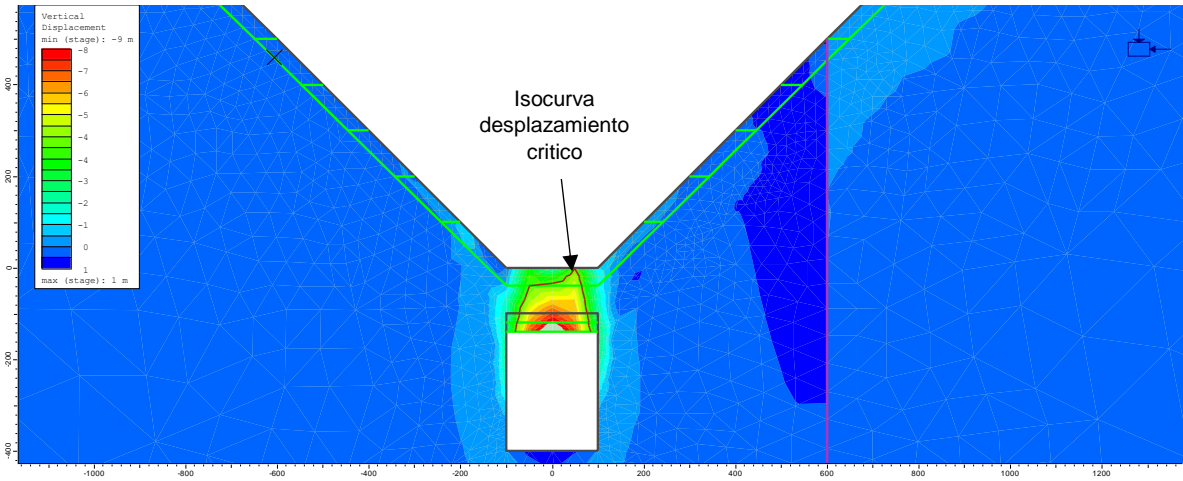


Figura 95. Condición de desplazamientos verticales (acercamiento del modelo total) en las paredes del rajo con una cavidad final bajo el fondo y falla a 600 m del centro del rajo.

Estos casos permiten concluir que una falla geológica que atraviesa el *Crown pillar* no genera situaciones de propagación de la cavidad hacia el fondo del rajo o hacia las paredes. Una vez que se empieza a alejar la falla geológica, es posible observar efectos de propagación que aumentan también, sin embargo, este efecto alcanza un máximo. El máximo efecto de propagación se observa ubicando la falla geológica a 400 m, pero si se sigue alejando, este efecto empieza a disminuir.

4.2. Validación con caso real de falla

Con el fin de validar las conclusiones del modelo, se verifica si es capaz de reproducir el mecanismo de falla del caso de referencia mostrado en el subcapítulo 2.6, correspondiente a la mina Palabora (Brummer *et al*, 2006). La Figura 4.24 muestra las dimensiones del rajo de 800 m de profundidad y de la ubicación del nivel de producción (Figura 2.44) a 400 m bajo el fondo.

En base a la información geológica de este yacimiento (Figura 2.47), se estima el límite de sulfatos cercano al fondo del pit, aproximadamente a 700 m bajo la superficie, donde se observa un quiebre en los parámetros de resistencia de la roca asociado a la Carbonita (Tabla 2.4).

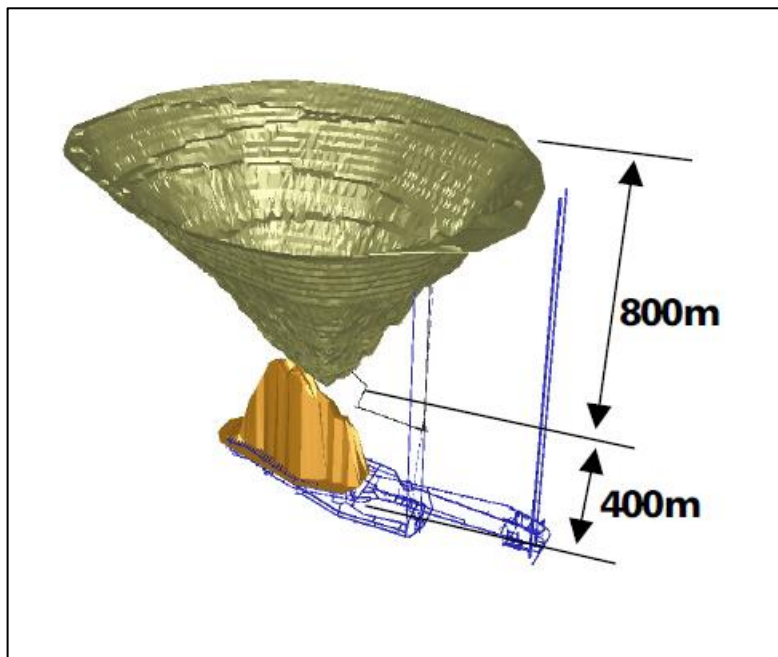


Figura 96. Configuración geométrica caso Palabora (Brummer *et al*, 2006).

La bibliografía ha retroanalizado este caso, mostrando que el mecanismo de falla está asociado a la propagación de la cavidad subterránea hacia una de las paredes conectado por una falla geológica (Brummer, 2006 y Vyazmensky *et al*, 2010). La Figura 4.25 muestra una vista isométrica de la falla geológica modelada en el espacio (Moss *et al*, 2006) la cual atraviesa la pared del rajo aproximadamente a 200 m bajo la superficie. Con estos antecedentes, es posible generar un perfil en 2 dimensiones (ver Figura 4.26) cuya configuración se asocia al mecanismo de falla observado en Palabora (Moss *et al*, 2006).

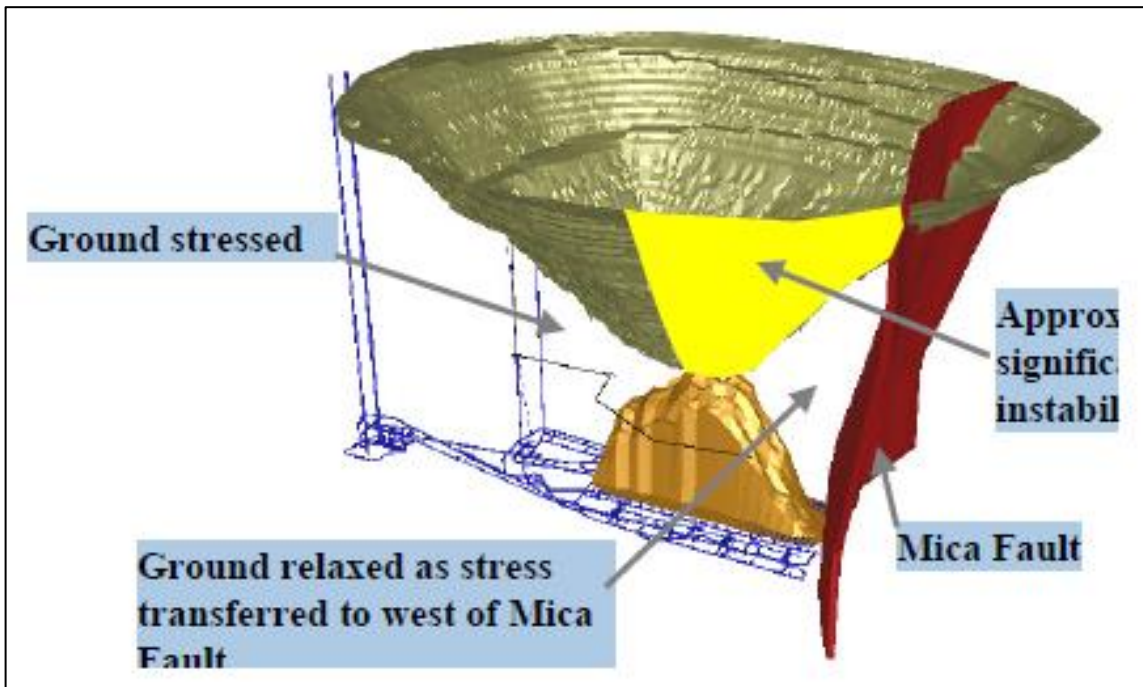


Figura 97. Disposición de falla geológica desde el borde de la cavidad subterránea hacia una de las paredes del rajo.

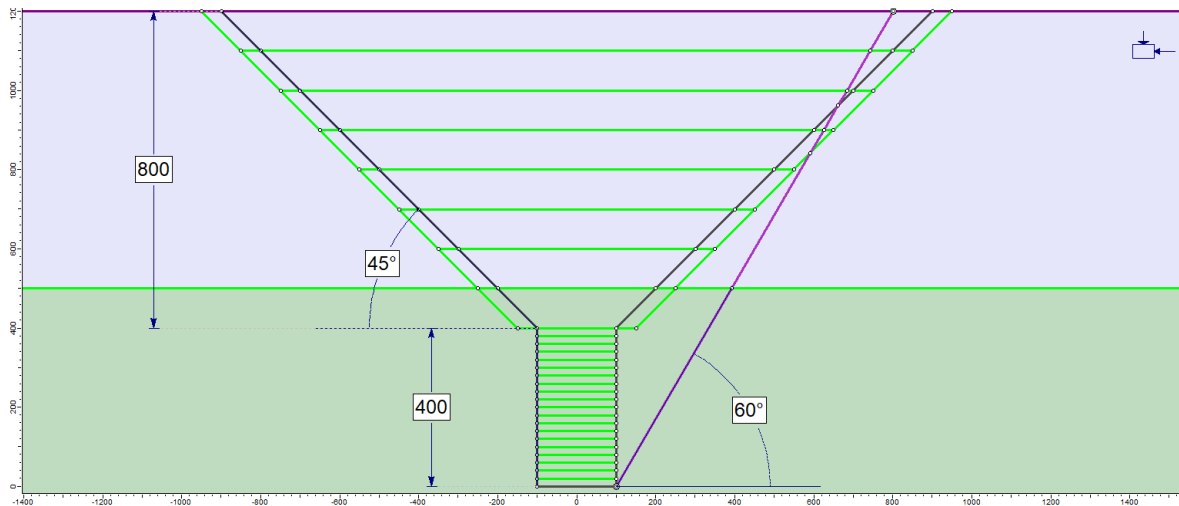


Figura 98. Perfil en 2 dimensiones de la geometría del rajo, ubicación de la falla geológica y ubicación del nivel de producción de la mina subterránea.

Las Figura 4.27 muestra la evolución de los desplazamientos horizontales en las paredes, los cuales se manifiestan preferencialmente en la pared donde aflora la falla geológica. La Figura 4.27a muestra la socavación inicial de la mina subterránea donde la pared aun no siente los efectos de la interacción, sin embargo, a partir de los 60 m de crecimiento de la cavidad (Figura 4.27b) se observa un incremento preferencial de desplazamientos en la pared con valores máximos de 2.5 m. El

crecimiento posterior de la cavidad hasta los 100 m y 140 m (Figuras 4.27c y 4.27d) generan un incremento de desplazamientos en la pared con valores máximos de 3 m y 3.5 m respectivamente. Estos valores son consistentes con la progresión del deslizamiento en la pared el día 14 de octubre de 2004 (Figura 2.45 y 4.28), donde ya se evidenciaba la falla de la pared norte para esos niveles de desplazamiento. Se observa que el prisma S26 ubicado en la pared norte, muestran niveles de desplazamiento de 3.0 a 3.5 m en progresión de falla (Brummer *et al*, 2006), de igual forma que los resultados de la Figura 4.27. A partir de estas comparaciones, es posible constatar el mecanismo de falla de un caso real reflejado en el modelo numérico conceptual desarrollado en el presente capítulo, producto de la interacción rajo-subterránea.

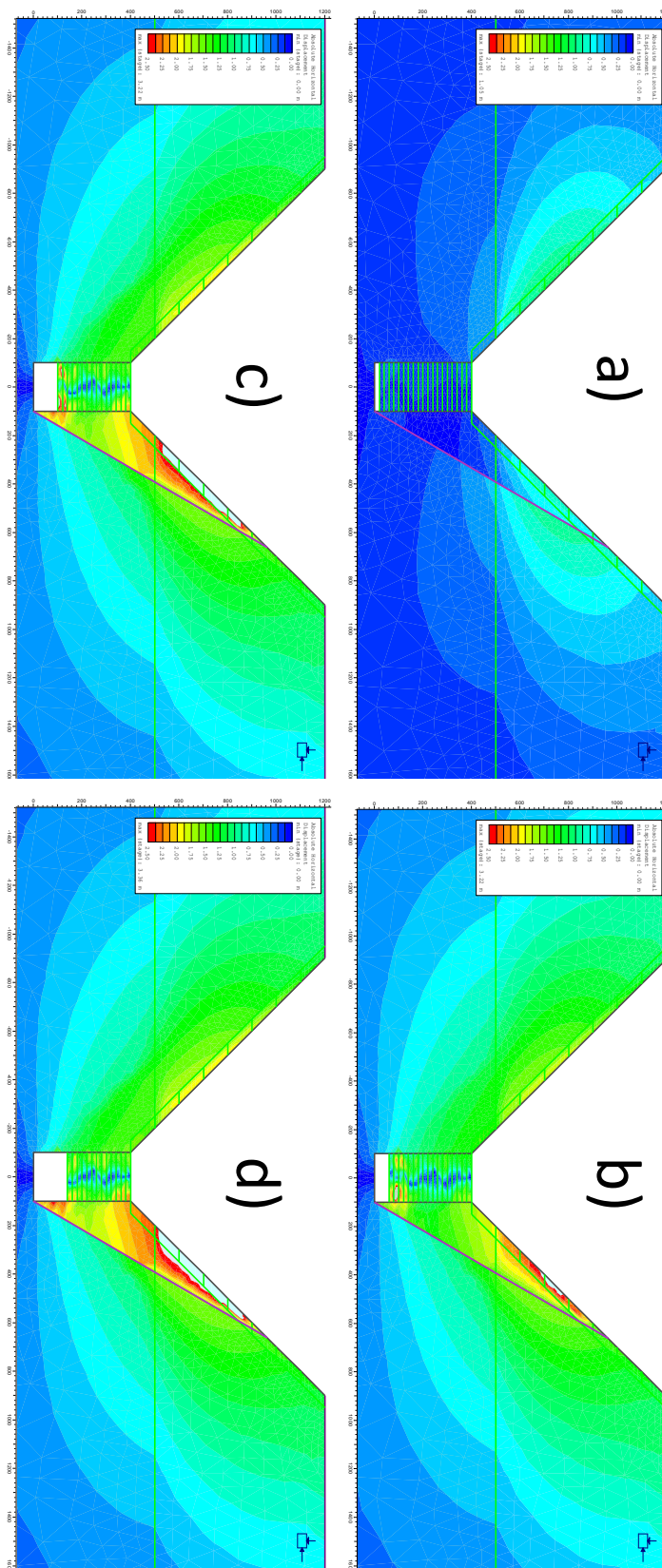


Figura 99. Evolución de la propagación de la cavidad hacia la pared del rajo de manera preferencial producto de la presencia de una falla geológica.

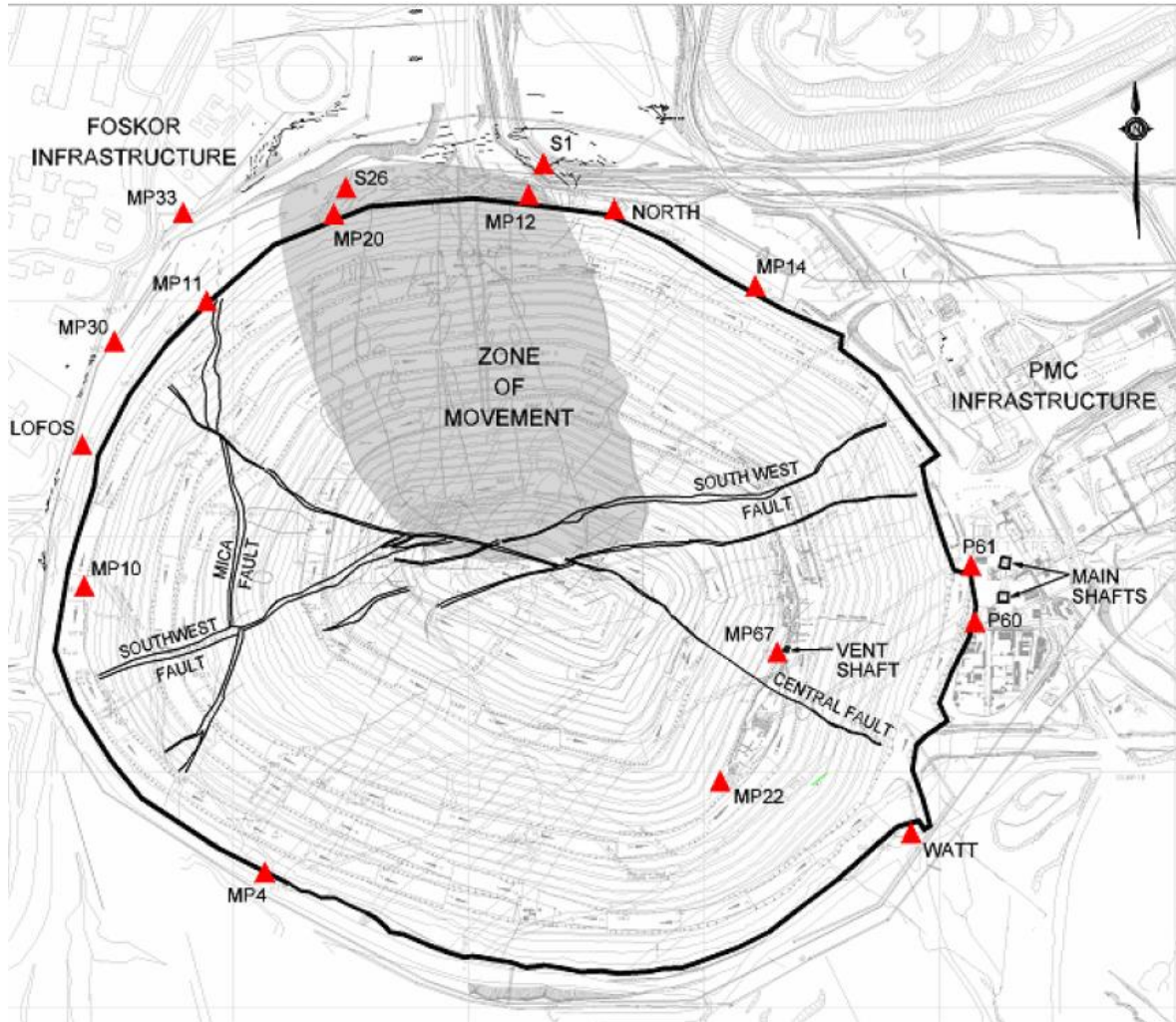


Figura 100. Mediciones de desplazamientos en las paredes del rajo Palabora y la zona de movimiento en la pared norte, asociada al deslizamiento producto de la actividad de la mina subterránea (Brummer *et al*, 2006).

CAPÍTULO 5: Caso de Aplicación a la Profundización en Minería a Cielo Abierto

En base al desarrollo de conceptualización de taludes profundos del presente trabajo, se evalúa la condición de estabilidad esperada para la pared final proyectada por la mina Spence de BHP, aplicando el procedimiento propuesto al final del capítulo 3 (subcapítulo 3.7). Este procedimiento indica que se debe estimar primero la ubicación del límite de sulfatos y las unidades geotécnicas que se encuentran sobre y bajo este límite, lo cual se obtiene a partir del marco geológico y geotécnico. Posteriormente, se han estimado las propiedades geomecánicas de resistencia *peak* de las unidades geotécnicas sobre y bajo el límite de sulfatos, en base a ensayos a carga controlada históricos proporcionados por minera Spence (ver Anexo B). Para las unidades bajo el límite de sulfatos se modeló el comportamiento post *peak* en base a ensayos a deformación controlada de muestras para las unidades geotécnicas más profundas y competentes (ver Anexo C). Las muestras de roca bajo el límite de sulfatos corresponden a rocas hipógenas de litología indiferenciada y porfídica, y han sido proporcionadas por minera Spence. Posteriormente estas muestras fueron procesadas en el laboratorio de mecánicas de rocas del Centro Avanzado de Tecnología Minera (AMTC) y el Departamento de Ingeniería de Minas, de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile, para obtener los resultados respectivos.

Una vez obtenidos los parámetros de resistencia de las unidades geotécnicas, se procede a evaluar conceptualmente la estabilidad del talud final de Spence en base a la curva de diseño conceptual de rajo profundo propuesto en el capítulo 3 (Figura 3.14). Finalmente, se implementan la geometría y parámetros de resistencia en un modelo numérico 2D para obtener el factor de seguridad con el cual estima su condición de estabilidad esperada. Se comparan los resultados obtenidos con una evaluación tradicional y con la propuesta en el presente trabajo

5.1 Marco Geológico

El caso real de aplicación corresponde a la mina Spence que actualmente explota los minerales secundarios supérgenos, y que proyecta a futuro la explotación de minerales primarios hipógenos (www.seia.cl). El yacimiento de minera Spence corresponde a un pórfido cuprífero ubicado en el norte de Chile en la localidad de Sierra Gorda, Región de Antofagasta. La secuencia de alteraciones (ver Figura 5.1) comienza en superficie con una cobertura aluvial, siguiendo con una segunda zona de argilización intensa, posteriormente filica, hasta llegar de forma variable en profundidad a zonas de alteración potásica, en línea con la secuencia de alteraciones propuesta por Sillitoe (2010). También se observan alteraciones propilíticas y

cloríticas a los costados en línea con el modelo geológico para sistemas de pórfidos cupríferos propuesto por Sillitoe (2010), tal como se observa en la Figura 2.2.

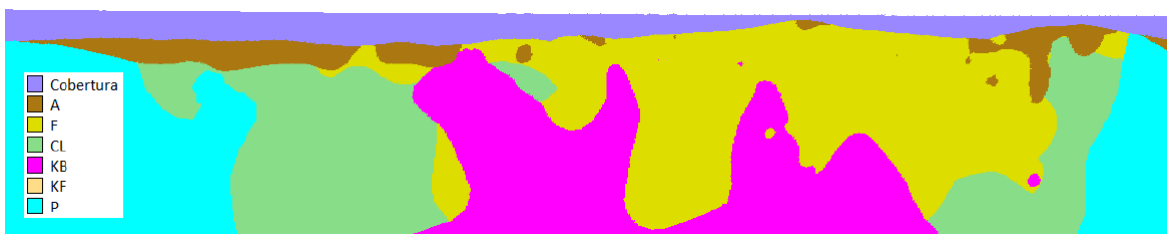


Figura 101. Distribución de alteraciones en una sección representativa del yacimiento de minera Spence (www.seia.cl).

La Figura 5.2 muestra la distribución de unidades de asociación litología-alteración de mayor presencia en el volumen del rajo final estimado. Se observa que las litologías Indiferenciadas (IND) tendrán una gran presencia en los sectores superiores, y las unidades de pórfido (QFP1 y QFP2) en los sectores inferiores de las paredes del rajo final.

Las unidades indiferenciadas (IND) se componen de unidades volcano-sedimentarios indeterminadas y rocas sedimentarias. Las unidades de pórfido (QFP) están compuestas de rocas de tonalidades claras, textura porfídica con fenocristales relativamente equigranulares con tamaños del orden de 2 mm, inmersos en una masa fundamental microcristalina.

A escala de la mina, es posible identificar estructuras mayores o falla geológicas, que se modelaron espacialmente a partir de información de mapeo de bancos, sondajes y publicaciones disponibles (Carrizo, 2013). Es posible identificar fallas de orientación Norte-Sur, y en mayor frecuencia fallas con orientación Este-Oeste, las cuales se presentan en general con manteo sub-vertical, con presencia en algunas paredes del rajo (Figura 5.3).

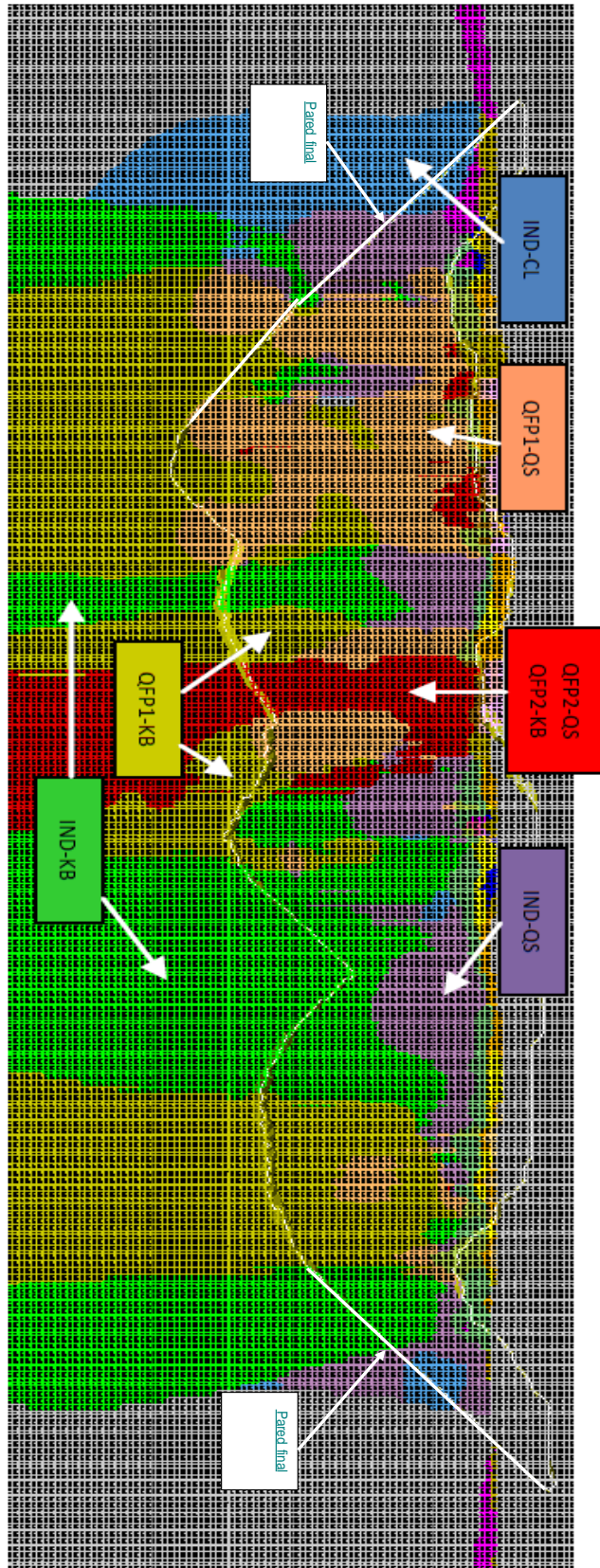


Figura 102. Distribución de unidades de asociación litología-alteración dentro del volumen del rajo final proyectado para la mina Spence (Rimmelin, 2012).

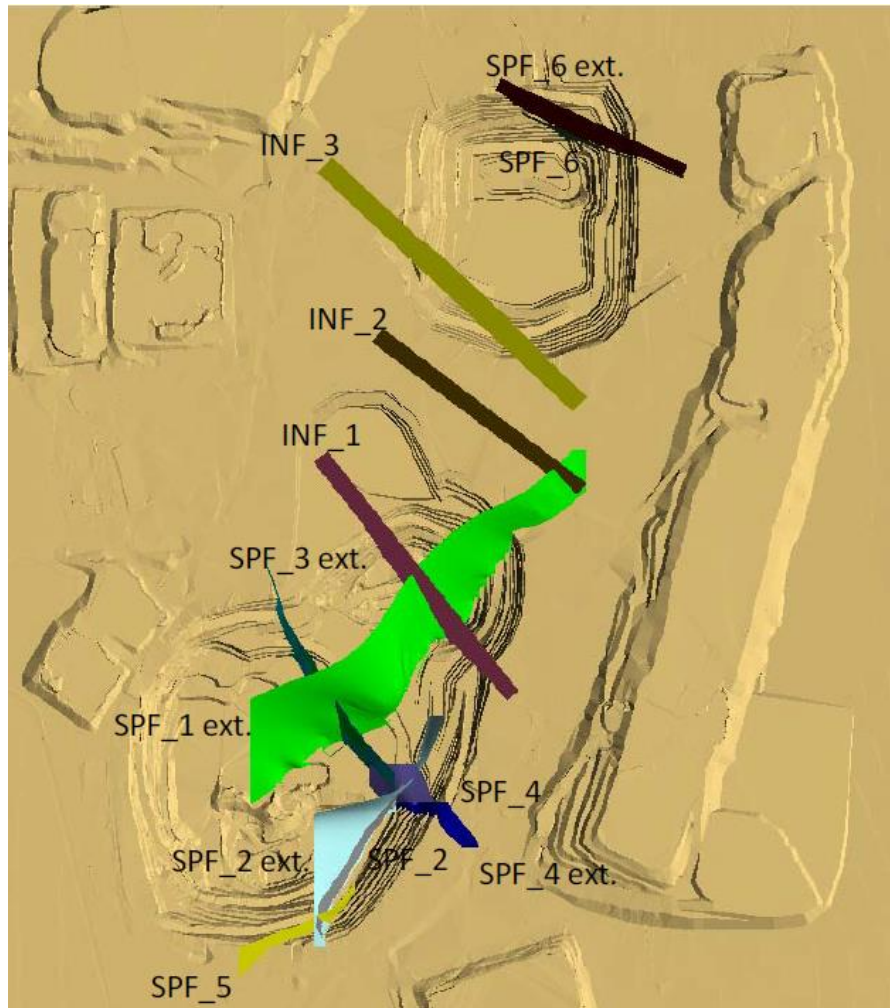


Figura 103. Estructuras mayores (fallas geológicas) a escala mina identificadas en la mina Spence (Carrizo, 2013).

Desde el punto de vista hidrogeológico se han identificados dos acuíferos presentes en este yacimiento. El primero de ellos se presenta más superficial y asociado al contacto entre la cobertura de grava aluvial y las unidades de roca indiferenciadas. El segundo acuífero se ubica en profundidad en el volumen de roca hipógena más cercano al contacto con la roca supérgena, y alojada en unidades de indiferenciadas y porfídicas. Si bien la condición natural de aguas subterráneas está determinada por el ambiente hidrogeológico, ésta varía debido a las excavaciones que produce el crecimiento del rajo, cambiando los niveles de agua. Las Figuras 5.4 y 5.5 muestran esta variación de las curvas equipotenciales, y como los flujos se alinean con la condición estructural de la Figura 5.2, en particular con estructuras noreste-suroeste (SPF_2 ext.).

Esta condición de aguas subterráneas a su vez puede afectar la estabilidad del talud minero debido a las presiones de poro que produce, las que normalmente se consideran como niveles freáticos para efectos de análisis geotécnico.

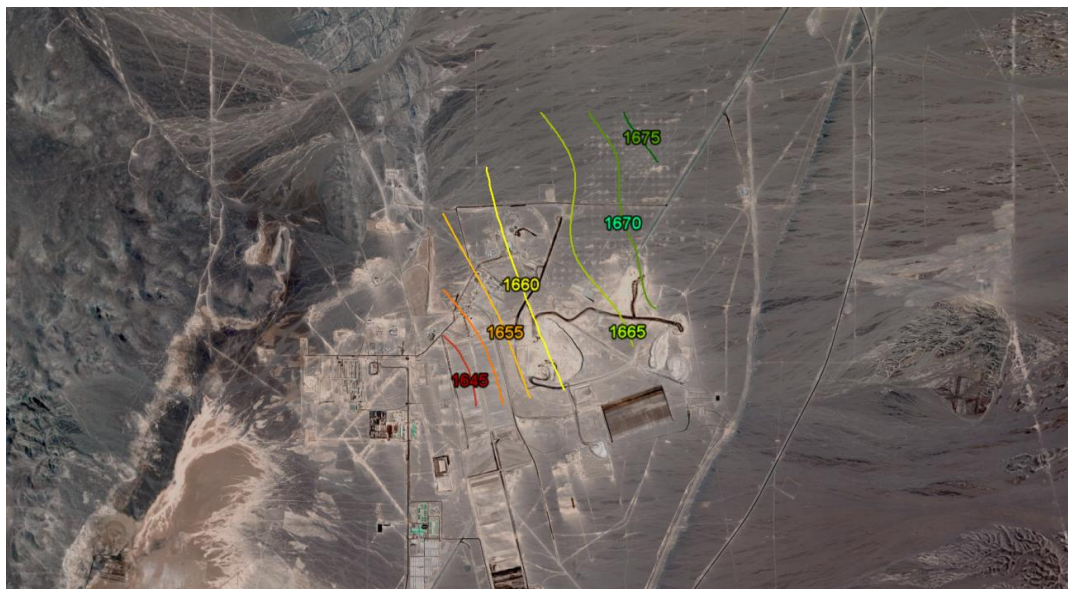


Figura 104. Niveles de agua en el distrito Spence medidos en el año 2004 (registros de minera Spence).

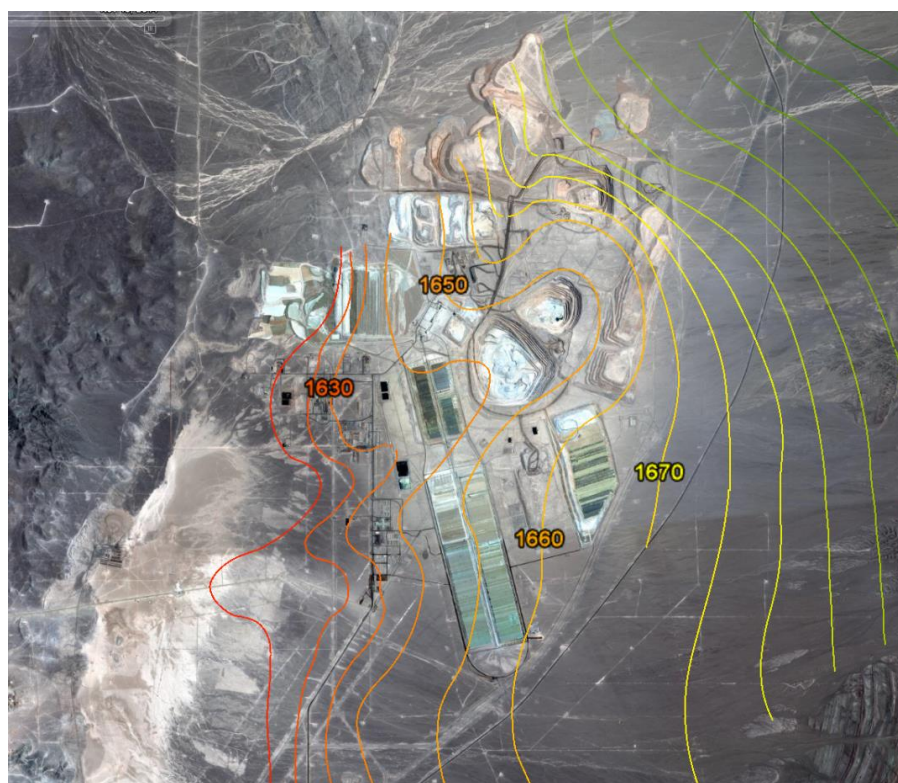


Figura 105. Niveles de agua en el distrito Spence medidos en el año 2014 (registros de minera Spence).

5.2 Definición del Límite de sulfatos

En base a los antecedentes geológicos, un buen candidato a límite de sulfatos corresponde al contacto entre la mineralización supérgena e hipógena. Este contacto se produce abruptamente en una franja de pocos, que para la escala del problema se puede considerar localizada a cierta profundidad específica.

