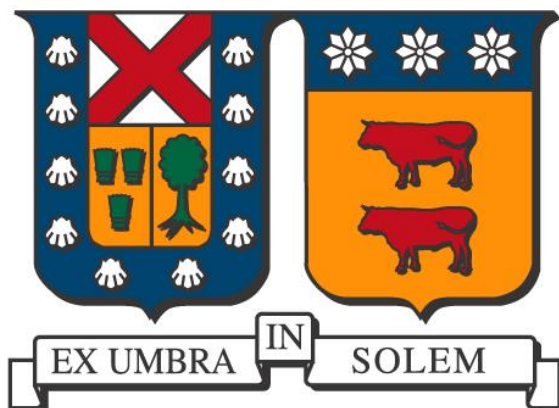




UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA METALÚRGICA Y DE MATERIALES
SANTIAGO – CHILE



MODELACIÓN DE LA RUPTURA FRÁGIL CONSIDERANDO DE MANERA EXPLÍCITA LAS DISCONTINUIDADES

Presentado por:

SEBASTIÁN ANDRÉS GARÍN MUÑOZ

MEMORIA DE TITULACIÓN PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL DE MINAS

Profesora Guía:

DRA. ADELINE DELONCA

ENERO 2024



Agradecimientos

En primer lugar, quiero agradecer a mis padres y familia por haberme brindado todos los medios y apoyo para hacer esto posible, los valores entregados y enseñanzas, todos los momentos de los cuales saqué cada lección para dar lo mejor de mí cada día. De haberme apoyado e impulsado con cada decisión en el camino, por los consejos laborales y de vida que siempre me han dado. A mi abuela por su consentimiento a través de todos estos años donde ha estado en todo momento. Han sido parte de mi motivación día a día.

A mis compañeros que con el tiempo se fueron convirtiendo en grandes amigos: Juanca, Pablete, Tobal, Mauro. Por todos los buenos momentos y ratos de estudio/ocio/conversa.

Mención honrosa a mis amigos que con el tiempo se fueron convirtiendo en hermanos: Felipe y Sebastián, por su amistad y apoyo en momentos buenos y difíciles.

Por último y no menos importante, a mi novia Katherine que estuvo 24/7 en este proceso, gracias por el apoyo y tolerancia que conllevó todo, y los buenos momentos que hemos de seguir sumando como pareja.

También quería dedicar unas líneas a la profesora guía Adeline Delonca, por su constante apoyo, enseñanzas y disposición para todo. Donde aprendí mucho sobre un tema que me apasionó.



Resumen

Las operaciones subterráneas a grandes profundidades son cada vez más comunes en el rubro minero ante la creciente demanda de recursos minerales, recuperación de metales y el agotamiento gradual de los recursos cercanos a la superficie. Uno de los desafíos más importantes que se deben enfrentar bajo estas condiciones es la inestabilidad del macizo rocoso, debido a que es un medio discontinuo que posee propiedades heterogéneas y anisotrópicas. Los estallidos de rocas son fenómenos de falla frágil que ocurren de manera repentina y violenta en zonas de alta concentración de esfuerzos in-situ, usualmente tienen lugar en macizos rocosos competentes (calidad de roca buena a muy buena). Estos eventos implican un alto riesgo para los proyectos, ya que perjudica la seguridad de los trabajadores y la continuidad operacional.

Los peligros y riesgos asociados a este fenómeno pueden ser gestionados mediante la experiencia local, monitoreo y análisis fundamentado de datos, los cuales sustentan a la aplicación de modelos analíticos, empíricos y numéricos obteniendo como resultado un modelo de riesgo de estallidos de rocas basándose principalmente en sus propiedades geomecánicas. Se han identificado varios factores que influyen en los daños causados por estallidos de rocas. Entre ellos, la presencia de estructuras geológicas como discontinuidades y fallas son consideradas como un factor clave, pero su rol en la ocurrencia y daño provocado por estallidos no se encuentra del todo comprendida.

En el presente estudio, se emplea un método numérico de elementos finitos (FEM) para simular, modelar y analizar cuantitativamente los procesos de falla frágil asociados a estallidos de rocas evaluando la plastificación del macizo rocoso, para posteriormente medir la profundidad y extensión de falla, el primero corresponde a la distancia desde el centro hasta la delimitación de la zona plastificada, en la cual ocurre la ruptura frágil. La extensión de falla corresponde al ángulo que comprende la zona plastificada en una excavación circular medido desde el centro. Posteriormente, estos parámetros permiten cuantificar el efecto a través del riesgo asociado que tienen la presencia de discontinuidades explícitas en el entorno de simulación, variando su orientación (θ) y largo (l).

Para calibrar el modelo se emplea el enfoque DISL (Damage Initiation and Spalling Limit) en software RS2 de Rocscience. Las propiedades mecánicas corresponden a una Andesita tanto para el macizo rocoso como el plano de falla (discontinuidad) donde se trabaja en un modelo elastoplástico que considera propiedades de resistencia máxima y residuales. De los resultados se obtiene que 20 casos de 36 en total tienen un nivel de riesgo mayor que el caso base, que no posee discontinuidades en su entorno, principalmente cuando se consideran familias existe un nivel de riesgo importante dada la concentración de esfuerzos que estas ejercen sobre el macizo rocoso. Para la zona del techo (Z1) estos planos de falla tienden a relajar el estado de esfuerzos para las orientaciones de 45° y 90° , principalmente por el principio de fracturamiento hidráulico. Sin embargo, en la zona intermedia (Z2) el riesgo se incrementa debido a los altos valores de la extensión de falla de manera generalizada, y para la zona de la pared (Z3) el nivel de riesgo es relativo según la orientación y largo, observando que la discontinuidad se plastifica en la pared para las orientaciones de 0° y 90° . Finalmente, la consideración de familias incrementa considerablemente el nivel de riesgo teniendo el caso de mayor riesgo asociado de todos los casos bajo una orientación de 0° y espaciamiento $S = 2.5 \text{ m}$, debido a que esta se orienta en la dirección del confinamiento, donde la ruptura frágil es sensible al desconfinamiento.



Abstract

Underground operations at great depths are becoming increasingly common in the mining industry due to the growing demand for mineral resources, metal recovery and the gradual depletion of near-surface resources. One of the most important challenges to be faced under these conditions is the instability of the rock mass, because it is a discontinuous medium with heterogeneous and anisotropic properties. Rockbursts are brittle failure phenomena that occur suddenly and violently in areas of high in-situ stress concentration, usually occurring in competent rock masses (good to very good rock quality). These events imply a high risk for the projects, as they affect the safety of workers and operational continuity.

The hazards and risks associated with this phenomenon can be managed through local experience, monitoring, and informed data analysis, which support the application of analytical, empirical and numerical models resulting in a rockburst risk model based primarily on their geomechanical properties. Several factors have been identified as influencing rockburst damage. Among them, the presence of geological structures such as discontinuities and faults are considered as a key factor, but their role in the occurrence and damage caused by rockbursts is not fully understood.

In the present study, a finite element numerical method (FEM) is used to simulate, model and quantitatively analyze the brittle failure processes associated with rockbursts by evaluating the plasticization of the rock mass, to subsequently measure the depth and extent of failure, the former corresponds to the distance from the center to the boundary of the plasticized zone, in which the brittle rupture occurs. The fault extension corresponds to the angle comprising the plasticized zone in a circular excavation measured from the center. Subsequently, these parameters allow quantifying the effect through the risk associated with the presence of explicit discontinuities in the simulation environment, varying their orientation (θ) and length (l).

To calibrate the model, the DISL (Damage Initiation and Spalling Limit) approach is used in Rocscience RS2 software. The mechanical properties correspond to an Andesite for both the rock mass and the failure plane (discontinuity) where an elastoplastic model that considers maximum strength and residual properties is used. From the results it is obtained that 20 cases out of 36 in total have a higher risk level than the base case, which does not have discontinuities in its environment, mainly when considering families there is an important risk level given the concentration of stresses that these exert on the rock massif. For the roof zone (Z1), these fault planes tend to relax the stress state for the 45° and 90° orientations, mainly due to the hydraulic fracturing principle. However, in the intermediate zone (Z2) the risk increases due to the high values of the failure extension in a generalized way, and for the wall zone (Z3) the risk level is relative according to the orientation and length, observing that the discontinuity plasticizes in the wall for the 0° and 90° orientations. Finally, the consideration of families considerably increases the risk level having the highest associated risk case of all cases under an orientation of 0° and spacing $S=2.5$ m, because it is oriented in the direction of confinement, where the brittle rupture is sensitive to deconfinement.



Contenido

1.	Introducción	10
1.1.	General.....	10
1.2.	Motivación.....	11
1.3.	Alcance del proyecto	12
2.	Objetivos	12
2.1.	Objetivo general.....	12
2.2.	Objetivos específicos	12
3.	Marco Teórico	13
3.1.	Macizo Rocoso	13
3.1.1.	Definición	13
3.1.2.	Clasificación del macizo rocoso.....	14
3.1.3.	Resistencia del macizo rocoso.....	15
3.2.	Propiedades de las discontinuidades	19
3.3.	Estallidos de rocas.....	20
3.4.	Métodos de evaluación de estallidos de rocas.....	23
3.4.1.	Potencial de Ruptura Dinámica (DRP)	23
3.4.2.	Potencial de peligro de estallidos de rocas (BHP).....	24
3.4.3.	Enfoque DISL (2007, 2016 y 2018).....	25
3.4.4.	Modelación numérica considerando discontinuidades.....	27
4.	Metodología	31
4.1.	Caracterización del ambiente de simulación.....	32
4.2.	Modelación numérica en software RS2	33
4.2.1.	Construcción de la geometría	33
4.2.2.	Definición de las propiedades del material.....	34
4.2.3.	Esfuerzos in-situ, mallado y condiciones de borde	35
4.2.4.	Simulación.....	36
5.	Resultados	37
5.1.	Profundidad y extensión de falla	39
5.2.	Evaluación del Potencial de peligro de estallido de rocas (BHP).....	40
5.3.	Resumen de resultados.....	41
6.	Discusión.....	45
7.	Conclusiones	49
8.	Referencias.....	51
9.	Anexos.....	53
9.1.	Casos simulados en zona del techo (Z1).....	53



9.2	Casos simulados en zona intermedia (Z2)	57
9.3	Casos simulados en zona de la pared (Z3).....	62
9.4	Simulaciones para familias de discontinuidades.....	66
9.4.1.	Casos para $S_1=0.5$ m.....	66
9.4.2.	Casos para $S_2=1.5$ m.....	68
9.4.3.	Casos para $S_3=2.5$ m.....	69



ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Efecto escala entre la roca intacta y el macizo rocoso.	13
Ilustración 2: Carta para la estimación de GSI.	15
Ilustración 3: Envoltentes de falla entre los criterios de Hoek & Brown y Mohr-Coulomb.	16
Ilustración 4: Envoltente del criterio de falla generalizado de Hoek & Brown.	18
Ilustración 5: Características de las discontinuidades.	19
Ilustración 6: Clasificación de los estallidos de rocas según forma de iniciación	20
Ilustración 7: Proceso de estallido de roca por deformación. a) Concentración de esfuerzos y b) Eyección de roca.	21
Ilustración 8: Mecanismos de falla según propiedades del macizo rocoso.	22
Ilustración 9: Modelos de riesgo de estallidos de rocas a utilizar en el presente trabajo.	23
Ilustración 10: Potencial de ruptura dinámica DRP	24
Ilustración 11: Principales características del enfoque “DISL”	27
Ilustración 12: Geometría del modelo y condiciones de borde.	28
Ilustración 13: Patrones de falla alrededor del túnel para diferentes orientaciones: a) Falla por corte, b) Falla por tracción.	28
Ilustración 14: Zonas de falla alrededor de la excavación para diferentes largos: a) Falla de corte, b) Falla por tracción.	29
Ilustración 15: Distribución de esfuerzos principales para un plano estructural a) Explícito, b) No expuesto.	30
Ilustración 16: Metodología empleada para la construcción de los modelos.	33
Ilustración 17: Geometría de la excavación.	34
Ilustración 18: Detalle de casos simulados en RS2.	36
Ilustración 19: Plastificación de la excavación correspondiente al caso base.	37
Ilustración 20: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = r$; $\theta = 90^\circ$ en zona del techo.	53
Ilustración 21: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = r$; $\theta = 45^\circ$ en zona del techo.	53
Ilustración 22: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = r$; $\theta = 0^\circ$ en zona del techo.	54
Ilustración 23: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 1.5 * r$; $\theta = 90^\circ$ en zona del techo.	54
Ilustración 24: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 1.5 * r$; $\theta = 45^\circ$ en zona del techo.	55
Ilustración 25: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 1.5 * r$; $\theta = 0^\circ$ en zona del techo.	55
Ilustración 26: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 2 * r$; $\theta = 90^\circ$ en zona del techo.	56
Ilustración 27: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 2 * r$; $\theta = 45^\circ$ en zona del techo.	56
Ilustración 28: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 2 * r$; $\theta = 0^\circ$ en zona del techo.	57
Ilustración 29: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = r$; $\theta = 90^\circ$ en zona intermedia.	57
Ilustración 30: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = r$; $\theta = 45^\circ$ en zona intermedia.	58
Ilustración 31: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = r$; $\theta = 0^\circ$ en zona del techo.	58
Ilustración 32: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 1.5 * r$; $\theta = 90^\circ$ en zona intermedia.	59



Ilustración 33: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 1.5 * r$; $\theta = 45^\circ$ en zona intermedia.	59
Ilustración 34: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 1.5 * r$; $\theta = 0^\circ$ en zona intermedia.	60
Ilustración 35: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 2 * r$; $\theta = 90^\circ$ en zona intermedia.	60
Ilustración 36: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 2 * r$; $\theta = 45^\circ$ en zona intermedia.	61
Ilustración 37: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 2 * r$; $\theta = 0^\circ$ en zona intermedia.	61
Ilustración 38: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = r$; $\theta = 90^\circ$ en zona de la pared.	62
Ilustración 39: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = r$; $\theta = 45^\circ$ en zona de la pared.	62
Ilustración 40: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = r$; $\theta = 0^\circ$ en zona de la pared.	63
Ilustración 41: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 1.5 * r$; $\theta = 90^\circ$ en zona de la pared.	63
Ilustración 42: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 1.5 * r$; $\theta = 45^\circ$ en zona de la pared.	64
Ilustración 43: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 1.5 * r$; $\theta = 0^\circ$ en zona de la pared.	64
Ilustración 44: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 2 * r$; $\theta = 90^\circ$ en zona de la pared.	65
Ilustración 45: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 2 * r$; $\theta = 45^\circ$ en zona de la pared.	65
Ilustración 46: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 2 * r$; $\theta = 0^\circ$ en zona de la pared.	66
Ilustración 47: Medición de la profundidad y extensión de falla para $S = 0.5 m$; $\theta = 90^\circ$.	66
Ilustración 48: Medición de la profundidad y extensión de falla para $S = 0.5 m$; $\theta = 45^\circ$.	67
Ilustración 49: Medición de la profundidad y extensión de falla para $S = 0.5 m$; $\theta = 0^\circ$.	67
Ilustración 50: Medición de la profundidad y extensión de falla para $S = 1.5 m$; $\theta = 90^\circ$.	68
Ilustración 51: Medición de la profundidad y extensión de falla para $S = 1.5 m$; $\theta = 45^\circ$.	68
Ilustración 52: Medición de la profundidad y extensión de falla para $S = 1.5 m$; $\theta = 0^\circ$.	69
Ilustración 53: Medición de la profundidad y extensión de falla para $S = 2.5 m$; $\theta = 90^\circ$.	69
Ilustración 54: Medición de la profundidad y extensión de falla para $S = 2.5 m$; $\theta = 45^\circ$.	70
Ilustración 55: Medición de la profundidad y extensión de falla para $S = 2.5 m$; $\theta = 0^\circ$.	70



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Parámetros del Criterio de Hoek & Brown para roca intacta y macizo rocoso.....	16
Tabla 2: Peligro potencial de estallidos de rocas “BHP”.....	25
Tabla 3: Parámetros peak y residual según el “Enfoque DISL”.	26
Tabla 4: Propiedades de la roca intacta.	32
Tabla 5: Propiedades del macizo rocoso y esfuerzos principales.	32
Tabla 6: Resultados parámetros de resistencia peak y residual del Enfoque DISL.	34
Tabla 7: Propiedades peak y residuales de las discontinuidades.	36
Tabla 8: Configuración de mallado y discretización en software RS2.	36
Tabla 9: Profundidad y extensión de falla del caso base.	38
Tabla 10: Profundidad y extensión de falla según largo y orientación de la discontinuidad.	39
Tabla 11: Resultados del potencial de peligro de estallidos de rocas.	40
Tabla 12: Esquema resumen de la profundidad y extensión de falla, para $l=r$ y $S=2.5$ m.	41
Tabla 13: Esquema resumen de la profundidad y extensión de falla, para $l=1.5*r$ y $S=1.5$ m.	43
Tabla 14: Esquema resumen de la profundidad y extensión de falla, para $l=2*r$ y $S=0.5$ m	44
Tabla 15: Esquema resumen de los objetivos propuestos.....	47



1. Introducción

1.1. General

Uno de los desafíos más significativos que deben afrontar las operaciones subterráneas se relaciona con la inestabilidad del macizo rocoso. La naturaleza y el tipo de inestabilidad del macizo están condicionados por diversos factores, que incluyen las propiedades de la roca, como su fragilidad y resistencia, así como las condiciones externas, tales como los esfuerzos in situ, secuencia de excavación y la geología estructural (Askaripour, 2022).

Los estallidos de rocas están estrechamente vinculados con la profundidad de la excavación, ya que a medida que esta aumenta, se incrementa la relación entre los esfuerzos in situ y la resistencia a la compresión uniaxial (UCS) de la roca, lo que conlleva a un drástico aumento en su ocurrencia (Kaiser & Cai, 2012). A grandes profundidades y en macizos rocosos de alta a moderada fracturación, las excavaciones inducen altas concentraciones de esfuerzos que desencadenan la fractura frágil, pudiendo ser tanto violenta como no, dependiendo de su naturaleza. La falla frágil en el macizo rocoso puede dividirse en dos categorías principales: "spalling" (descamación) y estallido de rocas por deformación. El fenómeno de "spalling" puede ocurrir tanto en macizos rocosos competentes como en los frágiles, aunque no implica necesariamente una eyección violenta de rocas (Diederichs, 2014). En cambio, puede evolucionar hacia un estallido de rocas si las condiciones geoestructurales lo permiten. La formación de delgadas losas paralelas a la excavación es un factor determinante en la liberación repentina de la energía de deformación acumulada (Vazaios et al., 2019).

Se han desarrollado diversas herramientas para la gestión de los peligros y riesgos asociados a los estallidos de rocas. Se han utilizado modelos empíricos, analíticos y predictivos que pueden estimar la ubicación y magnitud de un estallido con un nivel de confianza aceptable (Li et al., 2019). Asimismo, las técnicas de análisis numérico han demostrado su potencial para contribuir en la evaluación de los estallidos de rocas, ya que permiten simular diseños para geometrías complejas de roca en condiciones específicas dentro del entorno de simulación.

Diederichs (2007) propone un modelo empírico que permite estimar el mecanismo de falla predominante en una excavación subterránea basado en las propiedades geotécnicas del macizo rocoso, cuantificadas por el índice GSI, y las propiedades de resistencia de la roca intacta, cuantificadas por la relación entre la resistencia a la compresión uniaxial (UCS) y la resistencia a la tracción (T). En macizos rocosos de buena a muy buena calidad ($GSI > 65$) y con una alta relación entre la resistencia a la compresión y la resistencia a la tracción ($UCS/T > 15$), el mecanismo de falla predominante es el frágil, como los estallidos de rocas o "spalling" [7]. Para cuantificar este efecto, se utiliza el enfoque "DISL", que se basa en la ecuación generalizada de Hoek y Brown, pero modifica el enfoque para calcular las constantes incorporando parámetros de resistencia máxima y resistencia residual. El "límite de inicio de daño" está definido por las propiedades de resistencia máxima, mientras que el "límite de spalling" está definido por los parámetros de resistencia residual (Diederichs, 2007).

Por otra parte, se ha estudiado la influencia de las discontinuidades en las excavaciones subterráneas en función de su longitud (l) y orientación (θ) mediante técnicas de análisis numérico. Estos estudios analizan la velocidad promedio de eyección del bloque de roca, la máxima energía



cinética almacenada, la profundidad de falla y la deformación de la malla. Se ha demostrado que las discontinuidades, como las cizalladuras y las fallas, pueden alterar el campo de esfuerzos y la rigidez del sistema de carga para una orientación crítica de 45° , lo que hace que la falla de la roca sea más violenta (Manouchehrian & Cai, 2018).

Los estallidos de rocas representan un problema significativo en la industria minera, ya que causan daños a los operadores y a las excavaciones subterráneas, lo que afecta directamente la continuidad operativa del proyecto (Zhou et al., 2018). Entre los años 2000 y 2016, 169 trabajadores mineros fallecieron en Chile a causa de impactos de rocas, lo que constituyó la principal causa de muerte accidental en la minería nacional durante ese período (Comunicaciones AMTC, 2023). En la Mina El Teniente, ocurrió un evento en marzo de 1992 que provocó el colapso de cientos de metros de galerías, lo que llevó a la suspensión de las operaciones durante 22 meses (Tang et al., 2010). Por lo tanto, este estudio tiene como objetivo evaluar un escenario específico considerando las discontinuidades que, preliminarmente, tienden a concentrar esfuerzos y a desencadenar un estallido de roca según la teoría investigada. El presente trabajo puede contribuir a estudios de prefactibilidad que analicen la estabilidad del macizo rocoso.

1.2. Motivación

La minería subterránea chilena ha experimentado grandes cambios a través del tiempo lo que la ha conllevado a enfrentar mayores desafíos dentro del rubro, uno de ellos es operar a mayores profundidades ya que los yacimientos superficiales actualmente se agotan. La profundización de los yacimientos implica labores en macizos rocosos competentes y altamente resistentes en ambientes de alta concentración de esfuerzos in-situ. Estas condiciones favorecen la ocurrencia de fenómenos de falla frágil, siendo los estallidos de roca el mayor desafío en las operaciones subterráneas.

Los estallidos de rocas corresponden a un fenómeno súbito y violento, de carácter frágil, que pueden implicar proyecciones de roca debido a grandes cantidades de energía liberadas desde las paredes, piso o techo de las excavaciones. Este fenómeno puede ocasionar accidentes y daños en la infraestructura y equipos de las operaciones lo cual afecta la continuidad operacional del proyecto, por lo que requiere de una evaluación de su ocurrencia y riesgo para eventualmente tomar medidas de mitigación.

El principal enfoque del presente trabajo es determinar la influencia de las discontinuidades según su orientación y largo para tres zonas específicas alrededor de la excavación. En términos generales, se cuantifica el riesgo mediante la profundidad de falla para los distintos escenarios dados, evaluando preliminarmente la ocurrencia de estallido de roca, resguardando indirectamente por la seguridad de los trabajadores.



1.3. Alcance del proyecto

La minería es una industria cada vez más impulsada por la tecnología, esto permite mejoras significativas en los procesos y equipamientos, creando una nueva generación de prácticas en la minería velando por la seguridad de los trabajadores, automatización, eficiencia energética, gestión ambiental y de costos. Las propiedades mecánicas de la roca se estiman a partir de artículos de ensayos de laboratorio, para simplificaciones del posterior análisis se considera el macizo rocoso como un medio continuo, isotrópico y homogéneo. A su vez, se considera un material plástico, cuyas propiedades resistentes y de deformación se definen bajo el Criterio de Falla Generalizado de Hoek & Brown modificando sus parámetros para emplear el Enfoque “DISL” propuesto por Diederichs (2007).

Las simulaciones se realizan mediante software de análisis numérico RS2 de Rocscience de dos dimensiones, por lo que no se considera el largo de la excavación teniendo un escenario realista de en la minería subterránea pudiendo analizar para considerar los daños provocados por la tronadura en los frentes de avance. El modelo pretende representar la influencia de una familia de discontinuidades explícitas en el entorno de la excavación para distintas orientaciones y espaciamientos, cuando un macizo rocoso se compone normalmente por varias familias y otro tipo de planos de falla.

2. Objetivos

2.1. Objetivo general

- Calibrar un modelo numérico que permita evaluar la ocurrencia de estallidos de rocas considerando discontinuidades explícitas en el entorno de la excavación.

2.2. Objetivos específicos

- Modelar y analizar el proceso de ruptura frágil relacionado a los estallidos de rocas.
- Analizar la implicancia del número de familias y orientación de las discontinuidades con relación a un caso base.
- Componer un modelo de riesgo de estallidos de rocas para escenarios específicos.



3. Marco Teórico

3.1. Macizo Rocoso

3.1.1. Definición

Según González de Vallejo (2002) el macizo rocoso se define como el conjunto de bloques presentes en una matriz rocosa separados por discontinuidades o superficies de debilidad. En cuanto a su comportamiento mecánico, confieren una naturaleza discontinua de los conjuntos rocosos que la componen por lo cual se considera un medio complejo. Además, la presencia de discontinuidades con determinada orientación implica un comportamiento anisotrópico, debido a que las propiedades varían según la orientación de los planos de estratificación. Otra característica es la heterogeneidad debido a la presencia de diferentes litologías, variando las propiedades físicas y mecánicas en distintas zonas de macizo rocoso.

La determinación de las propiedades del macizo rocoso y las discontinuidades puede llevar consigo un grado de incertidumbre debido a la variabilidad de estas mismas, por lo que se suponen como medios continuos, isotrópicos y homogéneos para facilitar su análisis. En la **Ilustración 1** se muestra la variación de las muestras con el aumento de su tamaño, involucrando sucesivamente familias de discontinuidades a la matriz evidenciando la transición entre la roca intacta y el macizo rocoso, a este fenómeno se le conoce como “Efecto Escala”.

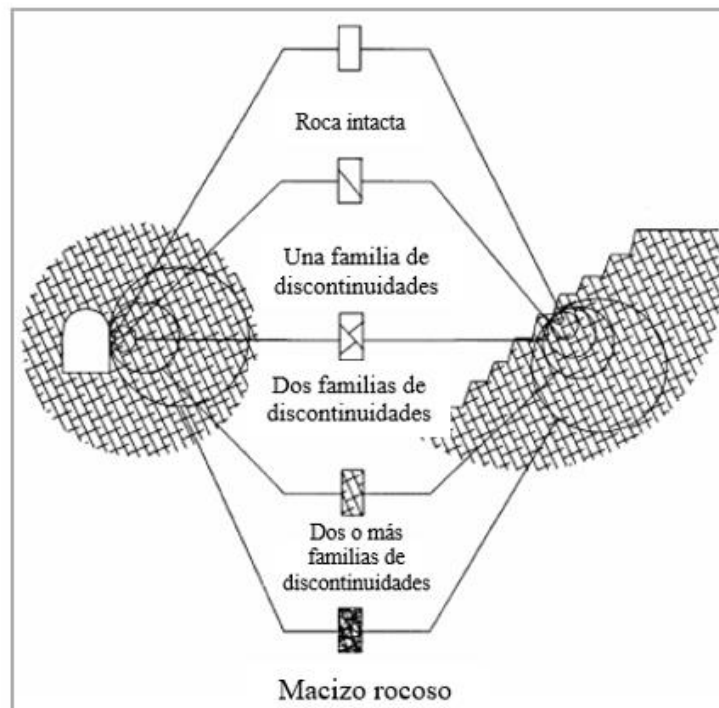


Ilustración 1: Efecto escala entre la roca intacta y macizo rocoso.