Ambos tipos de mineralización (supérgena e hipógena) se alinean con la secuencia de alteraciones dada su relación con los procesos geológicos que la originan (capítulo 2). La mineralización supérgena alberga alteraciones argílicas y cuarzo-sericita las cuales se ubican en los primeros 200 a 300 m de profundidad. En cambio, la mineralización hipógena alberga alteraciones cuarzo-sericita, clorítica y potásica que se manifiestan en profundidad. La Figura 5.6 muestra la tendencia de incremento en la resistencia uniaxial en función de la profundidad, y el agrupamiento de los datos supérgenos e hipógenos, lo cual se alinea con la secuencia de alteraciones característica de los sistemas de pórfidos cupríferos (Sillitoe, 2010).

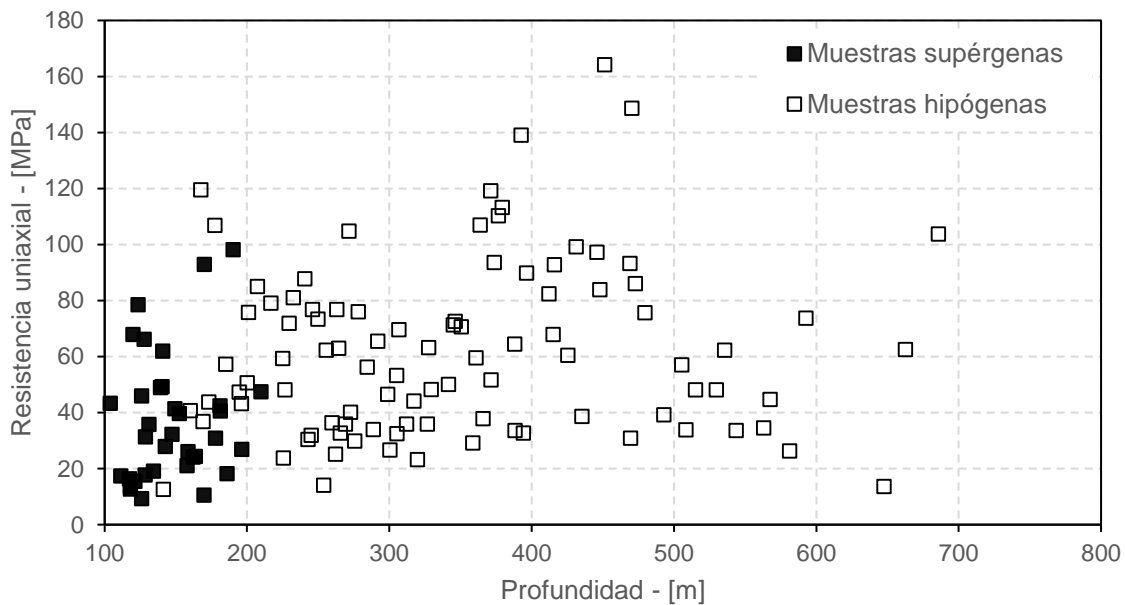


Figura 106. Resistencia uniaxial versus profundidad, identificando la naturaleza supérgena e hipógena de las muestras estudiadas.

La Figura 5.7 muestra un alineamiento de bajos GSI cerca de la superficie, y altos GSI en profundidad, lo cual viene a ratificar la hipótesis planteada para este caso, lo cual también se ratifica ubicando un GSI de 55 estimativo para el límite de sulfatos (capítulo 2) en los 300 m de profundidad. Estos resultados son consistentes con la ubicación del límite de sulfatos en función de las unidades supérgenas e

hipógenas, cuyo valor específico dependerá de la ubicación de la pared que se analice, pero que estaría en un rango de 200 m a 300 m.

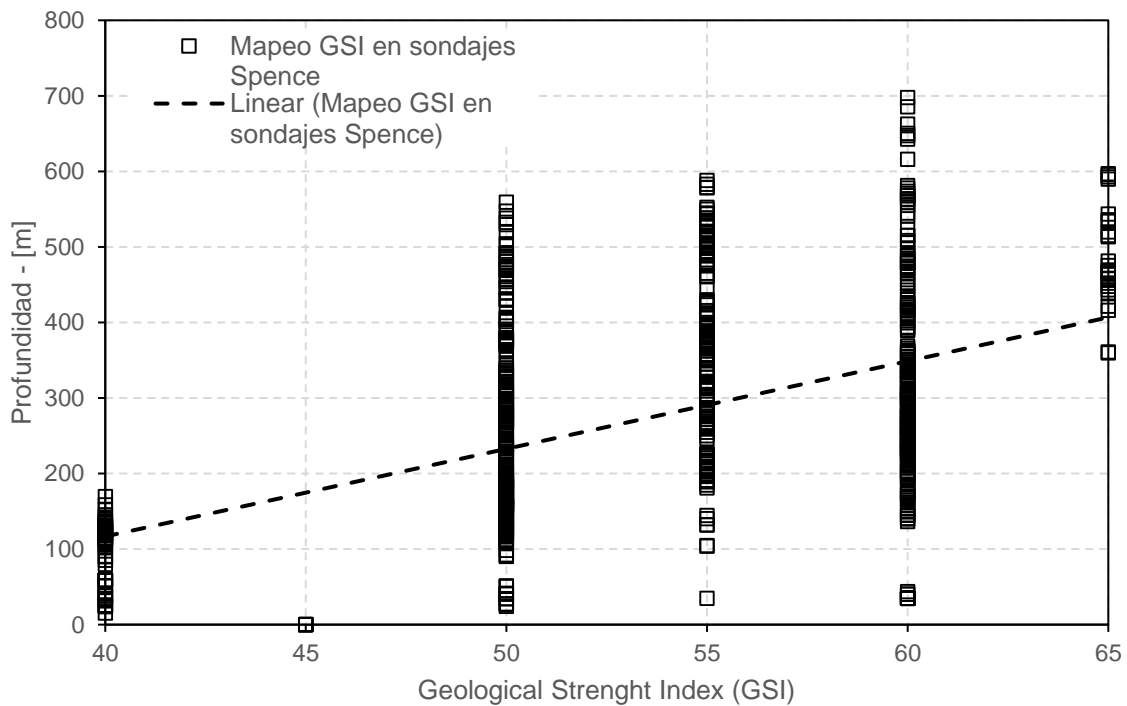


Figura 107. Profundidad versus GSI. Tendencia media de aumento de GSI en profundidad.

Para la pared final del rajo, es posible obtener un valor del límite de sulfatos en 240 m (ver Figura 5.8). Así también, las unidades sobre el límite de sulfatos corresponden a gravas aluviales consolidadas, brecha lixiviada y roca indiferenciada argílica. Las unidades inferiores corresponden a pórfido hipógeno e indiferenciado hipógeno.

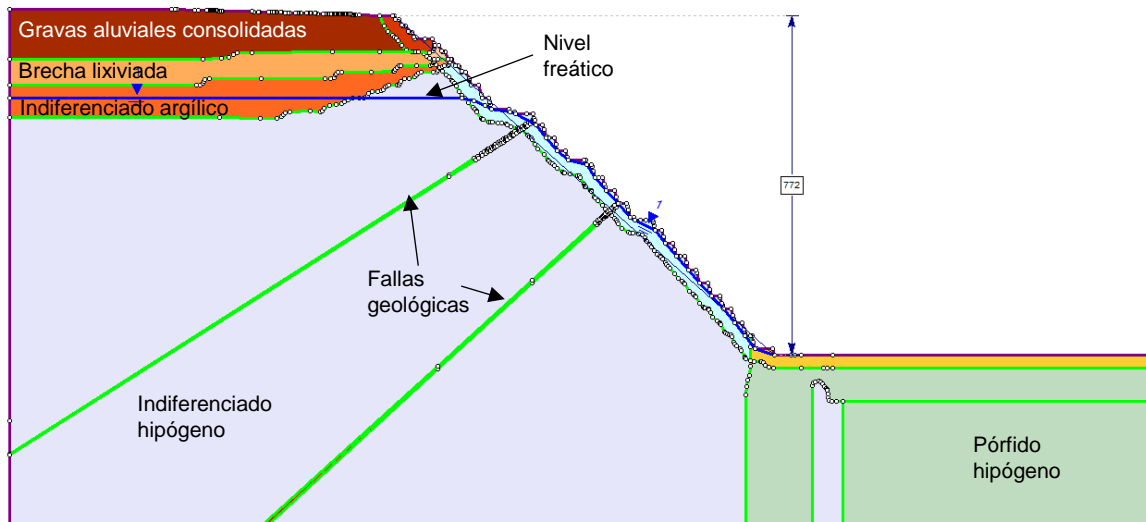


Figura 108. Distribución de unidades geotécnicas en el talud final de Spence.

5.3 Modelamiento de Respuesta *Peak*

Siguiendo con el procedimiento propuesto para el análisis, una vez identificadas las unidades geotécnicas de interés, se procede a la estimación de sus parámetros de resistencia *peak*. Con este objetivo se han recopilado datos de ensayos históricos a carga controlada, realizados por minera Spence, durante su vida productiva desde el año 2007. La Tabla 5.1 muestra la cantidad de ensayos realizados para cada unidad geotécnica, dando en total 7 ensayos de tracción indirecta, 130 ensayos uniaxiales y 401 ensayos triaxiales, los cuales han sido realizados con diversos laboratorios. Algunos ensayos uniaxiales y triaxiales se han realizado con medición de módulo de deformabilidad, en base a la carga axial y deformación axial.

Tabla 12. Numero de ensayos de laboratorio *peak*.

Unidad geotécnica		Ensayos Peak		
		# Traccion	# Uniaxiales	# Triaxiales
Gravas aluviales consolidadas	Supérgeno	1	8	-
Brecha lixiviada	Supérgeno	1	3	5
Indiferenciado argílico sulfuro	Supérgeno	5	6	20
Pórfido filico	Hipógeno	-	9	125
Indiferenciado filico	Hipógeno	-	104	251

El ensayo de tracción indirecta o brasileño se realiza cortando una muestra cilíndrica del sondaje, la cual es cargada transversalmente en su extensión (ver Figura 5.9). Al efectuar la carga del cilindro de esta forma, este fallará en tracción, con lo que la carga *peak* obtenida corresponde a la resistencia a la tracción indirecta.

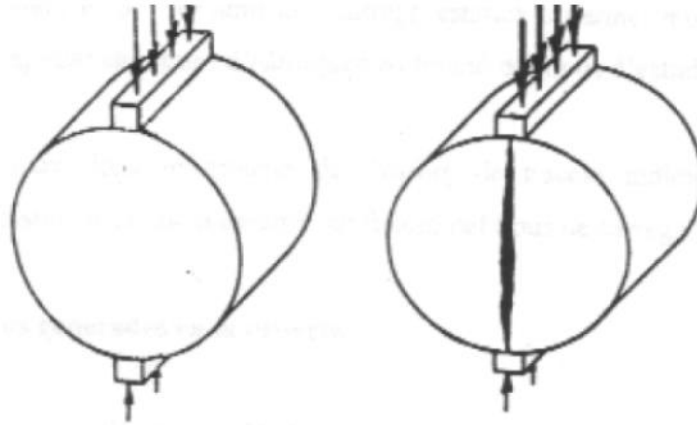


Figura 109. Esquema de ensayos de tracción indirecta.

El ensayo uniaxial se realiza en base a un testigo de roca extraído normalmente de la perforación en diamantino, obteniendo una probeta que debe tener una relación de 2 a 1 en términos de largo y diámetro respectivamente. Posteriormente, el testigo es sometido a una carga axial que se incrementa progresivamente hasta alcanzar la falla de la probeta (ver Figura 5.10). Este ensayo permite obtener la resistencia máxima de la roca intacta completamente desconfiada, la cual se obtiene registrando la carga máxima que la probeta es capaz de soportar antes de fallar.



Figura 110. Foto de un ensayo uniaxial en una probeta de roca.

El ensayo triaxial se realiza con una probeta de las mismas características que para el caso del ensayo uniaxial, y el proceso de carga axial se realiza de la misma forma con una prensa hidráulica, excepto que la probeta se confina a cierto nivel de presión constante con un líquido a presión (aceite), tal como lo muestra esquemáticamente la Figura 5.11. El líquido genera una presión horizontal uniformemente distribuida y constante, siendo la presión vertical axial la que varía en aumento hasta que la probeta alcanza la falla. El proceso se repite para una serie de presiones de confinamiento, con lo cual se obtiene la resistencia que alcanza la probeta en cada caso. Tanto en los ensayos uniaxiales como triaxiales, se deben contabilizar los casos de falla por matriz o estructura, para considerar el ensayo como válido.

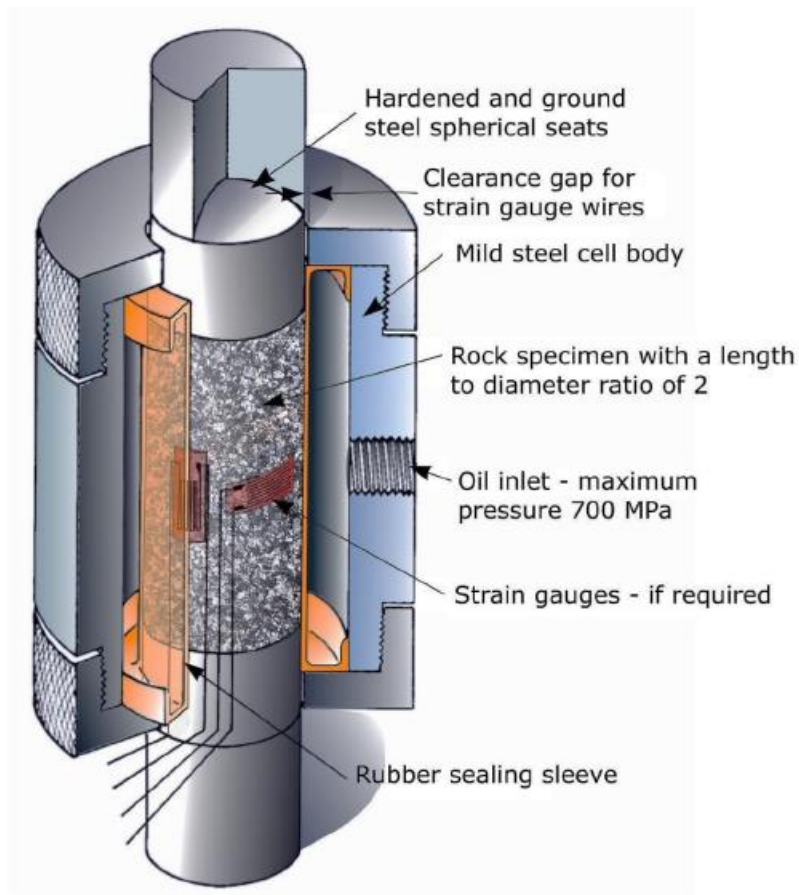


Figura 111. Esquema de un ensayo triaxial en una probeta de roca (Hoek, 2000).

La Figura 5.12 muestra los resultados para la unidad de gravas aluviales consolidada, en los cuales se observan la resistencia *peak* para distintos niveles de confinamiento en base a los 3 ensayos descritos. Es posible observar que la mayor cantidad de resultados históricos son en base a ensayos uniaxiales, lo cual debería ser mejorado con más ensayos triaxiales a futuro para esta mina. Se ha modelado la envolvente de falla de Hoek y Brown, ajustando hasta un máximo nivel de confinamiento de 5 MPa, que es equivalente a la carga litostática asociada a la ubicación del límite de sulfatos de este caso.

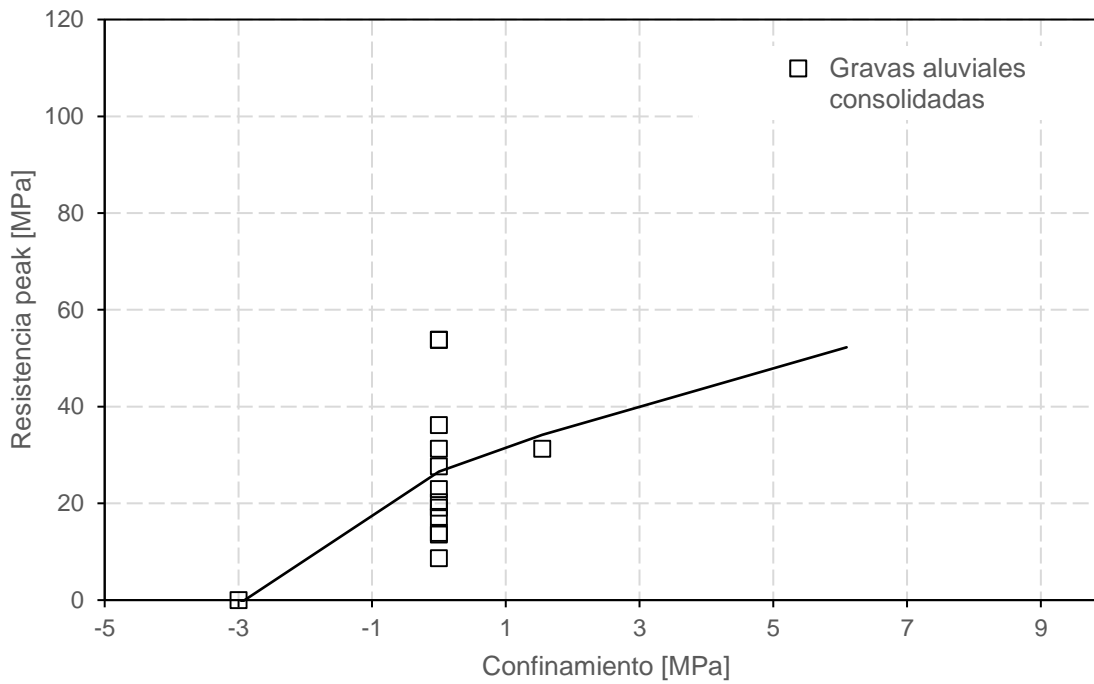


Figura 112. Ajuste de envolvente de falla *peak*. Unidad de gravas aluviales consolidadas.

La Figura 5.13 muestra los resultados para la unidad de brecha supérgena, donde se observa un mayor poblamiento de resultados de ensayos triaxiales, lo que contribuye a una mayor confiabilidad del ajuste de la envolvente de falla. Se observa un buen ajuste entorno a la envolvente de falla modelada, y una buena cobertura del rango de confinamiento relevante para esta unidad al igual que el caso anterior.

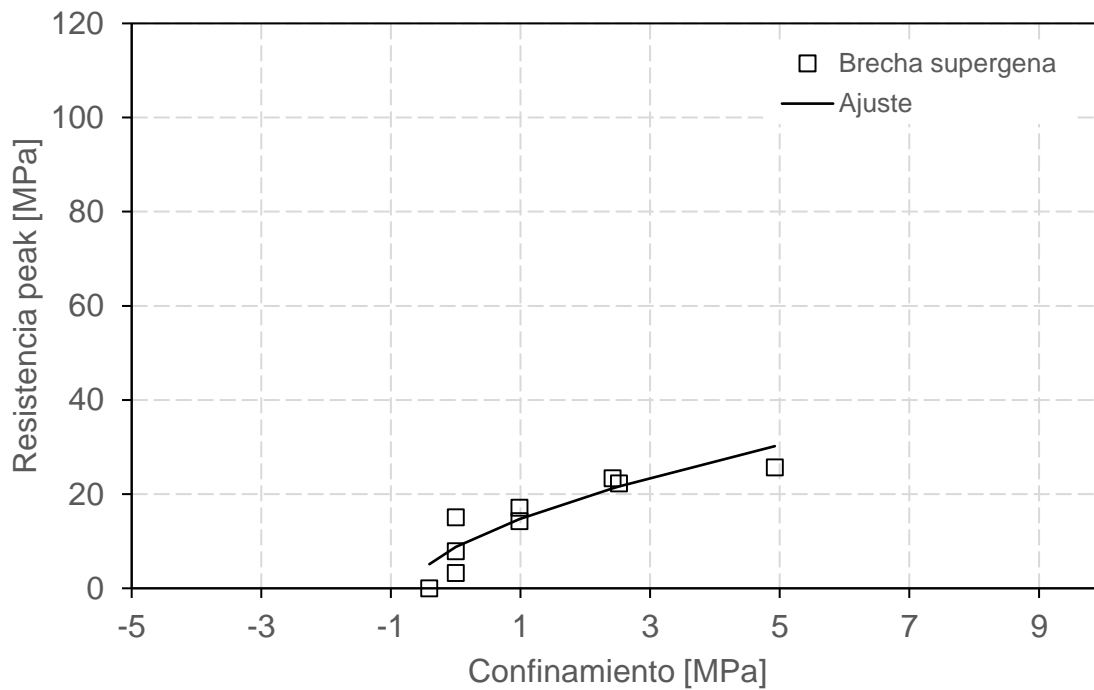


Figura 113. Ajuste de envolvente de falla *peak*. Unidad de Brecha supérgena.

La Figura 5.14 muestra los resultados para la unidad de indiferenciado argílico, en base a una gran cantidad de ensayos triaxiales, uniaxiales y tracción indirecta. Se observa un mayor nivel de dispersión, y un ajuste razonable hasta 5 MPa de confinamiento, observando una gran dispersión más allá de ese valor.

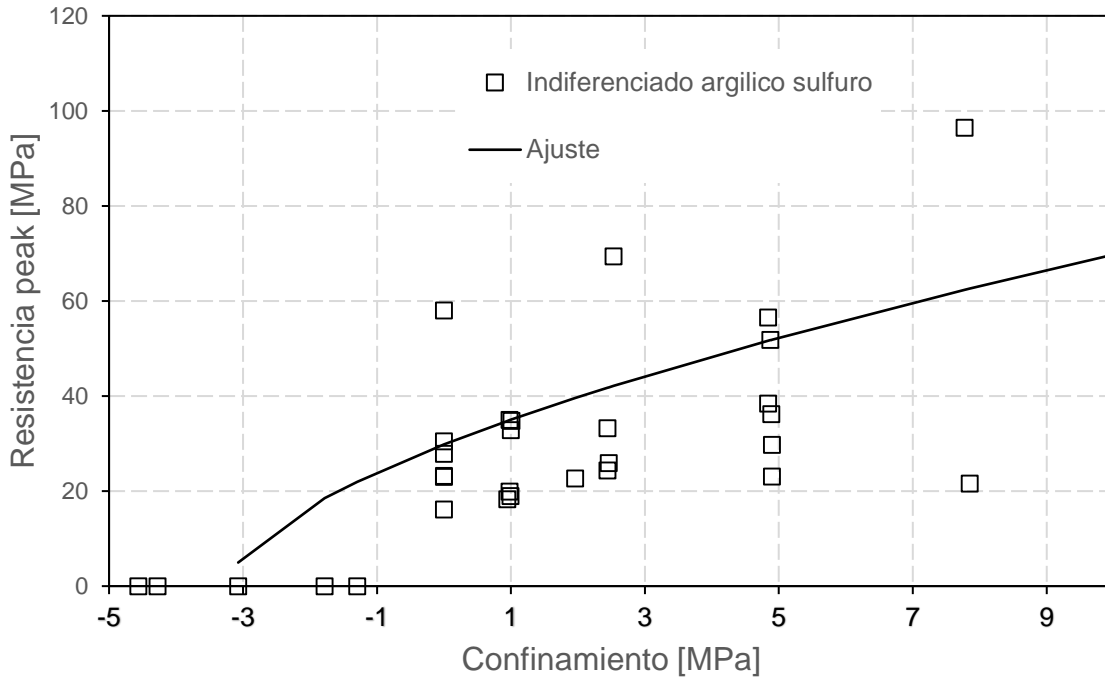


Figura 114. Ajuste de envolvente de falla *peak*. Unidad de indiferenciado argílico sulfuro.

La Tabla 5.2 muestra los parámetros obtenidos para los ajustes realizados en las Figuras 5.12, 5.13 y 5.14. El módulo de Young (E) y razón de poisson para la roca intacta, fueron obtenidos como el promedio de las mediciones realizadas en ensayos uniaxiales y triaxiales para cada unidad. En el caso de los parámetros a escala de macizo rocoso fueron escalados en función del GSI y factor D de daño, usando el criterio generalizado de Hoek-Brown (2002). El módulo de Young para el macizo rocoso se estimó en base la ecuación [10] (Hoek *et al*, 2006), y la razón de poisson en base a la recomendación de Hormazábal (2006).

Tabla 13. Resultados estimación de parámetros Hoek-Brown para las unidades supérgenas.

Parámetro	Unidad	Gravas aluviales consolidadas		Brecha supergena		Indiferenciado argílico Sulfuro	
		Roca intacta	Macizo rocoso	Roca intacta	Macizo rocoso	Roca intacta	Macizo rocoso
m		8.8	8.8	13.0	13.0	9.0	9.0
s		1.0	1.0	1.0	1	1.0	1
a		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
σ_c	MPa	26.6	26.6	8.8	8.8	29.8	29.8
E	Gpa	20.8	13.0	6.5	4.1	13.7	8.6
v		0.21	0.15	0.19	0.15	0.17	0.15
GSI		100	100	100	100	100	100
D		0	0.7	0	0.7	0	0.7

Para el caso de las unidades hipógenas se incluirán además los resultados de resistencia *peak*, en base a ensayos a deformación controlada realizadas en el laboratorio de mecánica de rocas del Departamento de Ingeniería de Minas de la Universidad de Chile. Específicamente se adicionan 12 ensayos triaxiales para la unidad de pórfidos y 9 ensayos triaxiales para la unidad de Indiferenciado.

Previo al modelamiento de las envolventes de falla y la obtención de los parámetros geotécnicos de estas unidades, se comparan los datos históricos con estos ensayos triaxiales adicionales, para verificar de esta forma que haya consistencia en los resultados (ver Figuras 5.15 y 5.16). Lo anterior debido a que los ensayos históricos fueron realizados a carga controlada, y los ensayos adicionados fueron realizados a deformación controlada. Esto es relevante también como validación del uso de estos ensayos triaxiales a deformación controlada para la obtención de la envolvente residual en el subcapítulo siguiente.

La Figura 5.15 muestra los datos para el caso de la unidad de pórfido hipógeno, en la cual se observa un buen alineamiento de ambos grupos de datos. Más concretamente se puede calcular el promedio de resistencia para cada nivel de confinamiento par ambos grupos de datos, y verificar que no exista una gran diferencia. La Tabla 5.4 muestra el resultado de este ejercicio para los niveles de confinamiento 5, 10 y 20 MPa, que corresponden a los casos en cuales existen resultados en ambos grupos de datos. Se observa que para este caso (Pórfidos), las diferencias de los promedios muestran un sesgo razonable y con una tendencia similar.

La Figura 5.16 muestra los datos para el caso de la unidad de indiferenciado hipógeno, en la cual se observa un cierto alineamiento en los datos, pero la tendencia hacia los altos confinamiento no se mantiene desde los valores menores. Al realizar la misma comparación que en el caso anterior, para los confinamientos de 10 y 20 MPa, se observa un mayor sesgo que es mayor a los altos confinamientos (ver Tabla 5.3), lo cual se traduce en una limitación a la confiabilidad de los resultados que se puedan obtener en esta unidad geotécnica.

Si bien ambas unidades muestran cierta dispersión en los datos, esta se considera normal en unidades geotécnicas de roca, ya que los volúmenes que se quiere representar son demasiado grandes. Sin embargo, es posible observar en las Figuras 5.15 y 5.16, una tendencia lógica de mayor resistencia a mayor confinamiento. En el caso de la unidad de indiferenciado se observa además cierta tendencia asintótica de resistencia *peak* a altos confinamientos.

Tabla 14. Comparación de resistencia promedio en ensayos a distintos niveles de confinamiento para ensayos *peak* históricos (carga controlada) y ensayos post *peak* (deformación controlada).

Unidad geotécnica	Fuente	Confinamiento - MPa		
		5	10	20
Pórfido filico hipógeno	Ensayos históricos	118	105	165
	Ensayos post peak	114	123	145
Indiferenciado filico hipógeno	Ensayos históricos	-	135	177
	Ensayos post peak	-	112	113

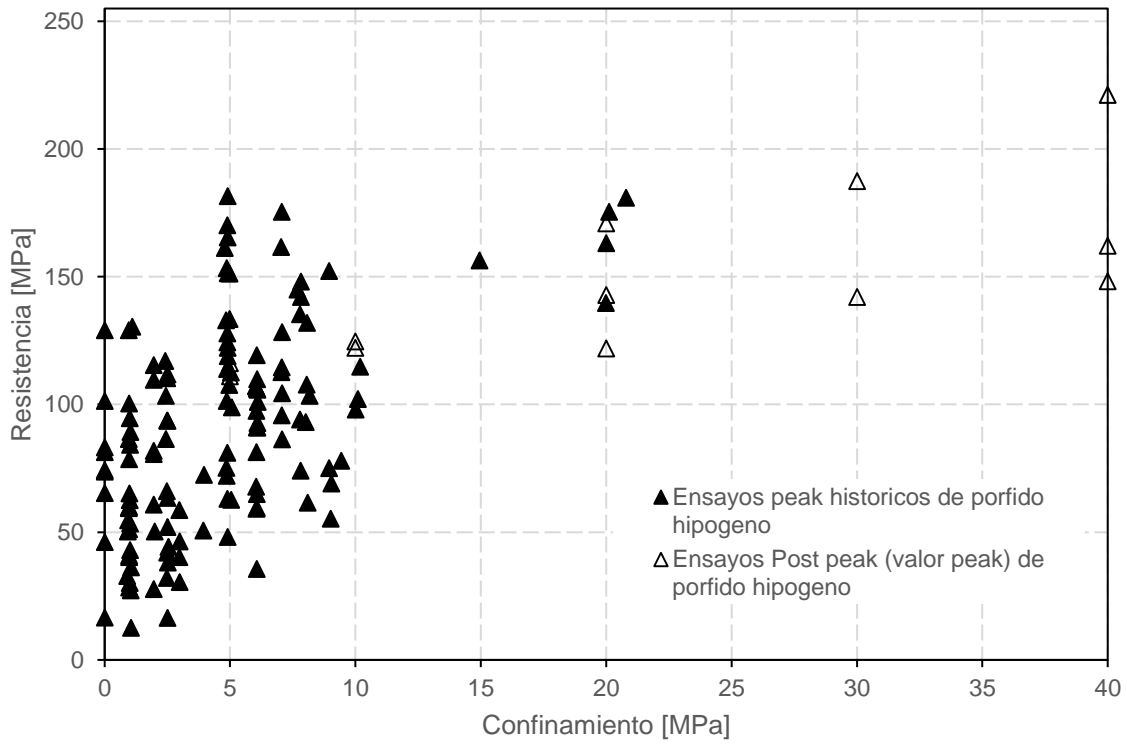


Figura 115. Resultados de resistencia *peak* para la unidad de pórfido hipógeno.

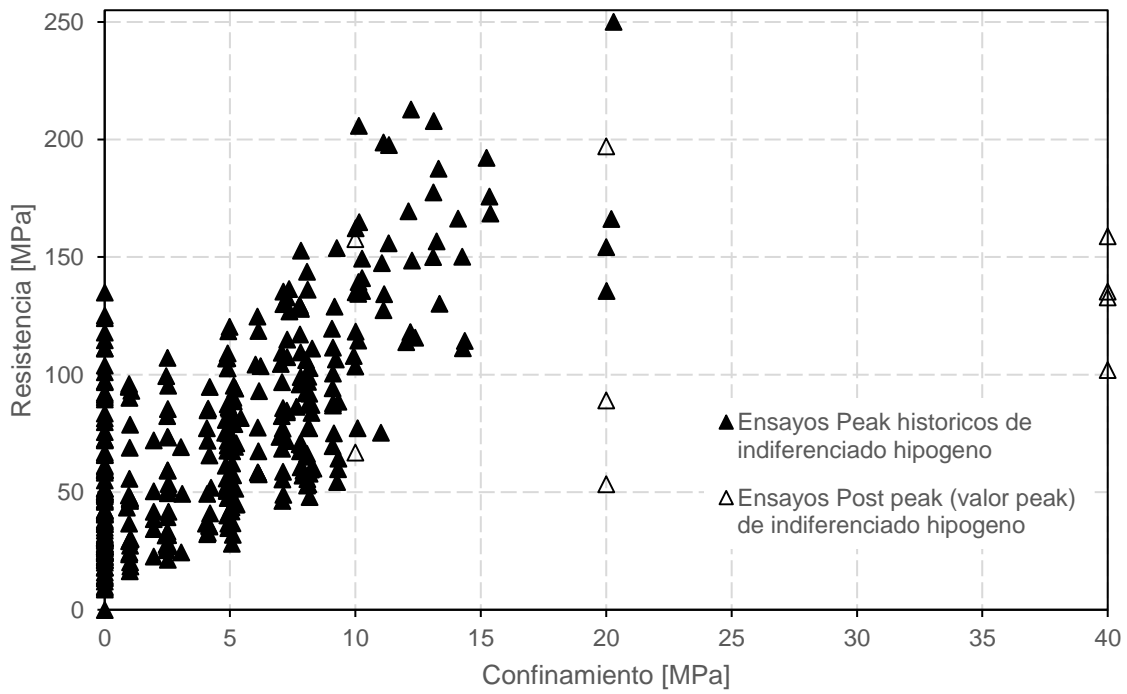


Figura 116. Resultados de resistencia *peak* para la unidad de indiferenciado hipógeno.

El modelamiento de las envolventes de falla de Hoek-Brown (2002) se realiza considerando los datos agrupados por confinamiento, con el fin de eliminar las distorsiones que generan las concentraciones de datos que se observan.

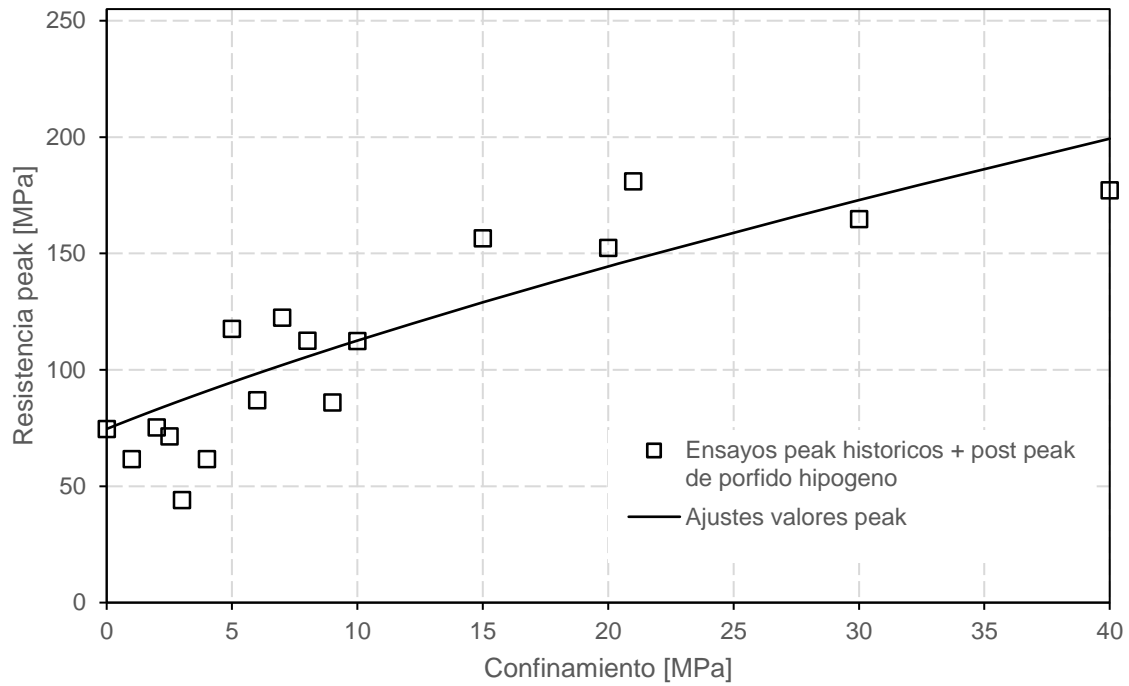


Figura 117. Ajuste de envolvente de falla *peak* en base a resistencia promedio de resultados de laboratorio, para cada confinamiento. Unidad de Pórfido hipógeno.

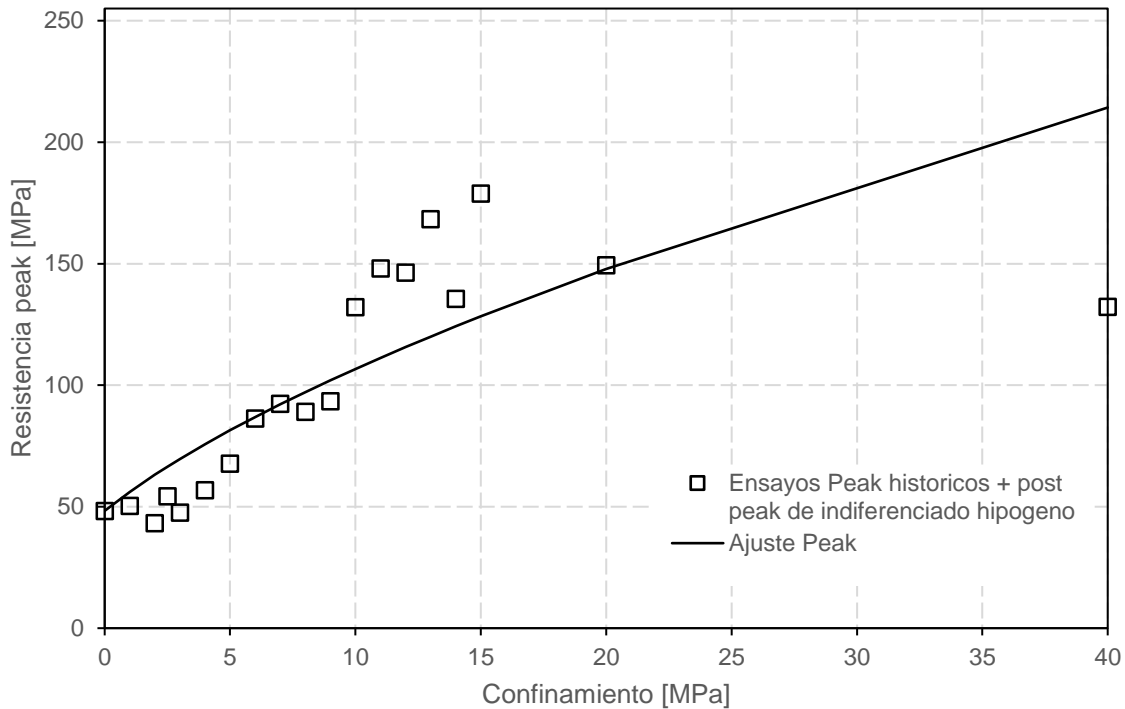


Figura 118. Ajuste de envolvente de falla *peak* en base a resistencia promedio de ensayos de laboratorio, para cada confinamiento. Unidad de Indiferenciado hipógeno.

Con esto se obtienen las envolventes de falla *peak* de roca intacta, y su respectivo escalamiento a escala de macizo rocoso usando el GSI característico de cada unidad geotécnica, y el factor D de daño por tronadura y desconfinamiento, así como sus parámetros elásticos (módulo de Young y razón de poisson). Si bien a los más altos confinamientos de 40 MPa se observa una sobreestimación de la resistencia, la profundidad máxima del caso de estudio de 760 m corresponde bien con un confinamiento cercano a los 20 MPa (ver Tabla 5.4).

Tabla 15. Resultados estimación de parámetros Hoek-Brown para las unidades hipógenas.

Parámetro	Unidad	Pórfido filico hipógeno		Indiferenciado filico hipógeno	
		Roca intacta	Macizo rocoso	Roca intacta	Macizo rocoso
m		6.6	1.6	14.5	2.4
s		1	0.012	1.00	0.004
a		0.5	0.503	0.50	0.506
σ_c	MPa	74.6	8.0	48.3	2.9
E	Gpa	18.4	9.6	26.9	8.3
v		0.21	0.22	0.22	0.25
GSI		100	60	100	50
D		0	0	0	0

5.4 Modelamiento de Respuesta Post *Peak*

Una vez estimadas las propiedades de resistencia máxima (*peak*), se procede a la estimación de la resistencia residual o post *peak*, en base a muestras de unidades de roca hipógena indiferenciada y porfídica proporcionadas por minera Spence. Las muestras se obtuvieron de sondajes en diamantino realizados en tamaño HQ3, que se traduce en muestras de 2-3/8 pulgadas de diámetro, y las probetas se cortaron para que el largo fuese el doble de ese valor. Las probetas fueron ensayadas con una prensa servo-asistida MES800 disponible en el Departamento de Ingeniería de Minas de la Universidad de Chile, que cuenta con una capacidad de 8.000 KN de carga en compresión (ver Figura 5.19). Para la realización de los ensayos a deformación controlada la prensa debe tener una rigidez que supere la rigidez de las probetas a ensayar. Para tal efecto Fairhurst & Hudson (1999) recomienda una rigidez mayor a 5 MN/mm, y el equipo MES800 cuenta con una rigidez mayor a 10 MN/mm, que además permite realizar ensayos uniaxiales y triaxiales a probetas de hasta 390 mm de largo y hasta 250 mm de diámetro (Pollak y Vallejos, 2018).

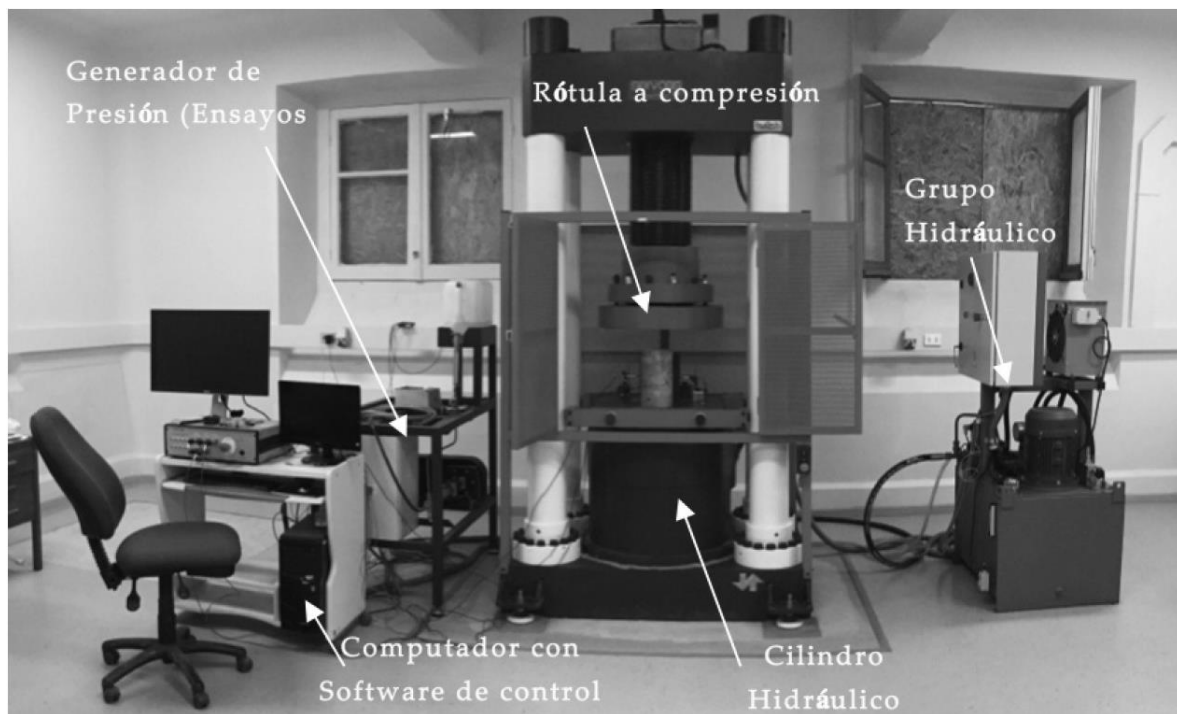


Figura 119. Componentes del equipamiento de la prensa MES800 y elementos de control (Pollak y Vallejos, 2018).

5.4.1 Análisis de resistencia post *peak* de unidades de pórfido

Para las unidades hipógenas de pórfido se efectuaron 12 ensayos a deformación controlada a confinamientos de 5, 10, 20, 30 y 40 MPa, obteniendo las curvas de esfuerzo deformación completas de cada probeta. Las unidades de pórfidos han sido clasificadas geológicamente de 2 tipos, en función de su volumen y ubicación dentro del yacimiento. La Figura 5.20 muestra las curvas obtenidas para la unidad de pórfido 1 (QFP1) a niveles de confinamiento de 10, 20, 30 y 40 MPa. Se puede apreciar cierta consistencia entre la relación de resistencia *peak* y confinamiento, y los módulos de Young se aprecian similares. Sin embargo, se aprecian resultados variables en el rango elástico de deformación, lo cual es evidente en las 2 curvas de 40 MPa de confinamiento. Así también, se aprecia un comportamiento post *peak* similar en todos los casos, con una pendiente similar de caída en la resistencia en la zona de deformación plástica, con la excepción de 1 caso de 20 MPa de confinamiento. Respecto al comportamiento post *peak*, se aprecia que la resistencia residual última de cada ensayo, no tiene una relación clara con el nivel de confinamiento. Estas variaciones en las curvas esfuerzo-deformación, podrían explicarse debido a la presencia de vetillas en las probetas QFP1, que no afecta la resistencia *peak*, pero sí afecta los aspectos recién descritos. Estas consideraciones son relevantes, ya que esta unidad es mucho más masiva (abarca mayor volumen) en el yacimiento, en comparación a la unidad de pórfido 2 (Figura 5.2).

La Figura 5.21 muestra los resultados para la unidad de pórfido 2 (QFP2) para los niveles de confinamiento 5, 10, 20 y 30 MPa. En caso se observan resultados consistentes en todos los casos (ver Figura 2.15), pudiendo constatar una buena relación entre resistencia *peak* y confinamiento y módulo de Young. Se observa también consistencia en el rango de deformación elástica que es mayor a mayor confinamiento, mostrando una caída en la resistencia post *peak* similar en todos los casos. Al igual que en el caso de la Figura 5.20, no existe consistencia en la resistencia residual última con el nivel de confinamiento. Los resultados de esta unidad podrían explicar debido a que se observa una matriz de roca más homogénea sin presencia de vetillas.

En ambos grupos de unidades de pórfido, se observa un comportamiento tipo *strain-softening* (Figuras 2.9 y 2.11) que es consistente con la presencia de estas unidades a mayor profundidad, que se caracteriza por que las caídas de resistencia no son bruscas como el caso de fragilidad típica. Un aspecto importante que destacar para ambas unidades de pórfido tiene que ver con la realización misma del ensayo, en el cual aprecia que las curvas se ensayaron todas a un nivel de deformación total distinto, incluso en aquellos casos de igual nivel de confinamiento. Este hecho es relevante para definir la resistencia residual, ya que en este caso sería arbitrario simplemente tomar el último valor de resistencia obtenido de cada ensayo.

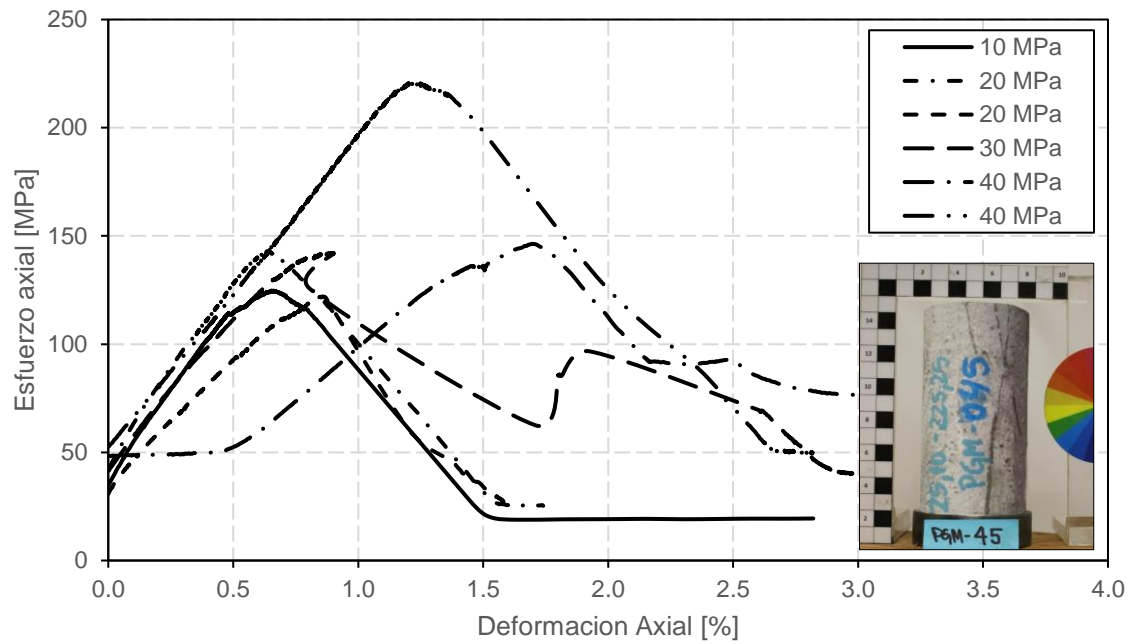


Figura 120. Resultados de ensayos post *peak* efectuados a niveles de confinamiento de 10, 20, 30 y 40 MPa. Unidad de pórfido 1 hipógeno.

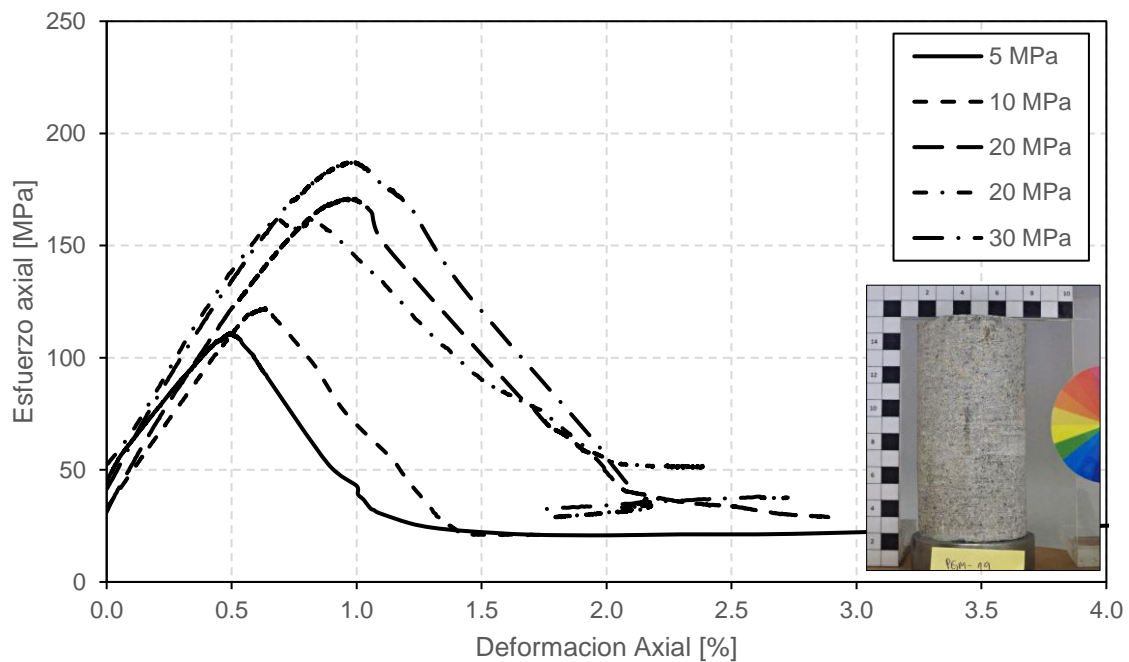


Figura 121. Resultados de ensayos post *peak* efectuados a niveles de confinamiento de 5, 10, 20 y 30 MPa. Unidad de pórfido 2 hipógeno.

Con el fin de manejar la inconsistencia de resultados de resistencia residual identificada en las Figuras 5.20 y 5.21, se propone estimarla haciendo uso del modelo

CWFS (Hajabdolmajid, 2002) descrito en el capítulo 2. La resistencia residual se propone estimarla identificando el nivel de deformación plástica último al cual los ensayos son comparables y consistentes entre sí, desde el punto de vista físico. Posteriormente, se modela la envolvente de falla residual usando todos los resultados de esfuerzo axial y confinamiento para dicha deformación plástica última (Figuras 2.17 y 2.18).

El modelo CWFS es usado, estimando la cohesión y ángulo de fricción en función del nivel de deformación plástica usando el siguiente procedimiento:

- 1) Identificar el máximo valor de deformación elástica (axial) vinculado al valor de resistencia máxima (*peak*).
- 2) Generar tablas de resultados de esfuerzo axial en función de deformación plástica. Esta última estimada como la diferencia entre la deformación total y la deformación elástica máxima estimada para cada ensayo.
- 3) Usando todos los datos de los distintos ensayos de la unidad de pórfidos, generar tabla con registros del par esfuerzo axial y confinamiento para cada nivel de deformación plástica.
- 4) Para cada nivel de deformación plástica, generar ajustes lineales para obtener los valores de cohesión y ángulo de fricción usando los pares de esfuerzo axial y confinamiento.

Después de aplicar este procedimiento, se obtiene el resultado que se muestra en la Figura 5.22 donde se observan valores empíricos de cohesión y ángulo de fricción para distintos niveles de deformación plástica. La interpretación de este gráfico se debe realizar en función de un comportamiento coherente con lo esperado en la roca. Esto quiere decir, por ejemplo, que si se ha perdido cohesión no es físicamente posible poder recuperarla a mayores niveles de deformación plástica, como es el caso en la Figura 5.22. En primera instancia se observa una caída en la cohesión y posteriormente a cierto nivel de deformación plástica comienza a recuperarse. Por lo tanto, desde el punto de vista de la cohesión, el valor máximo de deformación plástica se corresponde con el mínimo valor de cohesión alcanzado en su tendencia de pendiente negativa inicial, el cual corresponde a 0.22%. Siguiendo el mismo razonamiento, a mayores niveles de deformación plástica tampoco es posible explicar físicamente una oscilación de la cohesión.

Desde el punto de vista del ángulo de fricción, se observa un valor más o menos constante mostrando una caída a cierto nivel de deformación plástica. Esta caída continua hasta cierto punto (deformación plástica igual 0.31%) a partir del cual el ángulo de fricción empieza a oscilar, lo cual no es consistente físicamente con el comportamiento de la roca. Es decir, no se puede perder y ganar fricción alternadamente aumentando la deformación plástica. Sin embargo, este valor último es mayor al obtenido para el caso de la cohesión, por lo tanto, se utiliza el valor mínimo entre ambos. Esto se debe a que este valor de 0.22% de deformación plástica es el máximo valor para el cual los parámetros de cohesión y ángulo de fricción tienen un comportamiento que tiene sentido físico.

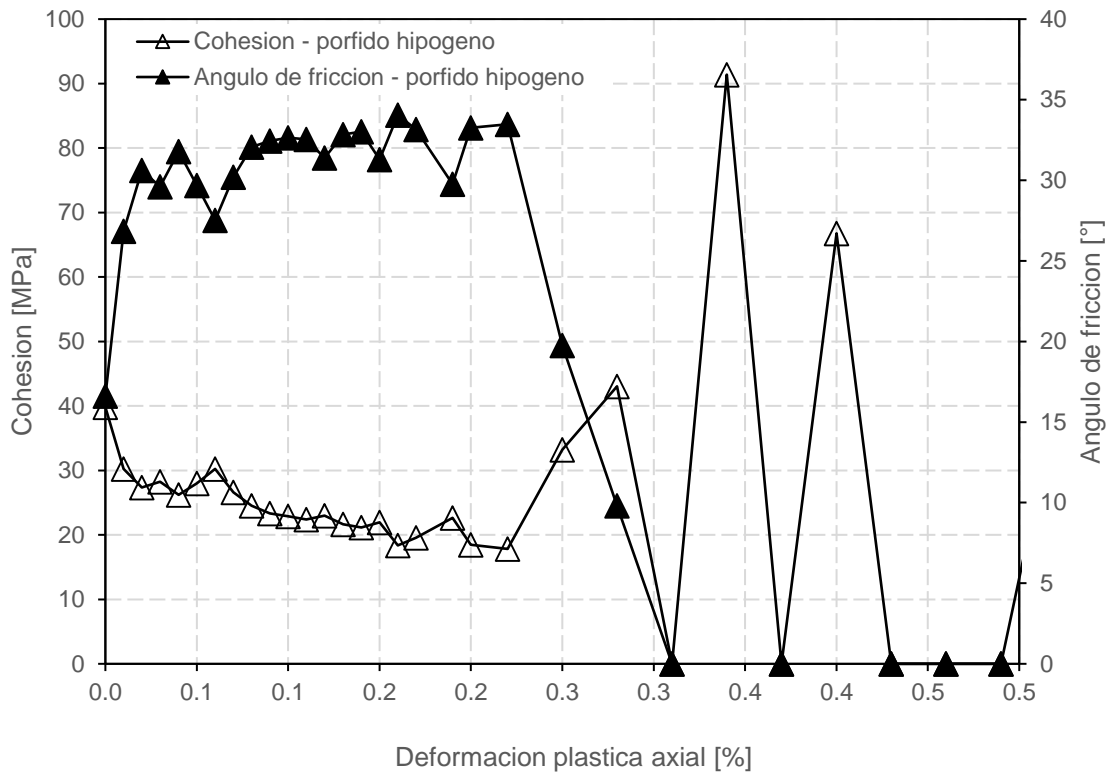


Figura 122. Ajuste modelo CWFS para unidad de pórfido hipógeno.

Con este resultado, se estima la envolvente residual con los resultados de resistencia a un nivel de deformación plástica de 0,22%, con lo que se obtienen las envolventes de falla *peak* y residual para las unidades de pórfido hipógeno (ver figura 5.23). El ajuste de la envolvente residual (post *peak*) se realizó variando los parámetros m y σ_c , buscando un buen ajuste en la zona de confinamiento entre 10 y 20 MPa, asociado a la profundidad de esta unidad bajo los 300 m hasta cerca de 800 m.

Así también, se estimaron los parámetros (Ver Tabla 5.5) para las zonas de daño por confinamiento y tronadura, usando un factor de daño D de 0,7. Este valor fue asociado a las zonas del talud con un confinamiento igual o menor a 0,5 MPa, basado en una de las practicas usadas en la industria minera.

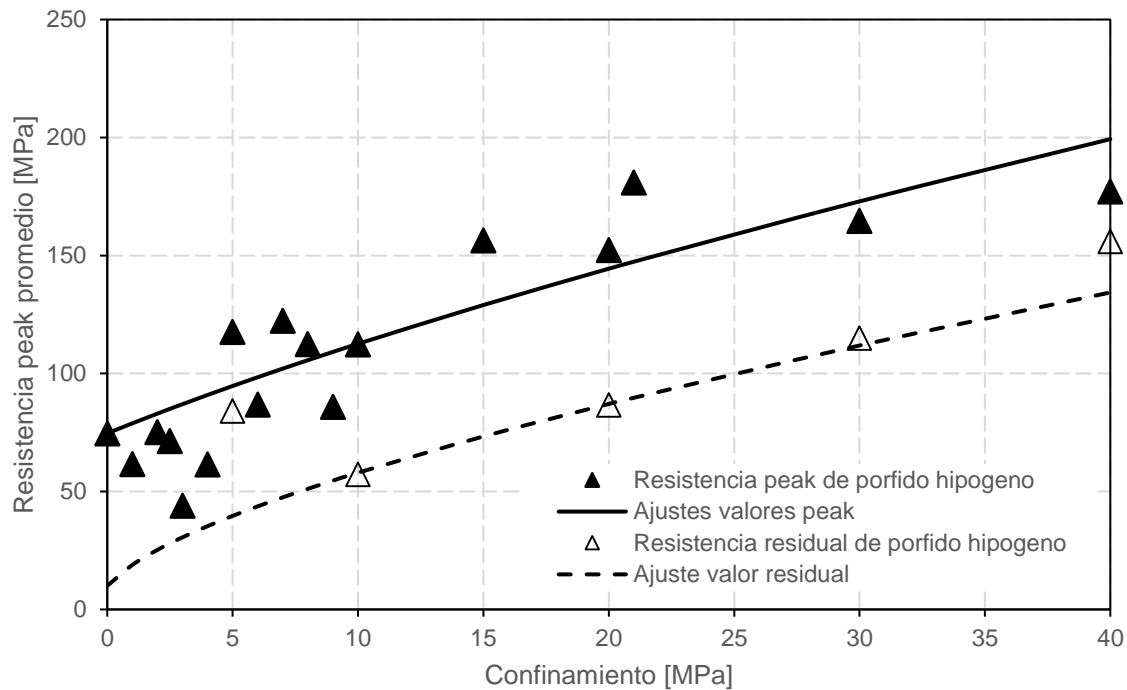


Figura 123. Modelamiento de envolventes de falla *peak* y residual para unidad de pórfido hipógeno.

Tabla 16. Parámetros obtenidos para las envolventes *peak* y residual para unidad de pórfido hipógeno.

Parámetro	Unidad	Resistencia <i>peak</i>			Resistencia residual		
		Roca intacta	Macizo rocoso		Roca intacta	Macizo rocoso	
			Confinamiento < 0,5 MPa	Confinamiento > 0,5 MPa		Confinamiento < 0,5 MPa	Confinamiento > 0,5 MPa
m		6.6	0.7	1.6	22.0	2.4	5.3
s		1.000	0.003	0.012	1.000	0.003	0.012
a		0.500	0.503	0.503	0.500	0.503	0.503
σ_c	MPa	74.6	4.0	8.0	10.0	0.5	1.1
E	Gpa	18.4	3.7	9.6	18.4	3.7	9.6
v		0.21	0.22	0.22	0.21	0.22	0.22
GSI		100	60	60	100	60	60
D		0.0	0.7	0.0	0.0	0.7	0.0

5.4.2 Análisis de resistencia post *peak* de unidades de indiferenciado

De forma similar al caso anterior, para el caso de unidades de indiferenciado hipógeno se han obtenido los resultados de 9 ensayos de laboratorio, cuyos resultados se observan en las Figuras 5.24 y 5.25. La Figura 5.24 agrupa los resultados de curva de esfuerzo axial en función de la deformación axial para los niveles de confinamiento de 10 y 20 MPa. Se observan resultados consistentes en

términos de valores de resistencia máxima (*peak*), excepto en un caso de confinamiento de 10 MPa, que muestra un valor demasiado alto respecto a los demás ensayos. La resistencia post *peak* se observa con un comportamiento más elasto-frágil (Figura 2.10) que el caso de las unidades de pórfido, exhibiendo una caída en el esfuerzo axial mucho más repentina en línea con lo esperado a mayor profundidad (Figura 2.11). Al igual que en el caso de las unidades de pórfido, también se observa que el ensayo finaliza a distintos niveles de deformación axial total, por lo que la resistencia residual no puede ser obtenida directamente de los valores finales de los ensayos. Al igual que en el caso anterior (unidades de pórfido) estos valores finales de cada ensayo no son comparables entre sí.

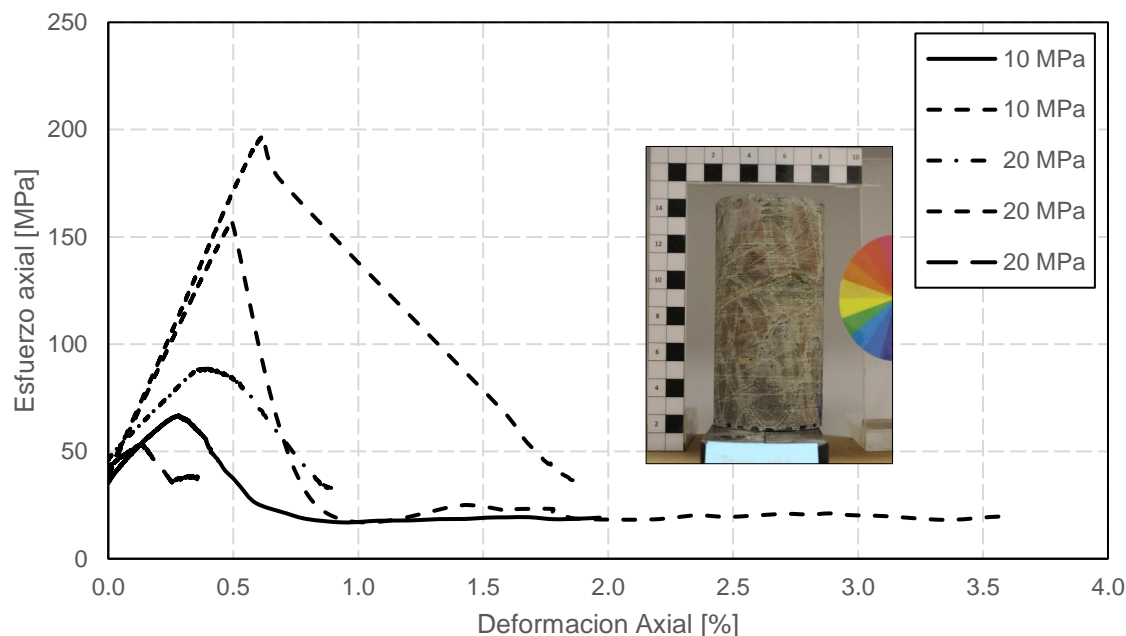


Figura 124. Resultados de ensayos post *peak* efectuados a niveles de confinamiento de 10 y 20 MPa para unidad de indiferenciado hipógeno.

La Figura 5.25 muestra los resultados para un nivel de confinamiento de 40 MPa se observan resultados inconsistentes entre si mostrando distintos valores de resistencia máxima (*peak*). El caso más claro corresponde un ensayo que muestra un valor *peak* de resistencia alcanzado después de un gran nivel de deformación total respecto a los demás ensayos. Sin embargo, dejando de lado las inconsistencias en la zona de deformación elástica, los ensayos muestran una respuesta cercana a elasto-frágil similar, en ese sentido, a los resultados de la Figura 5.24.

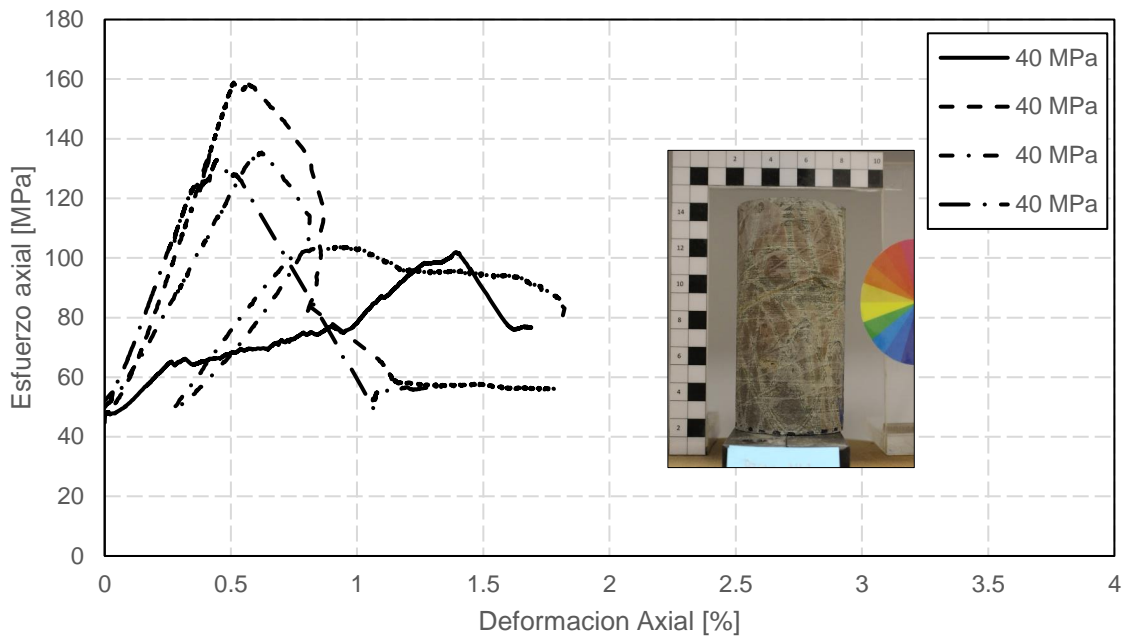
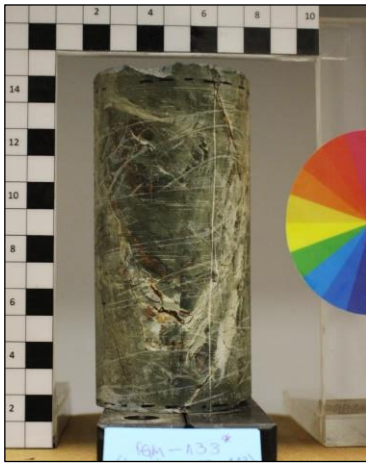


Figura 125. Resultados de ensayos post *peak* efectuados a niveles de confinamiento de 40 MPa para unidad de indiferenciado hipógeno.

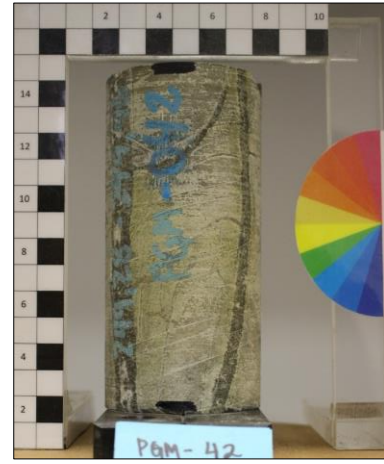
A diferencia de las unidades de pórfido que presentan una estructura de la matriz de roca más similar en los distintos casos, en el caso de las unidades de indiferenciado se observan distintos tipos de matriz de roca. La Figura 5.26 muestra las fotos de las probetas de los 9 ensayos realizados a esta unidad, pudiendo observar matrices de roca con distintas distribuciones de sus microdefectos, lo que podría explicar algunas inconsistencias. En términos de la orientación de estos microdefectos (microestructuras y grietas observables), estos pueden afectar tanto el *peak* de resistencia como la deformación máxima a la cual se alcanza. Sin embargo, todas las probetas comparten el rasgo de presencia de microdefectos, lo cual podría explicar su comportamiento frágil una vez que alcanza su resistencia *peak*.



Muestra PGM-133



Muestra PGM-53



Muestra PGM-42



Muestra PGM-56a



Muestra PGM-88



Muestra PGM-86



Muestra PGM-106



Muestra PGM-142



Muestra PGM-103

Figura 126. Probetas de unidad indiferenciado hipógeno, usadas para los ensayos post *peak*.

Después de aplicar el mismo procedimiento usado para las unidades de pórfido, se obtienen las curvas empíricas de cohesión y ángulo de fricción en función de la deformación plástica, para las unidades de indiferenciado. La Figura 5.27 muestra estos resultados en el cual se observa un ángulo de fricción más o menos constante con tendencia a crecer con la deformación plástica. De la misma forma la cohesión se pierde con el aumento de la deformación plástica. Ambas tendencias generales son consistentes con un comportamiento elasto-frágil (Figuras 2.17 y 2.18).

Sin embargo, la Figura 5.27 muestra que la cohesión se pierde completamente a un nivel de deformación plástica cercana a 0.15%, lo que limite al ángulo de fricción a la zona donde es constante, al igual que en el caso de las unidades de pórfido. Así también, se repite el efecto de oscilación de cohesión y ángulo de fricción a mayores niveles de deformación plástica, lo que no tiene sentido físico alguno. Por lo tanto, se considera que el nivel de deformación plástica máximo corresponde a 0.15%, el cual puede ser usado como referencia para la estimación de la resistencia residual.