Fuente: Modificado desde Hoek & Brown, 2019.



3.1.2. Clasificación del macizo rocoso

El macizo rocoso es un medio discontinuo, heterogéneo, con un comportamiento geomecánico complejo que requiere ser estudiado y clasificado en función de su aptitud para diversas aplicaciones en la industria minera, a partir de observaciones realizadas en campo y ensayos de laboratorio. Es de suma importancia una buena calidad de la investigación en el terreno, debido a que provee información cuantitativa imprescindible para el diseño ingenieril en las diversas áreas del rubro minero.

Existen diversos métodos de clasificación geotécnica, los cuales tienen como finalidad otorgar un índice de calidad a partir de la evaluación de la descripción, medida de las características y propiedades de la matriz rocosa, de las discontinuidades y los parámetros globales del macizo rocoso. Aunque algunos de estos enfoques son superficialmente atractivos se debe utilizar con extremo cuidado, debido a que la clasificación no siempre evalúa por completo aspectos relevantes de un problema, por lo que, si se aplica ciegamente sin ningún análisis de apoyo de la mecánica del problema, puede conducir a resultados no confiables (Brady & Brown, 2005).

Actualmente, los sistemas de clasificación y calificación geotécnica de macizos rocosos más usados en la industria minera son los siguientes (Karzulovic, 2006):

- Sistema de Laubscher o calificación del macizo rocoso según el índice MRMR (Laubscher, 1975).
- Sistema de Barton o calificación del macizo rocoso según el índice Q (Barton et al., 1974).
- Sistema de Bieniawski o calificación de macizo rocoso según el índice RMR (Bieniawski, 1973).
- Método de índice de resistencia geológica, GSI (Hoek, 1994).

Salvo el método del índice de resistencia geológica, todos estos sistemas se desarrollaron con el propósito de evaluar la condición de estabilidad y requerimientos de fortificación de excavaciones subterráneas, y califican el macizo rocoso considerando básicamente tres parámetros. El parámetro A que considera la resistencia de los bloques de la roca que conforman el macizo rocoso, el parámetro B define la “blocosidad” y el parámetro C la condición de las discontinuidades que definen los bloques y la condición de contacto entre estos.

En el presente estudio se utiliza el índice de resistencia geológica, denotado como GSI, desde sus siglas en inglés “Geological Strength Index”, es un sistema de clasificación del macizo rocoso desarrollado en ingeniería para satisfacer la necesidad de datos de entrada fiables, en particular relacionados a las propiedades del macizo rocoso para el análisis numérico o soluciones cerradas para el diseño de túneles, taludes o cimentaciones en rocas (Marinos et al., 2007).

La resistencia de un macizo rocoso fracturado depende de las propiedades de la roca intacta y también de la libertad que estas piezas tienen para deslizarse y rotar bajo diferentes condiciones de tensión. Esta libertad está controlada por la forma geométrica de los trozos de roca intactos, así como el estado de las superficies que separan las piezas (Hoek & Brown, 1997). Este enfoque permite considerar un macizo rocoso como un medio continuo mecánico sin perder la influencia de la geología en sus propiedades mecánicas. También proporciona un método de campo para caracterizar macizos rocosos difíciles de describir. Por otra parte, la presión de agua presente en el macizo es tratada mediante análisis de esfuerzos efectivos en diseño y es independiente de la clasificación mediante el GSI (Marinos et al., 2007).

En la **Ilustración 2**, se muestra el grafico que permite estimar el GSI:

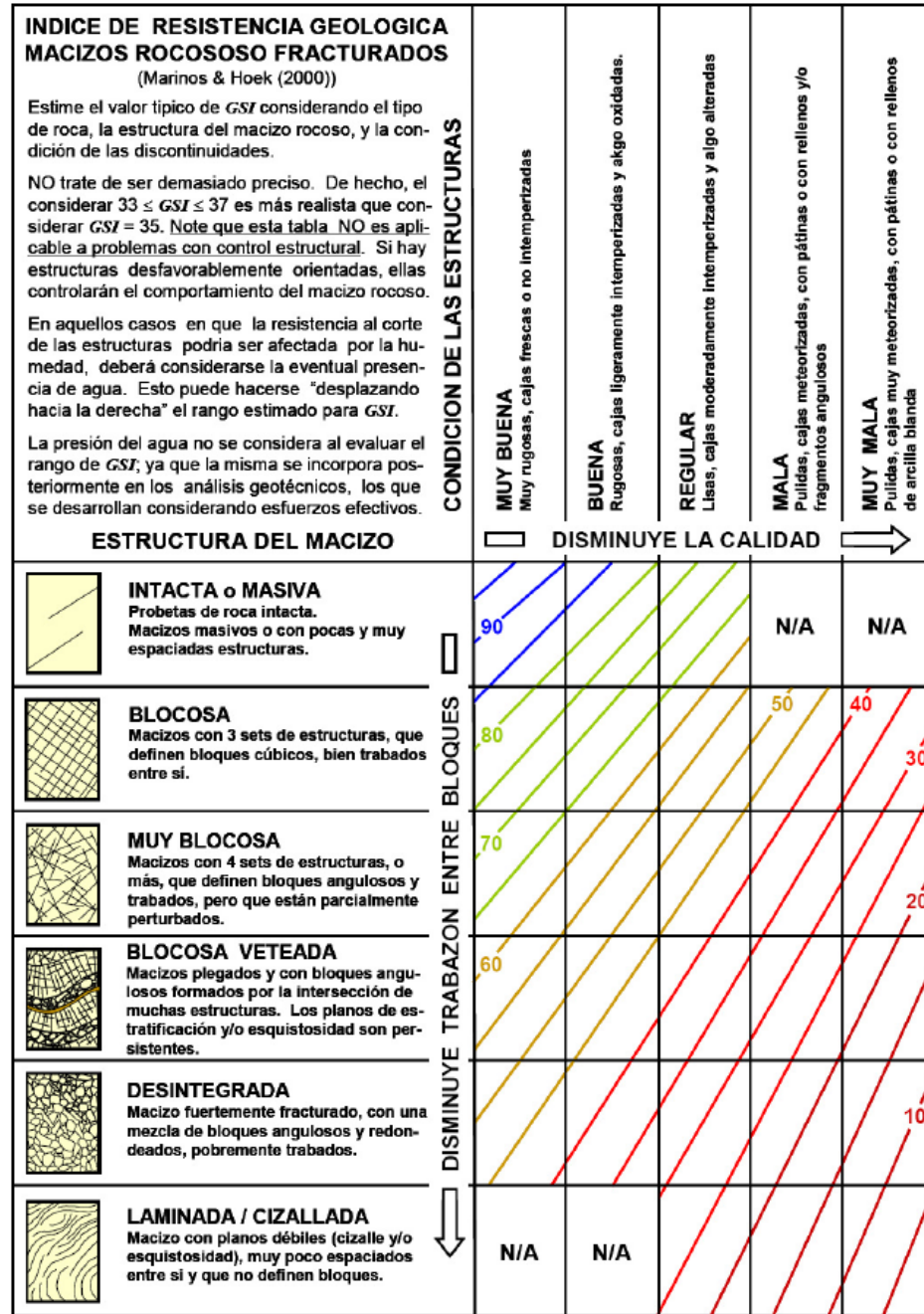


Ilustración 2: Carta para la estimación de GSI.

Fuente: Recuperado desde Marinos et al., 2007.

Este método de clasificación no considera la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta, ya que al evaluar la resistencia del macizo rocoso se incluyen parametros que definen el criterio de Hoek & Brown. Además, no considera el espaciamiento entre estructuras, ya que este está implícitamente incluido al evaluar la blocosidad del macizo rocoso. En rocas competentes que se encuentran a profundidades de más de 1000 metros el proceso de falla predominante es frágil, lo cual puede desencadenar estallidos de rocas en casos extremos (Marinos et al., 2007).



3.1.3. Resistencia del macizo rocoso

Ante la necesidad de la industria de incrementar la seguridad en las operaciones subterráneas, es primordial evaluar el comportamiento del macizo rocoso. Existen diversos criterios para determinar la resistencia del macizo rocoso, principalmente empíricos.

El criterio de Hoek & Brown es una relación derivada empíricamente que describe un aumento no lineal de la resistencia máxima (σ_1) de una roca isotrópica con un incremento del confinamiento (σ_3). Hoek & Brown describe un comportamiento no lineal y parabólico que difiere del criterio de Mohr-Coulomb que presenta una gráfica lineal, como se aprecia desde la **Ilustración 3**. Además, este criterio incluye procedimientos complementarios desarrollados para proporcionar un medio práctico para estimar la resistencia de macizo rocoso desde ensayos de laboratorio y observaciones de campo. Para el presente trabajo debido a que se considera un macizo isotrópico que no posee un marcado control estructural, se estima mediante el criterio de falla generalizado de Hoek & Brown (Hoek & Brown, 1980; Hoek et al., 2002; Eberhardt, 2012; Hoek & Brown, 2019).

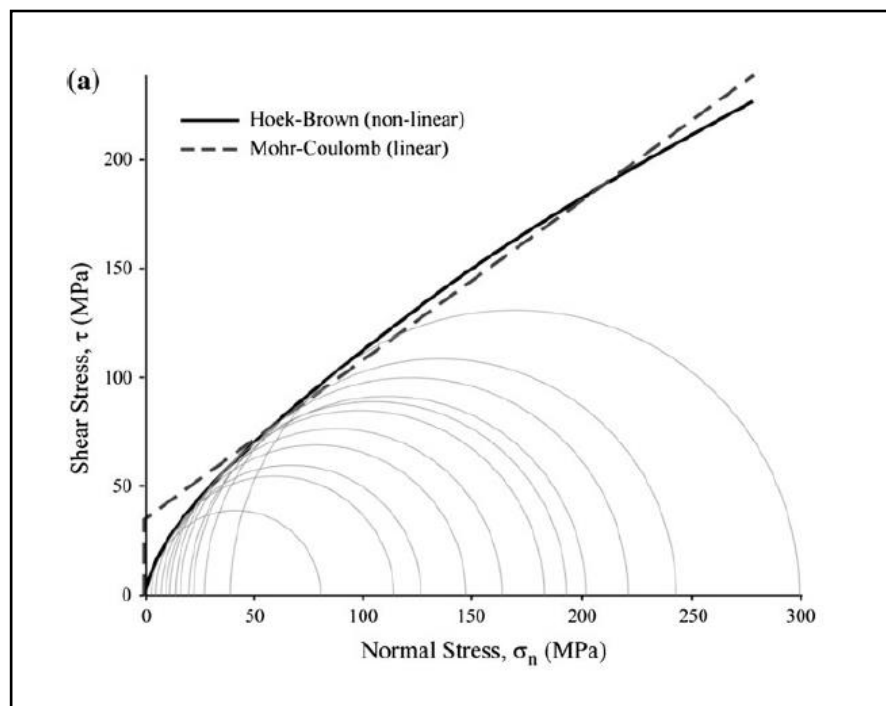


Ilustración 3: Envoltentes de falla entre los criterios de Hoek & Brown y Mohr-Coulomb.

Fuente: Modificado desde Eberhardt, 2012.

El efecto escala es de suma importancia al precisar el valor de las constantes “m”, “a” y “s” del criterio de falla de Hoek & Brown para roca intacta y generalizado para macizos rocosos, ya que sus constantes difieren en el cálculo como se puede apreciar en la **Tabla 1**. El parámetro m es análogo a la resistencia a la fricción de la roca, en principio se reexaminó el valor original de m_i y se comprobó que dependía de la mineralogía, composición y tamaño de grano de la roca intacta. El termino exponencial a se incorpora al modelo para corregir el sesgo del sistema para tener más en cuenta los macizos rocosos de mala calidad permitiendo ajustar la curva de la envolvente de falla, particularmente en un ambiente de esfuerzos normales muy bajos. El parámetro s es una



medida del grado de fracturamiento de la roca, asociado principalmente a la cohesión del macizo rocoso.

Tabla 1: Parámetros del Criterio de Hoek & Brown para roca intacta y macizo rocoso.

Criterio de falla de Hoek & Brown	Ecuación	Parámetros		
		m	a	s
Roca Intacta	$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_{ci} \sigma_3 + \sigma_{ci}^2}$	m_i propio de la roca intacta	0.5	1
Macizo Rocosos	$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$	" m_b " escalado	a escalado	s escalado

En primera instancia, Hoek & Brown (1980) introdujeron el criterio de falla para la roca intacta como un primer acercamiento para el diseño de las excavaciones subterráneas, en macizos rocosos homogéneos e isotrópicos. Originalmente, este criterio consideraba el sistema de clasificación RMR propuesto por Bieniawski (1974) para relacionarlo a las observaciones geológicas.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5} \quad (1)$$

Donde:

- σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales efectivos mayor y menor respectivamente en el momento de la rotura.
- σ_{ci} es la resistencia a la compresión uniaxial del material intacto.
- m_i y s son las constantes y están asociadas a la fricción y cohesión del material, donde $s = 1$ para roca intacta.

Posteriormente, se reconoce que la relación entre las observaciones geológicas de campo mediante el RMR y el criterio de falla no era adecuada para macizos rocosos débiles, razón por la cual es introducido el GSI por Hoek (1994) como parámetro.

Luego, el criterio de Hoek & Brown generalizado se define como:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2)$$

Donde m_b es un valor reducido de la constante del material m_i y está dado por:

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14*D} \right)} \quad (3)$$

Los parámetros s y a son constantes del macizo rocoso, las cuales se determinan según las siguientes ecuaciones:



$$s = e^{\frac{(GSI-100)}{9-3D}} \quad (4)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (5)$$

El factor de perturbación “D” depende sobre todo del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso por los efectos de tronaduras o por la relajación de esfuerzos. Varía desde 0 para macizos rocosos in situ inalterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados.

La resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso (σ_{cm}) se obtiene igualando $\sigma_3 = 0$ en la **Ecuación 1**, obteniendo:

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} s^a \quad (6)$$

Y la resistencia a la tracción (σ_t) se obtiene igualando $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_t$ en la **Ecuación 1**, obteniendo así:

$$\sigma_t = -\frac{s \cdot \sigma_{ci}}{m_b} \quad (7)$$

En la **Ilustración 4** se observa la envolvente del criterio de falla generalizado de Hoek & Brown:

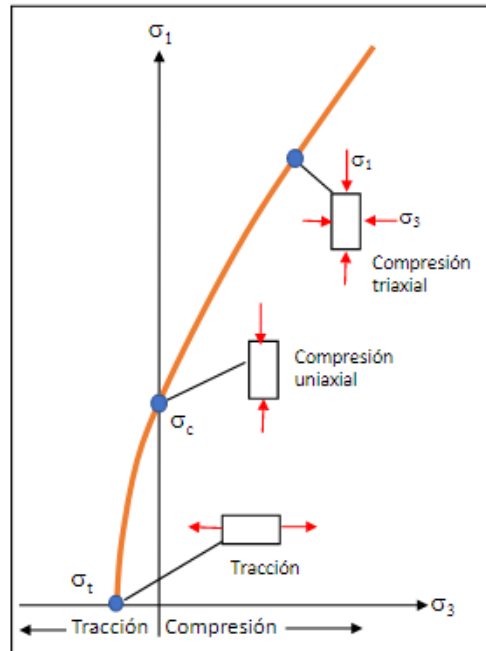


Ilustración 4: Envolvente del criterio de falla generalizado de Hoek & Brown.

Fuente: Modificado de Hoek & Brown (1980)

El criterio no se debe utilizar cuando las discontinuidades tengan una influencia significativa en la movilización de la falla, por ejemplo, cuando el espaciado de la discontinuidad es grande en comparación con las dimensiones de la excavación subterránea, o bien cuando se analiza un talud



y la estabilidad está controlada por la resistencia al corte de las discontinuidades individuales (Eberhardt, 2012).

3.2. Propiedades de las discontinuidades

En mecánica de rocas es habitual utilizar el término discontinuidad para referirse a todas las fracturas o características de un macizo rocoso como fallas, cizalladuras, planos de estratificación débiles o contactos que tienen una resistencia a la tracción nula o relativamente baja. Son los elementos del macizo rocoso más comunes y, por lo general, los más importantes desde el punto de vista geotécnico de las rocas.

Las discontinuidades son rupturas de origen geológico a lo largo de las cuales no se ha producido un desplazamiento visible, pueden formar grupos de discontinuidades a los cuales se les denomina familias, y las familias de discontinuidades se interceptan para formar un sistema. Estas pueden ser cerradas, abiertas o rellenas, frecuentemente se forman paralelas a planos de estratificación, foliaciones o clivaje de pizarra (Brady & Brown, 2005).

Estas estructuras geológicas condicionan de una forma definitiva las propiedades mecánicas, deformaciones e hidráulicas del macizo rocoso. La resistencia al corte de las discontinuidades es el aspecto más importante en la determinación de la resistencia de los macizos rocosos competentes fracturados, y para su estimación es necesario definir las características y propiedades de los planos de discontinuidad.

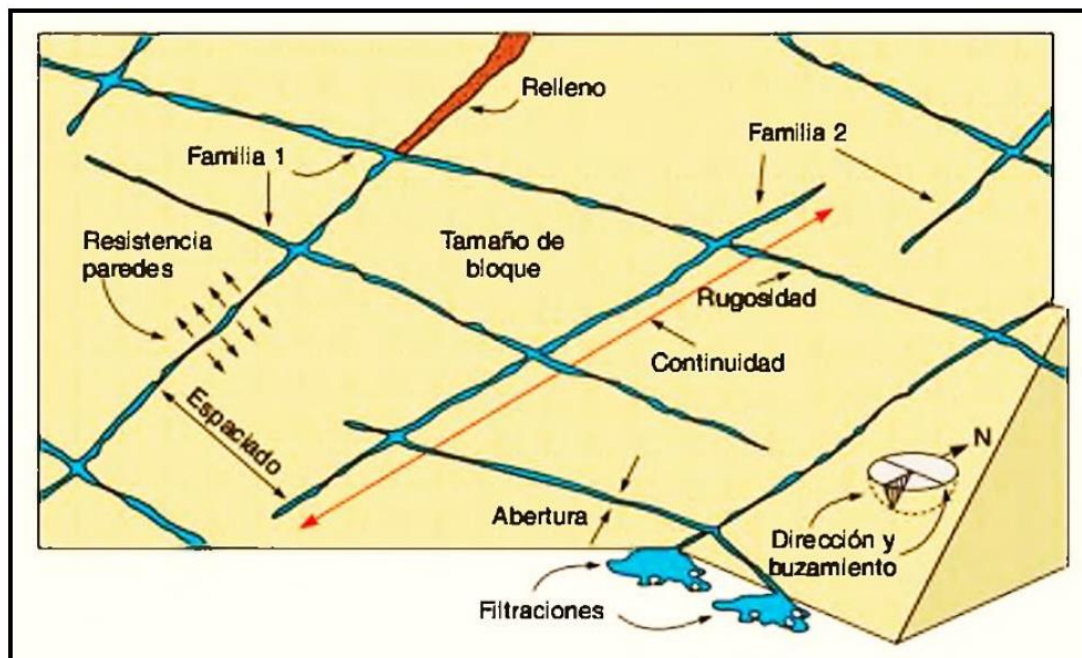


Ilustración 5: Características de las discontinuidades.

Fuente: González de Vallejo (2002)

En el presente trabajo, se consideran discontinuidades explícitas planas y sin relleno en el entorno de la excavación variando su orientación, persistencia y ángulo con respecto a la horizontal. Con el objetivo de comprobar si estas estructuras concentran esfuerzos y tienen alguna influencia en la profundidad de falla, lo cual es utilizado para evaluar el riesgo de estallido en cada caso.



3.3. Estallidos de rocas

El fenómeno de estallido de roca se reconoce como un tipo específico de falla del macizo rocoso alrededor de excavaciones en rocas duras y frágiles en zonas de alta concentración de esfuerzos. Aunque los estallidos ocurridos en las minas desde los primeros tiempos de la minería subterránea, los primeros casos claramente registrados datan del siglo XVIII. En 1738 se registró por primera vez un estallido en una mina de estaño en Gran Bretaña, y el primer estallido grabado se produjo en una mina de carbón británica en Stafford en 1938. El riesgo de los estallidos de rocas perjudica la seguridad del personal, las galerías y los equipos de la mina. Además, causa importantes perturbaciones en el desarrollo y operaciones de la mina, y puede repercutir gravemente en el rendimiento económico de una mina o empresa. Por lo tanto, es primordial el control de este problema en las excavaciones subterráneas (Askaripour, 2022).

Kaiser et al. (1996) afirmaron que un estallido de roca se produce alrededor de una excavación de forma repentina o violenta y está asociada a un evento sísmico, por lo que en esta definición un estallido de roca provoca un daño dinámico. A grandes rasgos, se clasificaron los estallidos de rocas según su forma de iniciación de tipo autoiniciado y activado manera remota. El primero, se refiere cuando los esfuerzos superan la resistencia de la roca y la falla se produce de forma inestable o violenta. Y el segundo se desencadena por eventos sísmicos remotos de magnitud relativamente grande. Además, este mismo autor propuso tres tipos fundamentales de estallidos de rocas: estallidos de pilares, estallidos por deslizamiento de falla y estallidos por deformación. En la **Ilustración 6** se presenta un resumen de los tipos de estallidos de rocas según su forma de iniciación:

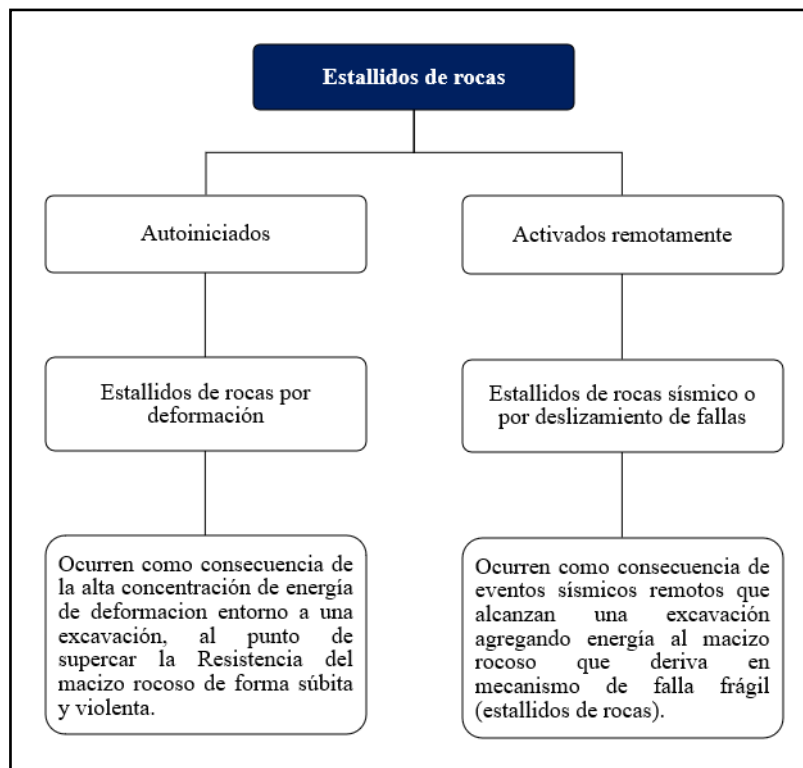


Ilustración 6: Clasificación de los estallidos de rocas según forma de iniciación.

Fuente: Modificado de González (2021).

En general, el mecanismo desencadenante puede ser la concentración de esfuerzos que se acumulan en el entorno de la excavación o sismicidad por deslizamiento de falla. La eyección de roca, cuya intensidad depende principalmente de la concentración estática de esfuerzos, se denomina estallido por deformación, y la eyección desencadenada por sismicidad se denomina estallido por deslizamiento de falla o estallido sísmico (Li et al., 2019).

A grandes profundidades en macizos rocosos masivos y altamente competentes, la alta concentración de esfuerzos inducidas por las excavaciones subterráneas resulta en ruptura frágil que puede ser de naturaleza violenta o no. Dependiendo de la naturaleza de la fractura, la ruptura frágil en macizos rocosos puede ser dividida en dos categorías principales. El fenómeno de “spalling” (descamación) es el resultado de una fractura extensible visible bajo altos esfuerzos de compresión, asociado a excavaciones de macizos rocosos duros y frágiles que no necesariamente implica una eyección violenta de roca, puede evolucionar a un estallido de rocas si las condiciones geoestructurales lo permiten (Loew et al., 2005). El fenómeno de “spalling” puede ser violento o no, y en algunos casos pueden ser dependientes del tiempo. Por el otro lado, el estallido de roca por deformación se produce como resultado de una explosiva ruptura de volumen de roca de una pared de la excavación debido a estar sometida a un régimen de altos esfuerzos. En la descamación, la fractura extensible en la roca puede producirse antes del estallido de roca por deformación. La perturbación resultante en la estabilidad de la excavación subterránea por la formación de delgadas losas paralelas conduce a una súbita liberación de la energía de deformación almacenada (Diederichs, 2007, 2014).

En el presente estudio, se consideran estallidos de rocas por deformación debido a que se analiza la ruptura frágil con discontinuidades explícitas en un ambiente de alta concentración de esfuerzos. Este tipo de estallido es el más común en minería subterránea, pueden ser inducidas por minería debido a cambios en el estado de esfuerzos por excavaciones cercanas, o bien inducidas debido a aumentos en los esfuerzos dinámicos a causa de eventos sísmicos remotos (Kaiser & Cai, 2012). En la **Ilustración 7**, se aprecia el proceso de estallido de roca por deformación:

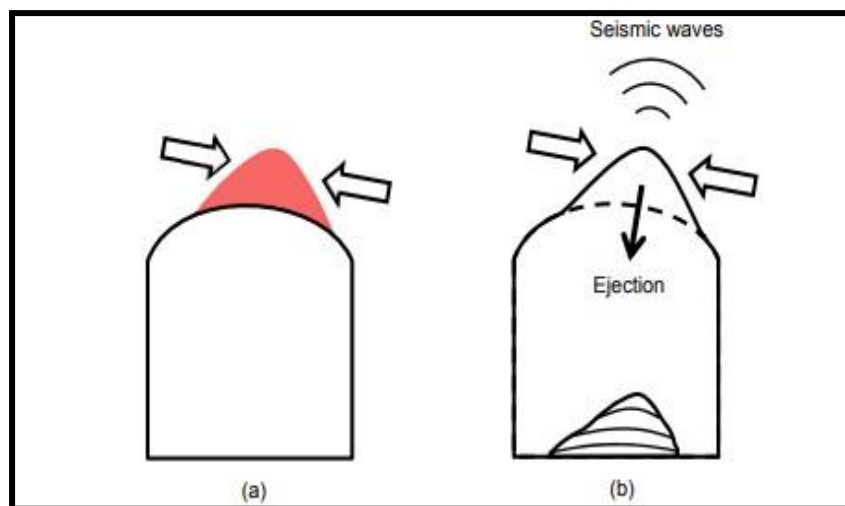


Ilustración 7: Proceso de estallido de roca por deformación. a) Concentración de esfuerzos y b) Eyección de roca



Fuente: Modificado desde Li et al., 2019.

Frecuentemente este tipo de eventos ocurren en la superficie del techo de una excavación inmediatamente después de una tronadura de avance, con desprendimiento de capas de rocas. Diederichs (2018) determina que un estallido por deformación depende mecánicamente de los siguientes componentes:

- **Concentración de esfuerzos:** relacionados a la geometría, geología y deformación estructural.
- **Desconfinamiento:** efecto causado por el esfuerzo principal menor (σ_3), ya que si este es muy bajo puede ocurrir falla por tracción debido a que la ruptura frágil es muy sensible al confinamiento.
- **Almacenamiento de energía:** se relaciona con el factor del desconfinamiento, dependiente de la geometría y estado de esfuerzos.
- **Falla frágil:** Diederichs (2007) afirma que para rocas moderada a altamente fracturadas con una alta razón entre la compresión y tracción ($\frac{UCS}{T}$), la falla por spalling comienza cuando los esfuerzos en las paredes alcanzan entre un 40% a 60% del UCS.
- **Libерación de energía y volumen:** se relaciona con la concentración de esfuerzos en el entorno de la excavación. Donde las geometrías como paredes planas y pérdidas de perfil pueden incrementar la tasa de liberación de energía y volumen de roca.

Diederichs (2018) propone un modelo empírico que determina el mecanismo de falla predominante en función de las propiedades geotécnicas del macizo rocoso, cuantificadas por el GSI, y las propiedades resistentes de la roca intacta, cuantificada por la razón entre la resistencia a la compresión uniaxial (UCS) y la resistencia a la tracción (T), como se aprecia de la **Ilustración 8**.

Razón de resistencia	GSI < 55	55 < GSI < 65	65 < GSI < 80	GSI > 80
$UCS/T < 8$	Corte	Corte	Corte	Corte
$9 < UCS/T < 15$	Corte	Corte	Corte/Spalling	Spalling/Corte
$15 < UCS/T < 20$	Corte	Corte/Spalling	Spalling/Corte	Spalling
$UCS/T > 20$	Corte	Corte/Spalling	Spalling	Spalling

Ilustración 8: Mecanismos de falla según propiedades del macizo rocoso.

Fuente: Modificado desde Diederichs, 2018.

Para macizos rocosos de calidad regular a muy mala ($GSI < 65$) y una razón baja $\frac{UCS}{T}$, el mecanismo de falla predominante es de corte. Por otro lado, para macizos rocosos de buena calidad y una alta razón $\frac{UCS}{T}$, el mecanismo de falla predominante es de naturaleza frágil, como lo son el fenómeno de “spalling” o estallidos de rocas. En el presente estudio, de manera preliminar se tiene una razón $\frac{UCS}{T}$ mayor a 20 según las propiedades geomecánicas consideradas, por lo que como un primer acercamiento se podría afirmar que el mecanismo de falla es frágil.



3.4. Métodos de evaluación de estallidos de rocas

Para cuantificar el riesgo de los estallidos de rocas existen diversos modelos de carácter analítico, empírico y numérico. En la actualidad, aún existe complejidad en la predicción de la magnitud y ocurrencia de un estallido de roca. Sin embargo, es posible estimar esto último con un nivel de confianza aceptable considerando las características del macizo rocoso y el campo de esfuerzos in-situ (Li et al., 2019). En la **Ilustración 9** se presenta un esquema que resume los diferentes métodos de evaluación de estallidos de rocas que se consideran en el presente estudio:

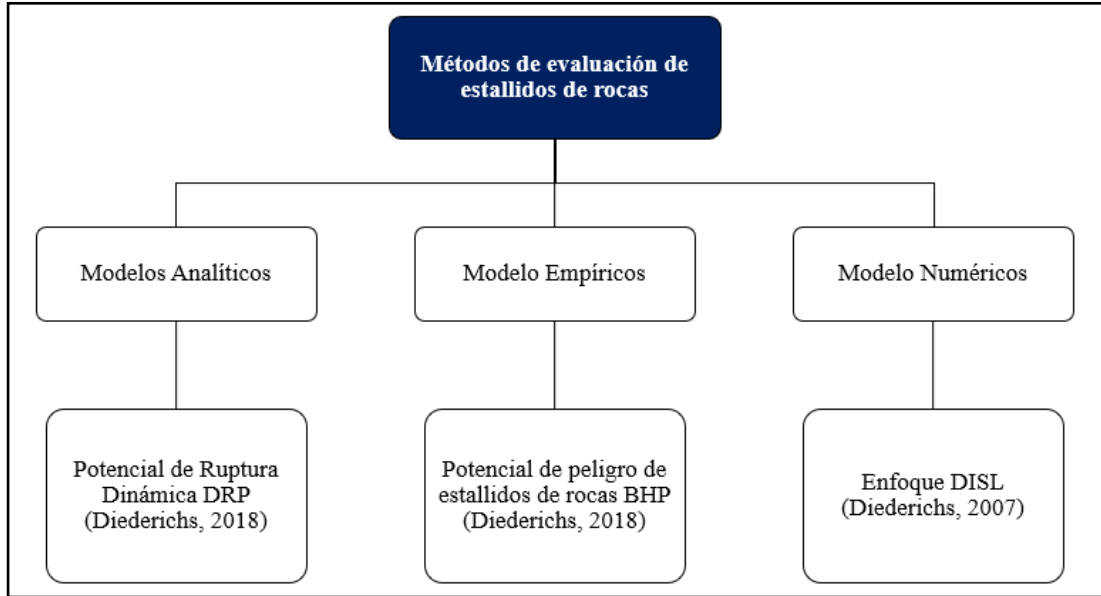


Ilustración 9: Modelos de riesgo de estallidos de rocas a utilizar en el presente trabajo.

3.4.1. Potencial de Ruptura Dinámica (DRP)

Sin considerar heterogeneidad, geometría y la estructura de la roca, es posible clasificarlas de acuerdo con su potencial de ruptura dinámico “DRP” (desde sus siglas en inglés “Dynamic Rupture Potential”) en función de su carácter frágil, representado por la relación $\frac{UCS}{T}$, y la capacidad de almacenamiento de energía, representada simplemente por el UCS.

El “DRP” puede ser estimado a partir de la **Ecuación 8**, o directamente mediante el gráfico presentado en la **Ilustración 10**.

$$DRP = \frac{UCS \cdot m_i}{1200} \quad (8)$$

Donde m_i puede ser estimado a partir de la relación entre la resistencia a la compresión uniaxial UCS y la resistencia a la tracción real T o brasileña BTS, como se presenta en la **Ecuación 9**.

$$m_i = \frac{UCS}{T} = 1.3 \cdot \frac{UCS}{BTS} = 3 \cdot \frac{CI}{BTS} \quad (9)$$



En la **Ilustración 9** se representa gráficamente el modelo de potencial de ruptura dinámica, donde se clasifican seis niveles de riesgo en función de las propiedades resistentes de macizo rocoso.

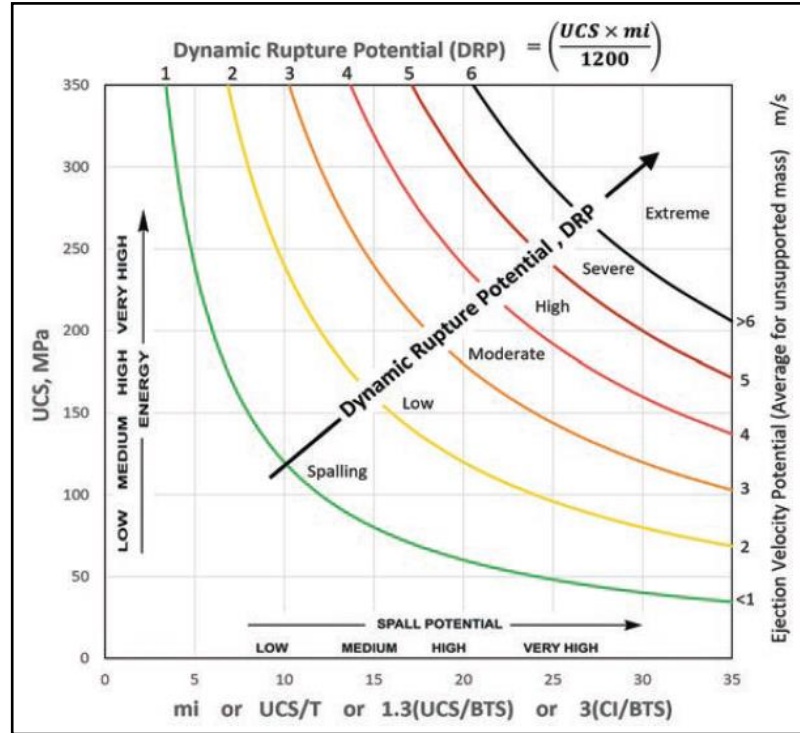


Ilustración 10: Potencial de ruptura dinámica DRP.

Fuente: Modificado desde Diederichs, 2018.

3.4.2. Potencial de peligro de estallidos de rocas (BHP)

Diederichs (2018) propone un modelo para evaluar el potencial de peligro de estallidos de rocas o “BHP” (desde sus siglas en inglés “Burst Hazard Potential”) a partir de la profundidad de falla (D_f) y el potencial de ruptura dinámica (DRP). La clasificación de este parámetro ha sido desarrollado y validado por el autor a través de casos históricos en Chile y Perú.

Para estimar el potencial de peligro de un estallido de roca (BHP) es necesario precisar el potencial de profundidad de daño “DDP” (desde sus siglas en inglés, “Damage Depth Potential”) y el potencial de ruptura dinámica “DRP” a partir de las **Ecuaciones 10 y 11**.

$$DDP = \alpha \cdot D_f^{0.5} \quad (10)$$

$$DRP = \beta \cdot \frac{UCS \cdot m_i}{1200} \quad (11)$$

$$BHP = (DDP \cdot DRP)^{0.5} \quad (12)$$

Diederichs (2018) sugiere emplear valores de $\alpha=4.5$ y $\beta=1$ para ambientes tectónicos como Chile y Perú. Para otros casos, estas constantes pueden ser calibradas según las condiciones locales. En la Tabla 2, se precisan los valores de “BHP” según el nivel de peligro asociado que va desde bajas concentraciones de esfuerzos hasta eventos muy grandes clasificados como extremos que implican



repentinas y violentas eyecciones de roca, donde la demanda de energía es el indicador principal del nivel de riesgo.

Tabla 2: Peligro potencial de estallidos de rocas “BHP”.

Clasificación del potencial de peligro de estallidos de rocas (BHP)		
Clase (BHP)	Nivel de peligro	Problemas
0-0.1	Esfuerzos bajos	Sin indicaciones.
0.1-0.5	Bajas concentraciones de esfuerzos	Ruido de esfuerzos menores locales e intermitentes.
0.5-1	Esfuerzos constantes	Constantes estallidos de esfuerzos durante varias horas después de la explosión.
1-2	Spalling	Formación de lajamientos visibles <5cm de grosor, con emisiones acústicas, pero una mínima energía cinética (o velocidad) desarrollándose después de la voladura y acuñadora. Se detiene después de 1-3 diámetros de avance.
2-3	Ruptura dinámica menor	Desprendimientos con ruido significativo, eyección menor (5-20 cm de espesor) en o cerca de la cara. Menos de 2 kJ/m ² de energía cinética de liberación (por unidad de superficie). < 5 cm de potencial de cierre.
3-4	Ruptura dinámica moderada	Ruido constante o fuerte con alta frecuencia de eyección, con espesores de 15-65cm y velocidades > 3-4 m/s. Energía cinética 2-14 kJ/m ² y un potencial de cierre de 5-15 cm.
4-5	Ruptura dinámica mayor o severa	Grandes volúmenes de eyección o elevada dinámica (piso) con fuertes emisiones acústicas, que ocurren después de la tronadura cerca del frente de avance. Espesor promedio de 30-85 cm, velocidad superficial de eyección > 4 m/s, energía cinética entre 14-35 kJ/m ² y un potencial de cierre de 15-30 cm.
5+	Estallido extremo	Eventos muy grandes con un espesor de roca eyectada > 85 cm, > 6 m/s de velocidad, energía cinética > 35 kJ/m ² y un potencial de cierre > 30 cm. Puede ocurrir en cualquier momento.

3.4.3. Enfoque DISL (2007, 2016 y 2018)

Diederichs (2007) desarrollo un método numérico denominado Enfoque “DISL” (desde sus siglas en inglés, “Damage Initiation and Spalling Limit”) que representa el comportamiento de falla frágil



utilizando el criterio de falla generalizado no lineal de Hoek & Brown como base, pero modificándola para el cálculo implementando parámetros de resistencia peak y residual del macizo rocoso.

Los parámetros clásicos a , s y m del criterio de Hoek & Brown se evalúan según la propuesta en la **Tabla 3**, los cuales requieren de los umbrales de inicio de fractura “CI” (desde sus siglas en inglés “Crack Initiation”), resistencia a la compresión uniaxial “UCS” y resistencia a la tracción “ T ” o “ σ_t ” como propiedades de entrada desde pruebas de laboratorio (Diederichs & Martin, 2010).

Tabla 3: Parámetros peak y residual según el “Enfoque DISL”

Fuente: Diederichs (2007).

Método de Modelación	Peak		Residual	
	Parámetro de entrada	Valor/Ecuación	Parámetro de entrada	Valor
Enfoque DISL	a_p	0.25	a_r	0,75
	s_p	$\left(\frac{CI}{UCS}\right)^{\frac{1}{a_p}}$	s_r	0,001
	m_p	$s_p * \frac{UCS}{T}$	m_r	6-12

Los parámetros de resistencia máxima definen el “Límite de inicio de daño” lo cual delimita la Región de Perturbación en el macizo rocoso, que es donde se ha plastificado parcialmente en un rango mayor al 0% y menor al 100%. Por otra parte, los parámetros de resistencia residual definen el “Límite de Spalling” lo cual delimita la Región de spalling, que es la región donde se ha plastificado al 100% en donde la mayoría de los elementos falla por corte y/o tensión como consecuencia de un desconfinamiento en torno a la excavación.

En cuanto a los parámetros modificados de este enfoque, “ m_r ” es característico de rocas heterogéneas. La pérdida de cohesión esta representada por una caída en los parámetros “ s ”, mientras que la movilización por fricción está representada por un aumento de “ m ” (Perras & Diederichs, 2016). Por lo tanto, el “Límite de inicio de daño” estará influenciado por los parámetros de resistencia máxima o peak, mientras que el “Límite de spalling” quedará influenciado por los parámetros de resistencia residual del “Enfoque DISL”.

En particular, el “Enfoque DISL” considera una dependencia mínima del confinamiento para el umbral de “inicio de daño” y la resistencia del macizo rocoso queda definida por una cohesión elevada y baja fricción. En tanto, para el “Límite de spalling” considera que depende directamente del desconfinamiento entorno a la excavación y la resistencia del macizo rocoso queda definida por una fricción elevada y una pérdida de cohesión. González (2021) resume todo lo anteriormente mencionado en el esquema de la **Ilustración 11**.

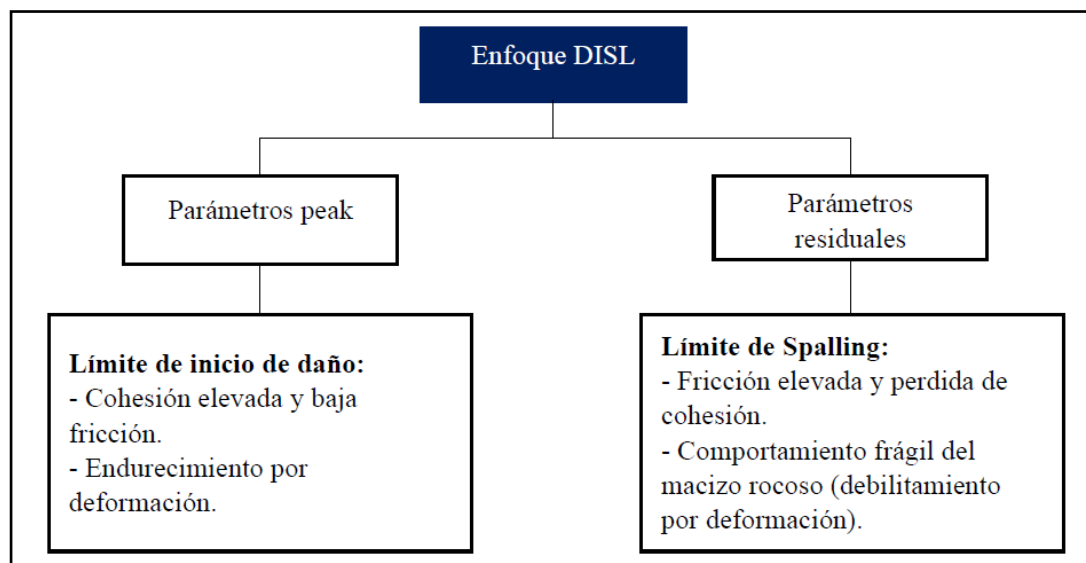


Ilustración 11: Principales características del enfoque “DISL”.

Fuente: Extraído de Delonca et al. (2023).

3.4.4. Modelación numérica considerando discontinuidades

Manouchehrian & Cai (2018) estudiaron la influencia de planos de debilidad en la ocurrencia de estallidos de rocas y el daño alrededor de excavaciones subterráneas usando una herramienta numérica basada explícitamente en un método de elementos finitos (FEM). Dentro de los objetivos se encuentra estudiar la presencia de planos de debilidad como fallas, cizalladuras y planos de estratificación cerca o en lugares de daños por estallido de roca. Estos pueden alterar el campo de esfuerzos y la rigidez de sistema de carga local, haciendo que el macizo rocoso sea más propenso a un estallido. En ambientes de alta concentración de esfuerzos, los planos de falla pueden inducir estallidos de rocas a través del pandeo de losas y rotura de rocas dependiendo de la posición del plano respecto a las paredes de la excavación y la condición de los esfuerzos.

Se considera una excavación circular de un radio (r) igual a 5 metros, en los modelos numéricos el ancho y altura de la caja del modelo debe ser de al menos 10 veces el diámetro del túnel para excluir el efecto del límite exterior en la redistribución de esfuerzos alrededor de la excavación. Los modelos incluyen una falla geológica con longitud y orientación variable dado que el objetivo principal de esta investigación es estudiar la influencia de los planos de debilidad en estallidos de rocas que ocurren en excavaciones a grandes profundidades. Por lo tanto, el ancho y altura de la caja externa al modelo son 15 veces el diámetro del túnel, para garantizar que el estado de esfuerzos alrededor de la falla no afecte a los resultados de cada modelo.

En la **Ilustración 12**, se muestran las condiciones de borde del modelo numérico elasto-plástico donde se considera un material heterogéneo con una distribución normal del módulo de Young (E), la cohesión (c) y el ángulo de fricción (ϕ) principalmente, sus promedios son de 21 GPa, 22 MPa y 31° , respectivamente. Presenta un coeficiente de variación (COV) de 5% para los tres valores. Este método se realiza en Abaqus y analizan los esfuerzos elásticos con el fin de verificar su idoneidad para la simulación de excavación de túneles en modelos 2D.

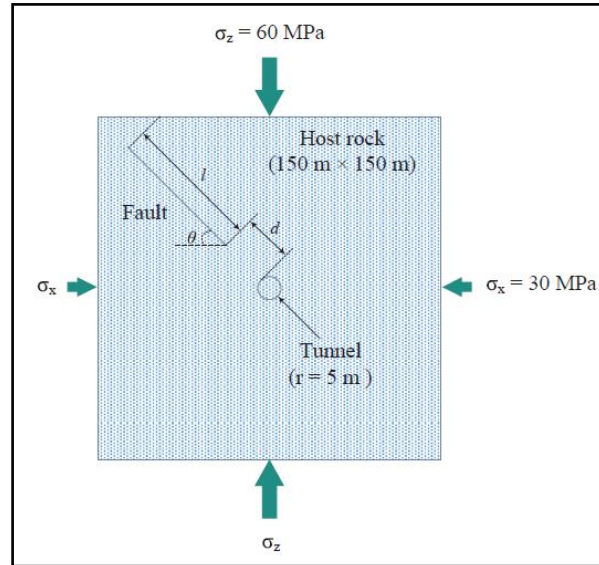


Ilustración 12: Geometría del modelo y condiciones de borde.

Fuente: Modificado de Manouchehrian & Cai (2018).

Se lleva a cabo un estudio sistemático para comprender la influencia de la orientación (θ) de la falla en los daños por estallido de rocas. Para este propósito, se simula una excavación subterránea circular en diez pasos con los parámetros previamente definidos. En la **Ilustración 13**, se aprecian los patrones de falla para una discontinuidad de un largo igual a $l = 60 \text{ m}$ situada a una distancia de la excavación de $d = 2.5$, con ángulos de falla iguales a $\theta = 0^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ y 90° .

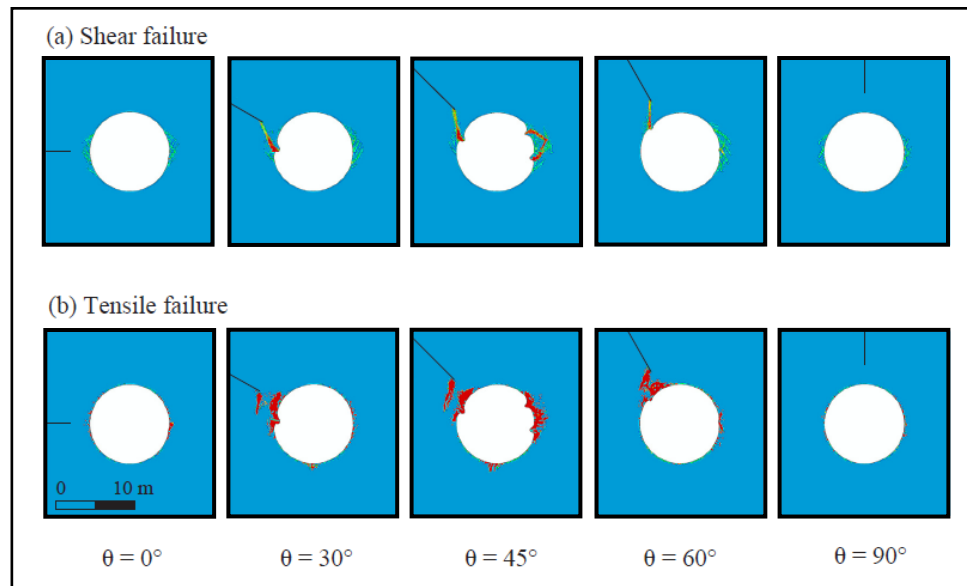


Ilustración 13: Patrones de falla alrededor del túnel para diferentes orientaciones: a) Falla por corte, b) Falla por tracción.

Fuente: Modificado de Manouchehrian & Cai (2018).

Se mide la máxima energía cinética por unidad de volumen ($KE_{m\acute{a}x}$) y la máxima velocidad promedio ($\bar{V}_{m\acute{a}x}$) de eyección, obteniendo valores máximos para una orientación crítica de 45° ,



demonstrando que la falla de roca es más violenta cuando el esfuerzo de corte a lo largo de la falla es máximo. Por lo tanto, la inclinación de los planos de debilidad con respecto a la dirección del esfuerzo in-situ principal es un factor importante que influye en el daño por estallido de roca. Los macizos rocosos alrededor de una excavación son más propensos a fallar cuando el esfuerzo cortante a lo largo del plano de falla cerca de la excavación es elevado (Manouchehrian & Cai, 2018).

En mecánica de fracturas, el término “tamaño crítico de fisura” se refiere al tamaño de una fisura en una estructura que provoca la falla a un nivel de esfuerzos determinado. Wong et al. (2002) demostraron que, en las muestras de rocas, es más fácil que se inicien nuevas grietas a partir de grietas preexistentes más largas que cortas. Así pues, cabe esperar que las fallas de mayor longitud en un macizo rocoso puedan afectar en mayor grado la estabilidad de las aperturas subterráneas que las grietas cortas. A partir de esto, se evalúan los mismos parámetros que en el caso de la orientación de falla, en la **Ilustración 14** se muestran las zonas de falla para cada razón entre el largo de la falla (l) y el radio del túnel (r).

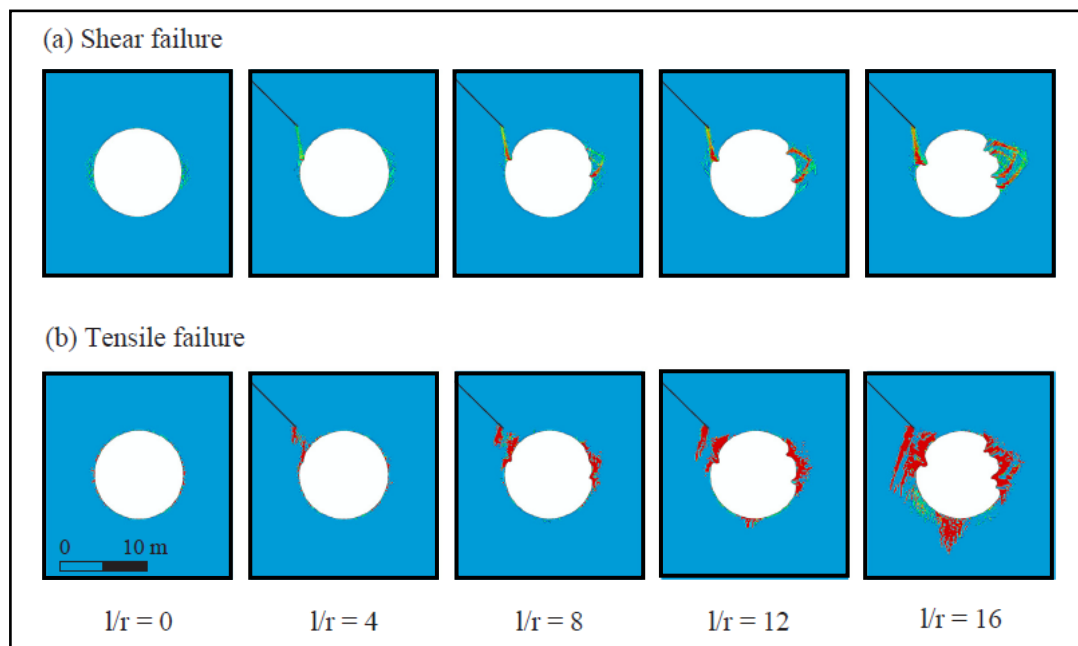


Ilustración 14: Zonas de falla alrededor de la excavación para diferentes largos: a) Falla de corte, b) Falla por tracción.