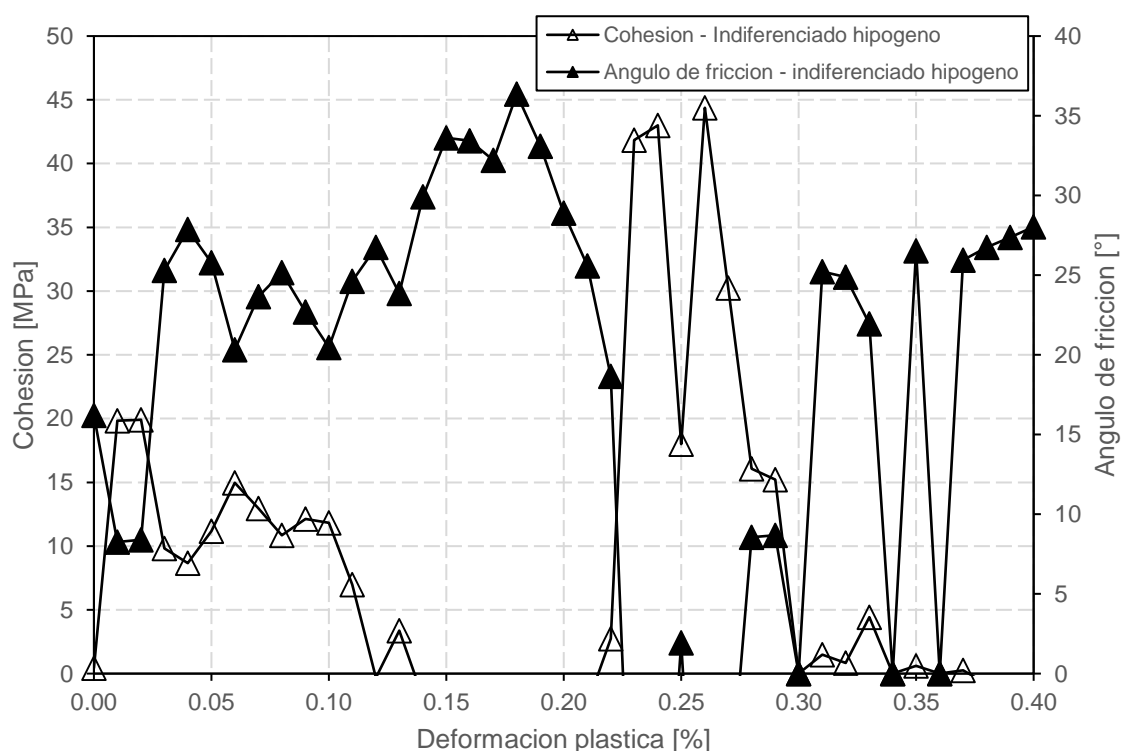


Figura 127. Ajuste modelo CWFS para unidad de indiferenciado hipogéno.

La Figura 5.28 muestra los resultados para el modelamiento de la envolvente de falla residual asociada a un nivel de deformación plástica de 0.15%, en comparación con la envolvente de falla *peak*, buscando un buen ajuste entre los 10 y 20 MPa de confinamiento asociados al rango de profundidad respectivo. La Tabla 5.6 muestra los parámetros obtenidos del ajuste realizado para roca intacta, y el escalamiento a escala de macizo rocoso para bajo confinamiento y alto confinamiento.

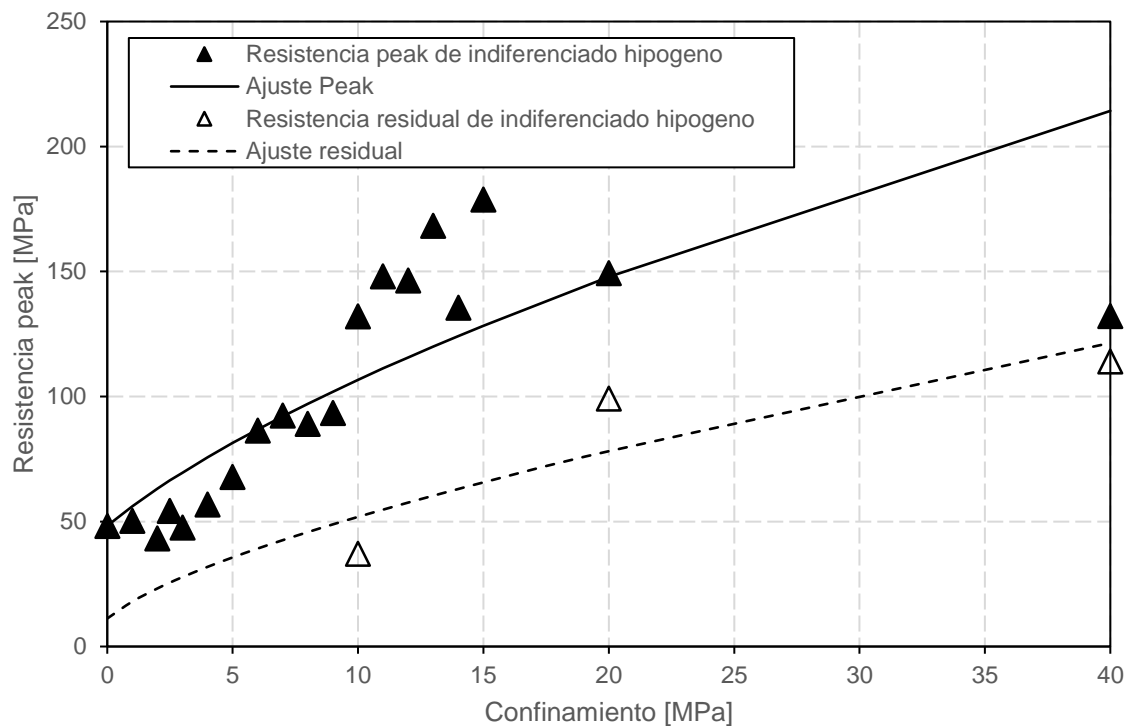


Figura 128. Modelamiento de envolventes de falla *peak* y residual para unidad de indiferenciado hipéneo.

Tabla 17. Parámetros obtenidos para las envolventes *peak* y residual para unidad de indiferenciado hipéneo.

Parámetro	Unidad	Resistencia <i>peak</i>			Resistencia residual		
		Roca intacta	Macizo rocoso		Roca intacta	Macizo rocoso	
			Confinamiento < 0,5 MPa	Confinamiento > 0,5 MPa		Confinamiento < 0,5 MPa	Confinamiento > 0,5 MPa
m		14.5	0.9	2.4	14.5	0.9	2.4
s		1.000	0.001	0.004	1.000	0.001	0.004
a		0.500	0.506	0.506	0.500	0.506	0.506
σ_c	MPa	48.3	1.2	2.9	11.2	0.3	0.7
E	Gpa	26.9	2.9	8.3	26.9	2.9	8.3
v		0.22	0.25	0.25	0.22	0.25	0.25
GSI		100	50	50	100	50	50
D		0.0	0.7	0.0	0.0	0.7	0.0

5.5 Evaluación de estabilidad del talud final

De acuerdo con lo planteado en el procedimiento propuesto de evaluación de un talud profundo (subcapítulo 3.7), los subcapítulos han trabajado lo siguiente:

- 1) Identificación del límite de sulfatos y las unidades geotécnicas involucradas sobre y bajo este límite presentes en el talud final (subcapítulo 5.1 y 5.2).
- 2) Estimar los parámetros de resistencia *peak* de todas las unidades involucradas en la pared final del rajo (subcapítulo 5.3.1).
- 3) Estimar los parámetros de resistencia post *peak* de las unidades bajo el límite de sulfatos (subcapítulo 5.3.2).

En el presente subcapítulo, se continúa con los últimos pasos del procedimiento de evaluación de un talud profundo, correspondientes a la evaluación de estabilidad. Esta evaluación se realiza primero constatando preliminarmente la configuración geométrica en base a la curva de diseño conceptual de rajo profundo propuesto (Figura 3.12). La Figura 5.29 muestra el posicionamiento del caso del talud final de Spence, obteniendo una primera aproximación de que la condición es estable. El valor de realizar esta revisión preliminar se justifica ante la eventualidad de que la configuración no sea estable, o si no se cuenta con un diseño, con lo cual se pueden generar geometrías alternativas que puedan ser evaluadas posteriormente con mayor detalle con un modelo numérico.

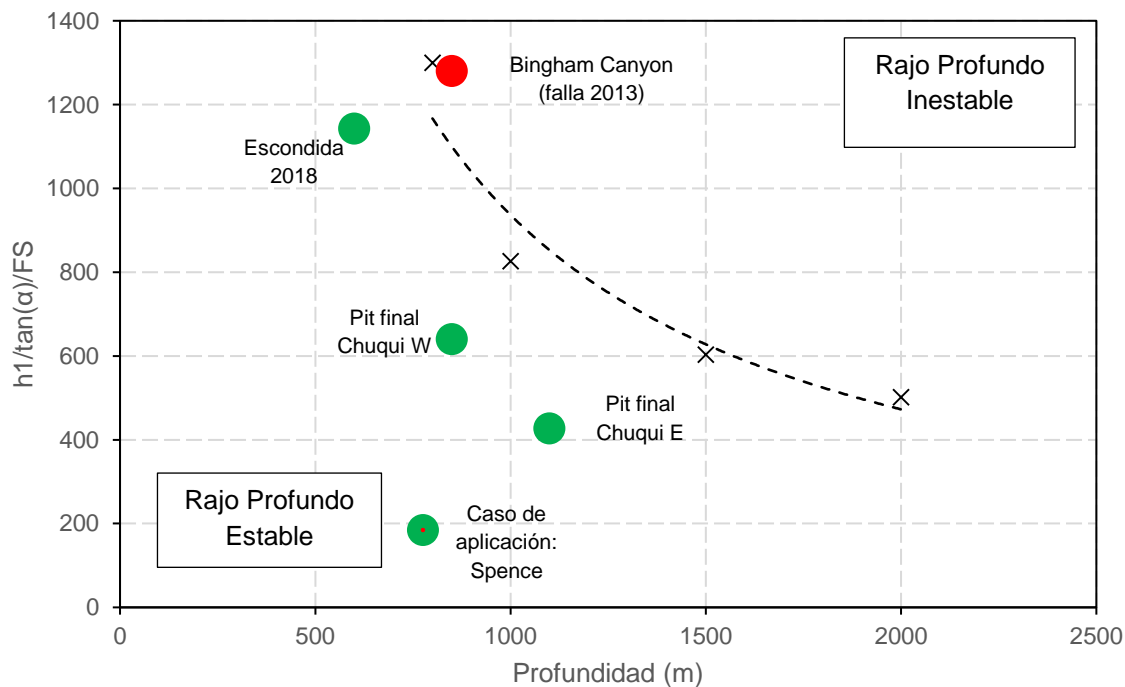


Figura 129. Ubicación del caso de aplicación (mina Spence) en la curva de diseño para confirmar la estabilidad de la geometría propuesta.

Siguiendo con los pasos finales del procedimiento de evaluación, se continúa con la implementación de un modelo numérico utilizando la geometría propuesta, que preliminarmente se considera estable, y usando las envolventes de falla *peak* y residual de las unidades geotécnicas. En el caso de las unidades geotécnicas superiores se utiliza solo la envolvente de falla *peak*, la cual asume como resistencia residual también, dando lugar a un comportamiento elasto-plástico perfecto. Las unidades bajo el límite de sulfatos se modelan usando la envolvente de falla *peak*, y la envolvente residual, dando lugar a un comportamiento elasto-frágil. Esto se considera razonable ya que para estas unidades de pórfido e indiferenciado, la deformación plástica máxima es mucho menor que la deformación elástica máxima en ambos casos. En el caso de la unidad de pórfidos, la deformación elástica máxima está en un rango entre 0.5% y 1.0%, en comparación a la deformación plástica máxima estimada en 0.22%. En el caso de la unidad de indiferenciado, la deformación elástica máxima se ubica en torno a 0.5% y la deformación plástica máxima fue estimada en torno a 0.15%.

Todo lo anterior es implementado en un modelo numérico con el *software* Phase2 (RS2), para el cual se asumió una razón de esfuerzos de 1.0, basado en lo que históricamente ha usado minera Spence para sus evaluaciones. Adicionalmente se ha implementado un caso en el cual se ha asumido que todos los materiales se comportan de forma elasto-plástico perfecto, que representa el método tradicional de evaluación de taludes en roca en la industria.

Como se puede observar en la figura 5.30, el modelo implementado se basa en la geometría proyectada para la geometría de bancos, desacoples y rampas, así como las dimensiones recomendadas como condiciones de borde que aseguren que no se presenten artefactos numéricos (ver capítulo 2).

Así también, se incluyó la proyección de estructuras mayores que cruzan la sección de análisis, y una condición de aguas que considera un nivel freático bajo el límite de sulfatos, con el fin de reproducir las condiciones más reales posibles, sin asumir actividades de despresurización. Debido a que no existe evidencia de los efectos positivos en la estabilidad del talud, que podrían generar las presiones de succión, es usual considerar solo las presiones en base a un nivel freático. Por el contrario, si se estima que existen acuíferos confinados que puedan ser alterados, se consideran los niveles piezométricos respectivos. Así también, se ha ajustado la resolución de la malla en al menos medio banco doble o un banco simple (15 m), lo cual se considera suficiente detalle para la escala del problema, ya que corresponde a la unidad mínima de explotación minera.

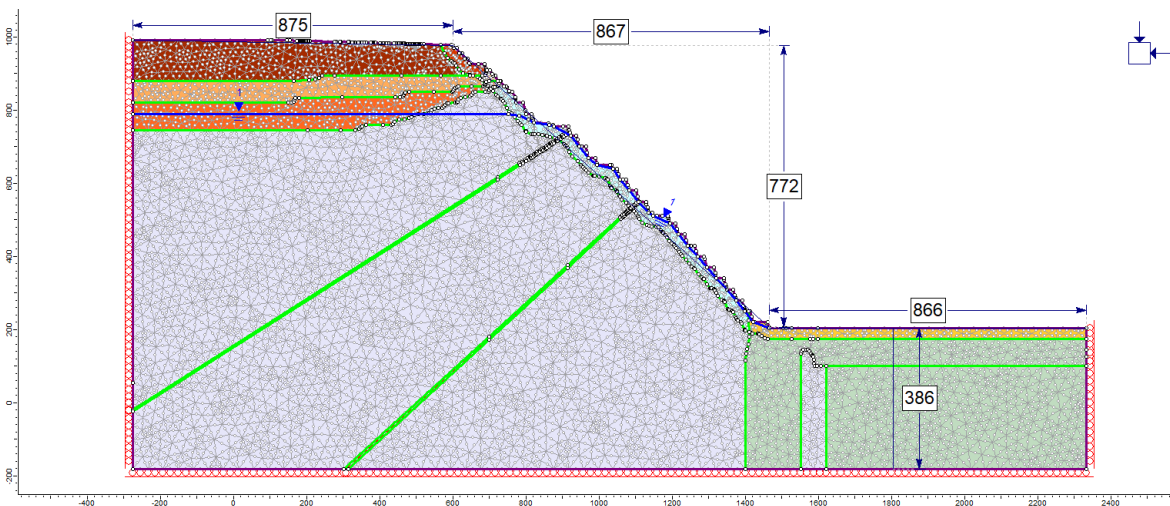


Figura 130. Implementación de modelo numérico en *software* RS2, del caso de aplicación para una sección representativa del pit final de mina Spence.

Respecto a las envolventes de falla, se han ajustado curvas Mohr-Coulomb para obtener los parámetros de cohesión y ángulo de fricción en cada caso. Esto se realizó debido a que se dificulta la implementación de estas curvas con parámetros Hoek-Brown en el *software* de elementos finitos utilizado (RS2). Esta dificultad tiene que ver en cómo se ingresan los parámetros, y en particular el *software* no permite ingresar 2 resistencia uniaxiales distintas para la envolvente *peak* y residual. Sin embargo, esta linealización no afecta numéricamente la implementación, ya que esta se ha ajustado considerando el rango de profundidades de las unidades hipógenas estimadas entre 10 y 20 MPa. Es decir, se ha asegurado que en este rango ambos criterios (Mohr-Coulomb y Hoek-Brown) sean equivalentes.

Las Figuras 5.31 y 5.33, muestran los casos de unidades de Pórfido e Indiferenciado respectivamente, para la condición sin daño por tronadura y desconfinamiento del talud, lo cual se obtiene usando un factor D igual a cero. Esta condición es la esperada en general para el macizo rocoso.

Las Figuras 5.32 y 5.34, muestran los casos de unidades de Pórfido e Indiferenciado respectivamente, para la condición con daño por tronadura y desconfinamiento del talud, lo cual se manifiesta en los primeros 30 m del talud medidos desde la superficie hacia el interior del macizo rocoso. Esta condición se obtiene degradando las propiedades usando un factor D igual a 0.7 (Hoek *et al*, 2002).

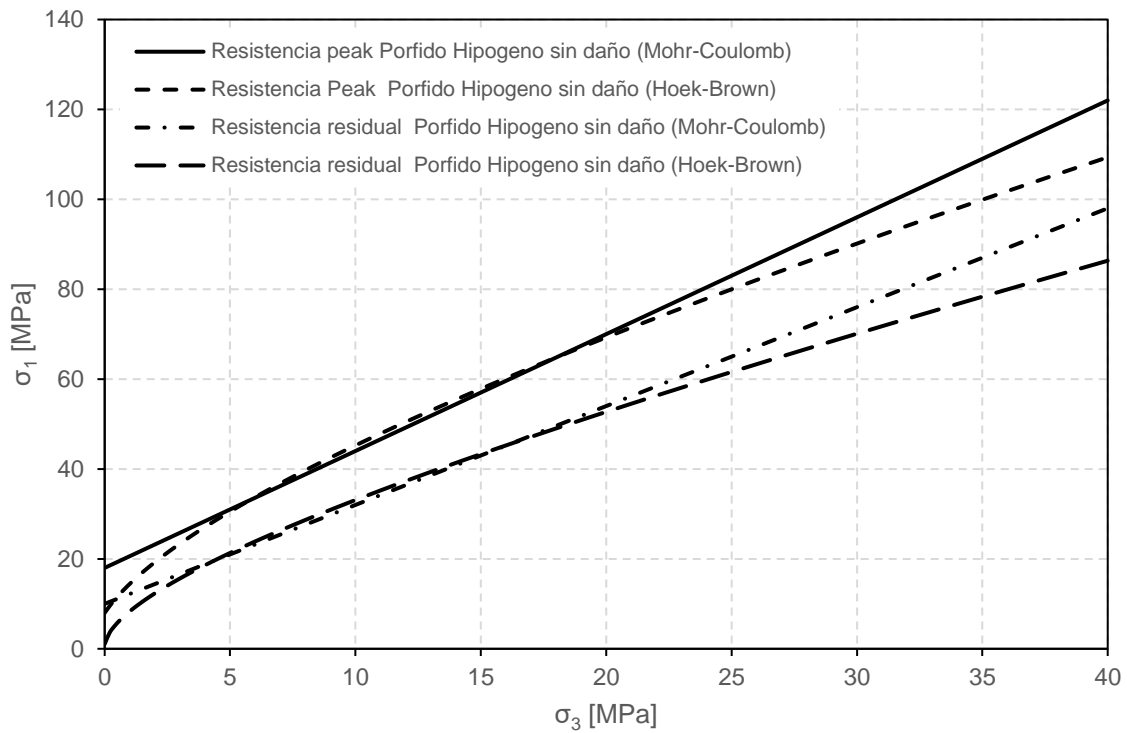


Figura 131. Ajuste de envolventes de falla Mohr-Coulomb para la unidad Pórfido Hipógeno sin daño por tronadura y desconfinamiento.

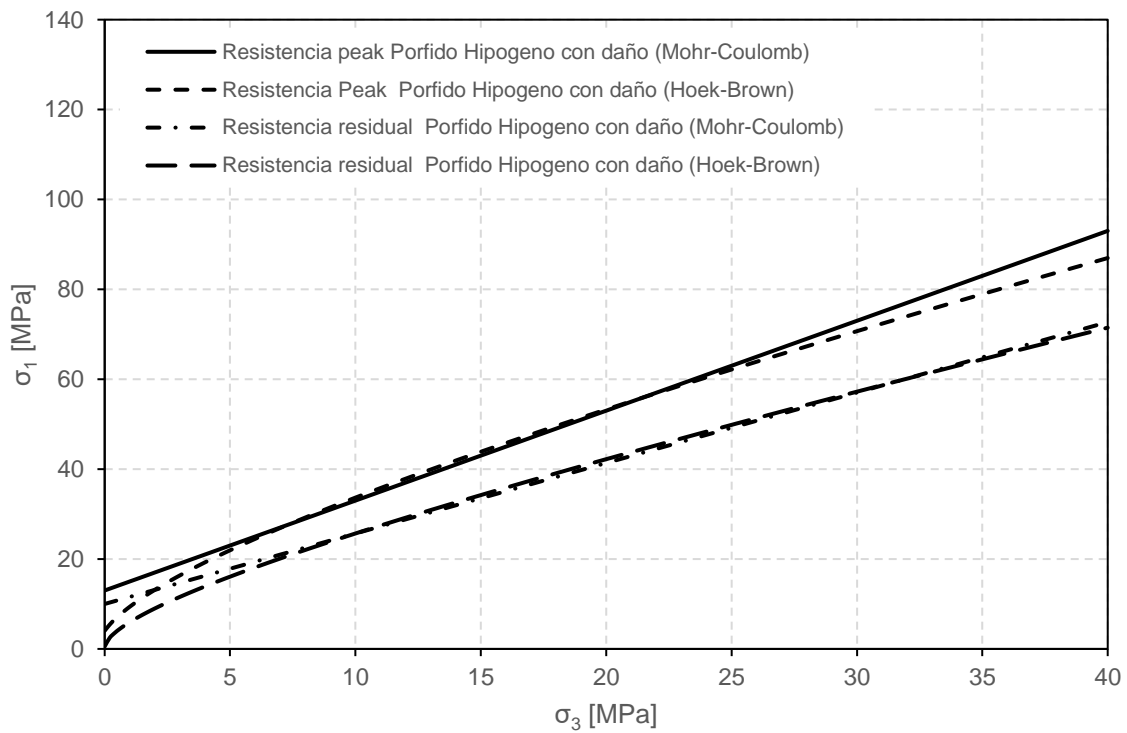


Figura 132. Ajuste de envolventes de falla Mohr-Coulomb para la unidad Pórfido Hipógeno con daño por tronadura y desconfinamiento.

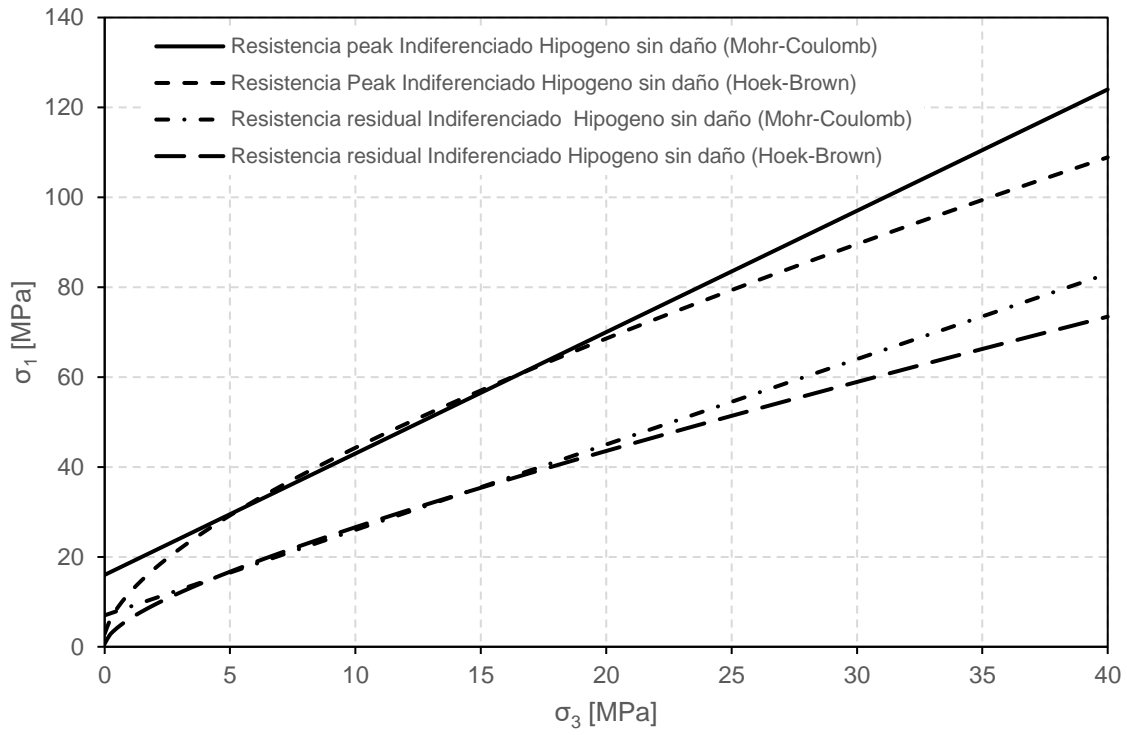


Figura 133. Ajuste de envolventes de falla Mohr-Coulomb para la unidad Indiferenciado Hipógeno sin daño por tronadura y desconfinamiento.

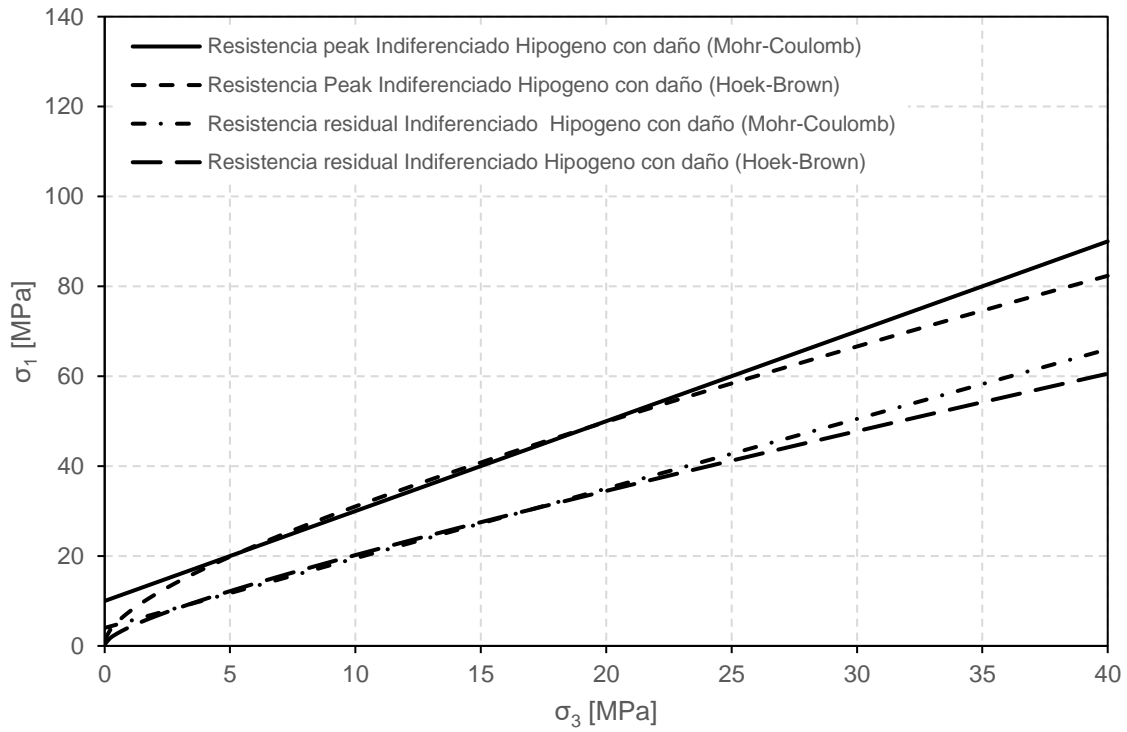


Figura 134. Ajuste de envolventes de falla Mohr-Coulomb para la unidad Indiferenciado Hipógeno con daño por tronadura y desconfinamiento.

La Tabla 5.7 muestra los parámetros finales usados en la implementación numérica del caso de evaluación, considerando propiedades para el macizo confinado y el macizo desconfinado cercano a la cara del talud.

Tabla 18. Parámetros de cohesión y ángulo de fricción estimados para las unidades de Pórfido e Indiferenciado Hipógeno y daño por tronadura/desconfinamiento.

Unidad geotécnica	Parámetro	Unidad	Resistencia <i>Peak</i> Macizo rocoso		Resistencia residual Macizo rocoso	
			Confinamiento < 0,5 MPa	Confinamiento > 0,5 MPa	Confinamiento < 0,5 MPa	Confinamiento > 0,5 MPa
Porfido Hipógeno	Cohesión	[MPa]	4.6	5.6	4.0	3.4
	Angulo de fricción	[°]	19.5	26.4	12.8	22.0
Indiferenciado Hipógeno	Cohesión	[MPa]	3.5	4.9	1.6	2.5
	Angulo de fricción	[°]	19.5	27.4	12.5	18.1

En primer lugar, se ha evaluado la estabilidad de este talud siguiendo la práctica actual de la industria, en la cual se asume un comportamiento elasto-plástico para todos los materiales. El resultado del análisis se observa en la figura 5.35, en la cual el factor de seguridad de 1.5 obtenido sugiere una condición de estabilidad aceptable. Así también se observa que el mecanismo de falla más probable abarcaría prácticamente la totalidad del talud sin un efecto claro del límite de sulfatos.

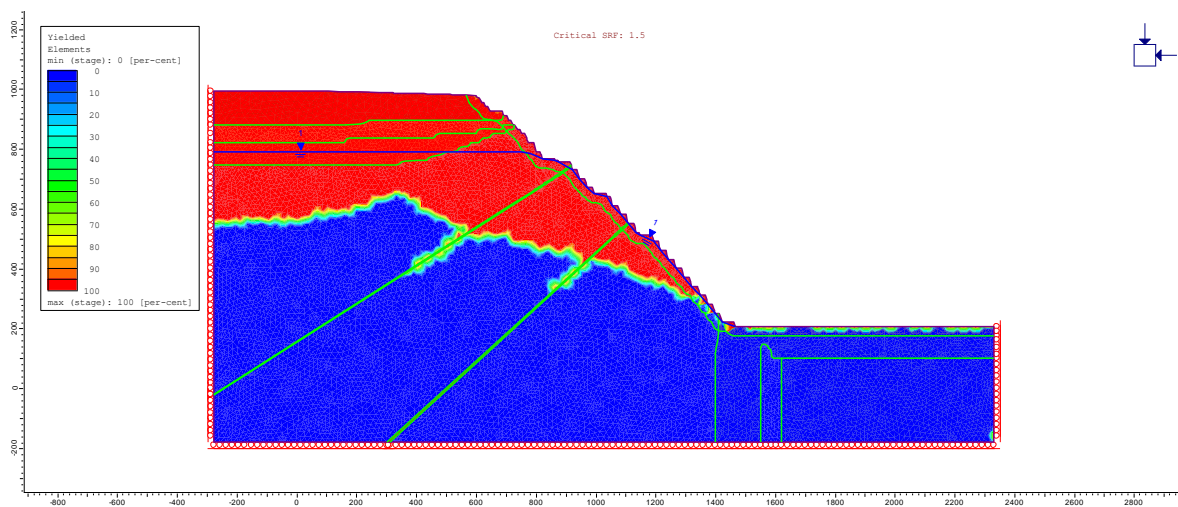


Figura 135. Resultado de evaluación numérica asumiendo comportamiento elasto-plástico para todos los materiales. El resultado muestra los elementos en fluencia y SRF de 1.5.

Posteriormente, se evaluó el resultado del modelo conceptual propuesto, en la cual se asume un comportamiento elasto-frágil para las unidades bajo el límite de sulfatos. Este comportamiento se logra utilizando las envolventes de resistencia residual estimadas a partir de los ensayos post *peak* (ver tabla 5.7).

Los resultados muestran un factor de seguridad de 1.22 (Figura 5.36) más bajo que el caso anterior de evaluación tradicional (factor de seguridad de 1.5). Dado que se asume de manera que los materiales inferiores tendrán una resistencia residual que es más baja que la resistencia *peak*, el factor de seguridad se ve afectado, pero esto reflejaría una condición más realista, debido a la base conceptual geológica y geotécnica planteada en el presente trabajo.

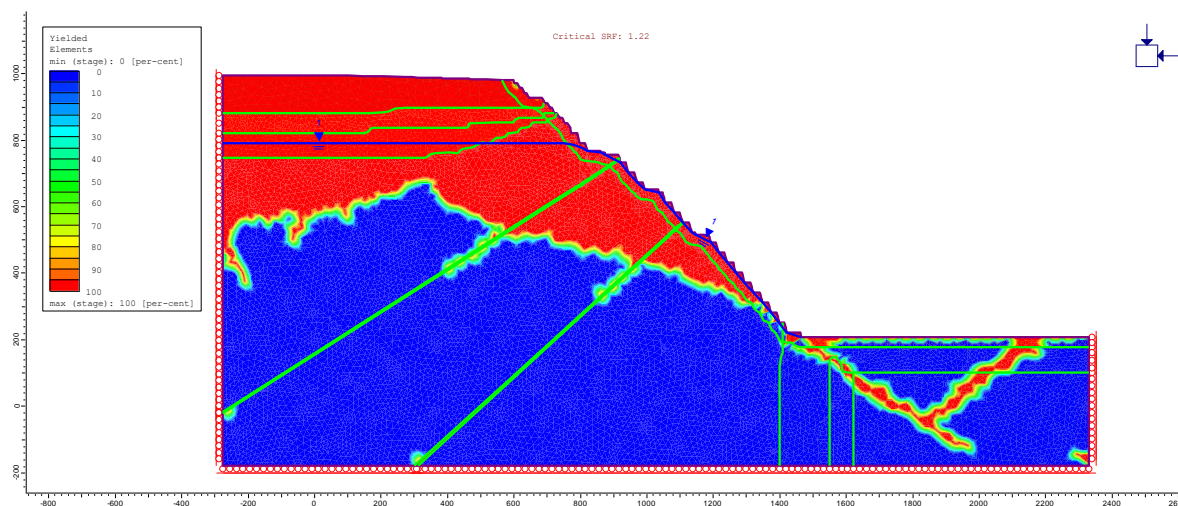


Figura 136. Resultado de evaluación numérica asumiendo comportamiento elasto-frágil para los materiales bajo el límite de sulfatos. El resultado muestra los elementos en fluencia y SRF de 1.22.

Respecto a los resultados del modelo, se observa que el mecanismo de falla esperado sigue abarcando casi toda la pared del rajo (Figura 5.36). A diferencia del caso elasto-plástico, la falla se espera sea iniciada al fondo del rajo, lo cual queda en evidencia al observar los desplazamientos horizontales (ver figuras 5.37 y 5.38). La Figura 5.37 muestra los desplazamientos horizontales para el caso de evaluación tradicional, donde se observa que estos se explican producto del desconfinamiento de las fallas geológicas presentes como principal mecanismo, y en menor medida producto de los materiales presentes. A diferencia de esto, la Figura 5.38 muestra los desplazamientos horizontales para el caso propuesto con comportamiento elasto-frágil, donde se puede apreciar que el mecanismo de falla se asocia principalmente a los materiales, observando los valores máximos al pie del talud.

Por lo tanto, el análisis muestra que la falla (deslizamiento) potencial del talud se originaría al pie de este, y producto de la resistencia del macizo rocoso, y como mecanismo secundario la presencia de fallas geológicas. Este resultado es consistente con el deslizamiento de Bingham Canyon (2013), el cual se produce primero en la zona inferior propagándose hacia arriba, exponiendo la presencia de una falla geológica en forma posterior.