Fuente: Modificado de Manouchehrian & Cai (2018).

Los resultados indican un incremento de $KE_{m\acute{a}x}$ y $\bar{V}_{m\acute{a}x}$ con respecto a un aumento de la razón l/r , por lo tanto, es posible una mayor liberación de energía de deformación si se produce una rotura repentina. Esto explica por qué la energía cinética aumenta conforme a la relación l/r . La reducción de la rigidez del sistema de una mina se considera como un efecto principal de planos de debilidad que se encuentran cercanos a aperturas subterráneas profundas, que pueden potencialmente pueden causar un estallido de roca.

El estudio anterior demuestra que la presencia de planos de debilidad alrededor de un túnel puede inducir en estallidos de roca alterando el sistema de rigidez de carga. Este plano debe estar situado de tal manera que favorezca la acumulación de tensiones en la roca que está a punto de fallar. Si la



falla ocurre cuando la discontinuidad esta críticamente posicionada y orientada, puede liberarse más energía almacenada, lo que puede cambiar el modo de falla de estable a inestable.

Complementando el estudio previo, Wu et al. (2023) estudiaron la respuesta mecánica del macizo rocoso y la distribución junto con la evolución de estallido de rocas en zonas de riesgo de una excavación subterránea con diferentes planos de falla alrededor. Basándose en el programa numérico FLAC3D, analizando la distribución del campo de esfuerzos y desplazamiento, tal como se aprecia de la **Ilustración 15**. Se emplea el modelo CWFS para simular la ruptura frágil en rocas duras expuestas a altas concentraciones de esfuerzos, y se introducen parámetros cuantitativos como FAI (*Failure Approaching Index*) para evaluar y predecir las zonas de riesgo de estallidos de rocas. Este último parámetro depende del grado de falla (FD), que es un índice que evalúa el grado de daño acumulado en el proceso de deformacion y ruptura de macizo rocoso, y del factor de riesgo de esfuerzo (ω) que depende de la razón entre la deformación de corte plástica (ε^p) y deformación de corte plástica límite (ε^{pr}).

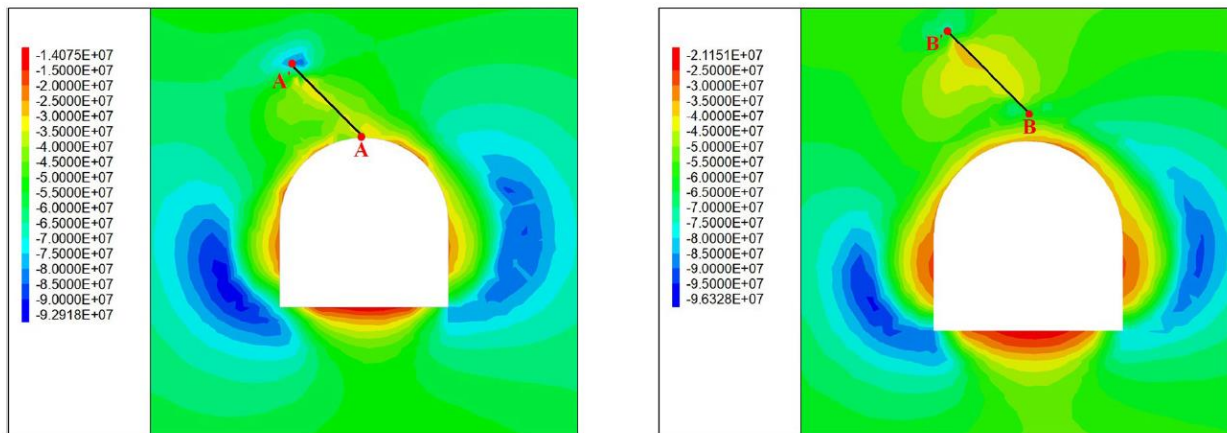


Ilustración 15: Distribución de esfuerzos principales para un plano estructural a) Explícito, b) No expuesto.

Fuente: Wu et al. (2022).

En el caso del plano estructural expuesto, el esfuerzo de compresión se acumula en el extremo no expuesto de plano estructural (A'), mientras que el extremo opuesto (A) se encuentra en un estado de liberación de tensiones. A diferencia del túnel que no posee un plano estructural, el túnel con planos expuestos conduce a una liberación de tensiones en un área mayor de la roca que se encuentra expuesta.

Finalmente, del estudio se concluye lo siguiente con relación al siguiente trabajo:

- El proceso evolutivo de un estallido de roca en un túnel con un plano de falla expuesto es acelerado en comparación al túnel sin un plano de falla, y la roca de caja alrededor del plano de falla tiene una fuerte tendencia a un impacto provocado por el estallido de roca, y su intensidad es mayor que para el caso donde no se considera un plano de falla expuesto.
- La existencia de un plano estructural hace que el campo de desplazamiento y esfuerzos de la roca circundante cambie, este tiene un importante rol en la estabilidad del macizo rocoso.



4. Metodología

En función de los antecedentes y objetivos propuestos, se desarrolla la siguiente metodología:

- **Caracterización del ambiente de simulación:** se precisan las propiedades inherentes a los fenómenos de estallidos de roca para macizos rocosos competentes ($GSI > 90$), donde se definen las propiedades de resistencia y deformación de la roca intacta, parámetros de resistencia y deformación para valores máximos y residuales del Enfoque DISL. Para precisar el “límite de inicio de daño” y “límite de spalling” asociados a los mecanismos de falla frágil, se debe determinar el valor de la resistencia a la compresión uniaxial (UCS), esfuerzo de inicio de fracturas (CI) y la resistencia a la tracción (T) a partir de ensayos de laboratorio. Para el parámetro CI se sugiere que se estime como un 50% del UCS ante un déficit de datos del terreno. Por otra parte, la magnitud de los esfuerzos in situ (σ_1 y σ_3) debe ser tal, que su acumulación en el entorno de la excavación genere esfuerzos máximos ($\sigma_{m\acute{a}x}$) de al menos un 40% a 60% del UCS (Diederichs, 2007).
- **Modelación numérica:** modelación de estallidos de rocas a través del software de elementos finitos en dos dimensiones “RS2” de Rocscience, versión 11.0. El cual será capaz de calibrar el modelo a partir de la construcción de la geometría de la excavación y el entorno, definir las propiedades del material, esfuerzos, condiciones de borde y número de familias y orientación de las discontinuidades. Para posteriormente realizar el cálculo mediante las ecuaciones de esfuerzo y deformación, y estimar la solución numérica del problema. Una vez obtenidos los resultados, la interpretación permite la visualización de los resultados entregada por los módulos de cálculo, tales como los esfuerzos, plastificación, profundidad de falla y deformación.
- **Resultados e interpretaciones:** una vez finalizada la etapa de modelación numérica, se procede al análisis, interpretación y verificación de consistencia de los resultados. Para efectos de este estudio se evalúa principalmente la profundidad y extensión de falla mediante herramienta del software, a partir de la región plastificada delimitada alrededor del contorno de la excavación. Con respecto a la plastificación, se delimita el “límite de inicio de daño” cuando esta es mayor a un 0% y menor a un 100%, y el “límite de spalling” cuando esta misma es equivalente a un 100%, la cual es de interés para la medición de los parámetros que cuantifican el riesgo.
- **Modelo de riesgo preliminar y efecto de las discontinuidades:** en esta etapa, en primera instancia se construye el modelo de riesgo base para una excavación que no presenta discontinuidades en su entorno. Posteriormente se consideran simulaciones con diversos largos y orientaciones de las discontinuidades, para así cuantificar el efecto que estas tienen en los estallidos de rocas con relación a un escenario en específico. Por otro lado, se incorpora una familia de discontinuidades considerando tres orientaciones y espaciamientos.
- **Conclusiones:** se lleva a cabo mediante una comparación entre el modelo de riesgo base con los casos donde se consideran discontinuidades en el entorno de simulación. Se cuantifica el riesgo mediante la formulación empírico-analítica del Potencial de peligro de estallidos de rocas (BHP) propuesto por Diederichs (2018), a partir de este se realiza el análisis para todos los casos de estudio. Se recomienda la investigación de este fenómeno dada la relevancia que posee en minería subterránea siendo el principal peligro para las operaciones, y un análisis robusto de la geometría de la excavación al momento del diseño.



4.1. Caracterización del ambiente de simulación

En primera instancia, se requiere definir las propiedades intrínsecas del macizo rocoso, esfuerzos in-situ y geometría de base, que permitan modelar y simular el fenómeno de estallido de rocas bajo consideraciones propuestas principalmente por el autor Diederichs (2007) en el Enfoque DISL. Para que se genere el fenómeno de estallido de roca, se requiere de un ambiente sometido a altas concentraciones de esfuerzos y de un macizo rocoso competente ($GSI > 65$) situado a grandes profundidades. En Chile, la Andesita es característica de ambientes subterráneos mineros, y debido a su alta fragilidad y resistencia es que es considerada para el presente trabajo.

En la **Tabla 4**, se definen las propiedades de la roca intacta que se encuentran dentro de un rango de valores según Gonzales de Vallejo (2002), correspondiendo al módulo de Young, coeficiente de Poisson, resistencia a la tracción y compresión. Este material se debe caracterizar por su alta resistencia, por lo que se consideran valores altos de la resistencia a la compresión y módulo de Young. La resistencia a la tracción (σ_t) es extraída de un estudio sobre la relación entre la densidad, resistencia a la tracción y compresión de cuatro tipos de andesitas, considerando específicamente la que se encuentra en condiciones secas.

Tabla 4: Propiedades de la roca intacta.

Parámetro	Valor	Fuente de Información
UCS [MPa]	200	Gonzales de Vallejos (2002)
E [GPa]	40	
ν	0.30	
σ_t [MPa]	7.9	Török & Czinder (2017)

Los entornos de bajo confinamiento próximos a una excavación favorecen y potencian la ruptura frágil debido a los esfuerzos tangenciales altos que se generan paralelamente a la superficie de la excavación, garantizando zonas de desconfinamiento alrededor de la excavación llevando al macizo rocoso a superar la resistencia a la tracción (Vazaios et al., 2019). En cuanto a los esfuerzos in-situ, su magnitud debe generar esfuerzos máximos ($\sigma_{m\acute{a}x}$) de al menos un 40% a 60% del UCS para superar el límite de inicio de daño según Diederichs (2007), lo cual viene favorecido por la formación e interacción de fracturas a través del macizo rocoso. La anisotropía viene cuantificada por la razón de esfuerzos principales (k) la cual depende de las condiciones del entorno geológico, para ambientes tectónicos como Chile, la razón toma valores entre 1.5 y 2.5 (Vazaios et al., 2019). En la **Tabla 5** se definen las propiedades del macizo rocoso y esfuerzos principales.

Tabla 5: Propiedades del macizo rocoso y esfuerzos principales.

Parámetro	Valor
GSI	90
m_i	19
σ_1 [MPa]	64.5
σ_3 [MPa]	43
k	1.5
$\sigma_{m\acute{a}x}$ [MPa]	150.5



4.2. Modelación numérica en software RS2

El software RS2 de Rocscience (desde su abreviación en inglés “Rock and Soil 2 – dimensional analysis program”), es un programa de análisis de elementos finitos de propósito general para el diseño de túneles y sostenimientos, excavaciones subterráneas, excavaciones superficiales, estabilidad de taludes y mucho más. Además, tiene funciones de análisis de excavaciones civiles, geotécnicas y mineras más complejas mediante un análisis de elementos finitos en 2D.

El software RS2 dispone de los siguientes módulos:

- **Modelo:** corresponde al módulo de procesamiento donde se ingresan y editan los límites del modelo, se ingresan los diversos inputs al modelo como, por ejemplo, la caracterización del entorno (propiedades del material), esfuerzos in-situ, mallado y condiciones de borde.
- **Cálculo:** Es el módulo encargado de realizar operaciones matemáticas y resolver las ecuaciones y estimar la solución numérica al problema en estudio.
- **Interpretación:** Es el módulo que permite la visualización de los resultados de la solución numérica entregada por el módulo de cálculo.

Para la construcción del modelo, en la **Ilustración 16** se muestra la metodología empleada en RS2, detallado cada paso a continuación.

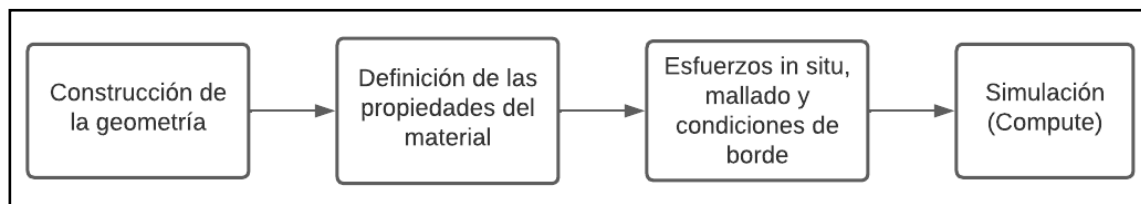


Ilustración 16: Metodología empleada para la construcción de los modelos.

4.2.1. Construcción de la geometría

Para el diseño de túneles existen diversas geometrías según la función de la excavación, tiempo de operación, estado de esfuerzos, entre otras variables. En el presente trabajo se selecciona una excavación circular como se aprecia en la **Ilustración 17**, la cual implica un menor riesgo de estabilidad física en comparación a otras geometrías que comprenden ángulos rectos, pues en estas se da la facilidad de concentrar esfuerzos, por lo que es más propensa a fallar.

Se define un radio igual a $r = 2.5$ metros, donde también se considera una zona de influencia de la excavación determinada hasta 5 veces su radio lo que determina los límites exteriores del modelo (caja externa). Así, se define una caja externa de dimensiones 55x55 [m] considerando la excavación al centro de esta.

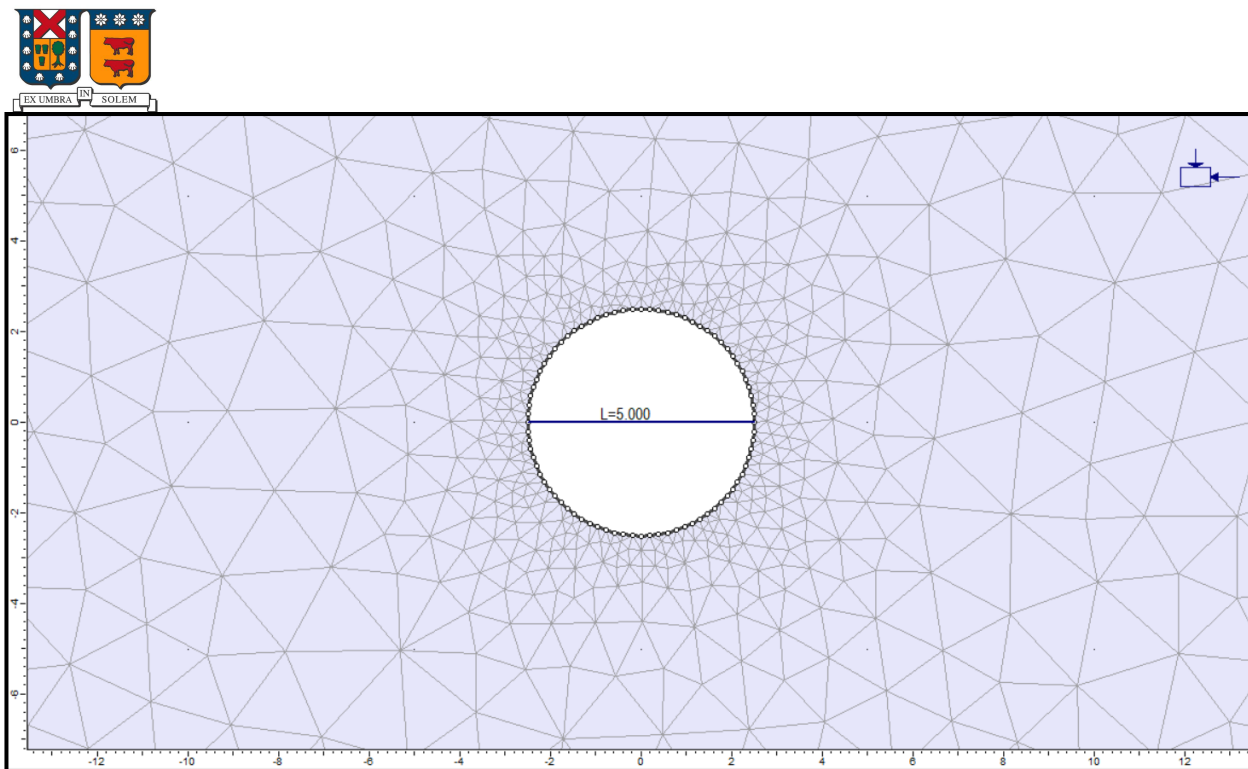


Ilustración 17: Geometría de la excavación.

4.2.2. Definición de las propiedades del material

En base a la caracterización del entorno definida en apartado previo, se considera un material elasto-plástico y sus propiedades resistentes están determinadas por el criterio de Hoek & Brown, del cual mediante una modificación del cálculo se incorpora el Enfoque DISL. En la **Tabla 6**, se aprecian los valores obtenidos para el Enfoque DISL en base a las ecuaciones y valores propuestos en la **Tabla 1**, tomando en cuenta las sugerencias de Diederichs.

Tabla 6: Resultados parámetros de resistencia peak y residual del Enfoque DISL.

Método de Modelación	Peak		Residual	
	Parámetro de entrada	Valor	Parámetro de entrada	Valor
Enfoque DISL	a_p	0.25	a_r	0.75
	s_p	0.0625	s_r	0.001
	m_p	1.58	m_r	6

Las discontinuidades se consideran del mismo material del entorno, a diferencia que mecánicamente se comporta según el criterio de falla de Mohr-Coulomb. Este último representa la resistencia de corte (τ) en función de la resistencia normal (σ), involucrando otras propiedades como la cohesión la cual puede ser definida como la adherencia entre las partículas del suelo debido a la atracción entre ellas, producidas por sus fuerzas intergranulares. El ángulo de fricción interno es otro parámetro en consideración, depende de la uniformidad de las partículas del suelo, de tamaño y la forma de los granos. En la **Tabla 7**, se definen las propiedades de resistencia peak y residual para las discontinuidades:



Tabla 7: Propiedades peak y residuales de las discontinuidades.

Parámetro	Valor	Fuente de Información
T_p [MPa]	7.9	Török & Czinder (2017)
c_p [MPa]	8	Arslan & Kahraman (2018)
ϕ_p (°)	37	
T_r [MPa]	5.8	Török & Czinder (2017)
c_r [MPa]	1.22	Arslan & Kahraman (2018)
ϕ_r (°)	30	

La resistencia a la tracción (T) se extrae del mismo estudio sobre la relación de propiedades intrínsecas de cuatro tipos de andesita, incorporando el valor residual. La cohesión (c) y ángulo de fricción (ϕ) se obtienen de los valores de la envolvente de falla de Mohr-Coulomb para el mismo material, según un estudio de Arslan & Kahraman (2018) sobre la determinación de los parámetros del esfuerzo cortante (esfuerzo normal, cohesión y ángulo de fricción) en andesita bajo condiciones estáticas y dinámicas.

4.2.3. Esfuerzos in-situ, mallado y condiciones de borde

El campo de esfuerzos in-situ considerados en todos los modelos a simular quedan determinados por la **Tabla 5**, bajo una razón de esfuerzos constante $k = 1.5$ a la misma profundidad. El esfuerzo principal mayor tiene una dirección vertical.

En cuanto al mallado, en la **Tabla 8** se aprecian la configuración de malla y discretización los cuales son elementos esenciales en la simulación. La discretización es más intensa en las zonas cercanas al perímetro de la excavación debido a que corresponde a la zona de interés donde se generan fracturas para que eventualmente ocurra un evento de estallido de roca. Cabe mencionar, que para la simulación considerando una familia de discontinuidades se utiliza una malla triangular de 6 nodos, manteniendo el factor de graduación y número de nodos.

Tabla 8: Configuración de mallado y discretización en software RS2.

Configuración de malla y discretización	
Tipo de malla	Graduada
Tipo de elemento	Triangular de 3 nodos
Factor de graduación	0,1
Número de nodos en la excavación 2D	110

Las condiciones de borde quedan definidas por los desplazamientos del límite externo del modelo, por lo que se deben crear condiciones físicas para restringir los desplazamientos de los nodos en las dos dimensiones “x” e “y”.



4.2.4. Simulación

Una vez definidos los parámetros presentados previamente, se procede a la etapa de modelación numérica la cual comprende los cálculos internos que realiza RS2 para precisar la solución numérica. Se configura mediante 500 iteraciones de Montecarlo buscando que el software tienda a la convergencia de la solución numérica, por otro lado, la sensibilidad (tolerancia) se define según cada caso. En la **Ilustración 18** se visualiza un esquema general que resume las variables involucradas en el modelo, teniendo tres largos de discontinuidad (l) y variando tres orientaciones (θ) situadas en tres zonas alrededor excavación: techo, techo/pared (intermedio) y pared. Contando el caso base, que es el caso donde no se consideran discontinuidades en su entorno, se tiene un total de 37 simulaciones.

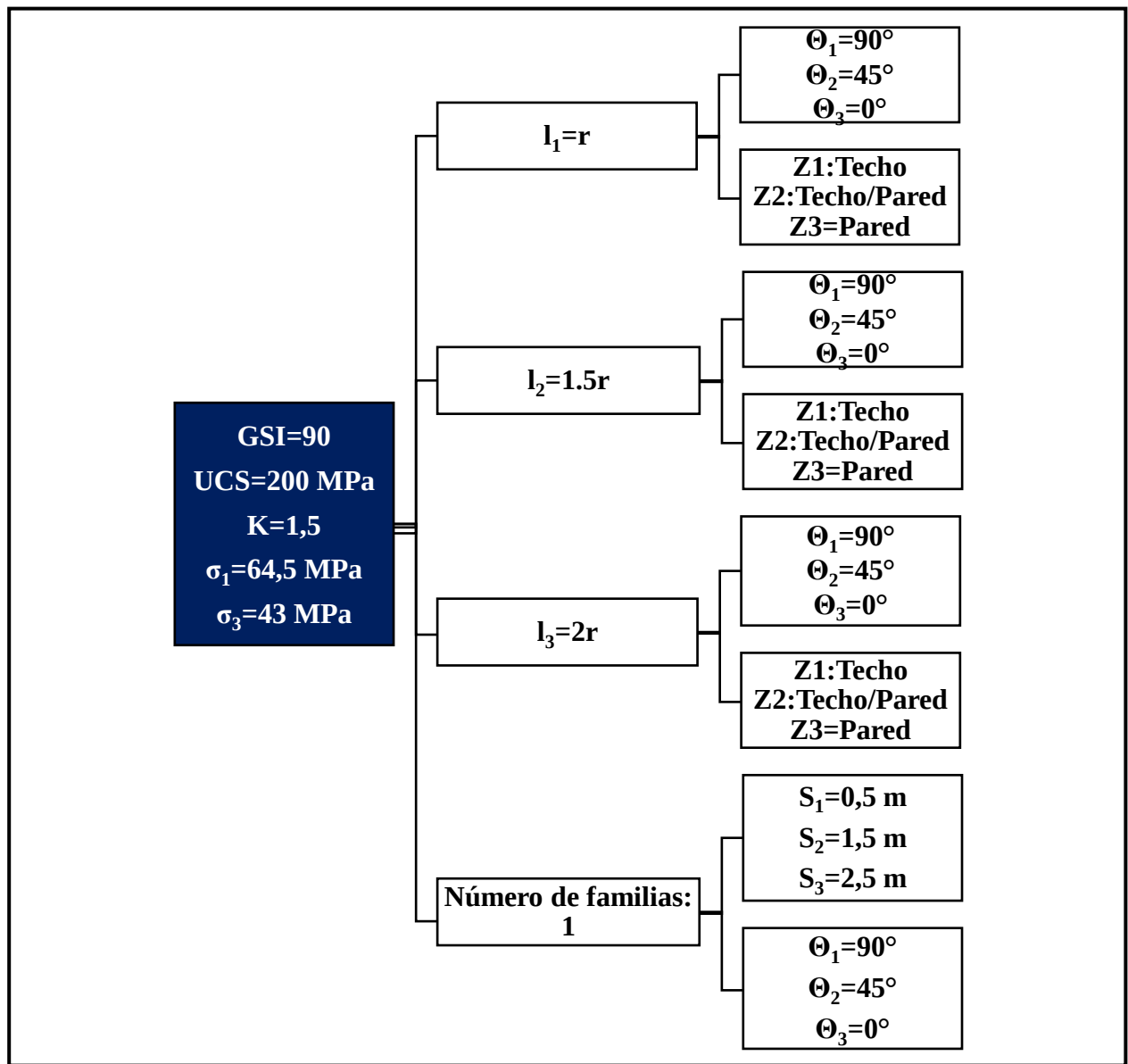


Ilustración 18: Detalle de casos simulados en RS2.



5. Resultados

A partir de la metodología propuesta en apartado previo, en la presente sección se presentan los resultados obtenidos midiendo principalmente la profundidad (R_f), extensión (ϕ_b), largo (l) y posición de la falla (P). El objetivo es analizar la influencia de las discontinuidades en comparación a un caso base que no presenta discontinuidades en su entorno, mediante una diferencia porcentual. Posteriormente, se evalúa el nivel de riesgo mediante un modelo empírico-analítico de Potencial de peligro de estallidos de rocas (BHP) propuesto por Diederichs (2018).

En la **Ilustración 19** se aprecia una visualización de la plastificación del caso base, donde la región de spalling queda delimitada por las zonas donde hay una plasticidad del 100%. Por otro lado, la región de perturbación queda delimitada por la zona donde se plastifica parcialmente, entre un 0% y 100%.

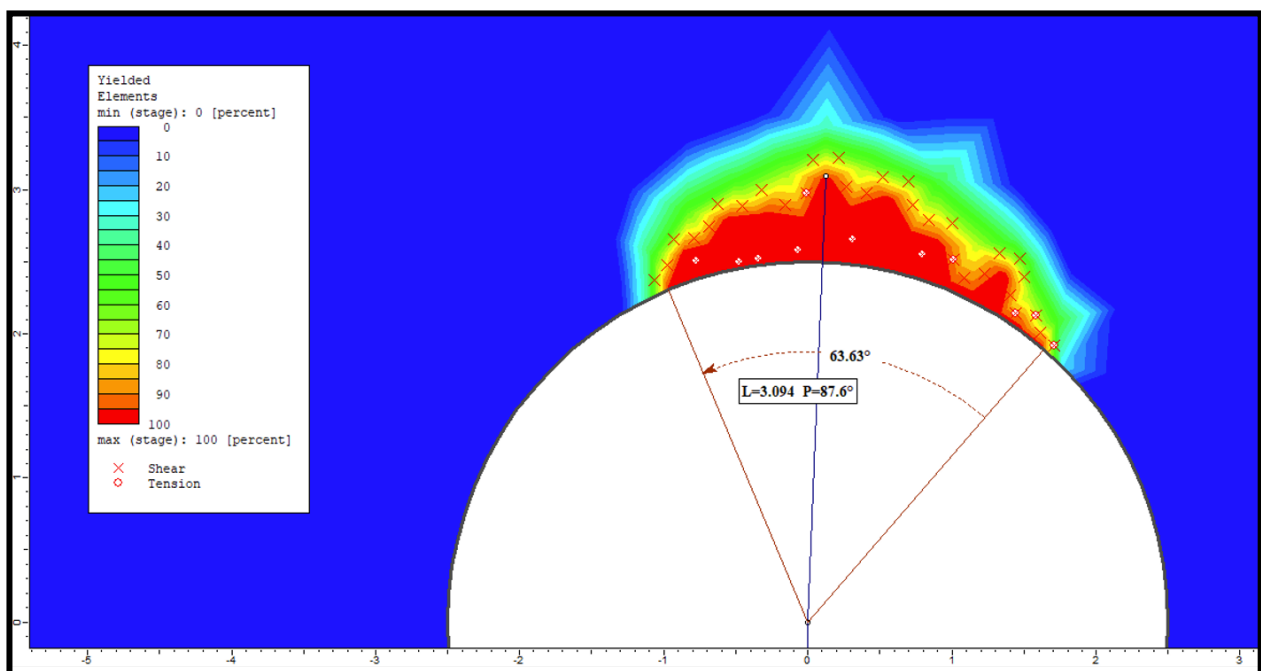


Ilustración 19: Plastificación de la excavación correspondiente al caso base.

La profundidad de falla se obtiene mediante la herramienta de medición que posee el software RS2, la cual se considera como la máxima distancia medida desde el centro de la excavación hasta la delimitación de la región plastificada en su totalidad. Además, se registra la posición de la falla que corresponde al ángulo que forma esta traza con respecto a la horizontal. La extensión de falla se considera como el ángulo que comprende la región plastificada en el contorno de una excavación circular, en algunos casos se mide considerando zonas que se encuentran parcialmente plastificadas en un entorno predominantemente plastificado.

A partir de las mediciones previamente mencionadas, se clasifica el peligro mediante el Potencial de peligro de estallidos de rocas (BHP) incorporando un factor relacionado a la razón entre la extensión de falla para cada caso y la extensión de falla ponderada de todas las mediciones, el factor es mayor cuando se tiene una mayor extensión de falla lo que eventualmente implica un mayor nivel de riesgo, debido a que el contorno de la excavación se encuentra mayormente



plastificado. Por otra parte, se mide la diferencia porcentual entre la profundidad de falla de cada escenario y el caso base para analizar cuantitativamente la variación que existe entre ellos según el largo y orientación de la discontinuidad.

En la **Tabla 9**, se presenta la profundidad (R_f) y extensión de falla (ϕ_b) medida en la **Ilustración 19** y el nivel de riesgo que presenta según el potencial de peligro de estallidos de rocas (BHP), considerando sus respectivos parámetros para la solución analítica y el factor relacionado a la razón entre la extensión de falla medida y ponderada.

Tabla 9: Profundidad y extensión de falla del caso base.

Parámetro	Valor
R_f [m]	3.09
ϕ_b	64°
$\phi_{ponderado}$	63.31°
Factor ($\phi_b / \phi_{ponderado}$)	1.01
<i>DDP</i>	7.92
<i>DRP</i>	3.17
BHP	5.02

Según la clasificación el potencial de peligro de estallido de rocas o BHP en la **Tabla 2** el nivel de riesgo es extremo para el caso base, debido a que en el presente trabajo se simula la ruptura frágil. Además, se considera el factor de la extensión de falla la cual incrementa el nivel de riesgo cuanto mayor es el ángulo, para esta simulación la extensión de falla del caso base toma un valor muy cercano al ponderado, por lo que el factor no tiene mayor influencia en la clasificación del riesgo.



5.1. Profundidad y extensión de falla

En la **Tabla 10**, se presentan los resultados obtenidos para cada caso según las mediciones realizadas en RS2 para las zonas del techo (Z1), intermedia (Z2), pared (Z3) y orientada en familias.

Tabla 10: Profundidad y extensión de falla según largo y orientación de la discontinuidad.

Zona	Largo l / Espaciamiento S	Orientación θ	R_f	R_f/a	Extensión de falla ϕ_b	Diferencia ϕ_b %	Diferencia R_f %
Techo (Z1)	$l = r$	90°	3.44	1.37	37	52.9	10.50
		45°	3.11	1.24	50	24.0	0.58
		0°	3.19	1.28	66	3.7	3.09
	$l = 1.5r$	90°	3.38	1.35	51	22.0	8.89
		45°	2.90	1.16	41	43.3	6.51
		0°	3.22	1.29	50	24.0	3.96
	$l = 2r$	90°	3.25	1.30	55	14.5	4.79
		45°	3.03	1.21	28	77.8	1.99
		0°	3.08	1.23	41	43.3	0.36
Intermedia (Z2)	$l = r$	90°	3.25	1.30	69	8.1	4.92
		45°	2.94	1.17	73	13.7	5.24
		0°	2.93	1.17	86	29.9	5.62
	$l = 1.5r$	90°	3.14	1.26	68	6.6	1.51
		45°	3.07	1.23	64	0.6	0.71
		0°	2.98	1.19	41	43.3	3.82
	$l = 2r$	90°	3.05	1.22	73	13.7	1.50
		45°	3.19	1.28	95	39.6	3.06
		0°	3.11	1.25	51	22.0	0.64
Pared (Z3)	$l = r$	90°	3.44	1.37	77	19.0	10.47
		45°	3.00	1.20	55	14.5	3.02
		0°	3.09	1.23	50	24.0	0.29
	$l = 1.5r$	90°	3.46	1.38	73	13.7	11.02
		45°	3.13	1.25	50	24.0	1.03
		0°	2.88	1.15	73	13.7	7.20
	$l = 2r$	90°	3.11	1.24	50	24.0	0.35
		45°	3.09	1.24	50	24.0	0.10
		0°	3.12	1.25	73	13.7	0.71
Una Familia	$S = 0.5$ m	90°	3.39	1.36	86	29.9	9.07
		45°	3.18	1.27	46	32.2	2.84
		0°	3.12	1.25	86	29.9	0.96
	$S = 1.5$ m	90°	3.91	1.56	86	29.9	23.25
		45°	4.06	1.62	68	6.6	27.03
		0°	3.84	1.54	63	1.0	21.47
	$S = 2.5$ m	90°	5.08	2.03	86	29.9	48.61
		45°	4.15	1.66	68	6.6	29.20
		0°	3.84	1.54	100	44.5	21.47



5.2. Evaluación del Potencial de peligro de estallido de rocas (BHP)

Se clasifica el riesgo según la **Tabla 2** mediante las **Ecuaciones 10, 11 y 12** de Potencial de peligro de estallido de rocas considerando el factor de la extensión de falla, en la tabla a continuación:

Tabla 11: Resultados del potencial de peligro de estallidos de rocas.

Zona	Largo l / Espaciamiento S	Orientación θ	Factor ϕ_b/ϕ_p	DDP	DRP	BHP	Nivel de riesgo
Techo (Z1)	$l = r$	90°	0.58	8.34	3.17	3.93	Moderado
		45°	0.79	7.94	3.17	4.46	Severo
		0°	1.04	8.04	3.17	5.15	Extremo
	$l = 1.5r$	90°	0.81	8.28	3.17	4.59	Severo
		45°	0.65	7.66	3.17	3.96	Moderado
		0°	0.79	8.07	3.17	4.49	Severo
	$l = 2r$	90°	0.87	8.11	3.17	4.72	Severo
		45°	0.44	7.84	3.17	3.31	Moderado
		0°	0.65	7.90	3.17	4.03	Severo
Intermedia (Z2)	$l = r$	90°	1.09	8.11	3.17	5.29	Extremo
		45°	1.15	7.71	3.17	5.31	Extremo
		0°	1.36	7.70	3.17	5.75	Extremo
	$l = 1.5r$	90°	1.07	7.98	3.17	5.21	Extremo
		45°	1.01	7.89	3.17	5.02	Extremo
		0°	0.65	7.77	3.17	3.99	Moderado
	$l = 2r$	90°	1.15	7.86	3.17	5.36	Extremo
		45°	1.50	8.04	3.17	6.18	Extremo
		0°	0.81	7.94	3.17	4.50	Severo
Pared (Z3)	$l = r$	90°	1.22	8.34	3.17	5.67	Extremo
		45°	0.87	7.80	3.17	4.63	Severo
		0°	0.79	7.90	3.17	4.45	Severo
	$l = 1.5r$	90°	1.15	8.36	3.17	5.53	Extremo
		45°	0.79	7.96	3.17	4.46	Severo
		0°	1.15	7.64	3.17	5.28	Extremo
	$l = 2r$	90°	0.79	7.93	3.17	4.45	Severo
		45°	0.79	7.91	3.17	4.45	Severo
		0°	1.15	7.94	3.17	5.39	Extremo
Una Familia	S = 0.5 m	90°	1.36	8.28	3.17	5.97	Extremo
		45°	0.73	8.03	3.17	4.30	Severo
		0°	1.36	7.95	3.17	5.85	Extremo
	S = 1.5 m	90°	1.36	8.90	3.17	6.19	Extremo
		45°	1.07	9.07	3.17	5.55	Extremo
		0°	1.00	8.82	3.17	5.27	Extremo
	S = 2.5 m	90°	1.36	10.14	3.17	6.61	Extremo
		45°	1.07	9.17	3.17	5.58	Extremo
		0°	1.58	8.82	3.17	6.64	Extremo



5.3. Resumen de resultados

Las mediciones realizadas para cada simulación se adjuntan en **Anexo 9**, donde el largo (L) corresponde a la profundidad de falla y el ángulo medido desde el centro de la excavación a la extensión de falla.

Tabla 12: Esquema resumen de la profundidad y extensión de falla, para $l = r$ y $S = 2.5 \text{ m}$.

Zona	Techo (Z1)	Intermedia (Z2)	Pared (Z3)	Familias de discontinuidades
$\theta=90^\circ$	La profundidad de falla toma el valor máximo para esta orientación. La extensión de falla es mínima para esta zona donde se tiene un factor de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 0.58$, por lo que el nivel de riesgo en este caso es Moderado .	La profundidad de falla toma el valor máximo para esta orientación, medida desde el centro hasta la discontinuidad. La extensión de falla es mínima para esta zona con un factor de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 1.09$, debido al alto valor de la profundidad de falla el nivel de riesgo es Extremo .	La profundidad y extensión de falla toman los valores máximos en esta zona, donde se tiene una razón de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 1.22$, por lo que el nivel de riesgo es Extremo . La discontinuidad se plastifica parcialmente en la pared de la excavación.	La profundidad de falla toma el valor máximo para esta orientación, medida desde el centro hasta la discontinuidad. La extensión de falla tiene un factor de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 1.36$, debido al alto valor de la profundidad de falla y las diversas zonas plastificadas el nivel de riesgo es Extremo .
$\theta=45^\circ$	La profundidad de falla es medida hasta la discontinuidad plastificada. La extensión de falla toma un valor medio para esta orientación, donde el factor es de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 0.79$, por lo que el nivel de riesgo es Severo .	La profundidad de falla se mide hasta la zona plastificada del techo, la discontinuidad de igual manera se encuentra en dicha región. La extensión de falla toma un valor medio para esta orientación, donde el factor es de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 1.15$, por lo que el nivel de riesgo es Extremo .	La profundidad de falla se mide hasta la zona plastificada del techo tomando el valor mínimo. Para este caso la discontinuidad no se plastifica. La extensión de falla toma un valor medio para esta orientación, donde el factor es de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 0.87$, por lo que el nivel de riesgo es Severo .	La profundidad de falla toma un valor intermedio para esta orientación. La extensión de falla es mínima con un factor de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 1.07$, debido al alto valor de la profundidad de falla y las diversas zonas plastificadas el nivel de riesgo es Extremo .
$\theta=0^\circ$	La zona plastificada se encuentra mayormente distribuida en el techo, por lo que la extensión de falla toma el valor máximo para esta orientación. Se tiene un factor $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 1.04$, donde el nivel de riesgo es Extremo . Debido al valor de BHP, este caso es el de mayor peligro asociado en la zona del techo.	La profundidad de falla se mide hasta la zona plastificada del techo, la discontinuidad se encuentra dentro de la región plastificada. La extensión de falla toma el valor máximo para esta orientación, donde el factor es de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 1.36$, por lo que el nivel de riesgo es Extremo .	La profundidad de falla se mide hasta la zona plastificada del techo. Para este caso, la discontinuidad en la pared se plastifica. La extensión de falla toma el valor mínimo para esta orientación, donde el factor es de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 0.79$, por lo que el nivel de riesgo es Severo .	La profundidad de falla toma el valor mínimo. La extensión de falla es la de mayor valor de todos los casos de estudio con un factor de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 1.58$, por lo que el nivel de riesgo es Extremo . Este caso es el de mayor peligro asociado debido a la extensa plastificación de forma generalizada.



Se logra visualizar de los resultados de la **Tabla 10** que en la zona del techo (Z1) existe un menor riesgo en líneas generales debido a la posición de la discontinuidad en el entorno de la excavación. Para $l = r$ existe un mayor riesgo asociado en las tres orientaciones, siendo para la orientación de 90° la de mayor profundidad de falla, pero a la vez menor extensión de falla, por lo que resulta en el caso de menor riesgo. Para la orientación de 0° , debido al alto valor de la extensión de falla principalmente, es el caso de mayor riesgo en la zona del techo. En cambio, cuando se tiene una orientación de 45° se tiene un nivel de riesgo moderado considerando $l = 1.5 \cdot r$ y $l = 2 \cdot r$, además toman el valor mínimo de profundidad de falla para los tres largos. Por otra parte, la extensión de falla medida para cada caso es menor a la del caso base por lo que el factor ϕ_b/ϕ_p es menor a uno a excepción del caso donde el nivel de riesgo es extremo. Lo anterior se evidencia entre las **Ilustraciones 20 y 28**.

En la zona intermedia (Z2) se evidencia un mayor riesgo para todos los casos. Para $l = r$ existe un mayor riesgo en relación con las tres orientaciones consideradas, la extensión de falla asociada a estas es mayor que la del caso base, por lo que es un factor importante para que el riesgo sea extremo sin tener mayor influencia la orientación. Para un largo $l = 1.5 \cdot r$ y orientación de 45° , la profundidad y extensión de falla medida presenta una mínima variabilidad con el caso base. Sin embargo, para este mismo largo y una orientación de 0° se tiene el caso de menor riesgo asociado clasificado como moderado. Finalmente, se aprecia que para un largo $l = 2 \cdot r$ y una orientación de 45° se tiene el caso de mayor extensión de falla para discontinuidades explícitas. Lo anterior se evidencia entre las **Ilustraciones 29 y 37**.

En la zona de la pared (Z3) se evidencia un mayor riesgo en las orientaciones de 0° y 90° , sin tener mayor influencia el largo, donde las discontinuidades se plastifican para estas últimas orientaciones alrededor de la excavación. Únicamente para la orientación de 45° se evidencia un menor nivel de riesgo en comparación al caso base, tendiendo a relajar el estado de esfuerzos disminuyendo la extensión de falla. La profundidad de falla medida tiene mayor semejanza con la del caso base para un largo $l = 2 \cdot r$. Lo anterior se evidencia entre las **Ilustraciones 38 y 46**.

Para el caso de las familias de discontinuidades, existe un mayor riesgo para todos los casos siendo la profundidad de falla mayor que la del caso base para los 9 escenarios considerando los tres espaciamientos. Para una familia con un espaciamiento $S = 2.5 \text{ m}$ y orientada en la dirección horizontal del confinamiento existe un mayor nivel de riesgo según el potencial de peligro de estallido de rocas, tomando el valor máximo de todos los casos de estudio según esta métrica. Entre las **Ilustraciones 53 y 55** se aprecian las mediciones de la profundidad y extensión de falla.

Para un espaciamiento $S = 1.5 \text{ m}$ se tiene un nivel de riesgo extremo para todos los casos, donde la extensión de falla para la orientación de 0° se asemeja a la del caso base. Sin embargo, los valores de la profundidad de falla son considerablemente más altos, superior a un 20%. Entre las **Ilustraciones 50 y 52** se aprecian las mediciones de la profundidad y extensión de falla.

Por último, para un espaciamiento $S = 0.5 \text{ m}$ los valores de la profundidad de falla se asemejan a los de caso base, a diferencia del caso previo. Se aprecia que para una orientación de 45° el nivel de riesgo es severo, el cual es menor al del caso base principalmente por el valor de la extensión de falla, de esta forma se aminora el nivel de riesgo. Para las orientaciones de 0° y 90° el riesgo medido es extremo, donde se obtienen los mismos valores de la extensión de falla. Entre las **Ilustraciones 47 y 49** se aprecian las mediciones de la profundidad y extensión de falla. A continuación, se presenta un esquema resumen para los largos $l = 1.5 \cdot r$ y $l = 2 \cdot r$, y también para los espaciamientos $S = 1.5 \text{ m}$ y $S = 0.5 \text{ m}$, respectivamente.



Tabla 13: Esquema resumen de la profundidad y extensión de falla, para $l = 1.5 \cdot r$ y $S = 1.5 m$.

Zona	Techo (Z1)	Intermedia (Z2)	Pared (Z3)	Familias de discontinuidades
$\theta=90^\circ$	La profundidad de falla toma el valor máximo para esta orientación. La extensión de falla también es máxima para esta zona donde se tiene un factor de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 0.81$, por lo que el nivel de riesgo en este caso es Severo .	La profundidad de falla toma el valor máximo para esta orientación, medida desde el centro hasta la zona del techo. La extensión de falla es máxima para esta zona con un factor de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 1.07$, debido a los altos valores de la profundidad y extensión de falla el nivel de riesgo es Extremo .	La profundidad y extensión de falla toman los valores máximos en esta zona, donde se tiene una razón de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 1.15$, por lo que el nivel de riesgo es Extremo . La discontinuidad se plastifica parcialmente en la pared de la excavación. El valor de la profundidad de falla es el máximo para todos los casos con discontinuidades explícitas.	La profundidad de falla es medida desde el centro hasta la zona plastificada en el techo. La extensión de falla tiene un factor de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 1.36$, debido al alto valor de la extensión de falla y las diversas zonas plastificadas el nivel de riesgo es Extremo .
$\theta=45^\circ$	La profundidad de falla es medida hasta la zona del techo tomando el valor mínimo en esta zona. La extensión de falla toma el valor mínimo para esta orientación, donde el factor es de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 0.65$, por lo que el nivel de riesgo es Moderado .	La profundidad de falla se mide hasta la zona plastificada del techo, la discontinuidad de igual manera se encuentra en dicha región. La extensión de falla tiene un factor es de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 1.01$, por lo que el nivel de riesgo es Extremo . Este caso es el de mayor semejanza con el caso base, según la diferencia porcentual.	La profundidad de falla se mide hasta la zona plastificada del techo tomando el valor mínimo. Para este caso la discontinuidad no se plastifica. La extensión de falla toma el valor mínimo para esta orientación, donde el factor es de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 0.79$, por lo que el nivel de riesgo es Severo .	La profundidad de falla toma el valor máximo para esta orientación, siendo medida hasta el techo. La extensión de falla tiene un valor intermedio con un factor de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 1.07$, debido al alto valor de la profundidad de falla y las diversas zonas plastificadas el nivel de riesgo es Extremo .
$\theta=0^\circ$	La zona plastificada se encuentra mayormente distribuida en el techo. Tanto la profundidad como la extensión de falla toman valores intermedios. Se tiene un factor $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 0.79$, donde el nivel de riesgo es Severo .	La profundidad de falla se mide hasta la zona plastificada del techo, la discontinuidad se encuentra fuera de esta región, pero sí se plastifica. La extensión de falla toma el valor mínimo para esta orientación, donde el factor es de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 0.65$, por lo que el nivel de riesgo es Moderado .	La profundidad de falla se mide hasta la zona plastificada del techo. Para este caso, la discontinuidad en la pared se plastifica. La extensión de falla toma el valor máximo para esta orientación, donde el factor es de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 1.15$, por lo que el nivel de riesgo es Extremo .	La profundidad de falla toma el valor mínimo y es medida desde el centro hasta la zona del techo. La extensión de falla de igual manera toma el valor mínimo en esta zona con un factor de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 1.00$, por lo que el nivel de riesgo es Extremo .



Tabla 14: Esquema resumen de la profundidad y extensión de falla, para $l = 2 \cdot r$ y $S = 0.5 m$.

Zona	Techo (Z1)	Intermedia (Z2)	Pared (Z3)	Familias de discontinuidades
$\theta=90^\circ$	La profundidad de falla toma el valor máximo para esta orientación, así como la extensión de falla de esta zona donde se tiene un factor de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 0.87$. Se tienen dos regiones plastificadas inmersas en una parcialmente plastificada, debido a la presencia de la discontinuidad. El nivel de riesgo en este caso es Severo .	La profundidad de falla toma el valor mínimo para esta orientación, medida desde el centro hasta la zona del techo. La extensión de falla toma un valor intermedio para esta zona con un factor de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 1.15$, debido al alto valor de la extensión de falla por la orientación de la discontinuidad el nivel de riesgo es Extremo .	La profundidad de falla toma un valor intermedio para este caso, mientras que para la extensión de falla se tiene una razón de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 0.79$, por lo que el nivel de riesgo es Severo . La discontinuidad se plastifica parcialmente en la pared de la excavación.	La profundidad de falla es medida desde el centro hasta la zona plastificada en el techo, tomando el valor máximo. La extensión de falla tiene un factor de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 1.36$, debido al alto valor de la extensión de falla y las diversas zonas plastificadas de la excavación el nivel de riesgo es Extremo .
$\theta=45^\circ$	La profundidad de falla es medida hasta la zona del techo tomando el valor mínimo en esta zona. La extensión de falla de igual manera toma el valor mínimo para esta orientación, donde el factor es de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 0.44$, por lo que el nivel de riesgo es Moderado . Esta extensión de falla es el valor mínimo en general dentro de todos los casos en estudio.	La profundidad de falla se mide hasta la zona plastificada del techo, la discontinuidad de igual manera se encuentra en dicha región. Esta última y la extensión de falla toman los valores máximos, donde el factor es de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 1.50$, por lo que el nivel de riesgo es Extremo . Esta extensión de falla es el valor máximo en general de los casos con discontinuidades explícitas.	La profundidad de falla se mide hasta la zona plastificada del techo tomando el valor mínimo. Para este caso la discontinuidad no se plastifica. La extensión de falla es equivalente al caso previo donde el factor es de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 0.79$, por lo que el nivel de riesgo es Severo .	La profundidad de falla toma un valor intermedio para esta orientación. La extensión de falla toma el valor mínimo con un factor de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 0.73$, debido al bajo valor de la profundidad de falla y las zonas plastificadas localizadas el nivel de riesgo es Severo . Siendo el único caso con este nivel de riesgo considerando familias.
$\theta=0^\circ$	La zona plastificada se encuentra mayormente distribuida en el techo. Tanto la profundidad como la extensión de falla toman valores intermedios. Se tiene un factor $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 0.65$, donde el nivel de riesgo es Severo . Debido a la orientación de la discontinuidad induce una relajación en el estado de esfuerzos.	La profundidad de falla se mide hasta la zona plastificada del techo, la discontinuidad plastificada se encuentra fuera de esta región. La extensión de falla toma un valor intermedio para esta orientación, donde el factor es de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 0.81$, por lo que el nivel de riesgo es Moderado .	La profundidad de falla toma el valor máximo. En este caso, la discontinuidad en la pared se plastifica. La extensión de falla toma el valor máximo para esta orientación, donde el factor es de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 1.15$, por lo que el nivel de riesgo es Extremo .	La profundidad de falla toma el valor mínimo. La extensión de falla es equivalente que el caso de la orientación de 90° con un factor de $\frac{\varphi_b}{\varphi} = 1.36$, por lo que el nivel de riesgo es Extremo . Se aprecian diversas zonas localizadas que se encuentran plastificadas.



6 Discusión

Se mide principalmente la profundidad y extensión de falla alrededor de una excavación circular desarrollada a partir de un modelo numérico en software RS2 de Rocscience. Estas mediciones son primordiales en el presente trabajo debido a que permite evaluar el nivel de riesgo asociado mediante el Potencial de peligro de estallidos de rocas (BHP) propuesto por Diederichs (2018) utilizando la profundidad de falla y la resistencia a la compresión uniaxial, donde la solución numérica del modelo se estima a partir del Enfoque DISL (2007, 2018) propuesto por el mismo autor. La profundidad de falla se considera como la máxima distancia medida en la región plastificada, por lo que se analiza la extensión de falla para otorgarle una ponderación al peligro calculado de tal manera que esta sea de relevancia en el modelo realizado, ya que una mayor extensión de falla implica más zonas comprometidas de la excavación desencadenando un evento disruptivo más significativo. El riesgo se clasifica según la **Tabla 2**.

Manouchehrian & Cai (2018) estudiaron la presencia de discontinuidades alrededor de un túnel, los cuales pueden inducir en estallidos de rocas alterando el sistema de rigidez de carga, cuando este plano se sitúa de tal manera que favorece la acumulación de tensiones en la roca. Determinaron una orientación crítica de 45° donde el esfuerzo de corte alrededor de la falla y velocidad de eyección de roca eran máximos. Por lo tanto, la inclinación de un plano de debilidad con respecto a la dirección del esfuerzo principal mayor es un factor importante que influye en los daños ocasionados por estallidos de rocas.

En la zona del techo (Z1), se tienen que las orientaciones de 0° y 90° resultan críticas debido a que se encuentran en la dirección de los esfuerzos principales, favoreciendo la concentración de esfuerzos en esa dirección. Sin embargo, es la zona de menor riesgo en líneas generales, en ella se encuentra el caso de menor nivel de riesgo tomando el mínimo valor de la extensión de falla para $l = 2 \cdot r$ y una orientación de 45° . Además, se tienen un caso de nivel de riesgo moderado para cada largo de la discontinuidad. Esto se puede argumentar bajo el principio de preacondicionamiento hidráulico en macizos rocosos competentes, ya que una discontinuidad explícita inmersa en una región plastificada implica una relajación del estado de esfuerzos. Este tipo de preacondicionamiento es de diversa utilidad en la industria minera, debido a que contribuye al ahorro del consumo energético y al medio ambiente reduciendo el uso de explosivos y la sismicidad. Esta interviene en el macizo rocoso antes de su explotación, para permitir un mejor acceso a las labores posteriores e incrementar la eficiencia de la manipulación del material.