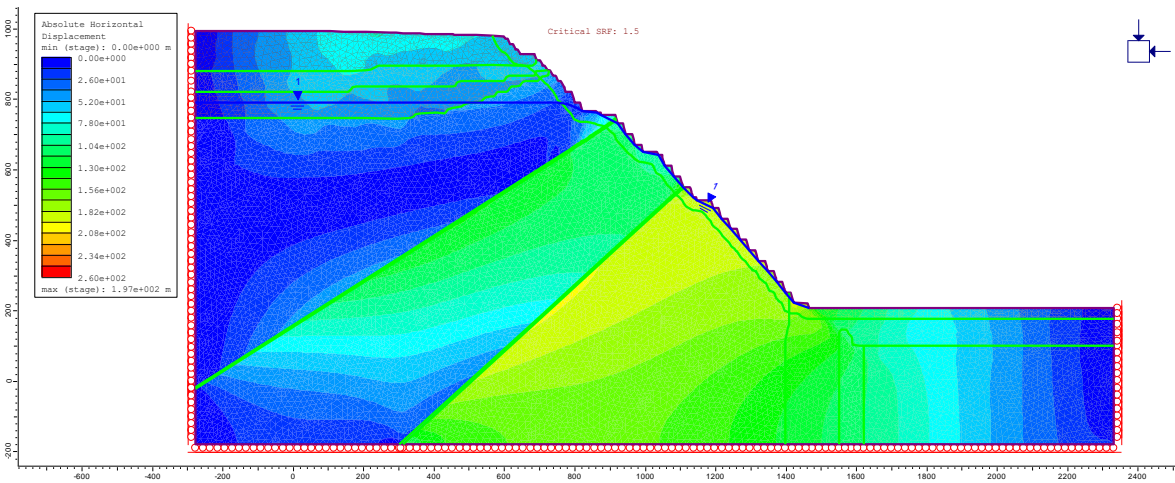


Figura 137. Resultado de evaluación numérica asumiendo comportamiento elasto-plástico para todos los materiales. El resultado muestra los desplazamientos horizontales y SRF de 1.5.

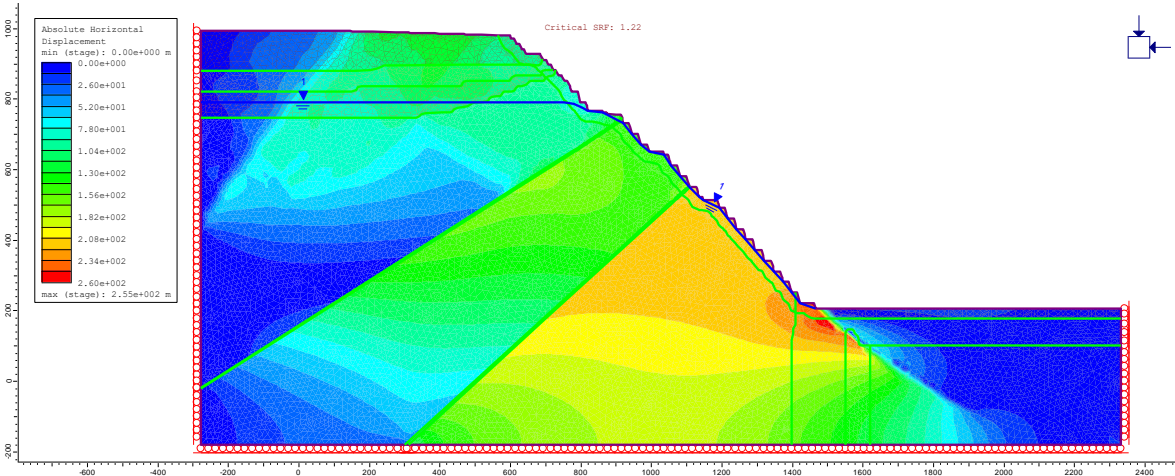


Figura 138. Resultado de evaluación numérica asumiendo comportamiento strain-softening para los materiales bajo el límite de sulfatos. El resultado muestra los desplazamientos horizontales y SRF de 1.22.

Por último, un aspecto de interés desde el punto de vista de diseño tiene que ver con el criterio de aceptabilidad. Es común observar en muchas faenas mineras, que se acepta un factor de seguridad mayor o igual a 1,30 para una pared final. Este caso, si bien ambos resultados muestran un talud estable, el modelo propuesto deja el diseño con una desviación respecto al criterio de aceptabilidad $1,22 < 1,30$, lo cual podría traducirse en la necesidad de una modificación de diseño que debe considerar los siguientes puntos:

- a. Introducción de un desacople o berma intermedia de un ancho mayor, que permita disminuir el ángulo global del talúd, para aumentar el factor de seguridad.

- b. Considerar el mecanismo de falla, y los valores locales de parámetros que afectan la estabilidad global, para orientar la ubicación del o los desacoples. Esta ubicación puede estar relacionada a unidades de roca mas débiles que se beneficien de una menor carga de la pared como efecto del desacople, y por lo tanto genera una mejor condición global.

CAPÍTULO 6: Discusión

Los resultados del desarrollo analítico del presente estudio son compatibles con la realidad, en base a la validación de resultados conceptuales con casos reales de referencia, y confirman la hipótesis de un menor factor de seguridad al considerar una condición más realista. A pesar de que este estudio logra abordar la problemática propuesta en su primer orden, es posible identificar aspectos que pueden ser desarrollados en mayor profundidad, detalle y complejidad, en trabajos posteriores, en términos de desarrollo del modelamiento conceptual, modelamiento numérico y validación de resultados, y que pueden configurar posteriores desarrollos de investigación para el uso aplicado en diseños de ingeniería formales.

Una profundización del presente trabajo puede abordar los siguientes aspectos con una mayor desarrollo futuro.

6.1. Modelos constitutivos y estimación de parámetros

Si bien los modelos constitutivos representan los distintos comportamientos en función de la profundidad del yacimiento, de forma consistente a la realidad de los sistemas de pórfidos cupríferos, existe el desafío de mejorar la estimación de los parámetros de resistencia en base a ensayos de laboratorio. En Chile, solo el AMTC - Departamento de Ingeniería de Minas de la Universidad de Chile, cuenta con un laboratorio para efectuar ensayos a deformación controlada con medición de comportamiento post *peak*. Esto impone una restricción a la industria para obtener más datos que permitan mejorar la estimación de los parámetros, o la oportunidad de un servicio especializado en este tipo de ensayos en roca.

En el caso real presentado, se pudieron observar algunas inconsistencias que podrían subsanarse con más ensayos y una subdivisión potencial de las unidades geotécnicas. Es decir, estudiar una mejor subdivisión del yacimiento para tener unidades geotécnicas más homogéneas, que generen resultados con menor dispersión y mayor consistencia.

Otro aspecto de interés tiene que ver con el escalamiento de la resistencia residual. Esto abre un gran tema de investigación, ya que el macizo rocoso manifiesta un comportamiento residual una vez alcanzado su resistencia *peak*, y entrado en un estado de deformación plástica. No existe evidencia empírica de que pudiesen experimentarse cambios en parámetros como el GSI en estado de fluencia del macizo rocoso. Cai et al (2007) propone una metodología para estimar la resistencia residual del macizo rocoso basada en el GSI, pero sustentada solo en retro análisis, sin mediciones directas o validaciones de mayor alcance.

6.2 Mejoramiento del modelo conceptual

El modelo conceptual se desarrolla en el presente trabajo, en base al entendimiento geológico de los sistemas de pórfidos cupríferos, datos geotécnicos de operaciones de rajo de BHP, y casos de estudio para validar los resultados conceptuales. Sin embargo, el modelo conceptual podría mejorarse o validarse con el acceso a una mayor cantidad de datos de empresas mineras, que permitan ya sea validar o mejorar la identificación de ambientes geotécnicos, y generar condiciones de borde estándares, sobre la base de estudios empíricos más acabados.

Al determinar el límite de sulfatos como elemento separador de dos regiones de comportamiento mecánico diferente, como resultado de la validación con los casos de estudio presentados, es importante señalar que dicho límite depende de las condiciones de exhumación de los depósitos. En el caso de los pórfidos estudiados (i.e. Andes Centrales) dicho límite es único, y es taxativo en el espacio, debido a las paleocondiciones climáticas semi-áridas a hiperáridas asociadas a su génesis. Sin embargo, en los casos de pórfidos exhumados en regiones con paleoclimas tropicales o con mayores variaciones en las tasas de agua, este límite puede ser múltiple (varios procesos de lixiviación) e irregular en su posición y forma. Lo anterior refuerza la idea de establecer parámetros empíricos sobre la base de ensayos geotécnicos cuantitativos para determinar con claridad dicho umbral.

6.3 Mejoramiento del modelo numérico

El modelo numérico puede ser mejorado considerando las curvas de cohesión y ángulo de fricción en función de la deformación plástica, como lo establece el modelo CWFS explicado en el capítulo 2. De esta forma, el modelamiento de la plasticidad de la roca puede lograr mayor detalle, y mayor aprovechamiento de los datos obtenidos en los ensayos de laboratorio. Esto podría requerir una mayor cantidad de ensayos para capturar el detalle de las curvas de cohesión y ángulo de fricción movilizados por la deformación plástica. Sin embargo, una complejidad aún más importante tiene que ver con el escalamiento de la curva CWFS completa a escala de macizo rocoso, de forma razonable y defendible.

Otro aspecto de mejoramiento del modelo numérico tiene que ver con su implementación en 3D, para evaluar el efecto de concavidad del rajo y distintas configuraciones estructurales más complejas. Sin embargo, esto depende la geometría proyectada para el rajo, y asimetrías en las excavaciones. Por ejemplo, excavaciones tipo “nariz” exhiben una concavidad que puede producir desconfinamientos adicionales del talud. A pesar de que estos casos se observan en forma transitoria en la secuencia de explotación de un rajo, no deja de ser interesante evaluar potenciales cambios en los resultados.

6.4 Mejoramiento de la validación de resultados

La validación de resultados podría lograrse usando antecedentes de caracterización geotécnica e instrumentación geotécnica de alguno de los casos reales.

Respecto a la caracterización, pueden obtenerse ensayos post peak en base a muestras para su implementación numérica, y calibrar configuraciones estables conocidas, usando información de monitoreo (instrumentación geotécnica). Posteriormente, se puede usar la información de monitoreo para el periodo de falla del caso real, y contrastar con el resultado arrojado por el modelo. Si bien se utilizó información de monitoreo para la validación de los resultados conceptuales de interacción rajo-subterránea, usando el caso de Palabora, esto podría ser logrado con mayor detalle si se cuenta con más antecedentes de monitoreo, en base a distintos tipos de instrumentos (prismas, radares, cables TDR, etc.).

CAPÍTULO 7: Conclusiones y Recomendaciones

7.1 Conclusiones

La conceptualización del macizo rocoso de pórfidos cupríferos se ha abordado en base al conocimiento geológico y antecedentes geotécnicos conocidos de la industria y de operaciones de BHP. Esta conceptualización fue aplicada para el análisis numérico (conceptual) de taludes profundos y su interacción con una mina subterránea.

Respecto al análisis conceptual numérico de taludes profundos se pudo concluir lo siguiente:

- 1) En base a referencias bibliográficas y resultados de 1775 ensayos de laboratorio de faenas de la empresa BHP, se ha identificado y validado la existencia de una variación vertical de parámetros geotécnicos de primer orden, representativos de la roca intacta (resistencia uniaxial) y macizo rocoso (GSI), que se asocian a ambientes geológicos superficiales y profundos presentes en sistemas de pórfidos cupríferos.
- 2) La existencia de una variación geológica vertical en los depósitos de tipo pórfido cuprífero, expone al menos dos dominios o ambientes geotécnicos diferentes, asociado al límite de sulfatos, cuyos comportamientos mecánicos tienen características distintas y deben ser considerados de esta forma en los análisis de diseño en los casos de taludes profundos con y sin interacción de explotaciones subterráneas. La gradualidad de esta variación dependerá de la variación de la permeabilidad del macizo rocoso en profundidad, sin embargo, el espesor es pequeño en comparación a los dominios geotécnicos definidos.
- 3) En base a 170 simulaciones donde se variaron parámetros geométricos del talúd, así como ubicación del límite de sulfatos y condiciones de esfuerzos, en un rango representativo de grandes rajos, se obtuvieron resultados relevantes para las condiciones de estabilidad esperadas. Los resultados mostraron que existen parámetros mas relevantes y otros en los que nos claro el impacto que puedan generar.
- 4) La ubicación vertical, en profundidad del límite de comportamiento mecánico (de sulfatos), tiene un rol importante en el resultado final de las simulaciones de estabilidad, debido a que genera un impacto en las condiciones de estabilidad. Este impacto se observa no solo en el factor de seguridad, sino que también en el mecanismo de falla generado.
- 5) La razón de esfuerzos, en el rango entre 1.0 y 2.0, no impacta en la condición de estabilidad de un talud profundo, medido a través del factor de seguridad. Esta conclusión, en la práctica es extensible en general, dado que los rajo no

exhiben razones de esfuerzo mayores que 1.2. Este resultado valida la práctica actual, en la cual se asumen valores de razón de esfuerzos cercanos a 1, donde en general no se disponen de mediciones de esfuerzos.

- 6) Existe una relación de la geometría de talud y el límite de sulfatos, con la profundización del rajo. Esto se tradujo en un índice de estabilidad medido como $h/\tan(\alpha)/FS$ que se relaciona con la profundidad (h) del rajo, y que puede definir una frontera que divide las configuraciones estables de las inestables. Este resultado puede resultar útil para generar configuraciones potenciales a nivel conceptual en proyectos mineros que proyecten en el largo plazo profundizaciones elevadas, o eventualmente una transición a minería subterránea. Esto se debe a que existe la oportunidad de identificar técnicamente varias opciones de rajo (profundidad) que sean objeto de evaluación económica, para evaluar transiciones a minería subterránea.
- 7) El mecanismo de falla se manifiesta de manera distinta sobre y bajo el límite de sulfatos. En caso de un deslizamiento es esperable que se concentre sobre el límite de sulfatos. Sin embargo, el deslizamiento puede abarcar toda la pared en la medida que se sobrepase cierto nivel crítico de profundización, que se estima 400 m bajo el límite de sulfato. Esto tiene impacto en el diseño, ya que el volumen involucrado en el mecanismo de falla dependerá de este rasgo, y por lo tanto como se incrementa el riesgo en profundización.
- 8) En base a estos resultados, se ha obtenido un límite teórico inferido de 2.300 m de profundización máxima posible de un rajo, independiente de su configuración y condición geológica. Este límite debe ser entendido como una condición de borde extrema, y que de alguna forma válida la posibilidad de profundización de los proyectos de rajo actualmente en la industria (Figura 1.1). Si bien este límite ha sido proyectado en base a los resultados simulados a menores profundidades hasta un máximo de 2000 m de profundidad, la tendencia es observable hacia un valor límite.
- 9) Se desarrolló un procedimiento para la evaluación de estabilidad de taludes profundos, que contempla la consideración de un nuevo rasgo geológico denominado límite de sulfatos, el cual no ha sido utilizado anteriormente para análisis geotécnicos tradicionales. Las ventajas de este procedimiento, consiste en enfocar las campañas de caracterización en función de los ambientes geotécnicos definidos por el límite de sulfatos. Las desventajas del procedimiento tienen que ver con el desarrollo de un mayor proceso de análisis de datos y modelamiento de parámetros geotécnicos.

Respecto al análisis conceptual numérico de interacción rajo-subterránea se puede concluir lo siguiente:

- 1) Sin la presencia de fallas geológicas cercanas al fondo del rajo, se puede concluir que existe una condición límite a la cual la propagación de la cavidad de una mina subterránea no afectará el *Crown pillar* superficial y tampoco las paredes del rajo. Esta condición límite se asocia a un espesor mínimo del *Crown pillar*.

- 2) Cuando se evidencia la presencia de una falla geológica, la propagación de la cavidad subterránea puede afectar el *Crown pillar* superficial y las paredes del rajo, considerando este caso el más representativo de la realidad de la industria. Esta interacción dependerá de la ubicación de la falla geológica en relación con el *Crown pillar* superficial. En el caso analizado, la máxima interacción ocurre a una distancia de 2 veces el ancho del fondo del rajo, que corresponde a 400 m.

Respecto al caso real de evaluación de la mina Spence, al cual se aplicó el procedimiento de evaluación de taludes profundos, se puede concluir lo siguiente:

- 1) La disponibilidad de datos de 21 ensayos triaxiales a deformación controlada permitió estimar el comportamiento esperado (a escala de roca intacta) para las unidades profundas. Estas unidades profundas, corresponden a pórfidos e indiferenciados, que exhibieron un comportamiento cercano a elasto-frágil, lo que se confirma con valores de deformación elástica máxima, de 1% y 0.5% respectivamente, respecto los valores de deformación plástica máxima de 0.22% y 0.15% respectivamente. Esto permite concluir que la caída al estado de resistencia residual es mucho más rápida que la generación de resistencia *peak*.
- 2) Los resultados de la evaluación de estabilidad muestran que el factor de seguridad disminuye al usar la conceptualización propuesta de taludes profundos. Esto se debe a que se considera la caída de la resistencia *peak* para las unidades geotécnicas más profundas, lo cual afecta la condición de estabilidad de la pared. La comparación se efectúa estimando el factor de seguridad usando el procedimiento tradicional de la industria (factor de seguridad de 1.5), en comparación al resultado obtenido con la metodología propuesta (1.22).
- 3) La disminución del factor de seguridad, en el caso de aplicación planteado, cae por debajo de un criterio usual para taludes finales de rajo abierto, cuyo valor se espera sea no menor a 1.3. Por lo tanto, estos resultados deberían producir la revisión del diseño del talud en cuestión, introduciendo desacoples o bermas intermedias de mayor dimensión, para producir la disminución del ángulo global, y por lo tanto un incremento del factor de seguridad. Este corresponde a un proceso iterativo, basado en la ubicación de las zonas más susceptibles del talud, hasta lograr una geometría modificada que produzca un factor de seguridad mínimo deseado, de acuerdo al criterio de aceptabilidad definido por la operación minera en cuestión.

7.2 Recomendaciones

A partir de las conclusiones obtenidas, es posible realizar las siguientes recomendaciones:

- La evaluación de taludes profundos debe considerar los distintos ambientes geotécnicos y su modelo de comportamiento más apropiado en la medida que se profundiza, para evaluar los distintos mecanismos de falla que se puedan manifestar.
- Debido al punto anterior, las campañas de ensayos de laboratorio deberían considerar pruebas a deformación contralada para obtener el comportamiento de resistencia residual (post *peak*), para las unidades profundas que son más competentes.
- Debido a lo observado en el modelo conceptual de talud profundo propuesto, la existencia de al menos 2 ambientes geotécnicos obliga a planificar también 2 sistemas de monitoreo distintos.
 - La zona superior de comportamiento elasto-plástico, y falla predominante por corte, debería considerar el uso de instrumentación con foco en la medición de deformaciones (desplazamientos), tales como: radar, prismas y monitoreo satelital.
 - La zona inferior de comportamiento *strain-softening* o elasto-frágil, debería considerar el uso de instrumentación adicional con foco en la medición de cambios en la rigidez del macizo rocoso, tales como monitoreo microsísmico.

Respecto a las oportunidades de mejoramiento del presente trabajo, se recomienda lo siguiente:

- Dado que el modelo conceptual propuesto en el presente trabajo se basa en el conocimiento geológico de pórfidos cupríferos, datos bibliográficos y datos de operaciones de BHP, se recomienda para trabajos futuros lo siguiente:
 - Validar el modelo conceptual de talud profundo incluyendo información geotécnica georreferenciada de otros yacimientos de Cobre de gran escala.
 - Validar y/o revisar el modelamiento numérico conceptual usando información de monitoreo de mayor detalle, con el fin de backanalizar los resultados.
- Respecto a los modelos constitutivos como el CWFS, se recomienda estudiar el escalamiento de las curvas completas de cohesión y ángulo de fricción como función de la deformación plástica, a nivel de macizo rocoso.
- Considerar una base de datos de casos reales más extensa que permita validar en un sentido más amplio los resultados que se obtienen del modelo conceptual, y así validar y/o mejorar la curva de diseño propuesta para evaluar la condición de estabilidad del talúd profundo.

Los alcances y objetivos del presente estudio son estrictamente académicos, y exponen un análisis inicial para avanzar hacia una metodología que permita resolver la pregunta de investigación planteada en este trabajo. Los resultados generados involucran parámetros de entorno sobre la base de decisiones críticas, las cuales han

sido basadas solo en la experiencia profesional del autor. Dichos parámetros deben ser explorados en profundidad en trabajos posteriores, y que involucren un análisis profundo de ensayos de laboratorio. Los resultados de este estudio exploratorio se restringen a exponer los parámetros de primer orden, siendo de carácter estrictamente referenciales, para el desarrollo de investigaciones futuras y necesarias que permitan, en el futuro, el desarrollo formal de soluciones de ingeniería que puedan ser aplicadas al caso en estudio, o similares.

A continuación, se presentan los principales alcances de este estudio:

- 1) Este estudio es una aproximación inicial de un problema de ingeniería altamente complejo y novedoso, que requiere el desarrollo de estudios posteriores, que permitan construir el soporte científico necesario para el desarrollo futuro de soluciones de ingeniería complejas e integrales necesarias para afrontar este tipo de problemas.
- 2) Los resultados de las simulaciones numéricas, presentadas en este trabajo, se restringen a los casos de estudio, cuyas condiciones de borde fueron establecidas sobre la base de información proporcionada por el autor, información cuantitativa, generada, validada y facilitada por BHP.
- 3) Las simulaciones numéricas han sido realizadas utilizando el código comercial RS2 de Rocscience, cuya licencia fue aportada por BHP.
- 4) Este estudio se restringe a una aproximación estática al problema, sin considerar un análisis sísmico. El análisis sísmico debe ser integrado en estudios posteriores, pues es imperativa para el desarrollo integral de una solución de ingeniería para el caso de las condiciones naturales en Los Andes Centrales, que presentan alta actividad sísmica.
- 5) En este trabajo se presentan resultados experimentales desarrollados en el laboratorio de mecánica de rocas del Departamento de Ingeniería de Minas de la Universidad de Chile, los cuales fueron suministrados al autor de este trabajo. Dicho laboratorio, en fase de implementación, actualmente genera sólo resultados experimentales, no certificados. Lo anterior, expone la restricción de dichos análisis sólo como valores referenciales, los cuales deben ser validados bajo condiciones de certificación en estudios posteriores. A su vez, no son integradas en detalle las condiciones experimentales de dichos ensayos realizados por el equipo técnico del laboratorio, por lo que los resultados de dichos análisis no deben ser usados en otros estudios por desconocer sus parámetros de reproductibilidad.
- 6) En términos metodológicos, no fue realizado un análisis respecto al tipo de elemento finito usado en las simulaciones, debido a que dicho análisis escapa al objetivo de este estudio. En este contexto y considerando que este trabajo desarrolló una aproximación numérica simplificada, no fue integrado un análisis de sensibilidad en los modelos presentados con respecto al tamaño de los elementos finitos en zonas de relevancia para la estabilidad estática de las configuraciones presentadas. Se declara que el análisis sobre la naturaleza de los elementos finitos es relevante para el frente y los fondos de los talúdes

involucrados en este estudio, por lo que deben ser considerados e integrados en estudios posteriores.

- 7) Considerando que, metodológicamente, el desarrollo de las simulaciones numéricas fue simplificado, el modelo constitutivo usado en este estudio consideró una calibración que debe ser profundizada en el futuro. Se declara que no fue desarrollado un análisis de compatibilidad de deformaciones y, a su vez, uso de manera limitada los ensayos de laboratorio presentados. Una futura profundización en este aspecto es importante y debe ser detallado, dada su relevancia en el desarrollo de soluciones de ingeniería.
- 8) El autor establece como límite mecánico crítico el límite de sulfatos que se presenta de manera usual en el perfil geológico de los pórfidos cupríferos. Dicho límite, en este estudio, fue simulado de manera simple como un límite planar, de profundidad única. Considerando la sensibilidad de la geometría y posición de este límite, es necesario establecer con la mayor precisión posible su geometría y espesor. Lo anterior es una práctica estandarizada en minería de pórfidos, debido a las implicancias de dicho límite en los procesos geometalúrgicos y geotécnicos, por lo que el modelamiento tridimensional de dicho parámetro es una información soportada cuantitativamente por parámetros petrográficos y geoquímicos, tal como aquí se presentan para los casos en estudio aportados por BHP.
- 9) El planteamiento del problema de investigación expone con claridad la naturaleza del estudio, cuyo desarrollo expone un nicho importante de investigación no desarrollado actualmente. La estrategia metodológica, en tanto, expone un desarrollo y profundidad que la restringe a un uso referencial. En este contexto, el aporte que entrega esta tesis de maestría está circunscrito a la presentación crítica de los factores principales que podrían aparecer para el diseño de talúdes de grandes profundidades, utilizando un caso particular, el cual fue creado de manera estimada. Finalmente, los resultados de las simulaciones generadas en este trabajo son experimentales y no deben ser utilizados de manera directa en el desarrollo de un diseño ingenieril.

BIBLIOGRAFÍA

1. **Ahmed, H. M., Eberhardt, E., Dunbar, W. S.**, “Interaction between *block caving* and rock slope deformation kinematics as a function of cave position and orientation of discontinuities”, Institute of Materials, Minerals and Mining and The AusIMM, 2014.
2. **Brown, E. T.**, “*Block caving* geomechanics”, Julius Kruttschnitt Mineral Research Centre, The University of Queensland, 2002.
3. **Brummer, R. K., Li, H. and Moss, A.**, “The transition from open pit to underground mining: an unusual slope failure mechanism at Palabora”, Proceedings Int. Symposium on Stability of Rock Slopes, Cape Town, 2006.
4. **Cai, M., Kaiser, P. K., Tasaka, Y., Minami, M.**, “Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system”, International Journal of Rock Mechanics y Mining Sciences, 2007.
5. **Campbell, A. D., Mu, E., Lilley, C. R.**, “Cave propagation and open pit interaction at the Ernest Henry mine”, Seventh International Conference and Exhibition on Mass Mining, Sydney, 2016.
6. **Carrizo, D., Comte, D.**, “Modelo estructural a escala mina y distrital para Spence, BHP-Billiton Pampa Norte, 2012-2013”, Reporte final, Fundación para la Transferencia Tecnológica UNTEC, 2013.
7. **Carter, T G., Diederichs, M. S.**, “Application of modified hoek-brown transition relationships for assessing strength and post yield behaviour at both ends of the rock competence scale”, 6th International Symposium on Ground Support in Mining and Civil Engineering Construction, 2008.
8. **Comisión Chilena del Cobre**, “Actualización cartera inversional 2018-2027”, Director de Estudios y Políticas Públicas, Comisión Chilena del Cobre, 2018.
9. **Cordova, E. A., Nelson, M. G.**, “Open pit and underground mine interaction with phase2”, American Rock Mechanics Association, 2010.
10. **Damjanac, B., Varun, Lorig, L.**, “Seismic stability of large open pit slopes and pseudo-static analysis”, Proceedings of the 2013 International Symposium on Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering, 2013.
11. **Delouis, B., Legrand, D.**, “Mw 7.8 Tarapaca intermediate Depth earthquake of 13 June 2005 (northern Chile): Fault plane identification and slip distribution by waverform inversion”, Geophysical Research Letters, Vol. 34, 2007.

12. **Diederichs, M. S.**, “Mechanistic interpretation and practical application of damage and spalling prediction criteria for deep tunneling”, The 2003 Canadian Geotechnical Colloquium, 2003.
13. **Diederichs, M. S., Carter, T., Martin, D.**, “Practical rock spall prediction in tunnels”, Tunneling Association of Canada, 2010.
14. **Eberhardt, E.**, “The hoek-brown failure criterion”, International Society for Rock Mechanics, 2012.
15. **Fairhurst, C.E., Hudson, J.A.**, “Draft ISRM suggested method for the complete stress-strain curve for intact rock in uniaxial compression”, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1999.
16. **Flores, G.**, “Rock mass response to the transition from open pit to underground cave mining”, Doctor of Philosophy Thesis, Julius Kruttschnitt Mineral Research Centre, The University of Queensland, 2005.
17. **Franz, J.**, “An investigation of combined failure mechanisms in large scale open pit slopes”, Doctor of Philosophy Thesis, School of Mining Engineering, The University of New South Wales, 2009.
18. **García, M., Pastén, C., Sepúlveda, S., Montalva, G.**, “Dynamic numerical investigation of a stepped-planar rockslide in the Central Andes, Chile”, Engineering Geology, 237,64-75, 2018.
19. **Hajiabdolmajid, V., Kaiser, P. K., Martin, C. D.**, “Modelling brittle failure of rock”, International Journal of Rock Mechanics y Mining Sciences, 2002.
20. **Hajiabdolmajid, V., Kaiser, P. K., Martin, C. D.**, “Mobilised strength components in brittle failure of rock”, Géotechnique 53, N° 3, 327-336, 2003.
21. **Hammah, R., Yacoub, T., Corkum, B.**, “The shear strength reduction method for the generalized Hoek-Brown criterion”, American Rock Mechanics Association, 2005.
22. **Hoek, E.**, “*Blast Damage Factor D*”, Technical note for Rocnews, 2012.

23. **Hoek, E.**, “Rock mass properties for underground mines”, *Underground Mining Methods_ Engineering Fundamentals and International Case Studies*, Society for Mining, Metallurgy and Exploration (SME), 2001.
24. **Hoek, E., Diederichs, M.S.**, “Empirical estimation of rock mass modulus”, *International Journal of Rock Mechanics y Mining Sciences*, 2006.
25. **Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B.**, “Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition”, Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 2002.
26. **Hoek, E., Karzulovic, A.**, “Rock mass properties for surface mines”, Society for Mining, Metallurgy y Exploration, Inc. (SME), 2000.
27. **Hoek, E., Martin, C. D.**, “Fracture initiation and propagation in intact rock – A review”, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2014.
28. **Hoek, E., Read, J., Karzulovic, A., Chen Z. Y.**, “Rock slopes in civil and mining engineering”, *International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, GeoEng 2000*, Melbourne, 2000.
29. **Hoek, E., Rippere, K. H., Stacey, P. F.**, “Large-scale slope designs - A review of the state of art”, Society for Mining, Metallurgy y Exploration, Inc. (SME), 2000.
30. **Marinos,V., Marinos, P., Hoek, E.**, “The geological strength index: applications and limitations”, *Bull. Eng. Geol. Environ*, 2005.
31. **Mas Ivars, D., Pierce, M. E., Darcel, C., Reyes-Montes, J., Potyondy, D. O., Young, R. P., Cundall, P. A.**, “The synthetic rock mass approach for jointed rock mass modelling”, *International Journal of Rock Mechanics y Mining Sciences*, 2011.
32. **Moss, A., Diachenko, S., Townsend, P.**, “Interaction between the block cave and the pit slopes at Palabora mine”, *The Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, 106, 479-84, 2006.
33. **Nguyen, P. M. V., Niedbalsky, Z.**, “Numerical modeling of open pit (OP) to underground (UG) transition in Coal Mining”, *Studia Geotechnica et Mechanica*, Vol. 38, N° 3, 2016.
34. **Olavarría, Sergio, Adriasola, Patricio, Karzulovic, Antonio**, “Transition from open pit to underground mining at Chuquicamata, Antofagasta, Chile”, *International Symposium on Stability of Rock Slopes in Open Pit Mining and Civil Engineering*, 2006.

35. **Ossandón, Guillermo, Fréaut, Roberto, Gustafson, Lewis**, “Geology of the Chuquicamata mine: a progress report”, *Economic Geology*, Vol. 96, pp. 240-270, 2001.
36. **Perras, M. A., Diederichs, M. S.**, “Predicting excavation damage zone depths in brittle rocks”, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2015.
37. **Pollak, D., Vallejos, J.**, “Consideraciones para ensayos de compresión uniaxial con medición de comportamiento post-*peak* y resultados preliminares”, II Congreso Iberoamericano en Minería Subterránea y a Cielo Abierto, UMining, 2018
38. **Read, J., Stacey, P. F.**, “Guidelines for open pit Design”, CSIRO Publishing, Melbourne, 2009.
39. **Rimmelin, R.**, “Estimación de propiedades geomecánicas hipógeno Spence”, Nota técnica, Geotecnia Pampa Norte, BHP-Billiton, 2013.
40. **Rocscience Inc.**, Manual online RS2, <https://www.rocscience.com/help/rs2>
41. **Saragoni, R.**, 6ª Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Sísmica, Santiago, Chile, 1993
42. **Septian, Alfred**, “Influence of geotechnical properties on the run-out process at Bingham Canyon slope failure”, Thesis, Mining Research Project II, The University of Queensland, 2016.
43. **Sillitoe, Richard H.**, “Porphyry copper systems”, Society of Economic Geologists, Inc., *Economic Geology*, v. 105, pp. 3-41, 2010.
44. **Sillitoe, R., Perelló, J.**, “Andean Copper Province: Tectonomagmatic Settings, Deposit Types, Metallogeny, Exploration, and Discovery”, Society of Economic Geology 100th Anniversary Volume, pp. 845-890, 2005.
45. **Sjöberg, J.**, “Analysis of large scale rock slopes”, Doctoral Thesis, Division of Rock Mechanics, Department of Civil and Mining Engineering, Lulea University of Technology, 1999.
46. **Sjöberg, J.**, “Large scale slope stability in open pit mining – a review”, Division of Rock Mechanics, Department of Civil and Mining Engineering, Lulea University of Technology, 1996.
47. **Srikant, A., Brannon, C., Flint, D.C., Casten, T.**, “Geotechnical characterization and design for the transition from the Grasberg open pit to the Grasberg block cave mine”, American Rock Mechanics Association, 2007.

48. **Tooker, Edwin W.** (1990). Gold in Bingham District, Utah in USGS Bulletin 1857 Gold in Copper Porphyry Copper Systems. United States Government Printing Office. p. E2.
49. **Vyazmensky, A., Stead, D., Elmo, D.**, “Numerical analysis of block caving-induced instability in large open pit slopes: A finite elements/discrete element approach”, Rock Mechanics and Rock Engineering Journal. Volume 43, Number 1, 2010.
50. **Walton, G., Diederichs, M. S.**, “Dilation and post-peak behavior inputs for practical engineering analysis”, Springer International Publishing Switzerland, 2014.
51. **Ward, Jake T.**, “Bingham Canyon Landslide: Analysis and Mitigation”, Bachelor of Science in Geological Engineering, University of Reno, 2015.
52. **Weis, P., Driesner, T., Heinrich, C. A.**, “Porphyry-Copper Ore Schells Form at Stable Pressure-Temperature Fronts Within Dynamic Fluid Plumes”, Science.sciencemag.org, 2018.
53. **Widijanto, E., Wattimena, R. K., Rai, M. A.**, “Geometry effects on slope stability at Grasberg mine through the transition from open pit to underground block cave mining”, Department of Mining Engineering, Institut Teknologi Bandung, Indonesia, 2017.
54. **Woo, K., Eberhardt, E., Rabus, B., Stead, D., Vyazmensky, A.**, “Integration of field characterization, mine production and InSAR monitoring data to constrain and calibrate 3-D numerical modelling of block caving-induced subsidence”, International Journal of Rock Mechanics y Mining Sciences, 2012.
55. **Wyllie, D. C., Mah, C. W.**, “Rock slope engineering. Civil and Mining. Based on the third edition by E. Hoek and J. Bray”, 4° edición, 2004.
56. **Xu, N., Zhang, Y., Mei, G.**, “A numerical modeling method for predicting pit slope deformation and failure caused by underground mining under an open-pit”, International Society for Rock Mechanics, 2015.
57. **Yardimci, A. G., Tutluoglu, L., Karpuz, C.**, “*Crown pillar* optimization for surface to underground mine transition in Erzincan/Bizmisen iron mine”, American Rock Mechanics Association, 2016.
58. **Zhao, X., Cai, M., Cai, M.**, “Considerations of rock dilation on modelling failure and deformation of hard rocks – a case study of the mine-by test tunnel in Canada”, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2010.