En la zona intermedia (Z2), de los 9 casos en estudio solo uno tiene un nivel de riesgo moderado, el resto de nivel de riesgo extremo. Principalmente debido a los altos valores de la extensión de falla medidos, siendo el caso para $l = 2 \cdot r$ y orientación de 45° el máximo para las discontinuidades explícitas simuladas. Cabe señalar que la discontinuidad se encuentra dentro de la región plastificada, y al estar inmersa en esta es que la región se extiende desde el techo hasta la zona intermedia entre el techo y la pared de la excavación, por lo que la profundidad de falla puede ser mayor. Para el caso de riesgo moderado se tiene $l = 1.5 \cdot r$ y orientación de 0° , donde se tienen dos regiones plastificadas optando por la de mayor ángulo, por lo que el largo influye en una disminución de la extensión de falla para esta orientación.

En la zona de la pared (Z3), no se aprecia mayor variabilidad en los resultados con respecto al largo de la discontinuidad salvo que sólo existen niveles de riesgo severos y extremos. Sin embargo, para las orientaciones de 0° y 90° ocurre que la discontinuidad se plastifica en las zonas del contorno de



la excavación, debido a que se encuentran en la misma dirección de los esfuerzos principales, para la orientación de 0° mientras mayor el largo de la discontinuidad mayor es el nivel de riesgo, mientras que para la orientación de 90° mientras mayor es el largo menor es el nivel de riesgo. Esto se puede explicar debido al factor del confinamiento (σ_3) que tiende a concentrar los esfuerzos a través de la discontinuidad, por lo que un plano inclinado implica una disminución en el riesgo debido a que no presenta variabilidad importante en la profundidad y extensión de falla. Por otra parte, para la orientación de 45° la profundidad de falla toma el valor mínimo para los tres largos.

En el caso de las familias de discontinuidades se evidencia un mayor riesgo en términos generales en comparación a los casos con discontinuidades explícitas debido a los altos valores de BHP, siendo el caso para una orientación de 0° y espaciamiento (S) de 2.5 metros el máximo según esta métrica. Esto se debe principalmente a las discontinuidades que al interactuar en el contorno de la excavación o cercanos a ella, las que tienden a plastificar la zona debido a la concentración de los esfuerzos y energía almacenada que inducen estos planos. En la **Ilustración 55** se visualiza lo previamente mencionado, donde se aprecia de manera visual que el área plastificada se encuentra mayormente distribuida en comparación a todos los casos considerados, ya que las discontinuidades se sitúan alrededor de toda la excavación, y el valor de la extensión de falla $\phi_b=100^\circ$ el cual corresponde a la máxima medición de todo el estudio. Además, para los tres espaciamientos simulados orientados a 90° se aprecia que existe una mayor plastificación en la zona de la pared. Por lo tanto, cuando se tiene un menor espaciamiento existe un menor riesgo debido al mismo principio de precondicionamiento hidráulico, ya que al tratarse de una roca dura y frágil las fracturas inducidas implican una relajación en el estado de esfuerzos, más aún cuando existe mayor interacción entre los planos.

Todos los casos de estudio tienen un mayor nivel de riesgo que el caso base, a excepción del caso donde se tiene un espaciamiento $S = 0.5 \text{ m}$ y una orientación de 45° , el cual está clasificado como severo en el nivel de riesgo principalmente por la extensión de falla ya que las zonas plastificadas se distribuyen de forma más localizada, por lo tanto, se considera el mayor ángulo, lo anterior se visualiza en la **Ilustración 48**.

La orientación tiene un rol clave en la medición del riesgo ya que las regiones plastificadas se encuentran mayormente localizadas alrededor de la excavación, principalmente en la zona del techo existe una mayor interacción entre los planos de falla debido a la dirección del esfuerzo principal mayor (σ_1). Es por ello que debido al confinamiento (σ_3), en la zona de la pared existen regiones plastificadas cuando se consideran discontinuidades orientadas en la dirección de los esfuerzos principales, por otra parte, en el caso base no existe plastificación en esta zona como se puede apreciar de la **Ilustración 19**.

Es posible afirmar del trabajo realizado, que las discontinuidades concentran esfuerzos alterando y modificando el estado de esfuerzos según lo propuesto por los autores Manouchehrian & Cai (2018), lo que eventualmente desencadena un estallido de roca. Sin embargo, existen casos donde el nivel de riesgo es menor al del caso base considerando el factor de la extensión de falla, en la zona del techo este fenómeno se argumenta bajo el principio de precondicionamiento hidráulico mencionado previamente. En la zona intermedia, ocurre que la presencia de una discontinuidad explícita aumenta el riesgo a excepción de un caso, por lo que esta zona se considera la de mayor riesgo según los resultados y análisis realizado. El riesgo en la zona de la pared no comprende un patrón definido en los resultados según la orientación y largo de la discontinuidad. A su vez, ocurre que se plastifica la discontinuidad en la zona de la pared para las orientaciones de 0° y 90° , y el nivel de riesgo para la orientación de 45° es menor, principalmente por el valor de la extensión de



falla para esta orientación. Por lo que la cuantificación del peligro considerando la ponderación de la extensión de falla los resultados presentan mayor variabilidad, de esta forma existen casos con un menor nivel de riesgo en comparación al caso base.

Al comparar los resultados recopilados con los obtenidos en el estudio de Manouchehrian & Cai (2018), se evidencia un incremento en el nivel de riesgo con respecto al caso base en la mayoría de los casos. Sin embargo, en dicho estudio se considera una razón de esfuerzos $k = 2$, donde la magnitud del confinamiento (σ_3) es menor que la que se considera en el presente trabajo, por lo que existe un mayor desconfinamiento en la roca lo que hace que este modelo sea más sensible a la falla por tracción.

Por otra parte, en el presente trabajo se tiene un total 21 casos con un nivel de riesgo clasificado como extremo según el BHP cuantificado. Según la **Tabla 1**, estos consisten en eventos muy con una velocidad de eyección de roca mayor a 6 m/s. Sin embargo, en el trabajo de Manouchehrian & Cai (2018) se obtiene una orientación crítica de 45° con una velocidad de eyección cercana a los 3 m/s, lo cual es posible argumentar bajo el factor del confinamiento que al ser menor implica una menor velocidad de roca eyectada.

Del estudio realizado por Wu et al. (2022), se comprueba que el proceso evolutivo de un estallido de roca es acelerado para un plano de falla expuesto, donde la roca de caja tiene una fuerte tendencia a desencadenar un estallido de roca, y su intensidad es mayor comparando con el caso de donde no hay un plano expuesto, por lo que este plano tiene una influencia en la estabilidad del macizo rocoso modificando los esfuerzos de la roca circundante. En el presente estudio un estallido de roca se intensifica en presencia de una discontinuidad explícita o “expuesta” donde se tienen altos valores del Potencial de peligro de estallidos de rocas (BHP), salvo algunos casos que se mencionan y comentan previamente. Esto viene favorecido debido a la acumulación de energía de deformación de la parte expuesta de la roca, la cual intensifica el impacto de un estallido de roca.

A continuación, se presenta un esquema resumen que relaciona los objetivos planteados con lo recopilado finalmente:

Tabla 15: Esquema resumen de los objetivos propuestos.

Objetivos planteados	Observaciones
Desarrollar un modelo numérico que permita evaluar la ocurrencia de estallidos de rocas considerando discontinuidades explícitas en el entorno de la excavación.	Se realizan 37 simulaciones del modelo de ruptura frágil considerando discontinuidades explícitas en el entorno y el modelo base. Resultando la mayoría de los casos con un nivel de riesgo Extremo, mayor que el del caso base. Las simulaciones donde se consideran la familia de discontinuidades resultan tener un riesgo más alto a escala general en el presente estudio, específicamente para un espaciamiento $S = 2.5\text{ m}$ y $\theta = 0^\circ$, a mayor espaciamiento se incrementa el nivel de riesgo para 0°, 45° y 90°.



Modelar y analizar el proceso de ruptura frágil relacionado a los estallidos de rocas.	Mediante el comportamiento frágil de la roca es que se trabaja con la plastificación mediante software RS2, donde la solución numérica se estima a partir del Enfoque DISL. La región plastificada alrededor de la excavación es la que delimita el área donde se mide la profundidad (R_f) y extensión de falla (ϕ_b). El material del macizo rocoso es el mismo que el de la discontinuidad, de tal manera de simular la ruptura frágil para el entorno completo.
Analizar la implicancia del número de familias y orientación de las discontinuidades con relación a un caso base.	Las discontinuidades explícitas concentran esfuerzos e incrementan el nivel de riesgo para la mayoría de los casos considerando el factor de la extensión de falla. Sin embargo, para la zona del techo existe una tendencia a relajar el estado de esfuerzos debido al principio de fracturamiento hidráulico. Las familias de discontinuidades son las que concentran mayores esfuerzos e incrementan el nivel de riesgo, principalmente para las orientaciones de 0° y 90° ya que van en la misma dirección de los esfuerzos principales.
Componer un modelo de riesgo de estallidos de rocas para escenarios específicos.	Se consideran escenarios donde se analizan y estudian la influencia de las discontinuidades en estallidos de rocas mediante la ruptura frágil, posteriormente se procede a cuantificar el riesgo.



7 Conclusiones

Los estallidos de rocas son fenómenos no deseados en minería subterránea, principalmente debido a su carácter dinámico, súbito y violento. Estos retrasan las operaciones y son eventos de gran riesgo para la seguridad de los trabajadores, es por lo que el presente trabajo pretende simular escenarios específicos donde se consideren la presencia de discontinuidades explícitas y familias alrededor de una excavación circular. Al ser un fenómeno de falla frágil resultan complejos de comprender, por lo que se emplean metodologías de análisis de tipo empírica, analítica y numérica con el objetivo de evaluar, analizar y comparar el comportamiento del macizo rocoso considerando discontinuidades en su entorno a partir de un enfoque en particular y cuantificar el nivel de riesgo para cada caso. Resulta primordial la caracterización del macizo rocoso en un estudio de mecanismo de falla frágil, ya que este debe ser de alta resistencia y baja ductilidad. para el caso de las discontinuidades se consideran del mismo material, pero para una roca ligeramente alterada dada sus condiciones sin relleno.

En el presente trabajo se emplea el Enfoque DISL propuesto por Diederichs (2007), la cual constituye una herramienta sólida para el modelamiento de la ruptura frágil. Este enfoque resulta adecuado y eficiente para simular el comportamiento del macizo cuando se tiene la presencia de discontinuidades, ya que posteriormente es posible evaluar y calcular el nivel de riesgo a partir de la profundidad de falla medida directamente desde el software a través de la herramienta de medición longitudinal, análogamente para la extensión de falla, pero a partir de la medición del ángulo con origen en el centro de la excavación. Se realizaron un total de 37 simulaciones considerando el caso base, familias de discontinuidades variando su orientación y las discontinuidades explícitas situadas en las zonas del techo, intermedia y pared de la excavación.

La presencia de discontinuidades geológicas representa un factor clave en la estabilidad del macizo rocoso pero su rol en la influencia en la ocurrencia de un estallido de roca y el daño que provoca no se encuentra del todo comprendida. En el presente trabajo, este fenómeno demostró ser consistente con la teoría recopilada previamente, estas concentran esfuerzos en la mayoría de los casos lo que incrementa la ocurrencia de un estallido de roca, principalmente por la acumulación de energía de deformación en el contorno de la excavación, la cual se puede liberar repentinamente y provocar la eyección de volumen de roca.

Durante la ejecución de los modelos, se observa que la orientación tiene mayor relevancia en el estudio que el largo de la discontinuidad, ya que los resultados no difieren de manera significativa según el largo. Para la zona del techo, ocurre que la discontinuidad de manera general relaja el estado tensional de esfuerzos ya que de manera general se tiene una menor extensión de falla para esta zona, aminorando el nivel de riesgo, con respecto al caso base. Esto se puede argumentar por el fenómeno de fracturamiento hidráulico del macizo rocoso, una técnica de preacondicionamiento del macizo rocoso utilizada ampliamente en minería mediante método de explotación por panel/block Caving. Los beneficios obtenidos son una mejor hundibilidad del macizo, mayor fragmentación del mineral para que tenga un flujo de descarga controlado y disminuye el riesgo sísmico al reducir la magnitud de los eventos sísmicos propios del Caving. También, es utilizado en minería para estimar el estado tensional in-situ de la roca, lo cual contribuye al presente trabajo ya que es imprescindible el monitoreo de esfuerzos para determinar la estabilidad del macizo rocoso.



Para la zona intermedia la presencia explícita de la discontinuidad incrementa el nivel de riesgo, principalmente por los altos valores de la extensión de falla, teniendo una mayor ponderación para la cuantificación del peligro según el Potencial de peligro de estallido de rocas (BHP) propuesto por Diederichs (2018). Esta zona es la de mayor peligro asociado a las discontinuidades explícitas, ya que se plastifica la zona intermedia entre el techo y la pared de la excavación, teniendo así una mayor extensión de falla. En la zona de la pared la presencia de la discontinuidad tiene relevancia para las orientaciones de 0° y 90° ya que estas se plastifican en la misma dirección de los esfuerzos principales, donde la orientación de 0° tiene mayor nivel de riesgo cuanto mayor es el largo de este plano de falla.

Para el caso de las familias de discontinuidades, resulta ser el escenario de mayor riesgo según la cuantificación del peligro obtenido, específicamente el escenario donde el espaciamiento $S = 2.5\text{ m}$, la orientación es de 0° y la extensión de falla toma el valor máximo de todos los casos, reafirmando la teoría de la acción del confinamiento (σ_3) incidiendo en la plastificación de este plano de falla, localizándose en el contorno de la excavación. Sin embargo, para un espaciamiento de $S = 0.5\text{ m}$, existe un menor nivel de riesgo asociado en comparación con los demás espaciamientos considerados, pero a la vez es mayor que los del caso base para las orientaciones de 0° y 90° . Por lo que presencia de mayor cantidad de discontinuidades, compuestas principalmente por familias, tienden a concentrar más esfuerzos alrededor de la excavación incrementando los valores de la profundidad y extensión de falla.

Como reflexión final, es sabido que las leyes de mineral en Chile y el mundo han disminuido por lo que a futuro se proyecta que la minería subterránea tenga mayor relevancia dentro del rubro. Dada la necesidad de operar a mayores profundidades, es que es vital estudiar los mecanismos de falla frágil para analizar el comportamiento y la estabilidad del macizo rocoso en ambientes de altas concentraciones de esfuerzos, donde además se puede tener en cuenta la influencia de discontinuidades alrededor de una excavación subterránea, que es el enfoque del presente estudio. Es fundamental la inversión de tiempo en la investigación de este fenómeno el cual es cada vez más frecuente, de lo que se ha recopilado sobre este tema no se recomiendan paredes con geometrías planas y esquinas en el diseño de excavaciones subterráneas, además las pérdidas de perfil pueden incrementar la tasa de liberación de energía de deformación acumulada y el volumen de roca. Por otra parte, el principio de fracturamiento hidráulico podría ser considerado al momento de evaluar la estabilidad de una excavación subterránea o para el precondicionamiento del macizo rocoso para explotación mediante block/panel Caving, específicamente para la zona del techo debido a lo obtenido en el presente trabajo. Además, su amplio uso en minería se debe a que constituye una herramienta de medición del estado tensional in-situ de la roca, y disminuye el riesgo sísmico al reducir la magnitud de los eventos sísmicos producidos por la misma actividad minera.



8 Referencias

- Ahmet Turan, A., & Kahraman, B. (2018). Determination of the Shear Strength Parameters of Flow Band Structures. *Journal of Science and Engineering*, 524-544. <http://dx.doi.org/10.21205/deufmd.2018205941>
- Askaripour M, Saeidi A, Rouleau A, Mercier-Langevin P. Rockburst in underground excavations: A review of mechanism, classification, and prediction methods. *Undergr Sp*. 2022;7(4):577-607. <https://doi.org/10.1016/j.undsp.2021.11.008>
- Barton Et Al. (1974)—Engineering Classification of Rock Mass For The Design of Tunnel Support | PDF | Strength Of Materials | Stress (Mechanics). (s. f.). Scribd. Recuperado 30 de marzo de 2022, <https://www.scribd.com/document/481126674/Barton-Et-Al-1974-Engineering-Classification-of-Rock-Mass-for-the-Design-of-Tunnel-Support>
- Bieniawski, Z. T. (1974). Geomechanics Classification of Rock Masses and Its Application in Tunneling, éditeur non identifié.
- Brady, B. H. G., & Brown, E. (2005). Rock Mechanics for underground mining: Third edition. En *Rock Mechanics for underground mining: Third edition* (p. 628). <https://doi.org/10.1007/978-1-4020-2116-9>
- Comunicaciones AMTC. Proyecto U. de Chile desarrollará una nueva forma de modelar los estallidos de roca en túneles subterráneos.2023:1. <https://uchile.cl/noticias/205106/proyecto-desarrollara-modelamiento-de-estallidos-de-roca-en-tuneles>
- Delonca, A., González, F. J. M., Mendoza, V. A., & Cerón, A. (2023). Influence of Preconditioning and Tunnel Support on Strain Burst Potential. *Applied Sciences*, 13(13), 7419. <https://doi.org/10.3390/app13137419>
- Diederichs MS. The 2003 Canadian geotechnical colloquium: Mechanistic interpretation and practical application of damage and spalling prediction criteria for deep tunnelling. *Can Geotech J*. 2007;44(9):1082-1116. <https://doi.org/10.1139/T07-033>
- Diederichs MS. When does brittle failure become violent? spalling and rockburst characterization for deep tunneling projects. *Proc world Tunn Congr*. Published online 2014.
- Diederichs, M. (2018). Early assessment of dynamic rupture hazard for rockburst risk management in deep tunnel projects. *Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy*, 118, 193-204. <https://doi.org/10.17159/2411-9717/2018/v118n3a1>
- Eberhardt, E. (2012). The Hoek–Brown Failure Criterion. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45. <https://doi.org/10.1007/s00603-012-0276-4>
- Gonzalez Antiman, F. (2021). MODELO DE RIESGO DE ESTALLIDOS DE ROCAS Y EVALUACIÓN DEL EFECTO DE MEDIDAS DE MITIGACIÓN MEDIANTE MODELACIÓN NUMÉRICA CON ELEMENTOS FINITOS. <https://repositorio.usm.cl/handle/11673/52572>
- González de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). Ingeniería Geológica (PEARSON EDUCACIÓN, S. A.). PEARSON EDUCACIÓN, S. A.
- Karzulovic (2006) METODOS DE CALIFICACION GEOTECNICA DE MACIZOS ROCOSO 1 METODOS DE CALIFICACION GEOTECNICA DE MACIZOS ROCOSOS. https://www.academia.edu/24321475/Dr_Ing_Antonio_Karzulovic_METODOS_DE_CALIFICA_CION_GEOTECNICA_DE_MACIZOS_ROCOSO_1_METODOS_DE_CALIFICACION_GEO_TECNICA_DE_MACIZOS_ROCOSOS
- Hoek, E., & Brown, E. (1980a). Blasting in underground excavations. *Underground Excavations in Rock*, 367-381.



- Hoek, E., & Brown, E. T. (1980b). Empirical strength criterion for rock masses. <https://www.rocsience.com/assets/resources/learning/hoek/1980-Empirical-Strength-Criterion-for-Rock-Masses.pdf>
- Hoek, Evert, Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). HOEK-BROWN FAILURE CRITERION – 2002 EDITION. 7.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (2019). The Hoek–Brown failure criterion and GSI – 2018 edition. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11(3), 445-463. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.08.001>
- Loew, S., Barla, G., & Diederichs, M. (2005). *Engineering Geology of Alpine Tunnels: Past, Present and Future*. 35.
- Kaiser, P. K. (1996). *Canadian Rockburst Support Handbook: 1996*. Geomechanics Research Centre.
- Kaiser PK, Cai M. Design of rock support system under rockburst condition. *J Rock Mech Geotech Eng*. 2012;4(3):215-227. <https://doi.org/10.3724/sp.j.1235.2012.00215>
- Manouchehrian A, Cai M. Numerical modeling of rockburst near fault zones in deep tunnels. *Tunn Undergr Sp Technol*. 2018;80(June):164-180. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2018.06.015>
- Li CC, Mikula P, Simser B, et al. Discussions on rockburst and dynamic ground support in deep mines. *J Rock Mech Geotech Eng*. 2019;11(5):1110-1118. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2019.06.001>
- Marinos, P., Marinos, V., & Hoek, E. (2007). The Geological Strength Index (GSI): A characterization tool for assessing engineering properties of rock masses. En *Proceedings International Workshop on Rock Mass Classification for Underground Mining* (pp. 13-21). <https://doi.org/10.1201/NOE0415450287.ch2>
- Perras, M., & Diederichs, M. (2015). Predicting excavation damage zone depths in brittle rocks. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2015.11.004>
- Tang C, Wang J, Zhang J. Preliminary engineering application of microseismic monitoring technique to rockburst prediction in tunneling of Jinping II project. *J Rock Mech Geotech Eng*. 2010;2(3):193- 208. <https://doi.org/10.3724/sp.j.1235.2010.00193>
- Török, Á., & Czinder, B. (2017). Relationship between density, compressive strength, tensile strength and aggregate properties of andesites from Hungary. *Environmental Earth Sciences*. <https://link.springer.com/article/10.1007%2Fs12665-017-6977-y>
- Vazaios, I., Vlachopoulos, N., & Diederichs, M. (2019). Assessing fracturing mechanisms and evolution of excavation damaged zone of tunnels in interlocked rock masses at high stresses using a finite-discrete element approach. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2019.02.004>
- Wu, S., Han, S., Wang, Y., Zhu, Z., Chen, L., & Nian, Y. (2023). Assessment and Prediction of Rockburst Risk Zones Under Different Structural Plane Shapes. *Geotechnical and Geological Engineering*, 4395–4414. <https://link.springer.com/content/pdf/10.1007/s10706-023-02522-5.pdf>
- Zhou J, Li X, Mitri HS. Evaluation method of rockburst: State-of-the-art literature review. *Tunn Undergr Sp Technol*. 2018;81(August):632-659. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2018.08.029>

9 Anexos

9.1 Casos simulados en zona del techo (Z1)

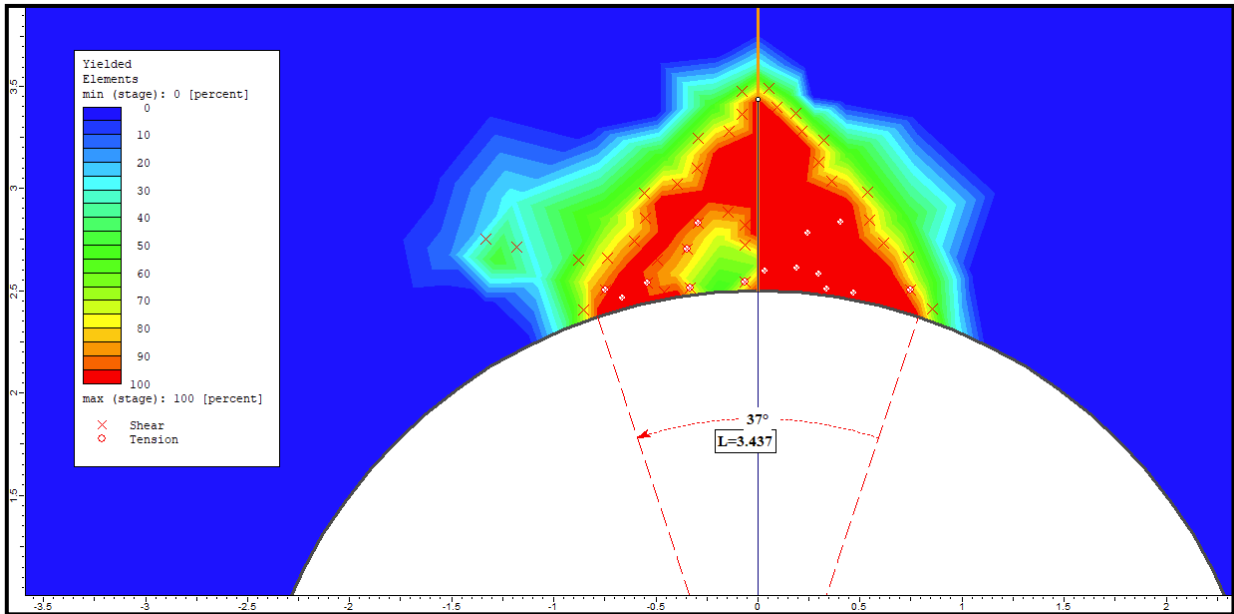


Ilustración 20: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = r$; $\theta = 90^\circ$ en zona del techo.

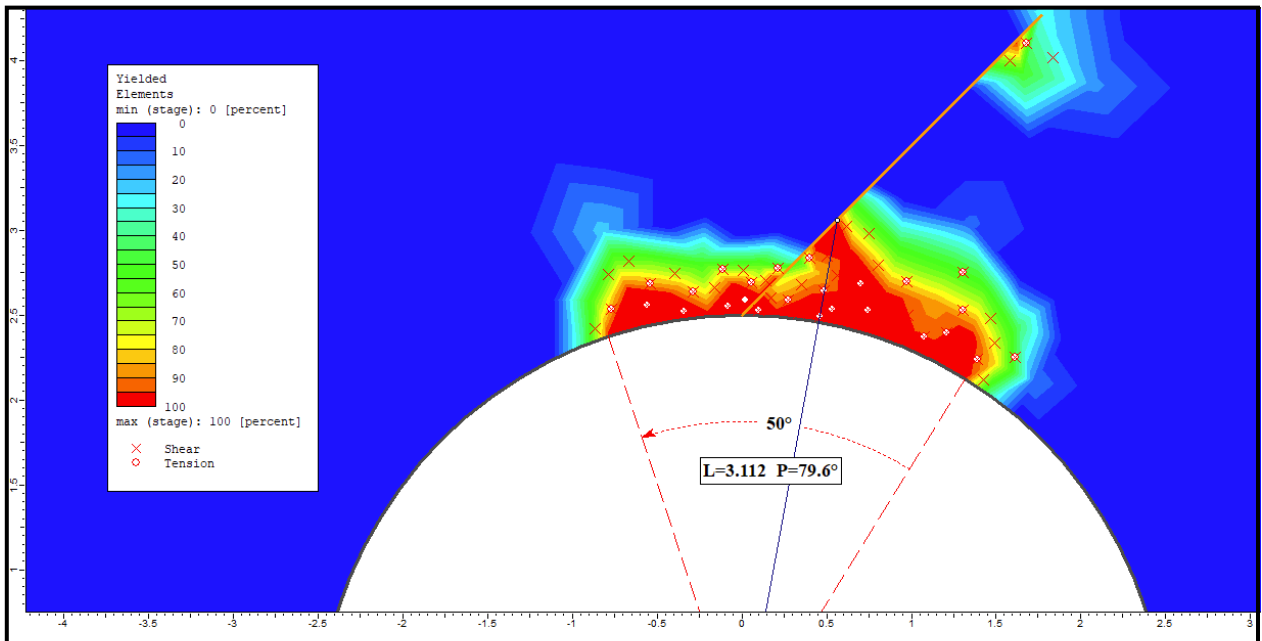


Ilustración 21: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = r$; $\theta = 45^\circ$ en zona del techo.

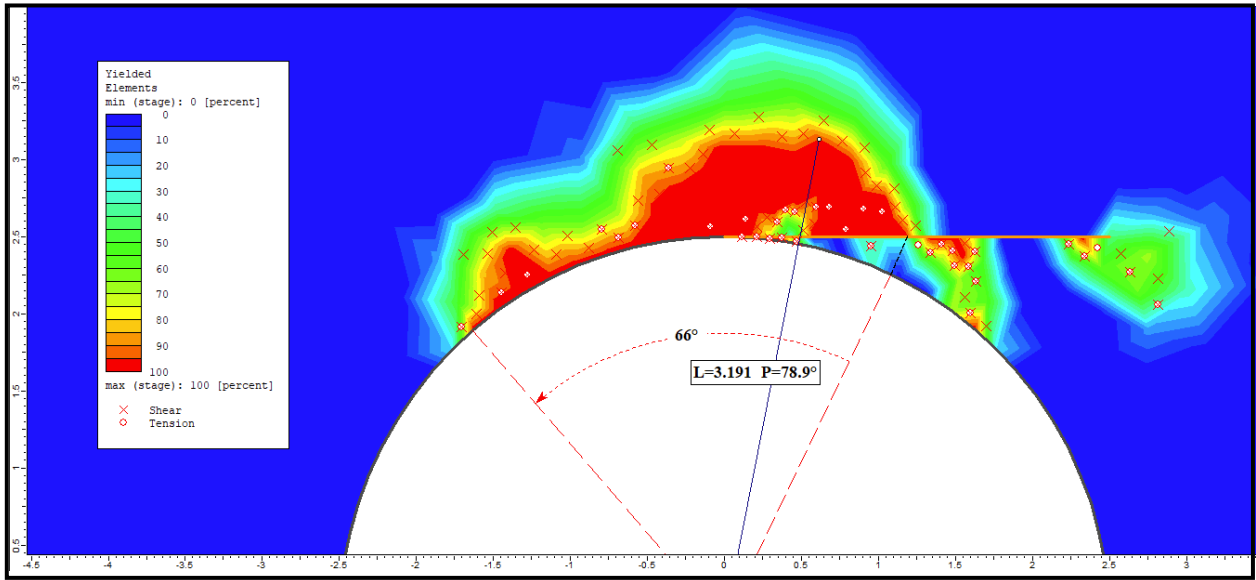


Ilustración 22: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = r$; $\theta = 0^\circ$ en zona del techo.

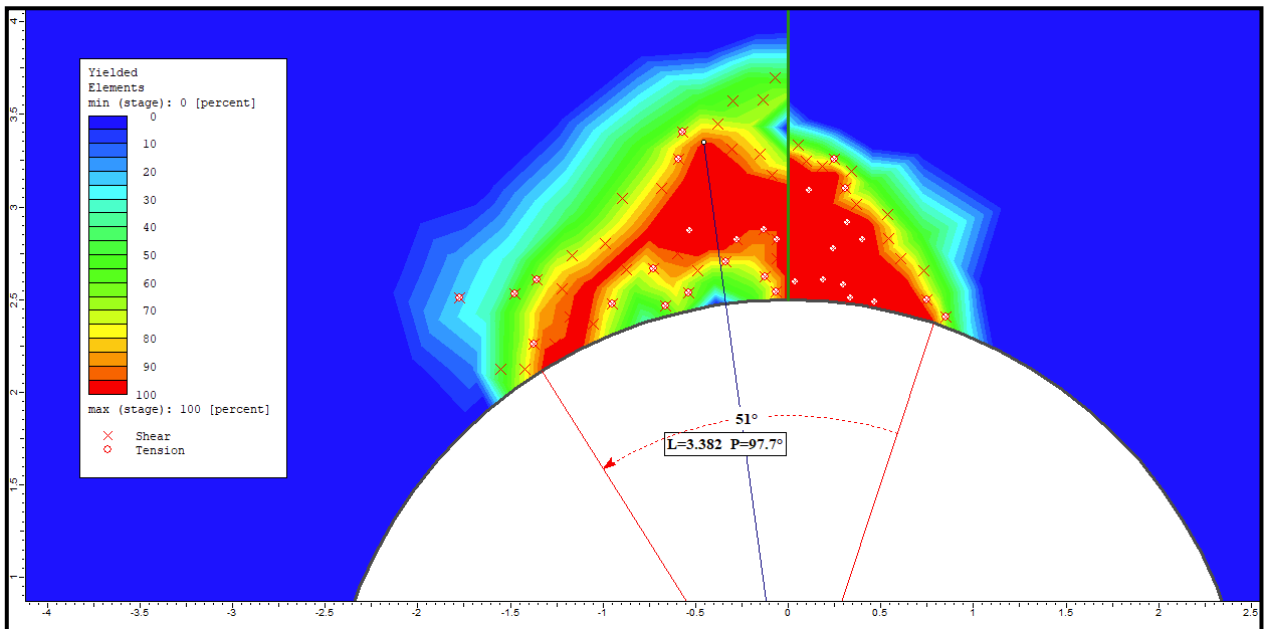


Ilustración 23: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 1.5 * r$; $\theta = 90^\circ$ en zona del techo.

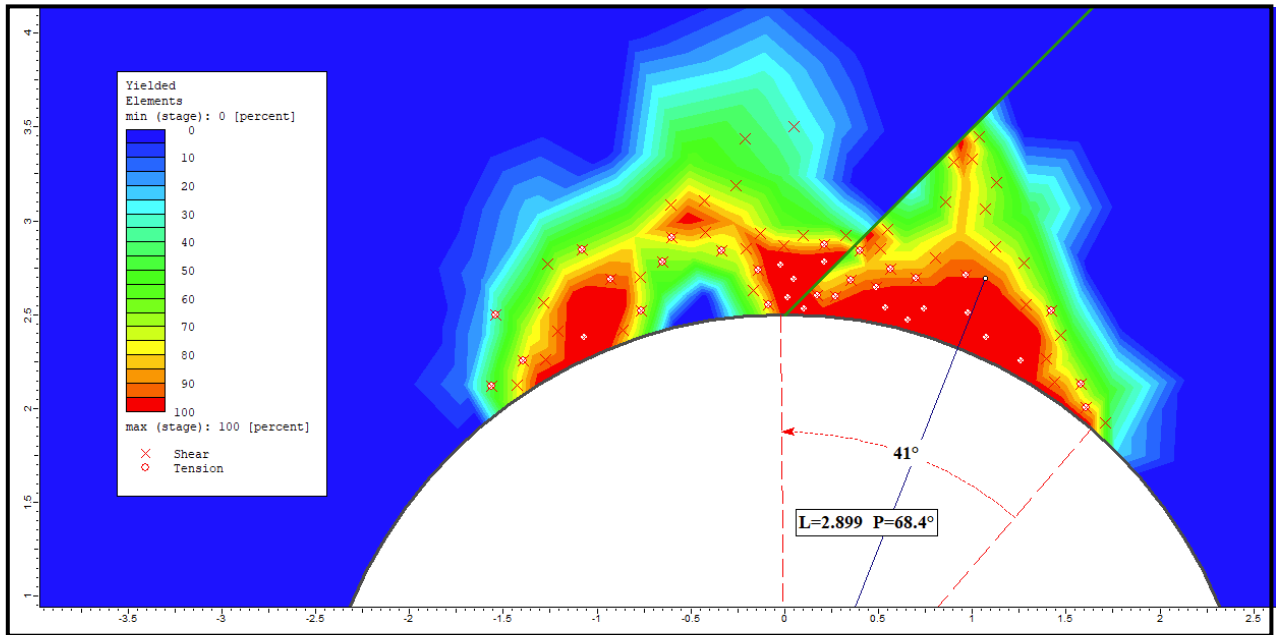


Ilustración 24: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 1.5 * r$; $\theta = 45^\circ$ en zona del techo.

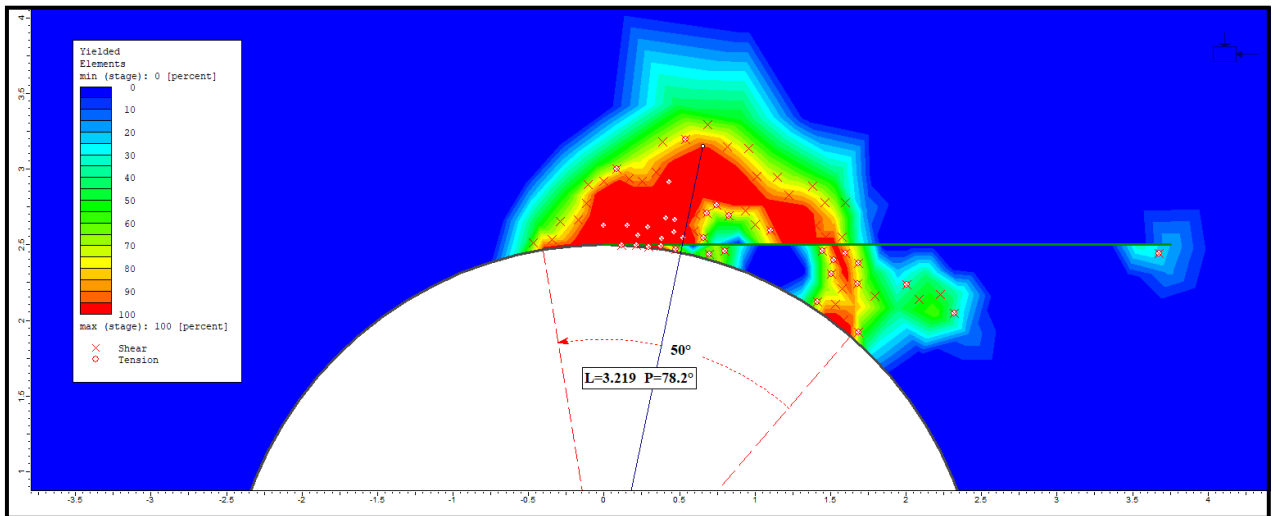


Ilustración 25: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 1.5 * r$; $\theta = 0^\circ$ en zona del techo.

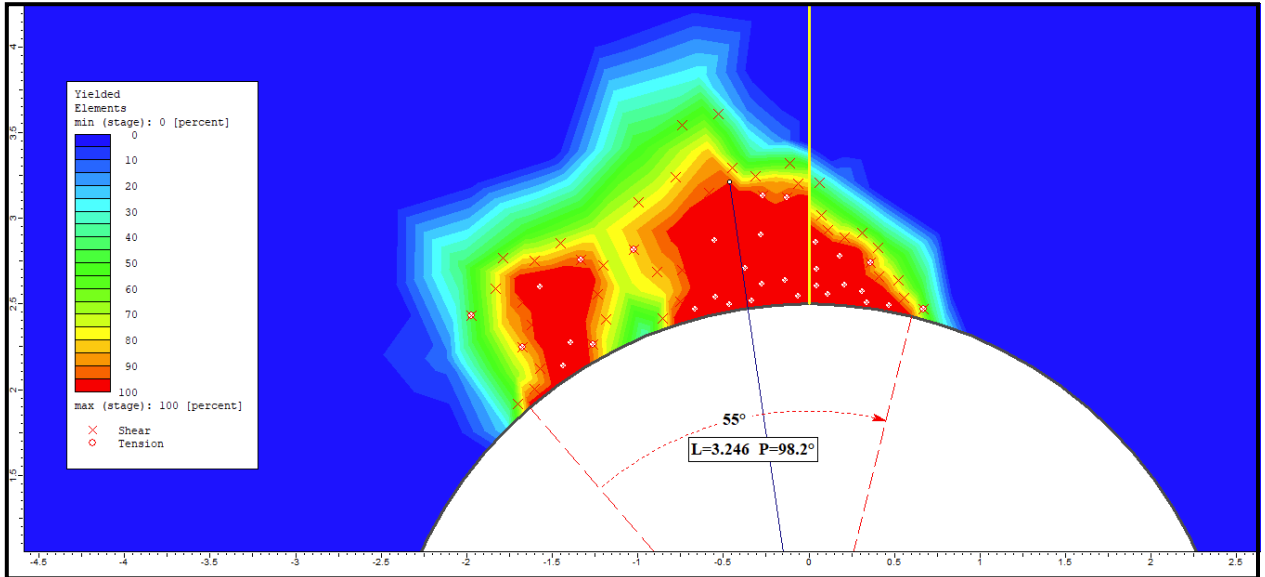


Ilustración 26: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 2 * r$; $\theta = 90^\circ$ en zona del techo.

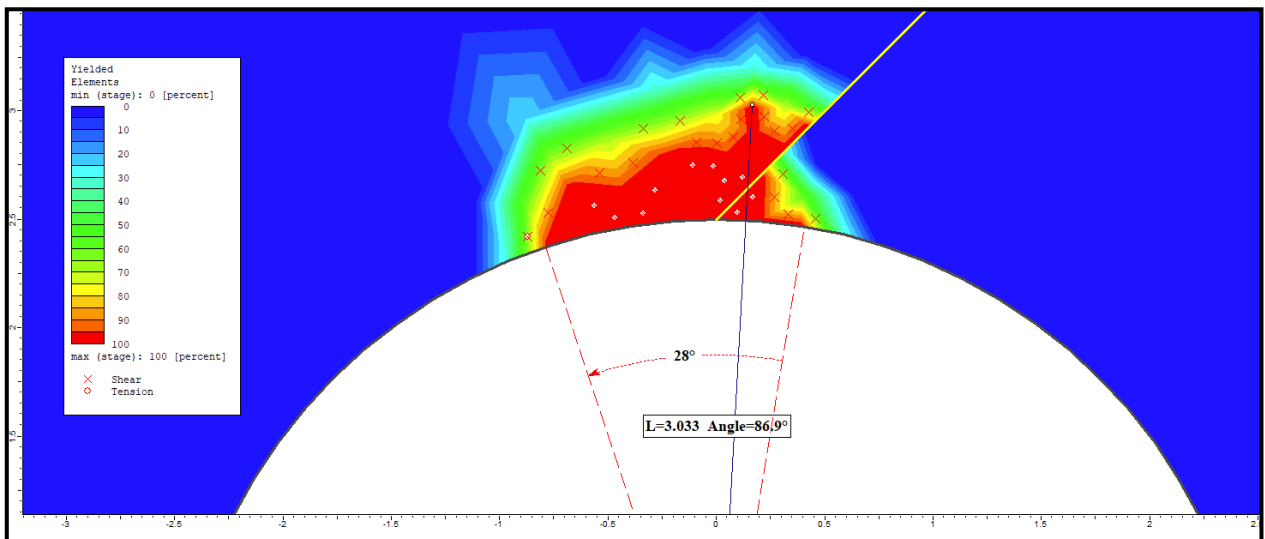


Ilustración 27: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 2 * r$; $\theta = 45^\circ$ en zona del techo.

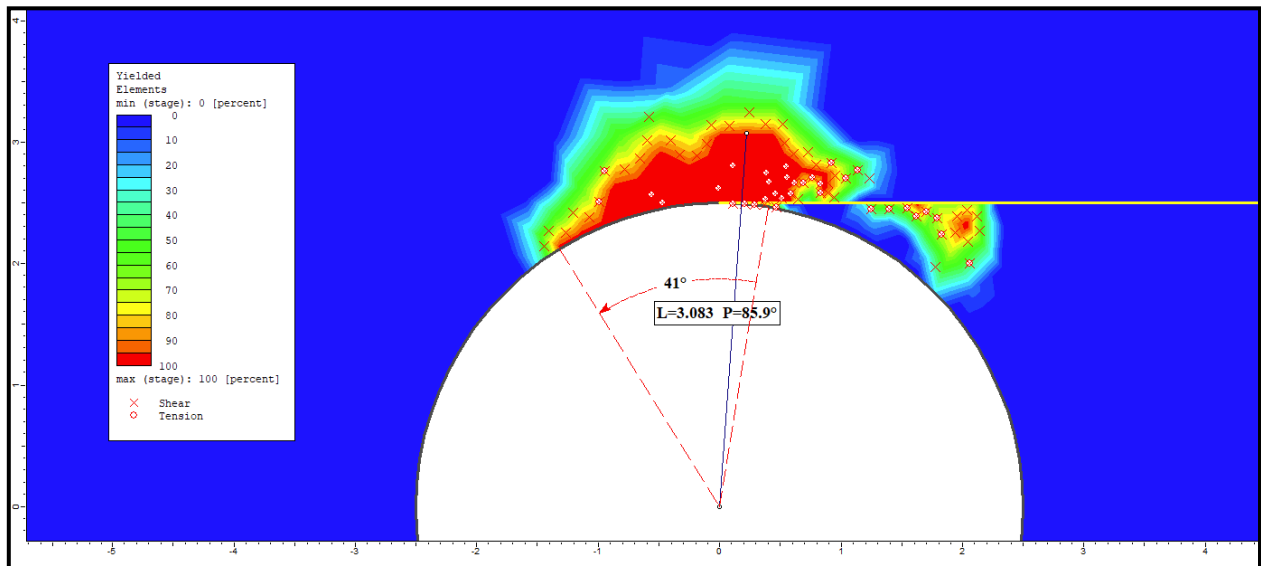


Ilustración 28: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 2 * r$; $\theta = 0^\circ$ en zona del techo.

9.2 Casos simulados en zona intermedia (Z2)

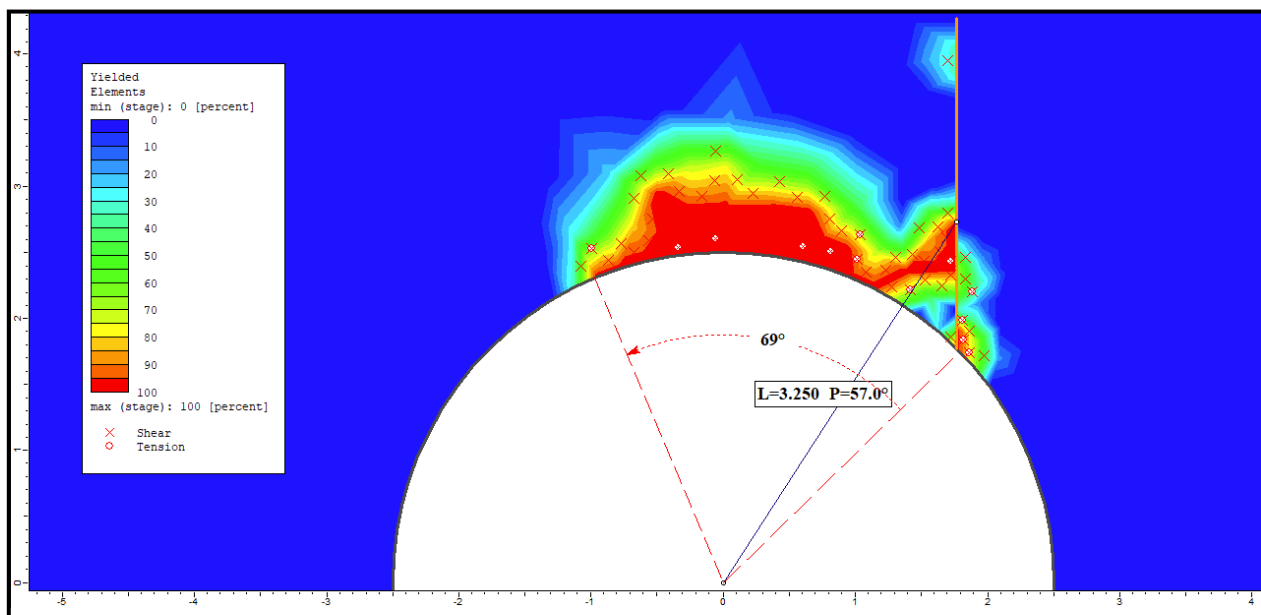


Ilustración 29: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = r$; $\theta = 90^\circ$ en zona intermedia.

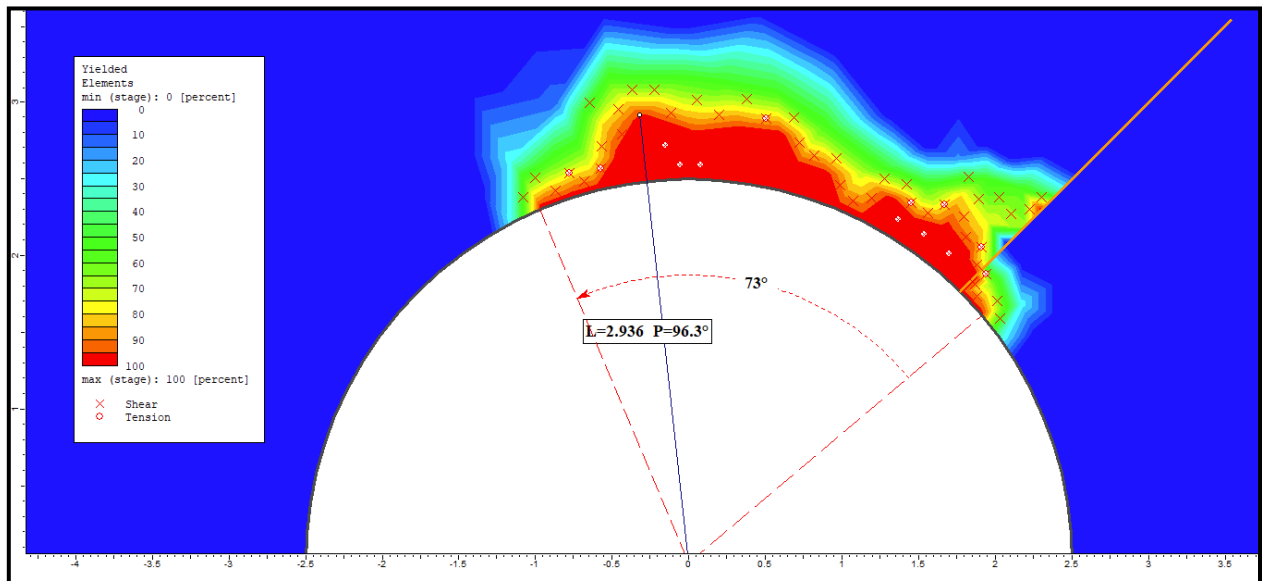


Ilustración 30: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = r$; $\theta = 45^\circ$ en zona intermedia.

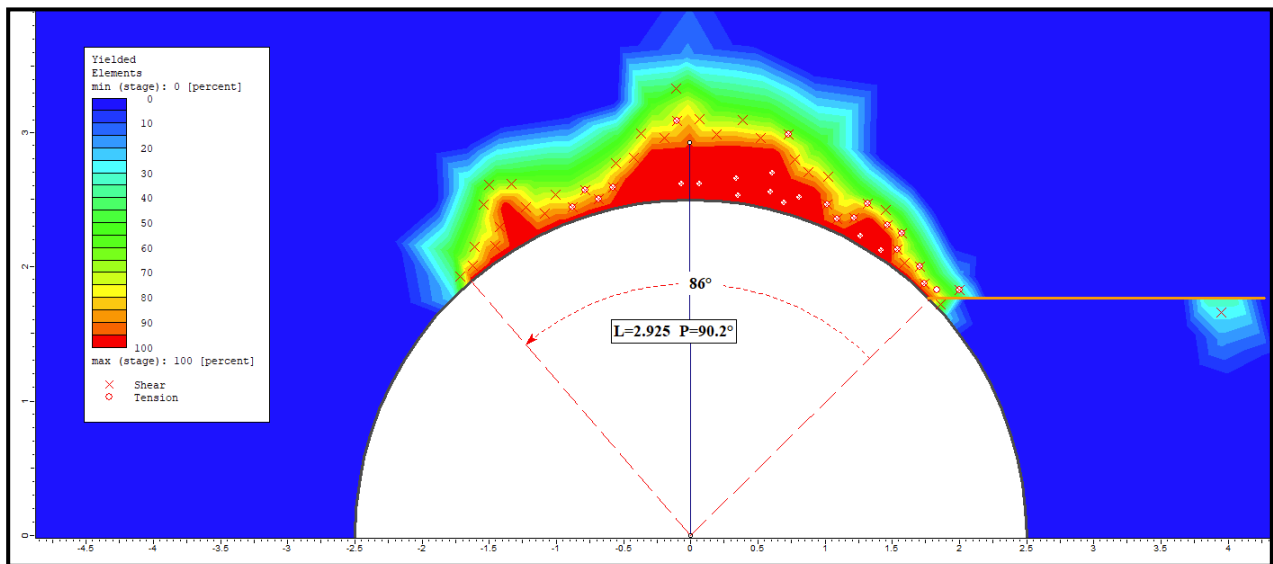


Ilustración 31: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = r$; $\theta = 0^\circ$ en zona intermedia.

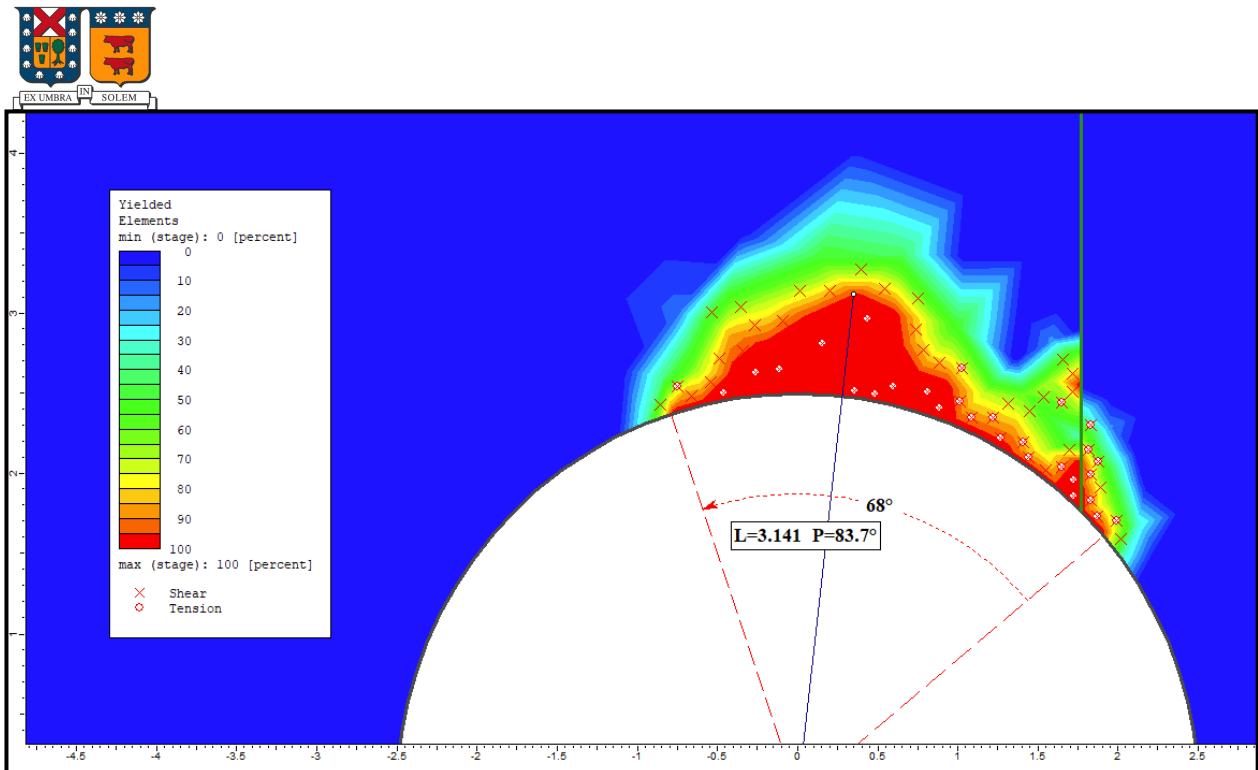


Ilustración 32: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 1.5 * r$; $\theta = 90^\circ$ en zona intermedia.