ANEXOS

A. Tablas con resultados de simulaciones de modelo conceptual con elementos finitos

Simulacion	Profundidad límite sulfatos	Profundidad	Angulo talud	Razón de esfuerzos horizontal:vertical	Ancho fondo	Factor de seguridad
	h1	h	α	k1	W	SRF
[#]	[m]	[m]	[°]		[m]	
1	0	2000	25	1.0	200	0.99
2	0	2000	25	1.5	200	2.21
3	0	2000	25	2.0	200	2.24
4	0	2000	35	1.0	200	0.74
5	0	2000	35	1.5	200	1.72
6	0	2000	35	2.0	200	1.75
7	0	2000	45	1.0	200	0.70
8	0	2000	45	1.5	200	0.69
9	0	2000	45	2.0	200	0.99
10	300	2000	25	1.0	200	0.86
11	300	2000	25	1.5	200	2.18
12	300	2000	25	2.0	200	1.95
13	300	2000	35	1.0	200	0.73
14	300	2000	35	1.5	200	0.69
15	300	2000	35	2.0	200	1.78
16	300	2000	45	1.0	200	0.72
17	300	2000	45	1.5	200	0.69
18	300	2000	45	2.0	200	0.61
19	600	2000	25	1.0	200	2.10
20	600	2000	25	1.5	200	2.10
21	600	2000	25	2.0	200	2.18
22	600	2000	35	1.0	200	1.71
23	600	2000	35	1.5	200	1.81
24	600	2000	35	2.0	200	1.73
25	600	2000	45	1.0	200	0.73
26	600	2000	45	1.5	200	0.69
27	600	2000	45	2.0	200	0.67
28	900	2000	25	1.0	200	0.48
29	900	2000	25	1.5	200	0.43
30	900	2000	25	2.0	200	0.37
31	900	2000	35	1.0	200	0.74
32	900	2000	35	1.5	200	0.69
33	900	2000	35	2.0	200	0.67
34	900	2000	45	1.0	200	0.70
35	900	2000	45	1.5	200	0.69
36	900	2000	45	2.0	200	0.68
37	0	1500	25	1.0	200	0.74
38	0	1500	25	1.5	200	0.70
39	0	1500	25	2.0	200	2.39

Simulacion	Profundidad límite sulfatos	Profundidad	Angulo talud	Razón de esfuerzos horizontal:vertical	Ancho fondo	Factor de seguridad
	h1	h	α	k1	W	SRF
[#]	[m]	[m]	[°]		[m]	
40	0	1500	35	1.0	200	1.85
41	0	1500	35	1.5	200	1.84
42	0	1500	35	2.0	200	1.85
43	0	1500	45	1.0	200	0.70
44	0	1500	45	1.5	200	0.67
45	0	1500	45	2.0	200	1.32
46	300	1500	25	1.0	200	0.79
47	300	1500	25	1.5	200	0.71
48	300	1500	25	2.0	200	0.99
49	300	1500	35	1.0	200	1.85
50	300	1500	35	1.5	200	1.89
51	300	1500	35	2.0	200	1.80
52	300	1500	45	1.0	200	0.69
53	300	1500	45	1.5	200	0.66
54	300	1500	45	2.0	200	0.74
55	600	1500	25	1.0	200	2.25
56	600	1500	25	1.5	200	2.30
57	600	1500	25	2.0	200	2.21
58	600	1500	35	1.0	200	1.76
59	600	1500	35	1.5	200	1.77
60	600	1500	35	2.0	200	1.89
61	600	1500	45	1.0	200	0.69
62	600	1500	45	1.5	200	1.00
63	600	1500	45	2.0	200	0.99
64	900	1500	25	1.0	200	0.71
65	900	1500	25	1.5	200	0.68
66	900	1500	25	2.0	200	0.74
67	900	1500	35	1.0	200	0.70
68	900	1500	35	1.5	200	1.68
69	900	1500	35	2.0	200	1.70
70	900	1500	45	1.0	200	0.48
71	900	1500	45	1.5	200	0.48
72	900	1500	45	2.0	200	0.49
73	0	1000	25	1.0	200	0.82
74	0	1000	25	1.5	200	0.74
75	0	1000	25	2.0	200	0.70
76	0	1000	35	1.0	200	0.82
77	0	1000	35	1.5	200	0.74
78	0	1000	35	2.0	200	0.70
79	0	1000	45	1.0	200	0.74
80	0	1000	45	1.5	200	0.74
81	0	1000	45	2.0	200	0.48
82	300	1000	25	1.0	200	0.77
83	300	1000	25	1.5	200	0.70
84	300	1000	25	2.0	200	2.52
85	300	1000	35	1.0	200	0.82
86	300	1000	35	1.5	200	0.74

Simulacion	Profundidad límite sulfatos	Profundidad	Angulo talud	Razón de esfuerzos horizontal:vertical	Ancho fondo	Factor de seguridad
	h1	h	α	k1	W	SRF
[#]	[m]	[m]	[°]		[m]	
87	300	1000	35	2.0	200	0.72
88	300	1000	45	1.0	200	0.74
89	300	1000	45	1.5	200	0.70
90	300	1000	45	2.0	200	0.69
91	600	1000	25	1.0	200	0.80
92	600	1000	25	1.5	200	2.32
93	600	1000	25	2.0	200	2.80
94	600	1000	35	1.0	200	0.74
95	600	1000	35	1.5	200	1.84
96	600	1000	35	2.0	200	1.81
97	600	1000	45	1.0	200	0.74
98	600	1000	45	1.5	200	1.41
99	600	1000	45	2.0	200	1.49
100	900	1000	25	1.0	200	2.23
101	900	1000	25	1.5	200	2.24
102	900	1000	25	2.0	200	2.36
103	900	1000	35	1.0	200	1.69
104	900	1000	35	1.5	200	1.70
105	900	1000	35	2.0	200	1.71
106	900	1000	45	1.0	200	1.09
107	900	1000	45	1.5	200	1.27
108	900	1000	45	2.0	200	1.29
109	0	800	25	1.0	200	2.45
110	0	800	25	1.5	200	0.74
111	0	800	25	2.0	200	0.69
112	0	800	35	1.0	200	0.86
113	0	800	35	1.5	200	0.69
114	0	800	35	2.0	200	0.70
115	0	800	45	1.0	200	0.73
116	0	800	45	1.5	200	0.99
117	0	800	45	2.0	200	1.54
118	300	800	25	1.0	200	2.47
119	300	800	25	1.5	200	0.74
120	300	800	25	2.0	200	0.69
121	300	800	35	1.0	200	0.85
122	300	800	35	1.5	200	0.70
123	300	800	35	2.0	200	0.70
124	300	800	45	1.0	200	0.74
125	300	800	45	1.5	200	0.73
126	300	800	45	2.0	200	0.48
127	600	800	25	1.0	200	2.41
128	600	800	25	1.5	200	0.99
129	600	800	25	2.0	200	0.99
130	600	800	35	1.0	200	1.85
131	600	800	35	1.5	200	0.74
132	600	800	35	2.0	200	0.49
133	600	800	45	1.0	200	0.86

Simulacion	Profundidad límite sulfatos	Profundidad	Angulo talud	Razón de esfuerzos horizontal:vertical	Ancho fondo	Factor de seguridad
	h1	h	α	k1	W	SRF
[#]	[m]	[m]	[°]		[m]	
134	600	800	45	1.5	200	1.45
135	600	800	45	2.0	200	1.44
136	900	800	25	1.0	200	2.36
137	900	800	25	1.5	200	2.37
138	900	800	25	2.0	200	2.41
139	900	800	35	1.0	200	1.81
140	900	800	35	1.5	200	1.81
141	900	800	35	2.0	200	1.81
142	900	800	45	1.0	200	1.43
143	900	800	45	1.5	200	1.42
144	900	800	45	2.0	200	1.42
145	0	500	25	1.0	200	2.64
146	0	500	25	1.5	200	0.91
147	0	500	25	2.0	200	0.74
148	0	500	35	1.0	200	2.27
149	0	500	35	1.5	200	0.87
150	0	500	35	2.0	200	0.74
151	0	500	45	1.0	200	0.92
152	0	500	45	1.5	200	0.82
153	0	500	45	2.0	200	0.74
154	300	500	25	1.0	200	2.73
155	300	500	25	1.5	200	2.68
156	300	500	25	2.0	200	0.84
157	300	500	35	1.0	200	2.29
158	300	500	35	1.5	200	2.21
159	300	500	35	2.0	200	2.02
160	300	500	45	1.0	200	0.96
161	300	500	45	1.5	200	0.81
162	300	500	45	2.0	200	0.74
163	600	500	25	1.0	200	2.78
164	600	500	25	1.5	200	2.77
165	600	500	25	2.0	200	3.04
166	600	500	35	1.0	200	2.15
167	600	500	35	1.5	200	2.12
168	600	500	35	2.0	200	2.32
169	600	500	45	1.0	200	1.71
170	600	500	45	1.5	200	1.67
171	600	500	45	2.0	200	1.66

B.Resultados históricos de ensayos de laboratorio de resistencia peak

B.1 Gravas aluviales consolidadas

LIT	MATERIAL	ALT	MIN	DIMENSIONES			TRACCIÓN INDIRECTA		COMPRESION UNIAIAL (con/ sin Módulos Estáticos)				COMPRESION TRIAXIAL (con/ sin Módulos Estáticos)				TIPO RUPTURA	
				DIAMETRO [mm]	LONGITUD [mm]	RELACION L/D	S _T [MPa]	T _S [MPa]	UNIAXIAL [MPa]	UCS_50 [MPa]	YOUNGS [GPa]	POISSON	CONFINAM [MPa]	TRIAIAL [MPa]	YOUNGS [GPa]	POISSON		
-	-	-	-															
BRXH_NG3	QSS	HYP1	HYP1	61.16	145.56	2.38			13.05	13.58	S/D	S/D		6.10	121.84			E
BRXH_NG3	QSS	HYP1	HYP1	60.73	138.59	2.28												M
NGI/NG2				60.39	136.74	2.26			34.88	36.22								M
NGI/NG2				60.70	135.48	2.23			26.62	27.68								M
NGI/NG2				60.16	135.52	2.25			8.37	8.68								M
NGI/NG2				60.14	135.63	2.26			19.53	20.27								M
NGI/NG2							-3.00											
NGI/NG2				60.41	122.64	2.03								1.54	31.30			E
BRXH_NG3	QS	LIX	LIX	47.32	111.63				19.35	19.14	8.27	0.23						E
BRXH_NG3	A	LIX	LIX															
BRXH_NG3	A	OXV	OXV	46.56	111.16				17.50	17.25								E
BRXH_NG3	QS	LIX	LIX	47.51	111.36				54.35	53.80	26.32	0.22						M
BRXH_NG3	QS	SUCV	SUCV	47.42	111.89				54.46	53.89	33.76	0.17						M
BRXH_NG3	QS	HYP1	HYP1	47.14	111.74				14.09	13.93								E
BRXH_NG3	QS	SUC	SUC	47.70	111.65				31.62	31.33	24.31	0.19						M
BRXH_NG3	A	LIX	LIX															
BRXH_NG3	QS	SUC	SUC	47.54	111.68				23.25	23.02	11.13	0.26						E
BRXH_NG3	QS	HYP2	HYP2															

B.2 Brechas

LIT	MATERIAL			DIMENSIONES				TRACCION INDIRECTA			COMPRESION UNIAxIAL (con/sin Módulos Estáticos)					COMPRESION TRIAXIAL (con/sin Módulos Estáticos)						TIPO RUPtURA
	ALT	MIN		DIAMETRO [mm]	LONGITUD [mm]	RELACION L / D	S _y ^{TI} [MPa]	T _s [MPa]	UNIAXIAL [MPa]	UCS_50 [MPa]	YOUNG'S [GPa]	POISSON	CONFINAM [MPa]	TRIAXIAL [MPa]	YOUNG'S [GPa]	POISSON						
-	-	-																				
SBR	SBR	SBR		60.23	140.17	2.33							0.98	14.28	12.34	-		M				
SBR	SBR	SBR		60.01	140.33	2.34							2.42	23.42	13.14			M				
SBR	SBR	SBR		60.12	121.86	2.03							4.92	25.74				M				
SBR	SBR	SBR		60.19	136.93	2.28							0.98	17.16				M				
SBR	SBR	SBR		60.18	121.84	2.02							2.52	22.29	9.48			M				
SBR	SBR	SBR		60.28	136.83	2.27				15.15					8.17	0.26		M				
				60.04	137.93	2.30			3.17	3.29								M				
				60.83	137.75	2.26			7.58	7.89								M				
							-0.41															

B.3 Indiferenciado argílico sulfuro

LIT	MATERIAL			DIMENSIONES				TRACCION INDIRECTA			COMPRESION UNIAIXIAL (con/sin Módulos Elásticos)				COMPRESION TRIAXIAL (con/sin Módulos Elásticos)				TIPO
	ALT	MIN	UGBOT	DIAMETRO [mm]	LONGITUD [mm]	RELACION L/D	S _{3T} [MPa]	Ts [MPa]	UNIAIXIAL [MPa]	UCS_50 [MPa]	YOUNG'S [GPa]	POISSON	CONFHMAM [MPa]	TRIAIXIAL [MPa]	YOUNG'S [GPa]	POISSON			
-	-	-	-															RUPTRURA	
IND	A	SU	UGBOT-03	47.38	107.28	2.26							0.99	18.95				E	
IND	A	SU	UGBOT-03	47.38	106.35	2.24								18.95				E	
IND	A	SU	UGBOT-03	46.85	107.07	2.29							1.01	34.79				E	
IND	A	SU	UGBOT-03	47.05	107.87	2.29							2.44	33.27				E	
IND	A	SU	UGBOT-03	46.90	108.46	2.31							0.95	18.28				E	
IND	A	SU	UGBOT-03	47.22	108.35	2.29								27.89	12.66	0.19		E	
IND	A	SU	UGBOT-03	47.41	107.23	2.26												E	
IND	A	SU	UGBOT-03	47.33	106.80	2.26												E	
IND	A	SU	UGBOT-03	46.96	107.51	2.29												E	
IND	A	SU	UGBOT-03	47.30	103.70	2.19												E	
IND	A	SU	UGBOT-03	47.10	99.20	2.11							0.98	34.99				C	
IND	A	SU	UGBOT-03	47.40	100.60	2.12							1.96	22.70				M	
IND	A	SU	UGBOT-03	44.90	100.60	2.24							4.90	29.75				M	
IND	A	SU	UGBOT-03	47.50	104.00	2.19								23.09				E	
IND	A	SU	UGBOT-03				-4.56											M	
IND	A	SU	UGBOT-03	84.50	169.20	2.00							30.52	5.97	0.26			M	
IND	A	SU	UGBOT-03	44.60	100.70	2.26							23.04	2.68	0.05			E	
IND	A	SU	UGBOT-03	46.88	105.41	2.25							7.85	21.64				E	
IND	A	SU	UGBOT-03	47.35	115.02	2.43							10.01	82.49				M	
IND	A	SU	UGBOT-03	46.99	109.81	2.34	-3.07						7.77	96.51	56.20			M	
IND	A	SU	UGBOT-03	47.08	102.37	2.17							58.04					M	
IND	A	SU	UGBOT-03	47.03	113.23	2.41	-1.78						2.44	24.38	10.81			E	
IND	A	SU	UGBOT-03	47.48	112.29	2.36	-4.27						2.54	69.40	34.29			M	
IND	A	SU	UGBOT-03	47.27	106.88	2.26	-1.30											E	
IND	A	SU	UGBOT-03	47.13	112.73	2.39							2.46	25.93	13.60			M	
IND	A	SU	UGBOT-03	47.28	111.29	2.35							1.00	32.86	14.74			E	
IND	A	SU	UGBOT-03	47.36	108.01	2.28							4.88	51.86	20.27			E	
IND	A	STCP	UGBOT-03	63.06	143.78	2.28							22.16	23.22				M	

B.4 Indiferenciado hipógeno

UNIDAD GEOT	DIMENSIONES			CALIDAD ROCA					TRACCIÓN INDIRECTA		COMPRESION UNIAIXIAL (conv/ sin Módulos Esféricos)				COMPRESION TRIAXIAL (conv/ sin Módulos Esféricos)				TIPO
	DIAMETRO [mm]	LONGITUD [mm]	RELACION L/D	MIN	MAX	MEDIA	S _t ^{II} [MPa]	T _s [MPa]	UNIAIXIAL [MPa]	UCS 50 [MPa]	YOUNG'S [GPa]	POISSON	CONFINAM [MPa]	TRIAIXIAL [MPa]	YOUNG'S [GPa]	POISSON	RUP.TURA		
IND-QSQ-HWP1	60.95	141.70	2.32	45	55	50			87.80	91.35	36.07	0.23					M		
IND-QSQ-HWP1	60.86	142.40	2.34	45	55	50			20.57	21.39	14.31	0.07					E		
IND-QSQ-HWP1	60.84	131.17	2.16	45	55	50			9.01	9.37	S/D	S/D					E		
IND-QSQ-HWP1	60.88	143.07	2.35	45	55	50							7.10	77.12			M		
IND-QSQ-HWP1	60.81	141.95	2.33	45	55	50							7.11	58.69			E		
IND-QSQ-HWP1	60.85	140.74	2.31	45	55	50							7.06	109.32			M		
IND-QSQ-HWP2	60.93	142.22	2.33	45	55	50			11.61	12.08	S/D	S/D					E		
IND-QSQ-HWP2	60.97	141.58	2.32	45	55	50			40.66	42.31	25.53	0.24					M		
IND-QSQ-HWP2	60.94	142.40	2.34	45	55	50			33.55	34.90	13.22	0.15					E		
IND-QSQ-HWP2	60.83	142.52	2.34	45	55	50							5.11	31.89			E		
IND-QSQ-HWP2	60.83	142.02	2.33	45	55	50							5.10	36.84			E		
IND-QSQ-HWP2	60.82	144.06	2.37	45	55	50							5.07	28.11			E		
IND-QSQ-HWP2	60.82	143.67	2.36	45	55	50							5.07	57.62			M		
IND-QSQ-HWP2	60.86	143.59	2.36	45	55	50							5.09	62.27			M		
IND-QSQ-HWP2	60.86	142.45	2.34	45	55	50							5.06	41.88			M		
IND-QSQ-HWP2	60.86	142.80	2.35	45	55	50							3.05	69.27			E		
IND-QSQ-HWP2	60.90	140.90	2.31	45	55	50							3.09	49.30			M		
IND-QSQ-HWP2	60.84	145.20	2.39	45	55	50							3.05	24.42			M		
IND-QSQ-HWP1	60.85	144.01	2.37	45	55	50			36.82	38.29	17.16	0.12					M		
IND-QSQ-HWP1	61.04	142.91	2.34	45	55	50			106.87	111.23	42.38	0.21					M		
IND-QSQ-HWP1	60.87	139.14	2.29	45	55	50			58.41	60.75	24.10	0.19					E		
IND-QSQ-HWP1	60.95	142.26	2.33	45	55	50			57.31	59.62	18.14	0.28					M		
IND-QSQ-HWP1	61.05	144.70	2.37	45	55	50			47.30	49.22	20.28	0.28					M		
IND-QSQ-HWP1	60.74	142.83	2.35	45	55	50			23.16	24.08	10.58	0.11					E		
IND-QSQ-HWP1	60.83	143.75	2.36	45	55	50			80.35	83.56	35.50	0.20					E		
IND-QSQ-HWP1	60.87	140.46	2.31	45	55	50			35.91	37.35	13.38	0.26					M		
IND-QSQ-HWP1	60.76	141.86	2.33	45	55	50			76.76	79.81	32.39	0.22					M		
IND-QSQ-HWP1	60.85	144.80	2.38	45	55	50			17.35	18.05	S/D	S/D					E		
IND-QSQ-HWP1	61.12	146.06	2.39	45	55	50			45.09	46.94	26.16	0.17					E		
IND-QSQ-HWP1	61.05	143.05	2.34	45	55	50			13.98	14.55	S/D	S/D					E		
IND-QSQ-HWP1	61.10	143.60	2.35	45	55	50			28.79	29.97	15.66	0.19					E		
IND-QSQ-HWP1	61.00	143.64	2.35	45	55	50			13.39	13.94	S/D	S/D					E		
IND-QSQ-HWP1	60.97	139.66	2.29	45	55	50			20.39	21.21	14.34	0.12					E		
IND-QSQ-HWP1	60.93	144.84	2.38	45	55	50			25.79	26.83	11.39	0.12					E		
IND-QSQ-HWP1	60.63	144.63	2.39	45	55	50			44.14	45.88	16.46	0.18					M		
IND-QSQ-HWP1	60.94	143.67	2.36	45	55	50			88.67	92.25	37.36	0.17					E		
IND-QSQ-HWP1	60.99	144.77	2.37	45	55	50			119.18	124.02	49.15	0.26					M		

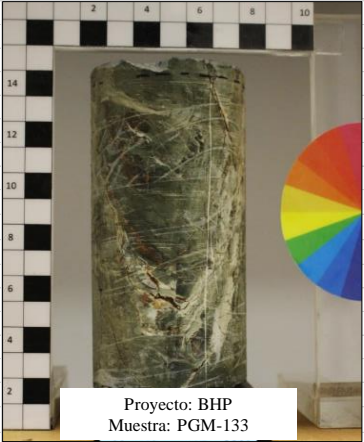

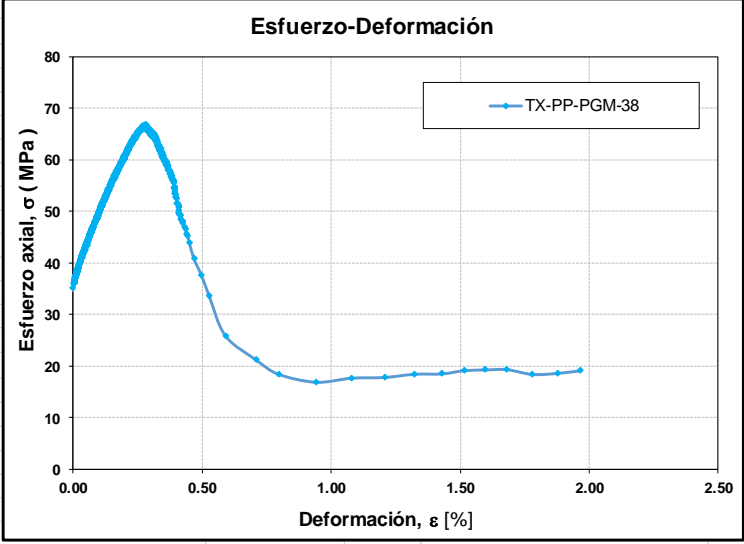
UNIDAD GEOT	DIMENSIONES			CALIDAD ROCA			TRACCIÓN INDIRECTA		COMPRESION UNIAXIAL (con/sin Módulos Elásticos)				COMPRESION TRIAXIAL (con/sin Módulos Elásticos)				
	DIAMETRO	LONGITUD	RELACION	RANGO GSI			S _v ^H	Ts	UNIAXIAL	UCS_50	YOUNG'S	POISSON	CONFINAM	TRIAIXIAL	YOUNG'S	POISSON	TIPO
				MIN	MAX	MEDIA											
	[mm]	[mm]	L / D														
IND-QSS-HYP1	61.00	145.71	2.39	45	55	50			110.24	114.71	41.79	0.25					M
IND-QSS-HYP1	61.21	142.51	2.33	45	55	50			69.19	72.04	34.27	0.17					E
IND-QSS-HYP1	61.02	145.39	2.38	45	55	50			113.27	117.87	34.43	0.23					M
IND-QSS-HYP1	61.02	146.49	2.40	45	55	50			56.03	58.30	24.36	0.17					E
IND-QSS-HYP1	60.91	143.75	2.36	45	55	50			8.29	8.62	S/D	S/D					E
IND-QSS-HYP1	60.63	126.64	2.09	45	55	50							9.27	54.33			E
IND-QSS-HYP1	60.68	126.84	2.09	45	55	50							9.32	64.31			E
IND-QSS-HYP1	60.71	127.11	2.09	45	55	50							9.32	88.51			E
IND-QSS-HYP1	60.59	124.30	2.05	45	55	50							9.31	59.84			E
IND-QSS-HYP1	60.73	126.47	2.08	45	55	50							9.07	119.54			M
IND-QSS-HYP1	60.73	127.18	2.09	45	55	50							9.25	153.87			M
IND-QSS-HYP1	60.72	126.99	2.09	45	55	50							9.09	94.28			E
IND-QSS-HYP1	60.70	125.61	2.07	45	55	50							9.10	87.80			E
IND-QSS-HYP1	60.76	125.17	2.06	45	55	50							10.26	135.63			M
IND-QSS-HYP1	60.72	125.63	2.07	45	55	50							10.13	205.86			M
IND-QSS-HYP1	60.71	147.58	2.43	45	55	50							12.03	113.90			M
IND-QSS-HYP1	60.65	147.66	2.43	45	55	50							5.26	44.90			E
IND-QSS-HYP1	60.73	140.09	2.31	45	55	50							5.23	44.88			E
IND-QSS-HYP1	60.50	139.15	2.30	45	55	50							6.11	77.46			M
IND-QSS-HYP1	60.63	139.17	2.30	45	55	50							6.23	103.69			E
IND-QSS-HYP1	60.66	138.05	2.28	45	55	50							6.13	118.59			M
IND-QSS-HYP1	60.75	138.73	2.28	45	55	50							7.12	129.99			E
IND-QSS-HYP1	60.76	138.37	2.28	45	55	50							7.07	68.60			E
IND-QSS-HYP1	60.67	138.23	2.28	45	55	50							7.03	104.62			M
IND-QSS-HYP1	60.43	121.04	2.00	45	55	50							4.20	41.10			E
IND-QSS-HYP1	60.42	131.82	2.18	45	55	50							4.18	65.68			M
IND-QSS-HYP1	60.45	125.75	2.08	45	55	50							5.13	57.20			E
IND-QSS-HYP1	60.55	132.30	2.18	45	55	50							5.09	67.38			E
IND-QSS-HYP1	60.64	127.16	2.10	45	55	50							5.17	79.01			M
IND-QSS-HYP1	60.47	136.94	2.26	45	55	50							5.25	70.91			M
IND-QSS-HYP1	60.61	126.45	2.09	45	55	50							5.15	88.73			M
IND-QSS-HYP1	60.61	122.45	2.02	45	55	50							5.15	95.39			M
IND-QSS-HYP1	60.35	124.53	2.06	45	55	50							5.13	90.19			M
IND-QSS-HYP1	60.76	140.10	2.31	45	55	50							7.11	85.81			E
IND-QSS-HYP1	60.76	138.54	2.28	45	55	50							7.12	135.37			M
IND-QSS-HYP1	60.69	138.33	2.28	45	55	50							7.27	132.87			M
IND-QSS-HYP1	60.70	126.59	2.09	45	55	50							7.28	107.48			M
IND-QSS-HYP1	60.64	140.98	2.32	45	55	50							7.37	126.95			M
IND-QSS-HYP1	60.73	124.74	2.05	45	55	50							7.35	136.44			M
IND-QSS-HYP1	60.58	131.69	2.17	45	55	50							8.33	60.09			E
IND-QSS-HYP1	60.64	132.13	2.18	45	55	50							8.25	83.77			E
IND-QSS-HYP1	60.63	140.11	2.31	45	55	50							8.12	99.11			M
IND-QSS-HYP1	60.58	132.43	2.19	45	55	50							6.01	104.35			M
IND-QSS-HYP1	60.50	131.79	2.18	45	55	50							6.09	124.81			M
IND-QSS-HYP1	60.70	132.51	2.18	45	55	50							5.22	94.17			E
IND-QSS-HYP1	60.72	133.20	2.19	45	55	50							5.43	81.61			E
IND-QSS-HYP1	60.63	124.28	2.05	45	55	50							5.20	69.30			E
IND-QSS-HYP1	60.69	132.13	2.18	45	55	50							7.26	71.78			E
IND-QSS-HYP1	60.80	125.35	2.06	45	55	50							7.27	84.06			E
IND-QSS-HYP1	60.80	131.76	2.17	45	55	50							7.26	84.77			E
IND-QSS-HYP1	60.88	143.38	2.36	45	55	50							7.28	115.00			M
IND-QSS-HYP1	60.86	135.26	2.22	45	55	50							8.13	87.94			E
IND-QSS-HYP1	60.82	131.37	2.16	45	55	50							8.07	66.30			M
IND-QSS-HYP1	60.75	143.39	2.36	45	55	50							8.06	65.16			M
IND-QSS-HYP1	60.83	132.24	2.17	45	55	50							8.07	52.92			E
IND-QSS-HYP1	60.72	132.08	2.18	45	55	50							8.16	91.88			M
IND-QSS-HYP1	60.85	123.36	2.03	45	55	50							8.11	77.41			M
IND-QSS-HYP1	60.83	127.11	2.09	45	55	50							8.12	53.43			E
IND-QSS-HYP1	60.87	123.45	2.03	45	55	50							8.28	111.16			M
IND-QSS-HYP1	60.99	132.23	2.17	45	55	50							10.01	162.32			M
IND-QSS-HYP1	61.01	135.31	2.22	45	55	50							9.94	108.05			E
IND-QSS-HYP1	60.70	142.75	2.35	45	55	50							12.38	115.77			E
IND-QSS-HYP2	60.92	144.96	2.38	45	55	50			17.53	18.24	S/D	S/D					E
IND-QSS-HYP2	60.84	145.76	2.40	45	55	50			23.81	24.77	18.30	0.18					E
IND-QSS-HYP2	60.93	145.33	2.39	45	55	50			12.87	13.39	S/D	S/D					E
IND-QSS-HYP2	60.85	143.36	2.36	45	55	50			26.98	28.06	15.24	0.32					E
IND-QSS-HYP2	60.79	143.35	2.36	45	55	50			28.36	29.49	13.62	0.14					E
IND-QSS-HYP2	60.85	143.35	2.36	45	55	50			26.03	27.07	14.05	0.14					E
IND-QSS-HYP2	61.10	145.33	2.38	45	55	50			29.40	30.60	18.31	0.14					E
IND-QSS-HYP2	60.84	147.11	2.42	45	55	50			36.33	37.78	13.68	0.14					E
IND-QSS-HYP2	60.81	141.84	2.33	45	55	50			30.45	31.66	14.08	0.15					M
IND-QSS-HYP2	60.75	144.98	2.39	45	55	50			15.29	15.89	S/D	S/D					E
IND-QSS-HYP2	60.85	143.59	2.36	45	55	50			25.42	26.44	11.29	0.12					E
IND-QSS-HYP2	60.87	141.75	2.33	45	55	50			9.50	9.89	S/D	S/D					E
IND-QSS-HYP2	60.78	143.97	2.37	45	55	50			46.54	48.40	18.31	0.20					M
IND-QSS-HYP2	60.86	142.85	2.35	45	55	50			32.41	33.71	28.06	0.16					E
IND-QSS-HYP2	60.62	142.53	2.35	45	55	50			69.60	72.34	26.10	0.18					M
IND-QSS-HYP2	60.74	146.80	2.42	45	55	50			48.22	50.13	14.40	0.16					M
IND-QSS-HYP2	61.00	143.05	2.35	45	55	50			72.61	75.56	32.08	0.17					M
IND-QSS-HYP2	60.84	143.56	2.36	45	55	50			106.92	111.20	36.79	0.22					M
IND-QSS-HYP2	60.60	143.78	2.37	45	55	50			93.54	97.20	44.						

UNIDAD GEOT	DIMENSIONES			CALIDAD ROCA			TRACCIÓN INDIRECTA		COMPRESION UNIAXIAL (con/sin Módulos Elásticos)				COMPRESION TRIAXIAL (con/sin Módulos Elásticos)				TIPO
	DIAMETRO	LONGITUD	RELACION	RANGO GSI			S _v ^{II}	Ts	UNIAXIAL	UCS_50	YOUNG'S	POISSON	CONFINAM	TRIAIXIAL	YOUNG'S	POISSON	
	[mm]	[mm]	L / D	MIN	MAX	MEDIA	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	-	[MPa]	[MPa]	[GPa]	-	RUPTURA
IND-QSS-HYP	60.67	138.52	2.28	45	55	50							2.52	85.36			M
IND-QSS-HYP	60.84	138.18	2.27	45	55	50							2.53	73.30			M
IND-QSS-HYP	60.67	138.74	2.29	45	55	50				72.58			0.00	19.09	26.35	0.17	E
IND-QSS-HYP	47.26	107.87	2.28	45	55	50							2.55	53.51			M
IND-QSQ-HYP	60.56	147.21	2.43	45	55	50				125.21			0.00	32.93	72.42	0.21	E
IND-QSS-HYP	46.55	107.06	2.30	45	55	50							2.43	31.64			E
IND-QSS-HYP	47.37	108.18	2.28	45	55	50							0.99	24.32			E
IND-QSS-HYP	47.22	107.80	2.28	45	55	50							2.52	59.32			M
IND-QSS-HYP	47.38	108.70	2.29	45	55	50							4.87	52.05			E
IND-QSS-HYP	47.31	105.42	2.23	45	55	50				26.99	9.37	0.15					E
IND-QSS-HYP	47.26	108.54	2.30	45	55	50				27.86	10.44	0.15					E
IND-QSS-HYP	47.42	106.12	2.24	45	55	50				24.22							E
IND-QSS-HYP	47.49	107.08	2.25	45	55	50							4.87	51.22			E
IND-QSS-HYP	47.48	107.23	2.26	45	55	50							4.90	40.16			E
IND-QSS-HYP	47.40	107.81	2.27	45	55	50							4.80	75.31			M
IND-QSS-HYP	47.03	94.78	2.02	45	55	50							4.83	61.32			C
IND-QSS-HYP	47.25	107.39	2.27	45	55	50				40.80	19.18	0.20					C
IND-QSS-HYP	47.32	103.65	2.19	45	55	50				27.00	11.31	0.16					E
IND-QSS-HYP	47.52	107.97	2.27	45	55	50				25.12							E
IND-QSS-HYP	47.52	107.51	2.26	45	55	50				26.01	9.35	0.16					E
IND-QSS-HYP	47.40	101.40	2.14	45	55	50				40.73	23.44	0.27					C
IND-QSS-HYP				45	55	50											
IND-QSS-HYP	44.50	90.10	2.02	45	55	50							0.98	36.71			E
IND-QSS-HYP	44.70	103.70	2.32	45	55	50							0.98	29.26			E
IND-QSS-HYP	44.90	97.70	2.18	45	55	50							1.96	38.60			E
IND-QSS-HYP	44.70	102.50	2.29	45	55	50							0.98	23.60			C
IND-QSS-HYP	47.20	103.90	2.20	45	55	50							1.96	41.74			M
IND-QSS-HYP	47.20	100.20	2.12	45	55	50							1.96	72.06			M
IND-QSS-HYP	47.40	102.20	2.16	45	55	50							4.90	87.44			M
IND-QSS-HYP	47.40	102.30	2.16	45	55	50							1.96	50.47			E
IND-QSS-HYP	47.10	103.80	2.20	45	55	50							1.96	34.41			C
IND-QSS-HYP	46.20	100.80	2.18	45	55	50							1.96	22.65			E
IND-QSS-HYP	46.50	100.60	2.16	45	55	50							4.90	102.65			E
IND-QSS-HYP	46.80	104.00	2.22	45	55	50							4.90	69.83			E
IND-QSS-HYP	46.50	100.40	2.16	45	55	50							4.90	109.06			E
IND-QSS-HYP	44.80	101.90	2.27	45	55	50				24.73	7.10	0.20					E
IND-QSS-HYP	84.50	175.80	2.08	45	55	50				20.14	14.15	0.26					E
IND-QSS-HYP	84.50	175.90	2.08	45	55	50							4.90	47.64			M
IND-QSS-HYP	47.39	117.80	2.49	45	55	50				59.37	29.09	0.32					E
IND-QSS-HYP	47.47	115.87	2.44	45	55	50							0.89	43.52	31.53		E
IND-QSS-HYP	47.52	115.62	2.43	45	55	50							1.00	16.47			E
IND-QSS-HYP	47.45	114.70	2.42	45	55	50							2.52	21.26			E
IND-QSS-HYP	47.55	113.36	2.38	45	55	50							2.51	33.24	26.90		E
IND-QSS-HYP	47.41	111.69	2.36	45	55	50							7.78	70.46	41.60		E
IND-QSS-HYP	47.48	114.30	2.41	45	55	50							7.83	152.77	65.13		M
IND-QSS-HYP				45	55	50											
IND-QSS-HYP	46.94	106.69	2.27	45	55	50				66.08	36.12	0.23					M
IND-QSS-HYP	46.69	112.40	2.41	45	55	50							4.83	80.82	37.40		E
IND-QSQ-HYP	47.32	113.86	2.41	45	55	50							7.77	129.61	58.04		M
IND-QSS-HYP	47.36	117.57	2.48	45	55	50				49.13	38.21	0.20					E
IND-QSS-HYP	47.47	113.20	2.38	45	55	50							0.99	55.68	32.47		E
IND-QSQ-HYP	47.46	115.90	2.44	45	55	50							4.91	71.90	33.07		E
IND-QSS-HYP	47.43	109.91	2.32	45	55	50							4.84	106.86	48.91		M
IND-QSS-HYP	47.35	113.86	2.40	45	55	50							2.45	99.42	41.07		M
IND-QSS-HYP	47.36	112.43	2.37	45	55	50				22.38	12.17	0.24					M
IND-QSS-HYP	47.03	113.51	2.41	45	55	50							1.01	47.02	48.48		E
IND-QSS-HYP	47.11	104.36	2.22	45	55	50							2.47	27.70	24.09		E
IND-QSS-HYP	47.37	109.29	2.31	45	55	50							4.87	50.61	28.30		M
IND-QSS-HYP	47.39	104.06	2.20	45	55	50							7.79	67.49	39.53		E
IND-QSS-HYP	47.27	114.86	2.43	45	55	50	-3.46						2.53	31.73	16.08		E
IND-QSS-HYP	47.26	112.45	2.38	45	55	50				46.40	38.24	0.20					M
IND-QSS-HYP	47.44	114.70	2.42	45	55	50							7.78	95.88	47.97		M
IND-QSS-HYP	47.30	112.11	2.37	45	55	50							1.00	68.89	48.59		E
IND-QSS-HYP	47.35	107.64	2.27	45	55	50							2.51	107.18	47.05		M
IND-QSS-HYP	47.34	107.18	2.26	45	55	50							7.94	59.21	49.03		E
IND-QSS-HYP	47.42	113.19	2.39	45	55	50							4.84	51.93	44.01		E
IND-QSS-HYP	47.43	113.56	2.39	45	55	50							0.98	90.21	63.10		M
IND-QSS-HYP	60.39	144.58	2.39	45	55	50							2.57	27.16	16.53		E
IND-QSS-HYP	60.46	143.31	2.37	45	55	50							4.99	51.28	33.62		E
IND-QSS-HYP	47.07	107.30	2.28	45	55	50							4.93	36.70	11.06		M
IND-QSS-HYP	47.20	113.12	2.40	45	55	50							2.50	27.05	13.07		E
IND-QSS-HYP	47.53	107.94	2.27	45	55	50							0.98	96.03	61.24		M
IND-QSS-HYP	47.50	115.90	2.44	45	55	50				59.19	33.50	0.26					M
IND-QSS-HYP	47.45	107.35	2.26	45	55	50							1.00	47.33	36.84		E
IND-QSS-HYP	47.45	110.25	2.32	45	55	50							2.51	59.31	29.12		E
IND-QSS-HYP	47.49	111.95	2.36	45	55	50							4.89	106.99	52.59		M
IND-QSS-HYP	47.48	110.24	2.32	45	55	50							7.79	117.19	51.31		M
IND-QSS-HYP	47.37	109.51	2.31	45	55	50				30.27	43.34	0.24					E
IND-QSS-HYP	47.36	112.01	2.37	45	55	50							2.55	41.74	31.60		E
IND-QSS-HYP	60.76	140.95	2.32	45	55	50				50.32	34.31	0.28					M
IND-QSS-HYP	60.58	140.90	2.33	45	55	50							4.99	75.33	48.04		M
IND-QSS-HYP	60.67	146.02	2.41	45	55	50				24.29	19.41	0.23					E
IND-QSQ-HYP	47.47	106.95	2.25	45	55	50							0.97	48.61	39.87		E
IND-QSQ-HYP	47.42	108.90	2.30	45	55	50							7.66	86.38	42.52		M
IND-QSS-HYP	47.46	108.07	2.28	45	55	50				36.57	26.16	0.26					E
IND-QSS-HYP	47.44	104.41	2.20	45	55	50							4.87	55.94	26.47		E
IND-QSS-HYP	47.46	111.22	2.34	45	55	50				42.42	27.76	0.21					E

UNIDAD GEOT	DIMENSIONES			CALIDAD ROCA			TRACCIÓN INDIRECTA		COMPRESION UNIAXIAL (con/sin Módulos Estáticos)				COMPRESION TRIAXIAL (con/sin Módulos Estáticos)					
	DIAMETRO	LONGITUD	RELACION	RANGO GSI			S_3^T	T_s	UNIAXIAL	UCS_50	YOUNG'S	POISSON	CONFINAM	TRIAXIAL	YOUNG'S	POISSON	TIPO	
	[mm]	[mm]	L / D	MIN	MAX	MEDIA	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	-	[MPa]	[MPa]	[GPa]	-	RUPTURA	
IND-QSS-HYP	47.44	107.88	2.27	45	55	50												
IND-QSS-HYP	47.47	106.88	2.25	45	55	50												
IND-QSS-HYP	47.47	109.80	2.31	45	55	50								1.04	30.15	40.83		E
IND-QSS-HYP	47.52	110.85	2.33	45	55	50								4.93	34.76	19.74		E
IND-QSS-HYP	47.51	111.43	2.35	45	55	50								2.56	51.62	34.61		E
IND-QSS-HYP	47.44	109.90	2.32	45	55	50								7.81	99.03	45.27		M
IND-QSS-HYP	47.44	108.92	2.30	45	55	50								1.01	29.91	11.18		E
IND-QSS-HYP	47.46	108.92	2.30	45	55	50								4.90	40.24	30.64		E
IND-QSQ-HYP	60.64	138.12	2.28	45	55	50												
IND-QSQ-HYP	60.44	138.22	2.29	45	55	50				61.26	40.00	0.25						
IND-QSQ-HYP	60.77	145.33	2.39	45	55	50								2.49	82.40	55.52		E
IND-QSS-HYP	47.64	108.39	2.28	45	55	50				41.51	35.25	0.26						
IND-QSS-HYP	47.65	110.81	2.33	45	55	50								1.06	93.20	57.03		M
IND-QSS-HYP	47.65	110.81	2.33	45	55	50								4.93	118.51	59.04		M
IND-QSS-HYP	47.37	109.59	2.31	45	55	50												
IND-QSS-HYP	47.35	111.30	2.35	45	55	50				49.67	33.24	0.28						
IND-QSS-HYP	47.40	113.62	2.40	45	55	50								2.54	95.29	48.51		M
IND-QSS-HYP	47.32	112.72	2.38	45	55	50								7.83	127.98	59.11		M
IND-QSS-HYP	47.32	112.72	2.38	45	55	50				51.53	23.70	0.21						
IND-QSS-HYP	47.44	113.31	2.39	45	55	50								1.01	78.71	45.89		M
IND-QSQ-HYP	47.36	108.89	2.30	45	55	50								7.82	109.45	57.25		M
IND-QSS-HYP	47.36	103.01	2.17	45	55	50								0.96	94.99	35.68		M
IND-QSS-HYP	47.36	103.01	2.18	45	55	50								0.96	94.99	35.68		M
IND-QSS-HYP	47.35	110.55	2.33	45	55	50								20.30	250.14			M
IND-QSS-HYP	47.40	105.81	2.23	45	55	50								2.51	73.53	37.74		M
IND-QSS-HYP	47.38	105.88	2.23	45	55	50								10.00	103.56			E
IND-QSS-HYP	47.62	109.21	2.29	45	55	50								4.90	67.79	21.76		E
IND-QSQ-HYP	47.35	102.50	2.16	45	55	50								7.80	128.49	61.77		M
IND-QSQ-HYP	47.36	98.23	2.07	45	55	50								10.02	135.09			M
IND-QSQ-HYP	47.34	106.31	2.25	45	55	50								20.01	154.24			E
IND-QSS-HYP	47.45	107.91	2.27	45	55	50								4.95	86.23	47.03		M
IND-QSS-HYP	47.45	107.91	2.27	45	55	50								4.95	86.23	47.03		M
IND-QSS-HYP	47.36	98.17	2.07	45	55	50								10.08	77.18			E
IND-QSS-HYP	47.32	105.31	2.23	45	55	50								2.51	39.43	19.54		E
IND-QSQ-HYP	47.50	110.55	2.33	45	55	50								1.01	47.61	45.29		E
IND-QSQ-HYP	47.52	106.45	2.24	45	55	50								20.21	166.19			E
IND-QSQ-HYP	47.50	109.54	2.31	45	55	50				55.13	27.53	0.22						
IND-QSQ-HYP	47.41	104.26	2.20	45	55	50								2.52	49.59	31.08		E
IND-QSQ-HYP	47.29	110.67	2.34	45	55	50								4.93	75.08	34.05		M
IND-QSS-HYP	47.32	106.02	2.24	45	55	50								7.82	60.58	23.16		E
IND-QSS-HYP	47.31	102.44	2.17	45	55	50								10.00	118.42			M
IND-QSQ-HYP	47.36	108.82	2.30	45	55	50				51.46	28.47	0.28						
IND-QSS-HYP	47.39	109.21	2.30	45	55	50				42.06	47.33	0.19						
IND-QSS-HYP	47.31	111.15	2.35	45	55	50								20.01	135.70			M
IND-QSS-HYP	47.40	111.10	2.34	45	55	50				65.75	38.48	0.24						
IND-QSS-HYP	47.62	106.83	2.24	45	55	50				30.90	17.43	0.31						
IND-QSS-HYP	47.58	104.26	2.19	45	55	50								8.04	106.28			M
IND-QSS-HYP	63.07	145.79	2.31	45	55	50				103.92	68.23	0.27						
IND-QSS-HYP	63.03	146.70	2.33	45	55	50								7.78	129.47	50.27		M
IND-QSS-HYP	63.10	145.36	2.30	45	55	50								1.01	46.39	44.09		E
IND-QSS-HYP1				45	55	50												
IND-QSS-HYP1				45	55	50												
IND-QSS-HYP1	63.32	143.56	2.27	45	55	50				20.10	21.07							
IND-QSS-HYP1				45	55	50												
IND-QSS-HYP1				45	55	50												
IND-QSS-HYP2				45	55	50												
IND-QSS-HYP1	63.19	143.39	2.27	45	55	50				38.63	40.48							
IND-QSS-HYP1	63.06	145.04	2.30	45	55	50				28.07	29.40							
IND-QSS-HYP1	63.22	143.90	2.28	45	55	50				17.12	17.95							
IND-QSS-HYP1				45	55	50												
IND-QSS-HYP1				45	55	50												
IND-QSS-HYP2	63.25	142.90	2.26	45	55	50				29.12	30.53							
IND-QSS-HYP1	63.05	143.93	2.28	45	55	50				30.71	32.17							
IND-QSS-HYP1				45	55	50												
IND-QSS-HYP1	63.02	142.23	2.26	45	55	50				34.79	36.44	9.54	0.14					
IND-QS_BT-HYP1	47.45	106.75	2.25	50	60	55				25.20	24.94							
IND-QS-HYP1	47.69	107.14	2.25	50	60	55												
IND-QS-HYP1	44.90	106.05	2.36	50	60	55				31.50	30.83	13.35	0.18					
IND-QS_BT-HYP1	44.77	96.34	2.15	50	60	55				22.93	22.43							
IND-QS_BT-HYP1	47.34	106.31	2.25	50	60	55				82.42	81.52	38.14	0.25					
IND-QS_BT-HYP1	47.38	108.66	2.29	50	60	55				52.11	51.55	26.36	0.22					

UNIDAD GEOT	DIMENSIONES			CALIDAD ROCA			TRACCIÓN INDIRECTA		COMPRESION UNIAXIAL (con/sin Módulos Elásticos)					COMPRESION TRIAXIAL (con/sin Módulos Elásticos)				
	DIAMETRO	LONGITUD	RELACION	RANGO GSI			S _v ^{II}	Ts	UNIAXIAL	UCS_50	YOUNG'S	POISSON	CONFINAM	TRIAXIAL	YOUNG'S	POISSON	TIPO	
	[mm]	[mm]	L / D	MIN	MAX	MEDIA	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	-	[MPa]	[MPa]	[GPa]	-	RUPTURA	
QFP1-QSS-HYP1	60.97	143.28	2.35	55	65	60							7.07	104.42			M	
QFP1-QSS-HYP1	60.98	142.84	2.34	55	65	60							7.07	128.41			M	
QFP1-QSS-HYP1	61.10	146.13	2.39	55	65	60							10.19	114.84			M	
QFP1-QSS-HYP1	61.25	143.23	2.34	55	65	60							10.09	102.19			M	
QFP1-QSS-HYP2	61.03	141.33	2.32	55	65	60			37.87	39.41	19.38	0.22					M	
QFP2-QSQ-HYP1	60.33	138.76	2.30	55	65	60			36.39	37.78	17.37	0.17					M	
QFP2-QSQ-HYP1	60.25	141.93	2.36	55	65	60			43.74	45.40	15.78	0.14					M	
QFP2-QSQ-HYP1	60.29	126.75	2.10	55	65	60			75.96	78.86	25.34	0.32					M	
QFP2-QSQ-HYP1	60.35	138.12	2.29	55	65	60			24.48	25.42	S/D	S/D					E	
QFP2-QSQ-HYP1	60.31	138.19	2.29	55	65	60			63.23	65.65	29.05	0.20					M	
QFP2-QSQ-HYP1	60.29	138.88	2.30	55	65	60			43.23	44.88	21.42	0.19					M	
QFP2-QSQ-HYP1	58.47	138.41	2.37	55	65	60			119.55	123.35	59.15	0.33					M	
QFP2-QSQ-HYP1	60.30	130.79	2.17	55	65	60							2.99	46.44			M	
QFP2-QSQ-HYP1	60.37	142.88	2.37	55	65	60							2.98	40.29			M	
QFP2-QSQ-HYP1	60.21	138.35	2.30	55	65	60							2.97	58.68			M	
QFP2-QSQ-HYP1	60.29	138.85	2.30	55	65	60							2.99	30.54			E	
QFP2-QSQ-HYP1	60.26	142.65	2.37	55	65	60							3.96	72.52			M	
QFP2-QSQ-HYP1	60.32	143.69	2.38	55	65	60							3.94	50.65			M	
QFP2-QSQ-HYP1	60.11	143.75	2.39	55	65	60							4.97	107.65			M	
QFP2-QSQ-HYP1	60.23	143.52	2.38	55	65	60							5.07	98.96			M	
QFP2-QSQ-HYP1	60.33	142.87	2.37	55	65	60							1.00	62.65			M	
QFP2-QSQ-HYP1	60.21	145.62	2.42	55	65	60							1.06	12.66			E	
QFP2-QSQ-HYP1	60.16	141.48	2.35	55	65	60							1.02	43.06			M	
QFP2-QSQ-HYP1	58.86	130.69	2.22	55	65	60							0.99	65.29			M	
QFP2-QSQ-HYP1	60.13	137.57	2.29	55	65	60							1.99	50.32			M	
QFP2-QSQ-HYP2	59.94	137.93	2.30	55	65	60			31.87	33.04	19.47	0.17					M	
QFP2-QSS-HYP1	60.30	138.31	2.29	55	65	60			67.84	70.43	27.54	0.24					M	
QFP2-QSS-HYP1	60.59	141.75	2.34	55	65	60			75.61	78.57	33.56	0.26					M	
QFP2-QSS-HYP1	60.47	138.27	2.29	55	65	60							9.05	69.07			M	
QFP2-QSS-HYP1	60.53	142.92	2.36	55	65	60							8.95	152.30			M	
QFP2-QSS-HYP1	60.63	142.52	2.35	55	65	60							9.44	78.04			M	
QFP2-QSS-HYP2	60.52	141.71	2.34	55	65	60			148.66	154.45	58.15	0.32					M	
QFP2-QSS-HYP2	60.34	142.35	2.36	55	65	60							8.18	103.45			M	
QFP2-QSS-HYP2	60.40	137.99	2.28	55	65	60							8.95	75.17			M	
QFP2-QSS-HYP2	60.74	137.54	2.26	55	65	60							9.02	55.28			M	
QFP1-QSS-HYP2	63.18	138.64	2.19	55	65	60			36.58	38.33							E	
QFP1-QSS-HYP2				55	65	60												
QFP1-QSS-HYP1				55	65	60												
QFP1-QSS-HYP1	63.13	145.14	2.30	55	65	60			28.78	30.16							E	
QFP1-QSS-HYP1				55	65	60												
QFP1-QSS-HYP1	47.14	105.04	2.23	55	65	60			40.69	40.21	18.17	0.21					M	
QFP1-QSS-HYP1				55	65	60												
QFP1-QSS-HYP1	47.09	108.34	2.30	55	65	60			74.30	73.41	36.67	0.25					M	
QFP1-QSS-HYP1	47.17	103.74	2.20	55	65	60			40.91	40.43	19.72	0.23					M	
QFP1-QSS-HYP1	47.23	101.71	2.15	55	65	60			43.67	43.17	21.52	0.25					M	
QFP1-QSS-HYP1	47.29	109.34	2.31	55	65	60			100.17	99.06	45.64	0.18					M	
QFP1-QSS-HYP1				55	65	60												
QFP1-QSS-HYP1	47.34	109.40	2.31	55	65	60			81.70	80.81	37.55	0.22					M	
QFP1-QSS-HYP1				55	65	60												
QFP1-QSS-HYP1	47.37	107.92	2.28	55	65	60			77.55	76.72	31.69	0.20					M	
QFP1-QSS-HYP1				55	65	60												
QFP1-QSS-HYP1	47.08	105.11	2.23	55	65	60			50.73	50.12	21.97	0.24					M	
QFP1-QSS-HYP1				55	65	60												
QFP1-QSS-HYP1	47.09	107.32	2.28	55	65	60			70.86	70.02	30.69	0.24					M	
QFP1-QSS-HYP1	47.28	107.34	2.27	55	65	60			69.70	68.92							M	
QFP1-QSS-HYP1				55	65	60												
QFP1-QSS-HYP1	47.36	109.66	2.32	55	65	60			108.28	107.11							M	
QFP1-QSS-HYP1				55	65	60												
QFP2-QSS-HYP2	47.29	109.69	2.32	55	65	60			44.48	43.99							M	
QFP2-QSS-HYP2				55	65	60												
QFP1-QSS-HYP1	47.37	103.75	2.19	55	65	60			33.41	33.05							E	
QFP2-QSS-HYP1	62.99	147.96	2.35	55	65	60			56.78	59.46							E	
QFP2-QSS-HYP1				55	65	60												
QFP2-QSS-HYP1	62.95	142.31	2.26	55	65	60			39.07	40.92	18.64	0.18					M	
QFP2-QSS-HYP1	62.97	144.80	2.30	55	65	60			42.80	44.82	28.02	0.19					M	
QFP2-QSS-HYP1				55	65	60												
QFP2-QSS-HYP1				55	65	60												
QFP1-QS-HYP1	47.36	112.05	2.37	55	65	60							2.52	35.43			M	
QFP1-QS-HYP1	47.16	111.26	2.36	55	65	60							S/D	S/D				

C. Resultados de ensayos de laboratorio de resistencia post peak

ENSAYO TRIAXIAL CON MEDICION POST-PEAK	
Proyecto	BHP
Muestra	PGM-133
Litología	IND-QS-HYP
Datos	
Diámetro, D [cm]	6.08
Altura, H [cm]	13.21
H/D	2.17
Peso [g]	1015.50
Densidad Geométrica [g/cm ³]	2.65
Resultados	
Presión de confinamiento, σ_3 (Mpa)	10.0
Resistencia máxima, σ_{UCS} [MPa]	66.9
Resistencia máxima, $\sigma_{UCS, D=5cm, H/D=2}$ [MPa]	69.9
Módulo de Deformación, E [GPa]	11.4
Módulo de Deformación, $E_{D=5cm, H/D=2}$ [GPa]	11.9
Razón de Poisson, ν	--
Tipo de falla	B2
FOTOGRAFIAS	
Previo ensayo	Post ensayo
	
Proyecto: BHP Muestra: PGM-133	Proyecto: BHP Muestra: PGM-133
<div style="text-align: center;"> Esfuerzo-Deformación </div> 	

ENSAYO TRIAXIAL CON MEDICION POST-PEAK

Proyecto	BHP
Muestra	PGM-53
Litología	IND-QS-HYP

Datos	
Diámetro, D [cm]	6.16
Altura, H [cm]	13.22
H/D	2.15
Peso [g]	912.94
Densidad Geométrica [g/cm ³]	2.32

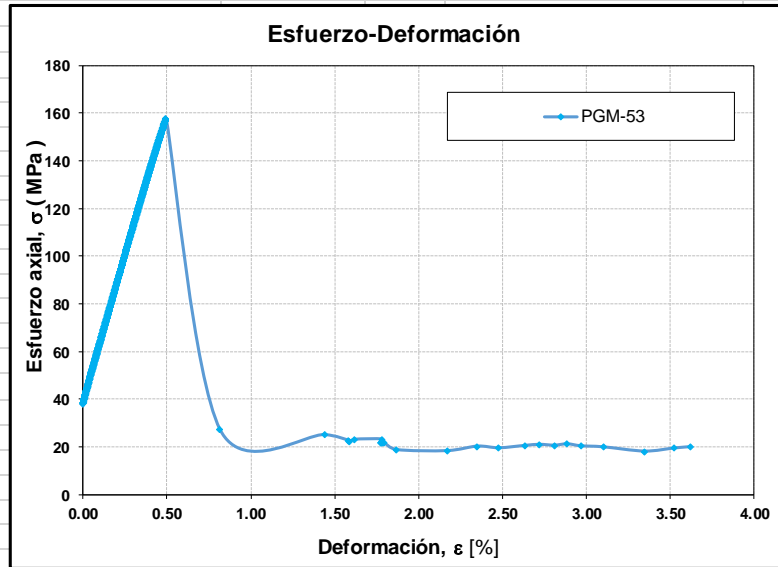
Resultados	
Presión de confinamiento, σ_3 (Mpa)	10.0
Resistencia máxima, σ_{UCS} [MPa]	157.7
Resistencia máxima, $\sigma_{UCS D=5cm, H/D=2}$ [MPa]	165.0
Módulo de Deformación, E [GPa]	24.5
Módulo de Deformación, $E_{D=5cm, H/D=2}$ [GPa]	25.6
Razón de Poisson, ν	--
Tipo de falla	B2

FOTOGRAFIAS

Previo ensayo



Post ensayo



ENSAYO TRIAXIAL CON MEDICION POST-PEAK

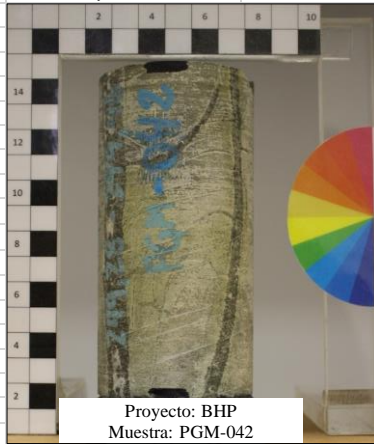
Proyecto	BHP
Muestra	PGM-42
Litología	IND-QS-HYP

Datos	
Diámetro, D [cm]	6.12
Altura, H [cm]	12.02
H/D	1.96
Peso [g]	1242.00
Densidad Geométrica [g/cm ³]	3.51

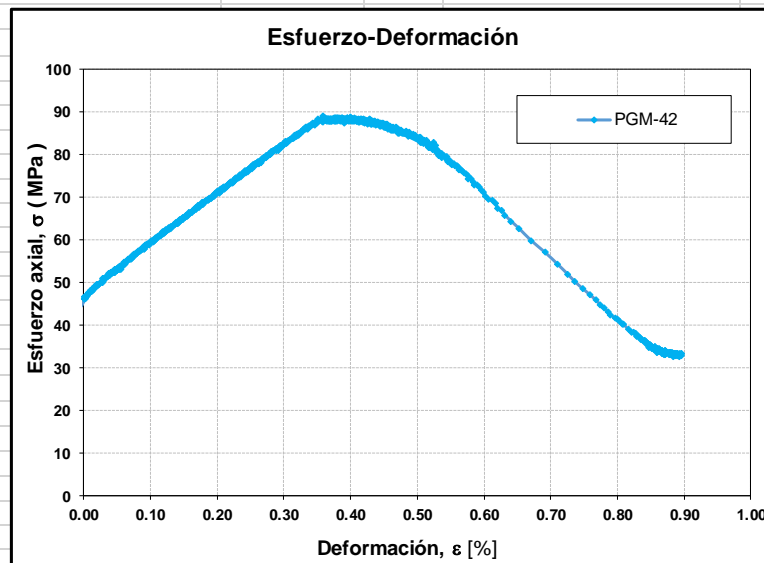
Resultados	
Presión de confinamiento, σ_3 (Mpa)	20.0
Resistencia máxima, σ_{UCS} [MPa]	89.1
Resistencia máxima, $\sigma_{UCS D=5cm, H/D=2}$ [MPa]	92.2
Módulo de Deformación, E [GPa]	11.6
Módulo de Deformación, $E_{D=5cm, H/D=2}$ [GPa]	12.1
Razón de Poisson, ν	--
Tipo de falla	D2

FOTOGRAFIAS

Previo ensayo



Post ensayo



ENSAYO TRIAXIAL CON MEDICION POST-PEAK

Proyecto	BHP
Muestra	PGM-89
Litología	IND-QS-HYP

Datos	
Diámetro, D [cm]	6.05
Altura, H [cm]	12.70
H/D	2.10
Peso [g]	1001.60
Densidad Geométrica [g/cm ³]	2.74

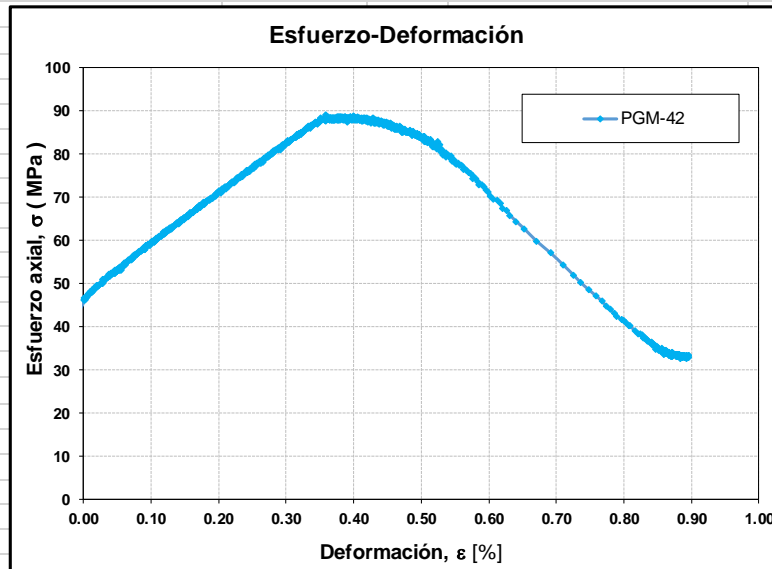
Resultados	
Presión de confinamiento, σ_3 (Mpa)	20.0
Resistencia máxima, σ_{UCS} [MPa]	0.0
Resistencia máxima, $\sigma_{UCS D=5cm, H/D=2}$ [MPa]	0.0
Módulo de Deformación, E [GPa]	#DIV/0!
Módulo de Deformación, $E_{D=5cm, H/D=2}$ [GPa]	#DIV/0!
Razón de Poisson, ν	--
Tipo de falla	B2

FOTOGRAFIAS

Previo ensayo



Post ensayo



ENSAYO TRIAXIAL CON MEDICION POST-PEAK

Proyecto	BHP
Muestra	PGM-56a
Litología	IND-QS-HYP

Datos	
Diámetro, D [cm]	6.18
Altura, H [cm]	12.78
H/D	2.07
Peso [g]	1084.20
Densidad Geométrica [g/cm ³]	2.83

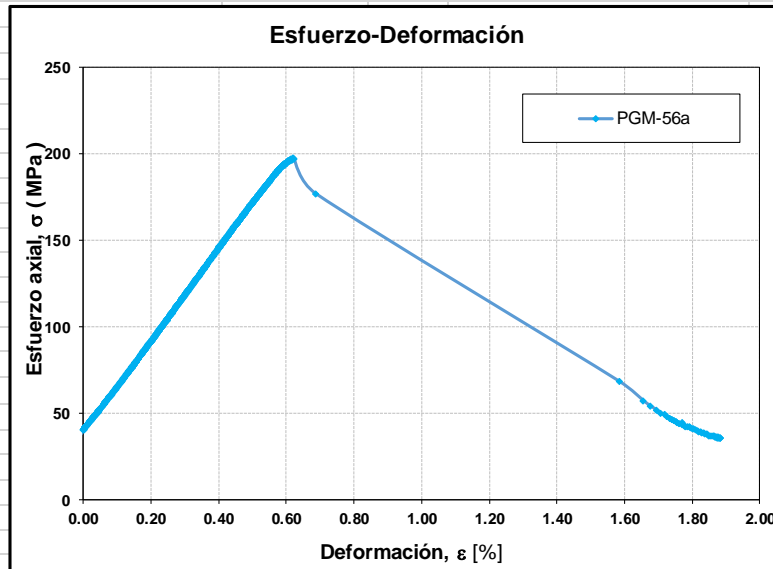
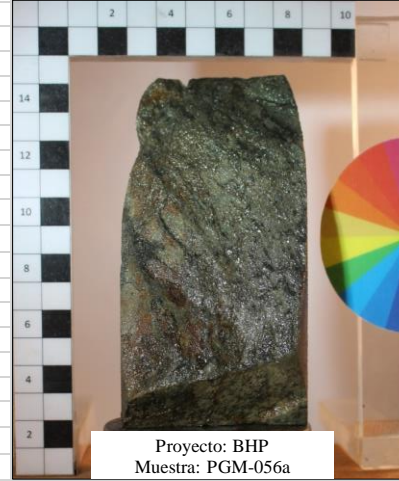
Resultados	
Presión de confinamiento, σ_3 (Mpa)	20.0
Resistencia máxima, σ_{UCS} [MPa]	197.2
Resistencia máxima, $\sigma_{UCS D=5cm, H/D=2}$ [MPa]	205.7
Módulo de Deformación, E [GPa]	26.7
Módulo de Deformación, $E_{D=5cm, H/D=2}$ [GPa]	27.8
Razón de Poisson, ν	--
Tipo de falla	B2

FOTOGRAFIAS

Previo ensayo



Post ensayo



ENSAYO TRIAXIAL CON MEDICION POST-PEAK

Proyecto	BHP
Muestra	PGM-88
Litología	IND-QS-HYP

Datos	
Diámetro, D [cm]	6.04
Altura, H [cm]	13.39
H/D	2.22
Peso [g]	1001.60
Densidad Geométrica [g/cm ³]	2.61

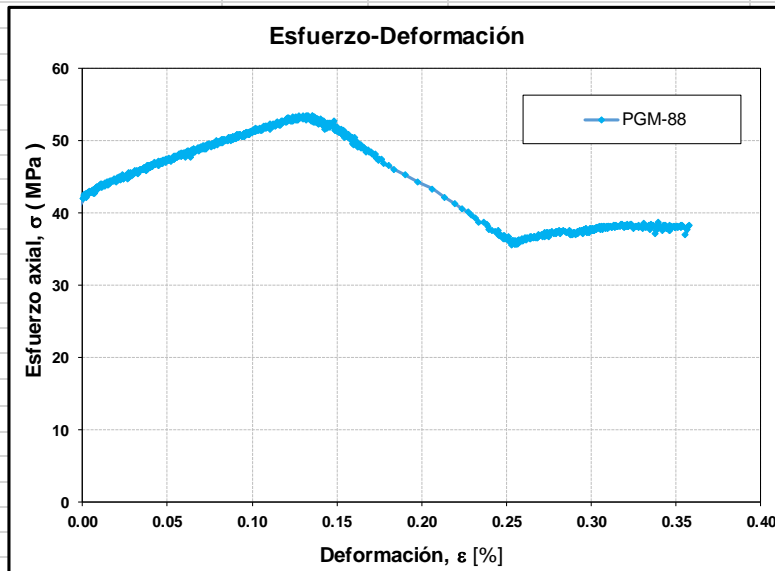
Resultados	
Presión de confinamiento, σ_3 (Mpa)	20.0
Resistencia máxima, σ_{UCS} [MPa]	53.4
Resistencia máxima, $\sigma_{UCS D=5cm, H/D=2}$ [MPa]	55.9
Módulo de Deformación, E [GPa]	8.3
Módulo de Deformación, $E_{D=5cm, H/D=2}$ [GPa]	8.7
Razón de Poisson, ν	--
Tipo de falla	B2

FOTOGRAFIAS

Previo ensayo



Post ensayo



ENSAYO TRIAXIAL CON MEDICION POST-PEAK

Proyecto	BHP
Muestra	PGM-86
Litología	IND-QS-HYP

Datos	
Diámetro, D [cm]	6.03
Altura, H [cm]	12.72
H/D	2.11
Peso [g]	1022.10
Densidad Geométrica [g/cm ³]	2.81

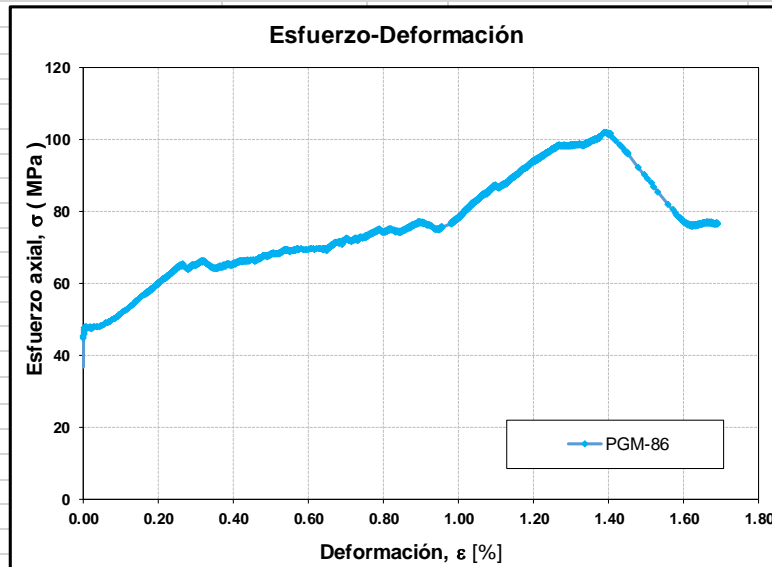
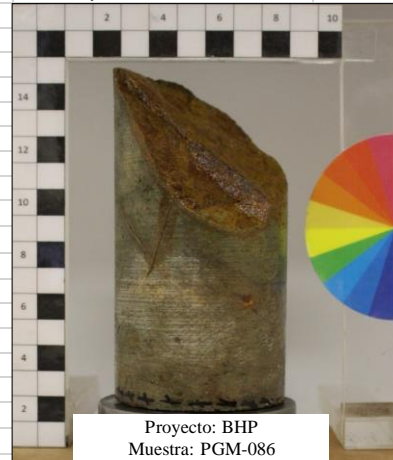
Resultados	
Presión de confinamiento, σ_3 (Mpa)	40.0
Resistencia máxima, σ_{UCS} [MPa]	102.0
Resistencia máxima, $\sigma_{UCS D=5cm, H/D=2}$ [MPa]	106.2
Módulo de Deformación, E [GPa]	8.5
Módulo de Deformación, $E_{D=5cm, H/D=2}$ [GPa]	8.9
Razón de Poisson, ν	--
Tipo de falla	B2

FOTOGRAFIAS

Previo ensayo



Post ensayo



ENSAYO TRIAXIAL CON MEDICION POST-PEAK

Proyecto	BHP
Muestra	PGM-106
Litología	IND-QS-HYP

Datos	
Diámetro, D [cm]	6.01
Altura, H [cm]	12.63
H/D	2.10
Peso [g]	956.39
Densidad Geométrica [g/cm ³]	2.67

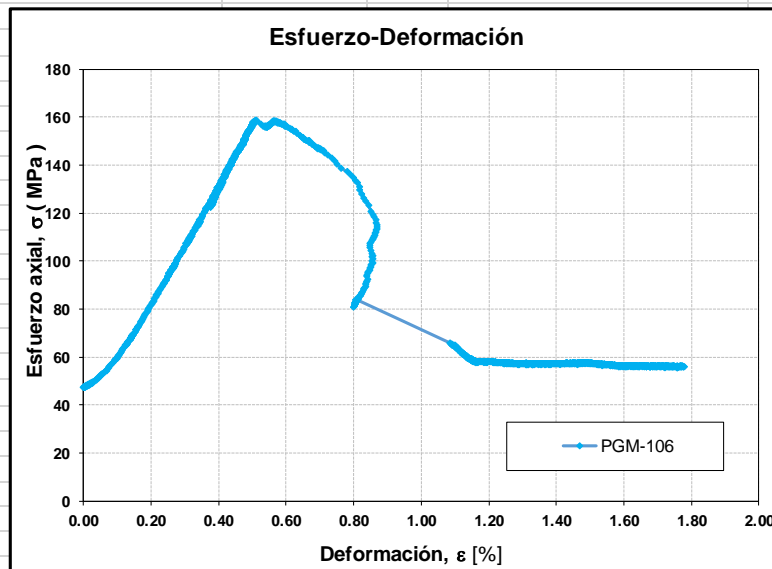
Resultados	
Presión de confinamiento, σ_3 (Mpa)	40.0
Resistencia máxima, σ_{UCS} [MPa]	158.9
Resistencia máxima, $\sigma_{UCS D=5cm, H/D=2}$ [MPa]	165.2
Módulo de Deformación, E [GPa]	24.0
Módulo de Deformación, $E_{D=5cm, H/D=2}$ [GPa]	24.9
Razón de Poisson, ν	--
Tipo de falla	D1

FOTOGRAFIAS

Previo ensayo



Post ensayo



ENSAYO TRIAXIAL CON MEDICION POST-PEAK

Proyecto	BHP
Muestra	PGM-142
Litología	IND-QS-HYP

Datos

Diámetro, D [cm]	6.07
Altura, H [cm]	12.62
H/D	2.08
Peso [g]	927.30
Densidad Geométrica [g/cm ³]	2.54

Resultados

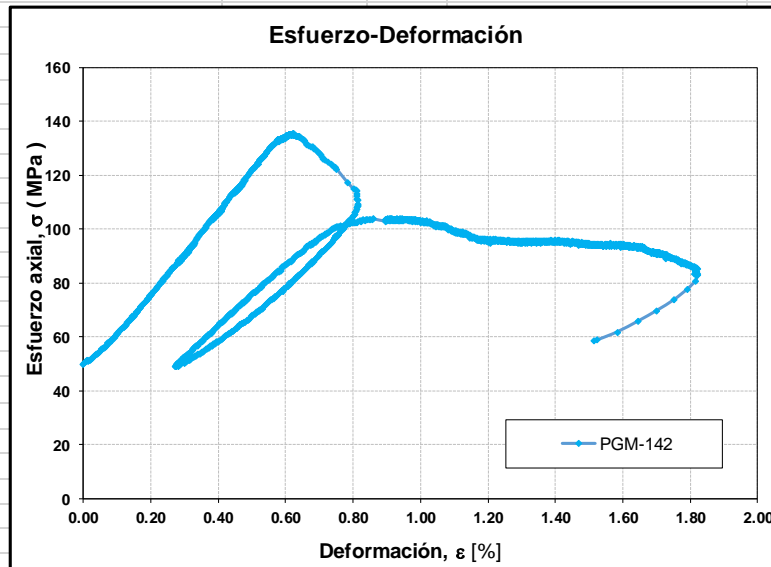
Presión de confinamiento, σ_3 (Mpa)	40.0
Resistencia máxima, σ_{UCS} [MPa]	135.4
Resistencia máxima, $\sigma_{UCS D=5cm, H/D=2}$ [MPa]	140.8
Módulo de Deformación, E [GPa]	8.7
Módulo de Deformación, $E_{D=5cm, H/D=2}$ [GPa]	9.1
Razón de Poisson, ν	--
Tipo de falla	B2

FOTOGRAFIAS

Previo ensayo



Post ensayo



ENSAYO TRIAXIAL CON MEDICION POST-PEAK

Proyecto	BHP
Muestra	PGM-103
Litología	IND-QS-HYP

Datos	
Diámetro, D [cm]	6.03
Altura, H [cm]	13.08
H/D	2.17
Peso [g]	981.59
Densidad Geométrica [g/cm ³]	2.62

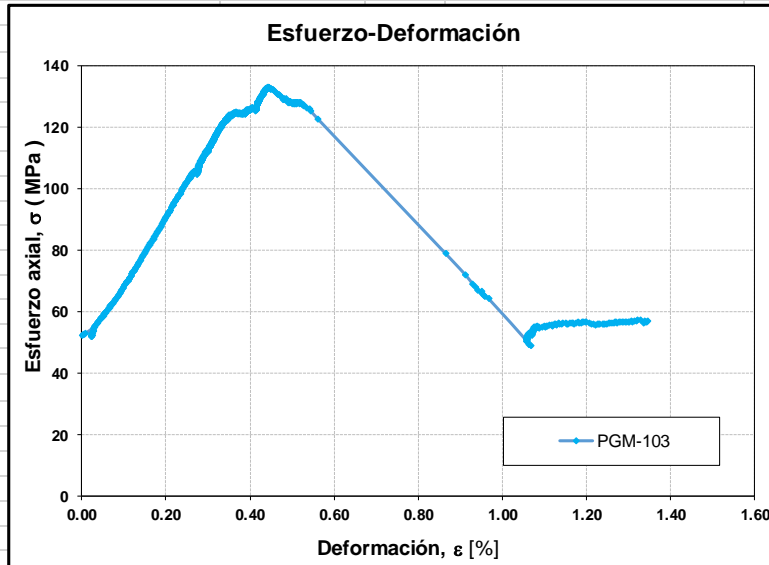
Resultados	
Presión de confinamiento, σ_3 (Mpa)	40.0
Resistencia máxima, σ_{UCS} [MPa]	132.9
Resistencia máxima, $\sigma_{UCS D=5cm, H/D=2}$ [MPa]	138.8
Módulo de Deformación, E [GPa]	22.9
Módulo de Deformación, $E_{D=5cm, H/D=2}$ [GPa]	23.9
Razón de Poisson, ν	--
Tipo de falla	D2

FOTOGRAFIAS

Previo ensayo



Post ensayo



ENSAYO TRIAXIAL CON MEDICION POST-PEAK

Proyecto	BHP
Muestra	TX-PP-PGM-38
Litología	QFP1-QS-HYP

Datos	
Diámetro, D [cm]	6.11
Altura, H [cm]	12.71
H/D	2.08
Peso [g]	1018.33
Densidad Geométrica [g/cm ³]	2.73

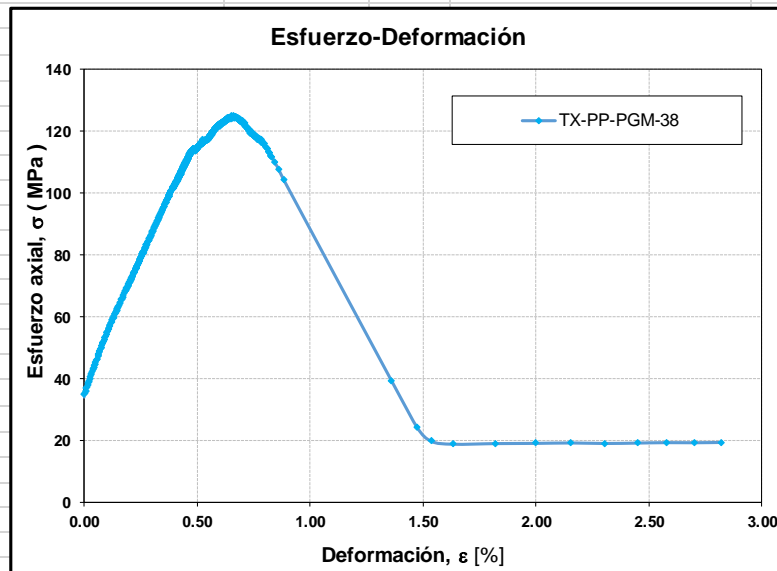
Resultados	
Presión de confinamiento, σ_3 (Mpa)	10.0
Resistencia máxima, σ_{UCS} [MPa]	124.7
Resistencia máxima, $\sigma_{UCS D=5cm, H/D=2}$ [MPa]	129.9
Módulo de Deformación, E [GPa]	15.9
Módulo de Deformación, $E_{D=5cm, H/D=2}$ [GPa]	16.6
Razón de Poisson, ν	--
Tipo de falla	C

FOTOGRAFIAS

Previo ensayo



Post ensayo



ENSAYO TRIAXIAL CON MEDICION POST-PEAK

Proyecto	BHP
Muestra	TX-PP-PGM-45
Litología	QFP1-QS-HYP

Datos	
Diámetro, D [cm]	6.12
Altura, H [cm]	12.76
H/D	2.09
Peso [g]	1051.26
Densidad Geométrica [g/cm ³]	2.80

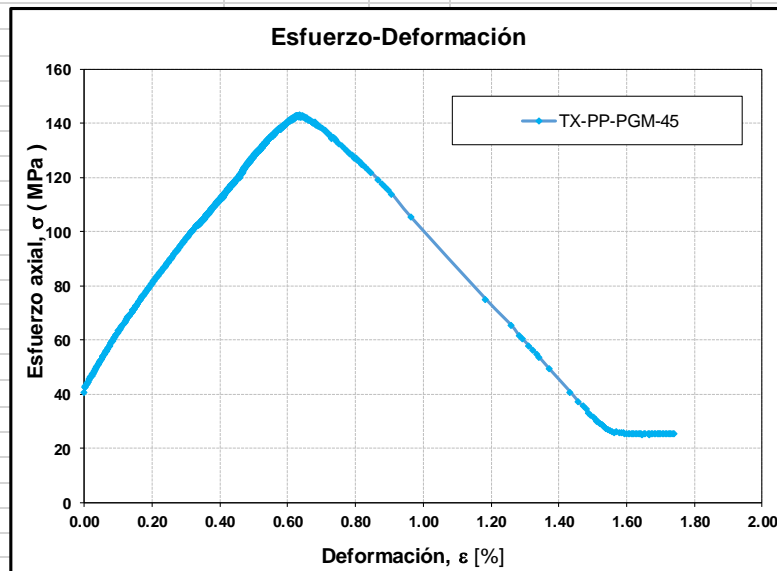
Resultados	
Presión de confinamiento, σ_3 (Mpa)	20.0
Resistencia máxima, σ_{UCS} [MPa]	142.9
Resistencia máxima, $\sigma_{UCS D=5cm, H/D=2}$ [MPa]	148.9
Módulo de Deformación, E [GPa]	15.3
Módulo de Deformación, $E_{p=5cm, H/D=2}$ [GPa]	16.0
Razón de Poisson, ν	--
Tipo de falla	D2

FOTOGRAFIAS

Previo ensayo



Post ensayo



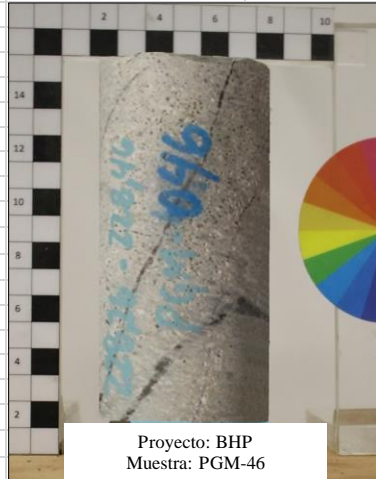
ENSAYO TRIAXIAL CON MEDICION POST-PEAK

Proyecto	BHP
Muestra	PGM-46
Litología	QFP1-QS-HYP

Datos	
Diámetro, D [cm]	6.10
Altura, H [cm]	13.57
H/D	2.22
Peso [g]	1051.61
Densidad Geométrica [g/cm ³]	2.65

FOTOGRAFIAS

Previo ensayo



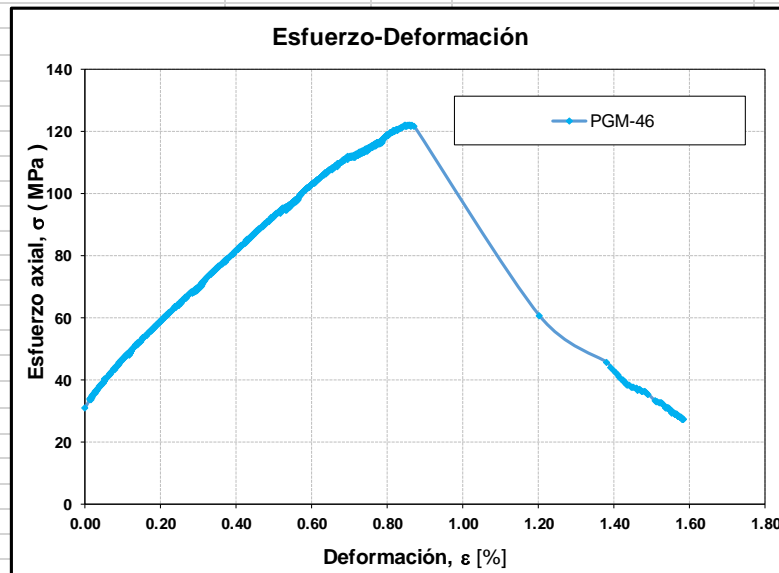
Proyecto: BHP
Muestra: PGM-46

Post ensayo



Proyecto: BHP
Muestra: PGM-46

Resultados	
Presión de confinamiento, σ_3 (Mpa)	20.0
Resistencia máxima, σ_{UCS} [MPa]	122.0
Resistencia máxima, $\sigma_{UCS, D=5cm, H/D=2}$ [MPa]	128.0
Módulo de Deformación, E [GPa]	11.4
Módulo de Deformación, $E_{D=5cm, H/D=2}$ [GPa]	12.0
Razón de Poisson, ν	--
Tipo de falla	D1



ENSAYO TRIAXIAL CON MEDICION POST-PEAK

Proyecto	BHP
Muestra	TX-PP-PGM-39
Litología	QPF1-QS-HYP

Datos	
Diámetro, D [cm]	6.11
Altura, H [cm]	12.46
H/D	2.04
Peso [g]	952.75
Densidad Geométrica [g/cm ³]	2.61

Resultados	
Presión de confinamiento, σ_3 (Mpa)	30.0
Resistencia máxima, σ_{UCS} [MPa]	142.1
Resistencia máxima, $\sigma_{UCS D=5cm, H/D=z}$ [MPa]	147.7
Módulo de Deformación, E [GPa]	12.7
Módulo de Deformación, $E_{D=5cm, H/D=z}$ [GPa]	13.2
Razón de Poisson, ν	--
Tipo de falla	B2

FOTOGRAFIAS

Previo ensayo

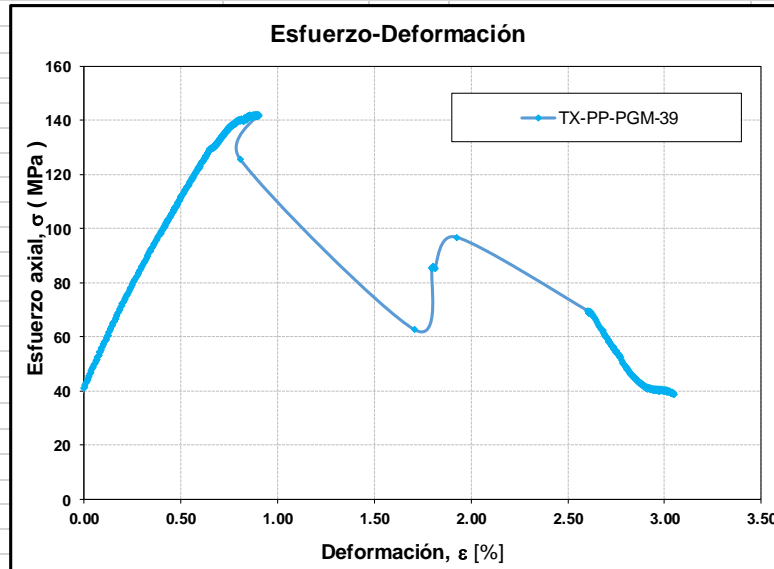


Proyecto: BHP
Muestra: PGM-39

Post ensayo



Proyecto: BHP
Muestra: PGM-39



ENSAYO TRIAXIAL CON MEDICION POST-PEAK

Proyecto	BHP
Muestra	TX-PP-PGM-40
Litología	QFP1-QS-HYP

Datos	
Diámetro, D [cm]	6.09
Altura, H [cm]	12.69
H/D	2.08
Peso [g]	960.31
Densidad Geométrica [g/cm ³]	2.59

Resultados	
Presión de confinamiento, σ_3 (Mpa)	40.0
Resistencia máxima, σ_{UCS} [MPa]	148.3
Resistencia máxima, $\sigma_{UCS D=5cm, H/D=2}$ [MPa]	154.4
Módulo de Deformación, E [GPa]	10.3
Módulo de Deformación, $E_{D=5cm, H/D=2}$ [GPa]	10.7
Razón de Poisson, ν	--
Tipo de falla	A

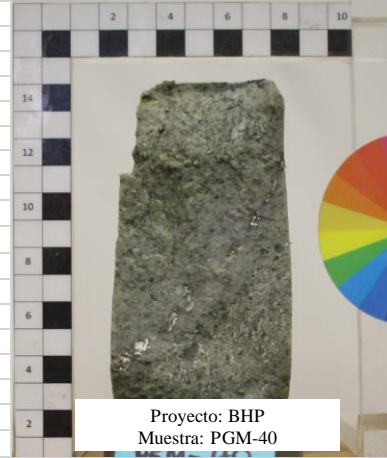
FOTOGRAFÍAS

Previo ensayo

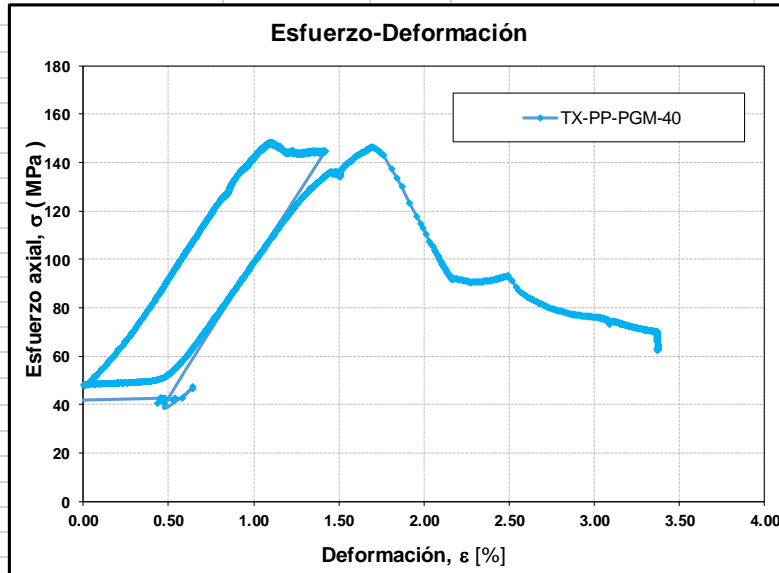


Proyecto: BHP
Muestra: PGM-40

Post ensayo



Proyecto: BHP
Muestra: PGM-40



ENSAYO TRIAXIAL CON MEDICION POST-PEAK

Proyecto	Daniela Pollak A.
Muestra	Triaxial con medición post-peak
Litología	0.00

Datos

Diámetro, D [cm]	6.11
Altura, H [cm]	11.94
H/D	1.95
Peso [g]	980.47
Densidad Geométrica [g/cm ³]	2.80

Resultados

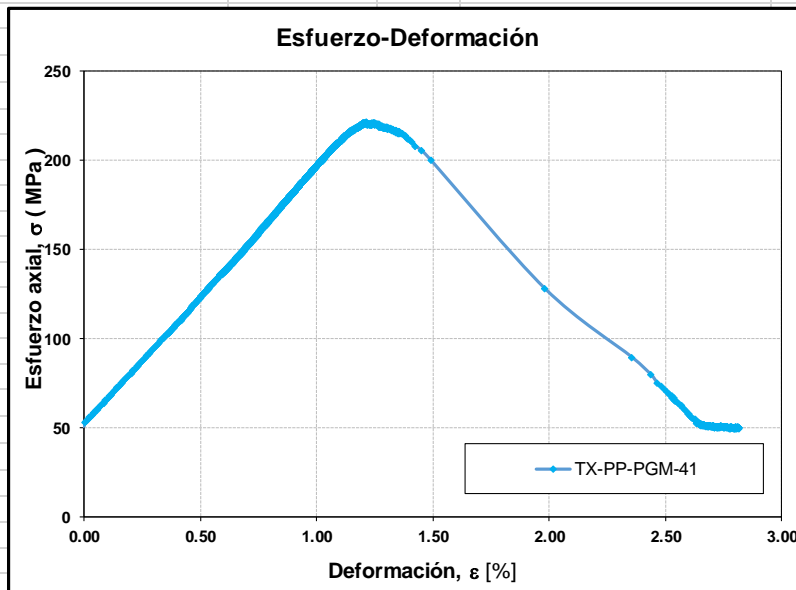
Presión de confinamiento, σ_3 (Mpa)	0.0
Resistencia máxima, σ_{UCS} [MPa]	221.1
Resistencia máxima, $\sigma_{UCS D=5cm, H/D=2}$ [MPa]	228.6
Módulo de Deformación, E [GPa]	14.0
Módulo de Deformación, $E_{D=5cm, H/D=2}$ [GPa]	14.4
Razón de Poisson, ν	--
Tipo de falla	A

FOTOGRAFIAS

Previo ensayo



Post ensayo



ENSAYO TRIAXIAL CON MEDICION POST-PEAK

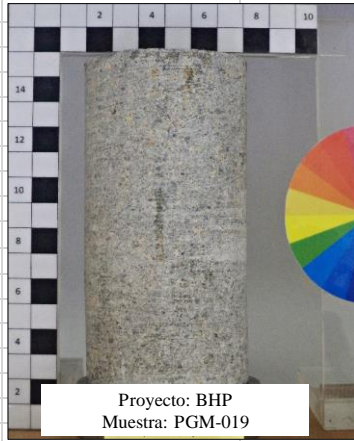
Proyecto	BHP
Muestra	TX-PP-PGM-19
Litología	QFP2-QS-HYP

Datos	
Diámetro, D [cm]	6.10
Altura, H [cm]	12.84
H/D	2.10
Peso [g]	1019.64
Densidad Geométrica [g/cm ³]	2.71

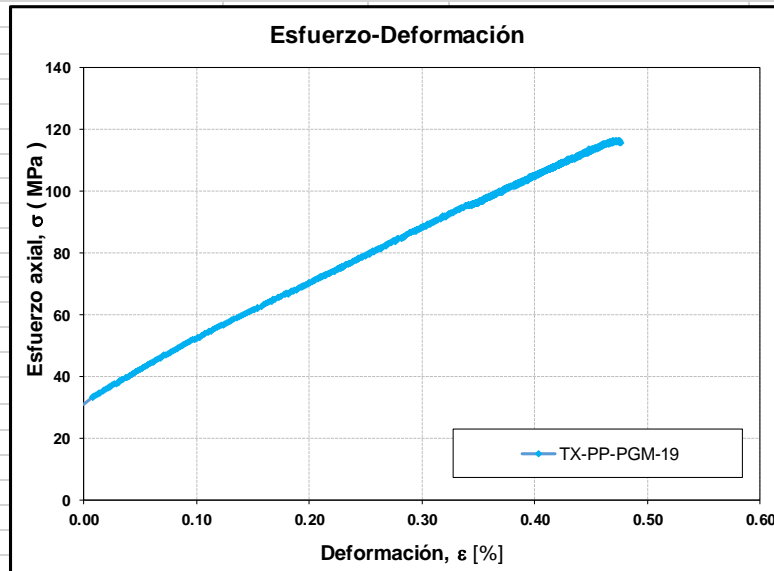
Resultados	
Presión de confinamiento, σ_3 (Mpa)	5.0
Resistencia máxima, σ_{UCS} [MPa]	116.2
Resistencia máxima, $\sigma_{UCS, D=5cm, H/D=2}$ [MPa]	121.2
Módulo de Deformación, E [GPa]	17.7
Módulo de Deformación, $E_{D=5cm, H/D=2}$ [GPa]	18.4
Razón de Poisson, ν	--
Tipo de falla	D1

FOTOGRAFÍAS

Previo ensayo



Post ensayo



ENSAYO TRIAXIAL CON MEDICION POST-PEAK

Proyecto	BHP
Muestra	TX-PP-PGM-16
Litología	QFP2-QS-HYP

Datos	
Diámetro, D [cm]	6.05
Altura, H [cm]	12.10
H/D	2.00
Peso [g]	902.13
Densidad Geométrica [g/cm ³]	2.59

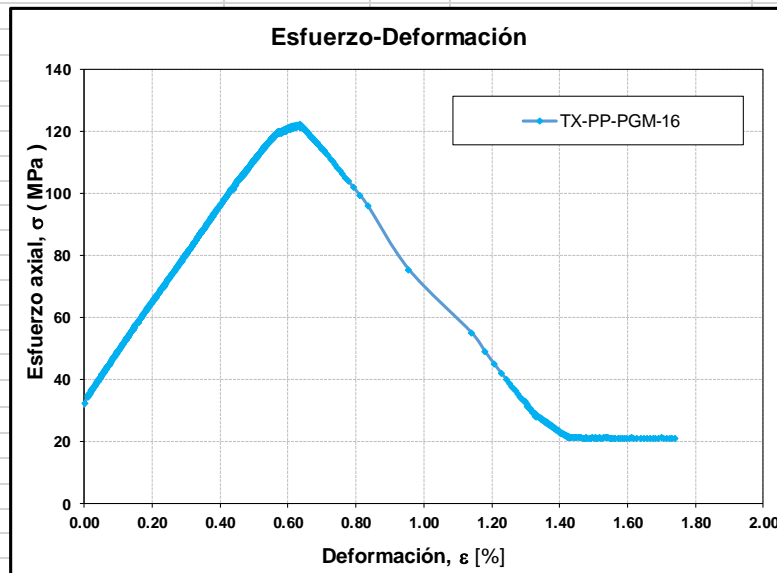
Resultados	
Presión de confinamiento, σ_3 (Mpa)	10.0
Resistencia máxima, σ_{UCS} [MPa]	122.2
Resistencia máxima, $\sigma_{UCS D=5cm, H/D=2}$ [MPa]	126.5
Módulo de Deformación, E [GPa]	15.8
Módulo de Deformación, $E_{D=5cm, H/D=2}$ [GPa]	16.3
Razón de Poisson, ν	--
Tipo de falla	A

FOTOGRAFIAS

Previo ensayo



Post ensayo



ENSAYO TRIAXIAL CON MEDICION POST-PEAK

Proyecto	BHP
Muestra	TX-PP-PGM-2
Litología	QFP2-QS-HYP

Datos	
Diámetro, D [cm]	6.08
Altura, H [cm]	12.39
H/D	2.04
Peso [g]	979.42
Densidad Geométrica [g/cm ³]	2.73

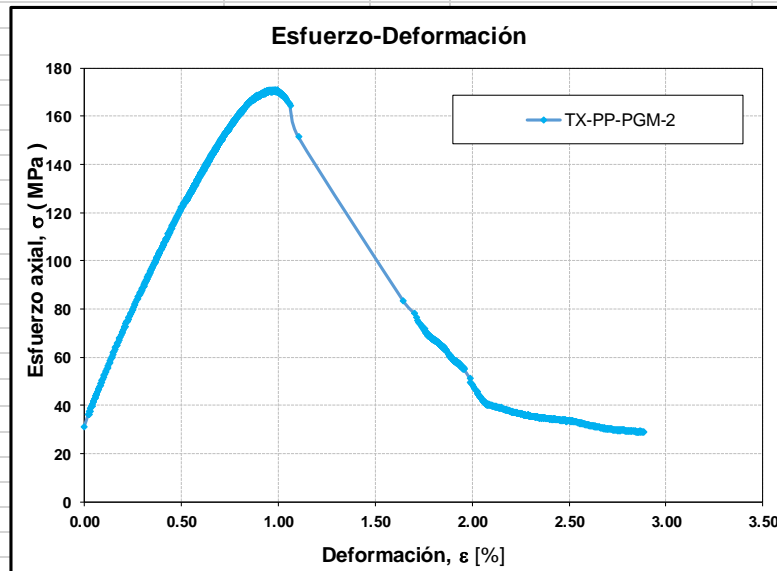
Resultados	
Presión de confinamiento, σ_3 (Mpa)	20.0
Resistencia máxima, σ_{UCS} [MPa]	171.0
Resistencia máxima, $\sigma_{UCS D=5cm, H/D=2}$ [MPa]	177.5
Módulo de Deformación, E [GPa]	16.9
Módulo de Deformación, $E_{D=5cm, H/D=2}$ [GPa]	17.6
Razón de Poisson, ν	--
Tipo de falla	D1

FOTOGRAFIAS

Previo ensayo



Post ensayo



ENSAYO TRIAXIAL CON MEDICION POST-PEAK

Proyecto	BHP
Muestra	TX-PP-PGM-1
Litología	QFP2-QS-HYP

Datos	
Diámetro, D [cm]	6.08
Altura, H [cm]	12.66
H/D	2.08
Peso [g]	960.78
Densidad Geométrica [g/cm ³]	2.62

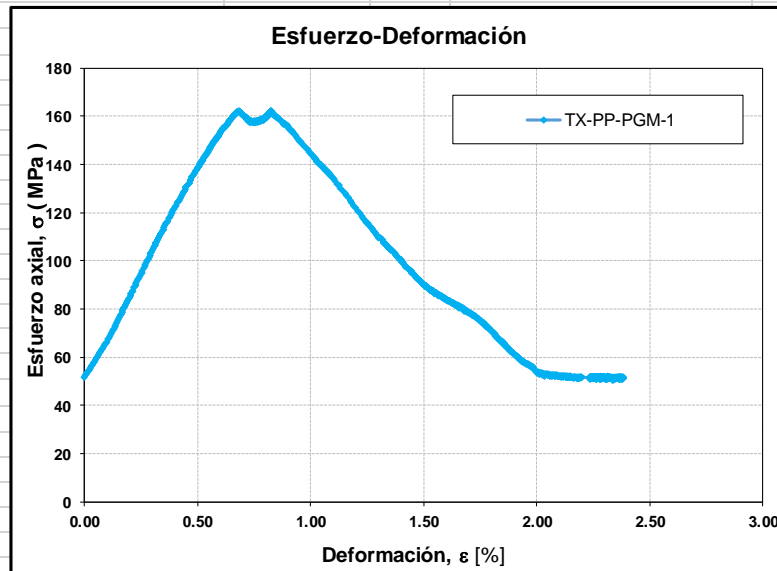
Resultados	
Presión de confinamiento, σ_3 (Mpa)	40.0
Resistencia máxima, σ_{UCS} [MPa]	162.2
Resistencia máxima, $\sigma_{UCS D=5cm, H/D=2}$ [MPa]	168.8
Módulo de Deformación, E [GPa]	18.8
Módulo de Deformación, $E_{D=5cm, H/D=2}$ [GPa]	19.6
Razón de Poisson, ν	--
Tipo de falla	A

FOTOGRAFÍAS

Previo ensayo



Post ensayo



ENSAYO TRIAXIAL CON MEDICION POST-PEAK

Proyecto	BHP
Muestra	TX-PP-PGM-09
Litología	QFP2-QS-SUL

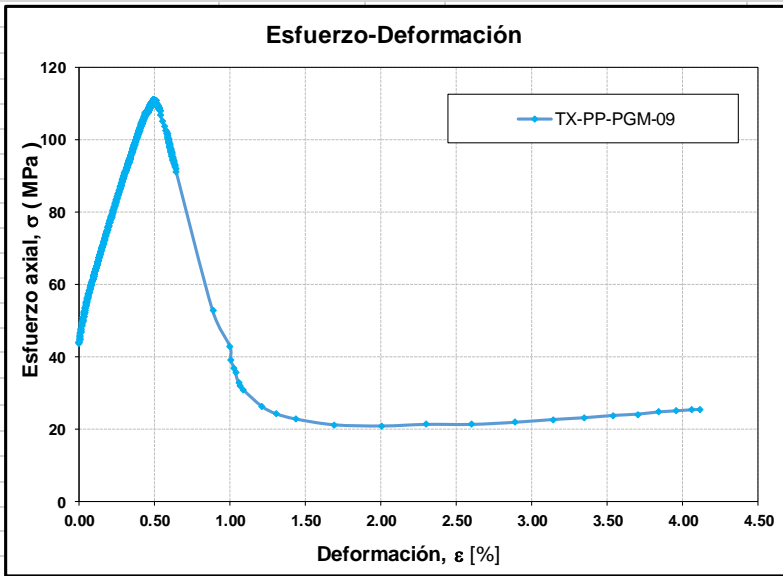
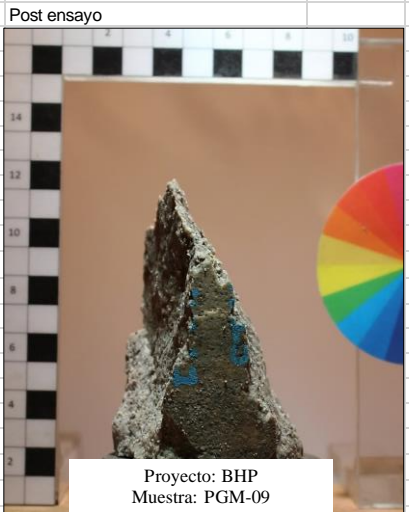
Datos

Diámetro, D [cm]	5.92
Altura, H [cm]	12.11
H/D	2.05
Peso [g]	942.87
Densidad Geométrica [g/cm ³]	2.83

Resultados

Presión de confinamiento, σ_3 (Mpa)	5.0
Resistencia máxima, σ_{UCS} [MPa]	111.0
Resistencia máxima, $\sigma_{UCS D=5cm, H/D=2}$ [MPa]	114.8
Módulo de Deformación, E [GPa]	13.1
Módulo de Deformación, $E_{D=5cm, H/D=2}$ [GPa]	13.5
Razón de Poisson, ν	--
Tipo de falla	A

FOTOGRAFÍAS



ENSAYO TRIAXIAL CON MEDICION POST-PEAK

Proyecto	BHP
Muestra	TX-PP-PGM-06
Litología	QFP2-QS-SUL

Datos

Diámetro, D [cm]	6.11
Altura, H [cm]	12.86
H/D	2.11
Peso [g]	952.75
Densidad Geométrica [g/cm ³]	2.53

Resultados

Presión de confinamiento, σ_3 (Mpa)	30.0
Resistencia máxima, σ_{UCS} [MPa]	187.4
Resistencia máxima, $\sigma_{UCS D=5cm, H/D=2}$ [MPa]	195.5
Módulo de Deformación, E [GPa]	17.5
Módulo de Deformación, $E_{D=5cm, H/D=2}$ [GPa]	18.2
Razón de Poisson, ν	--
Tipo de falla	A

FOTOGRAFIAS

Previo ensayo



Post ensayo