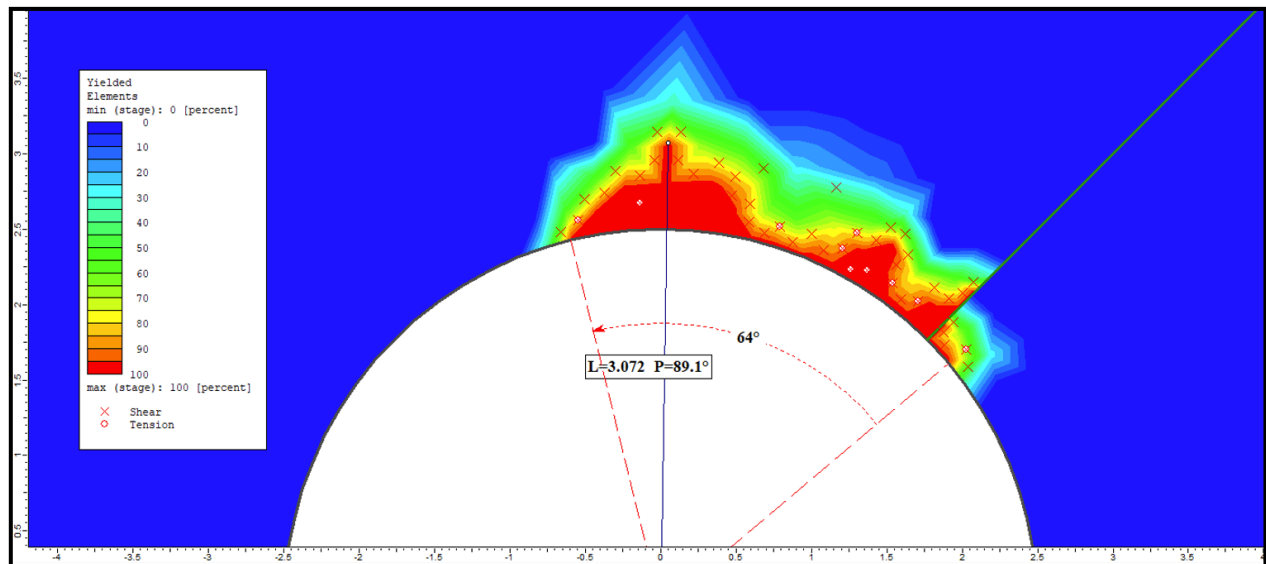


Ilustración 33: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 1.5 * r$; $\theta = 45^\circ$ en zona intermedia.

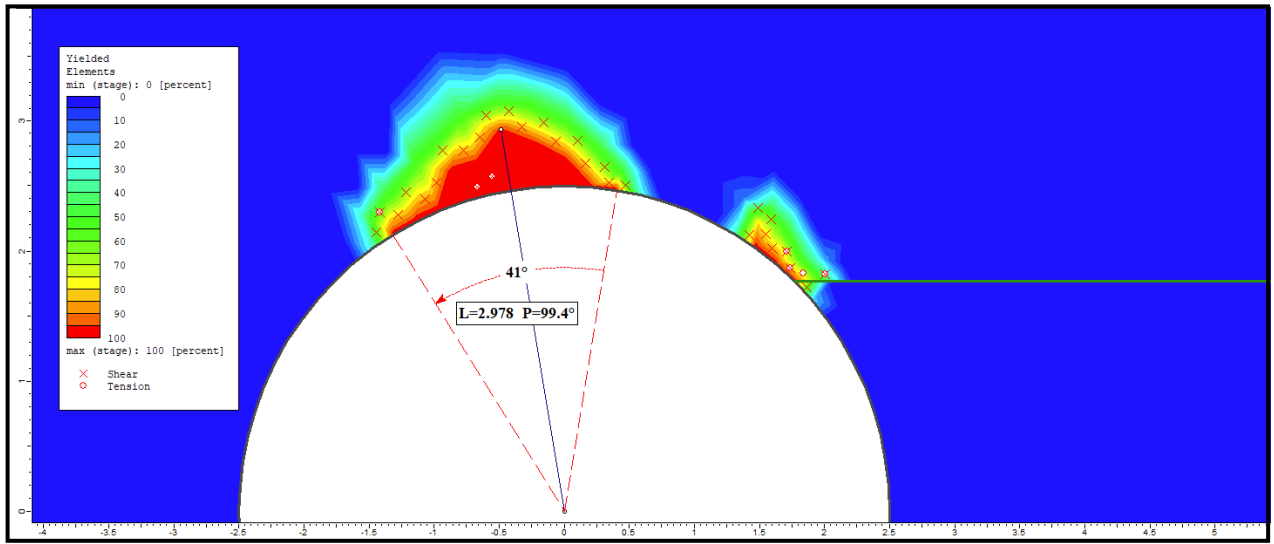


Ilustración 34: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 1.5 * r$; $\theta = 0^\circ$ en zona intermedia.

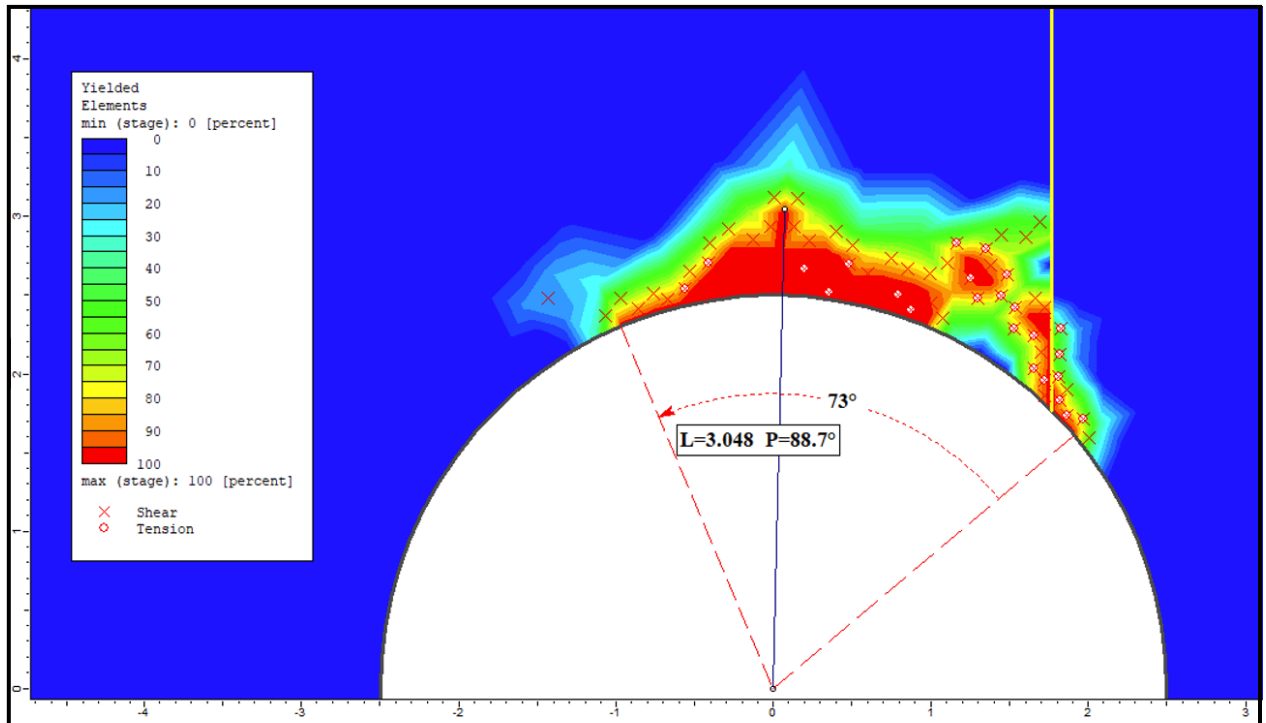


Ilustración 35: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 2 * r$; $\theta = 90^\circ$ en zona intermedia.

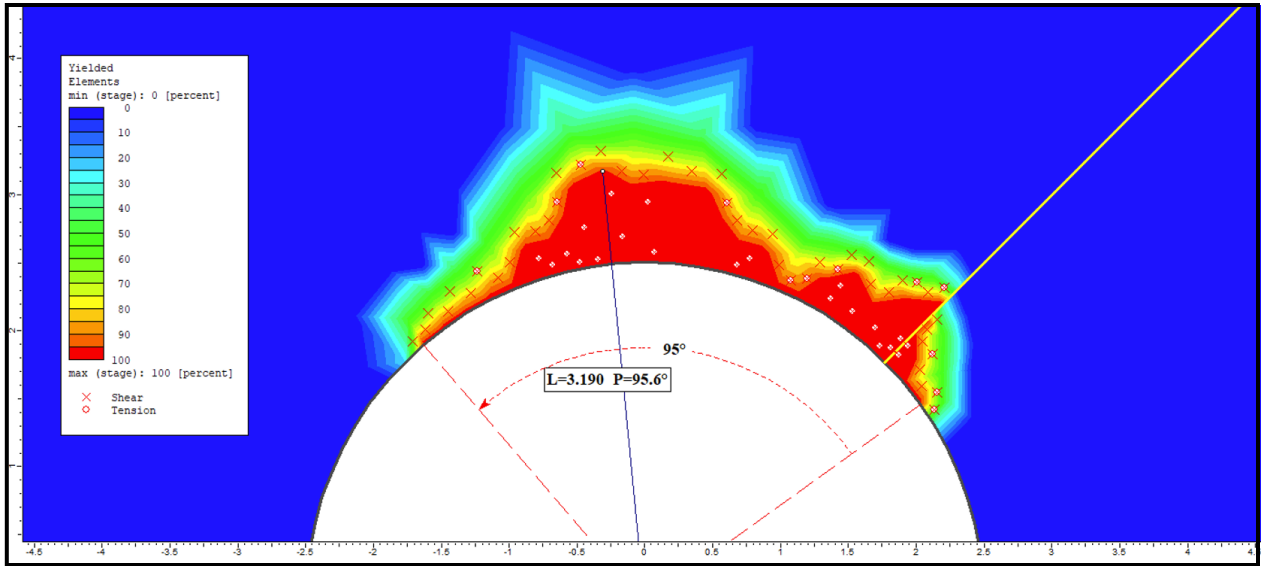


Ilustración 36: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 2 * r$; $\theta = 45^\circ$ en zona intermedia.

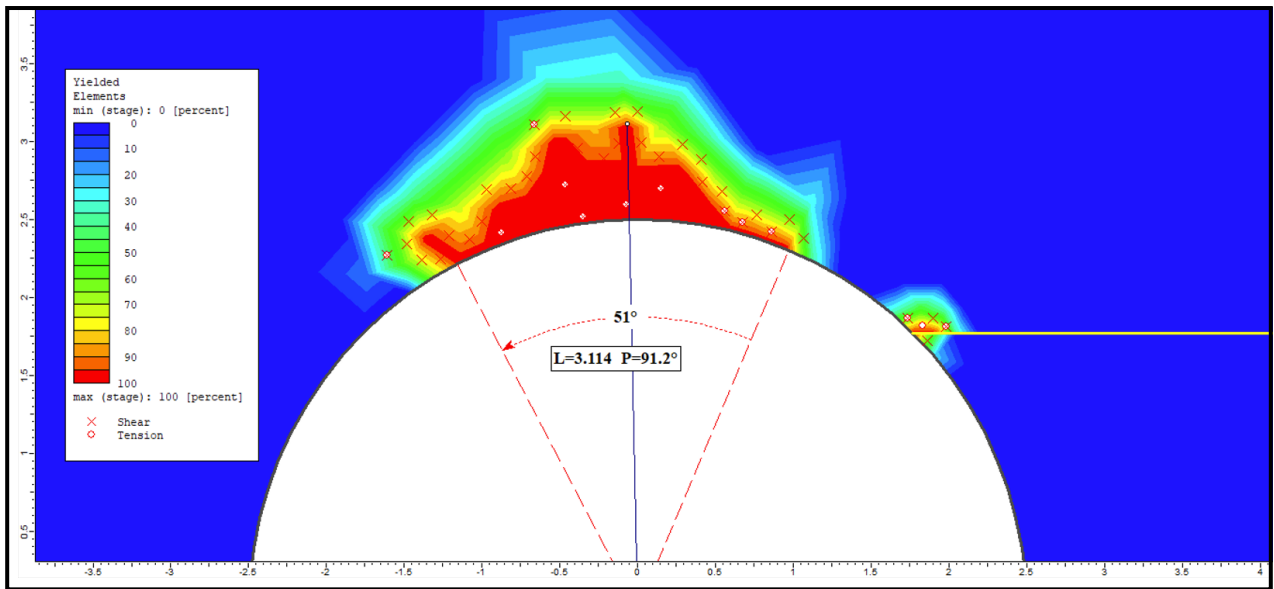


Ilustración 37: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 2 * r$; $\theta = 0^\circ$ en zona intermedia.

9.3 Casos simulados en zona de la pared (Z3)

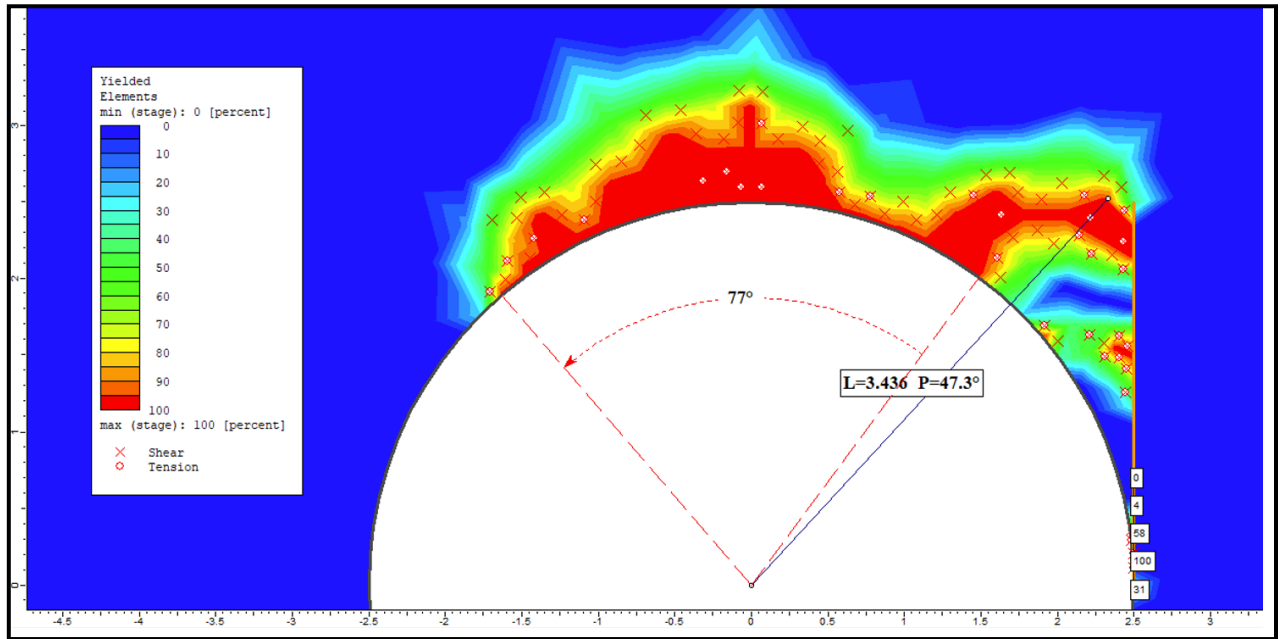


Ilustración 38: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = r$; $\theta = 90^\circ$ en zona de la pared.

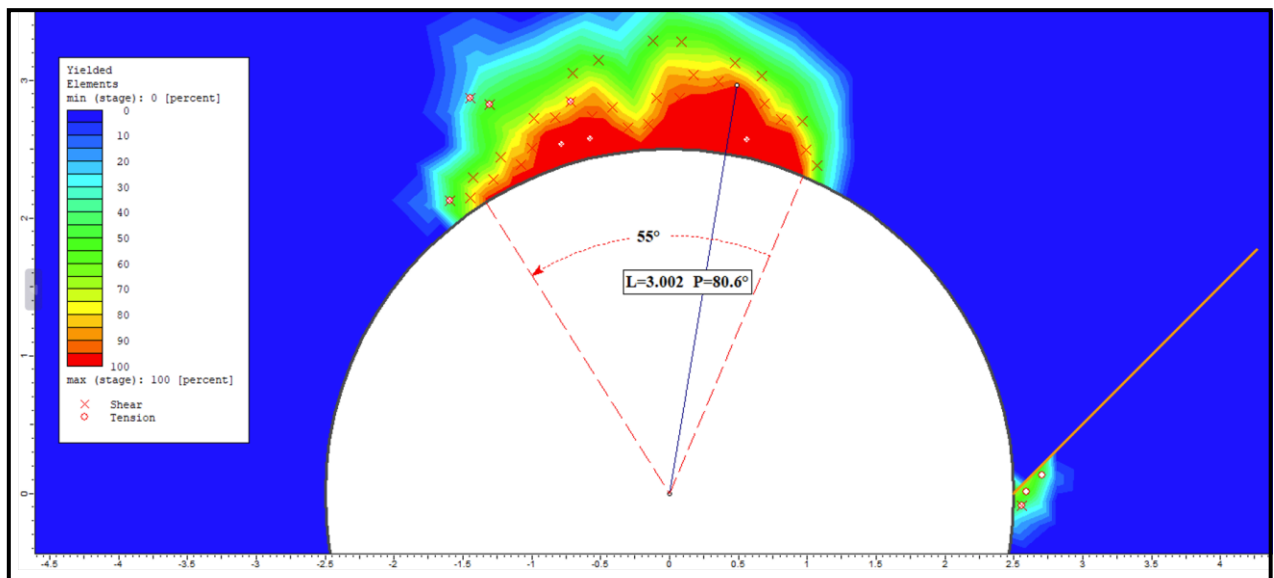


Ilustración 39: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = r$; $\theta = 45^\circ$ en zona de la pared.

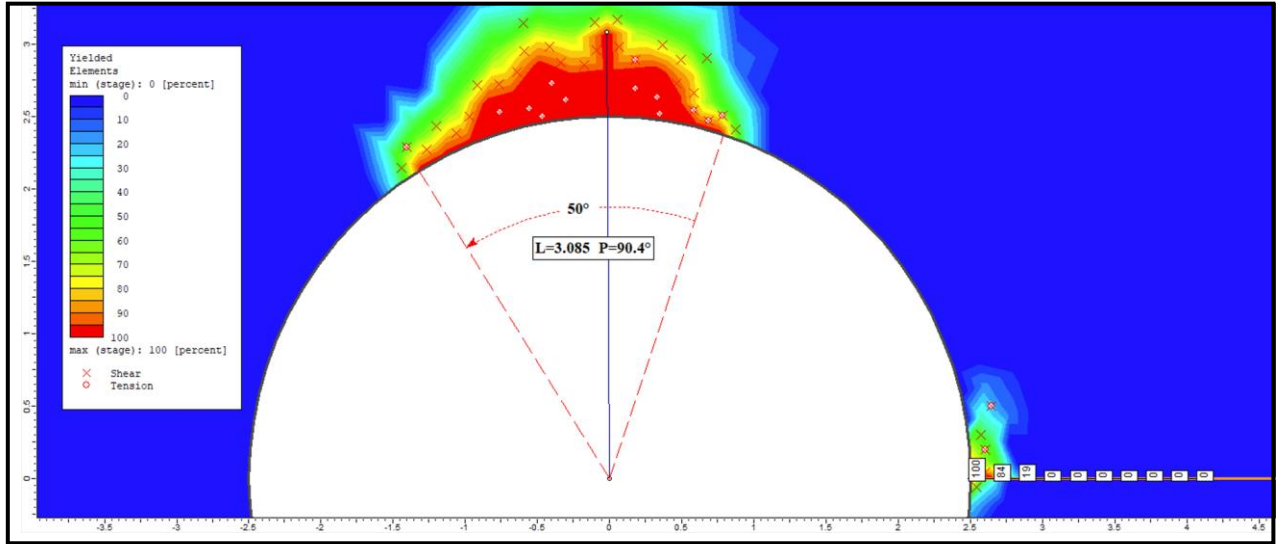


Ilustración 40: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = r$; $\theta = 0^\circ$ en zona de la pared.

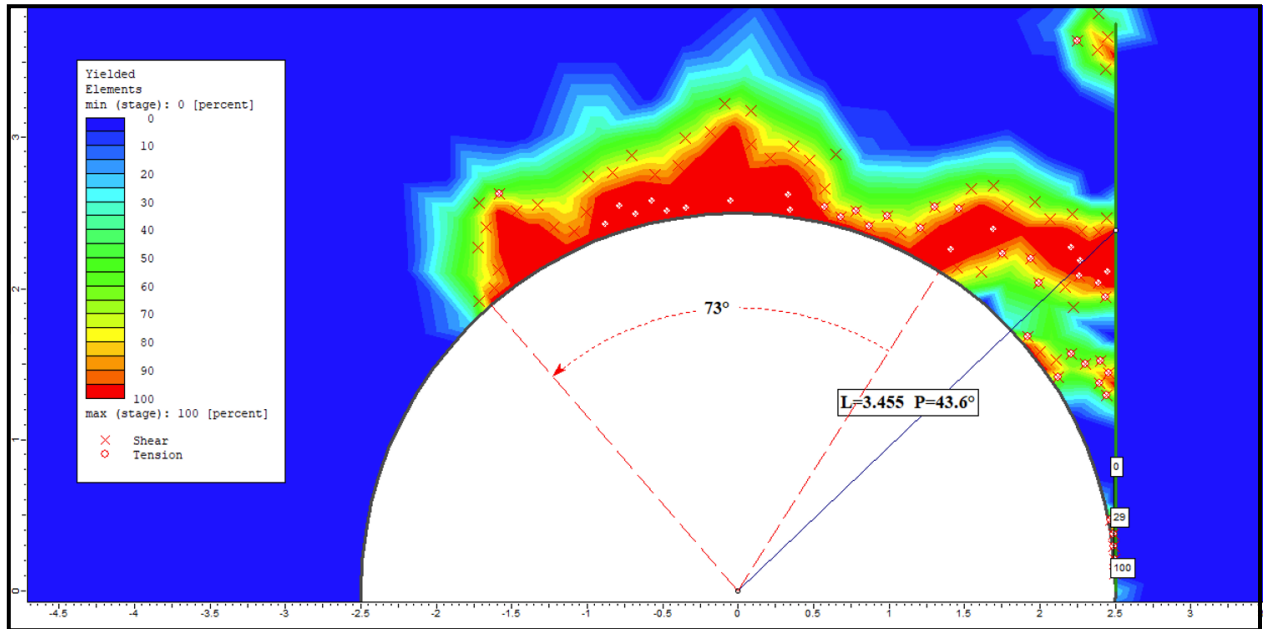


Ilustración 41: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 1.5 * r$; $\theta = 90^\circ$ en zona de la pared.

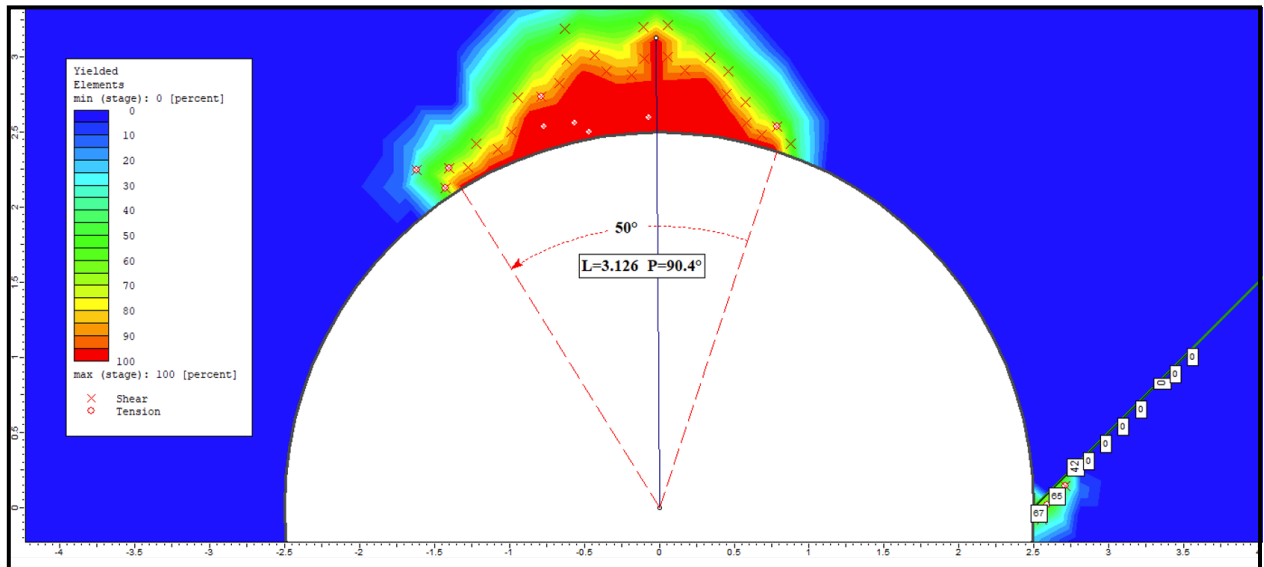


Ilustración 42: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 1.5 * r$; $\theta = 45^\circ$ en zona de la pared.

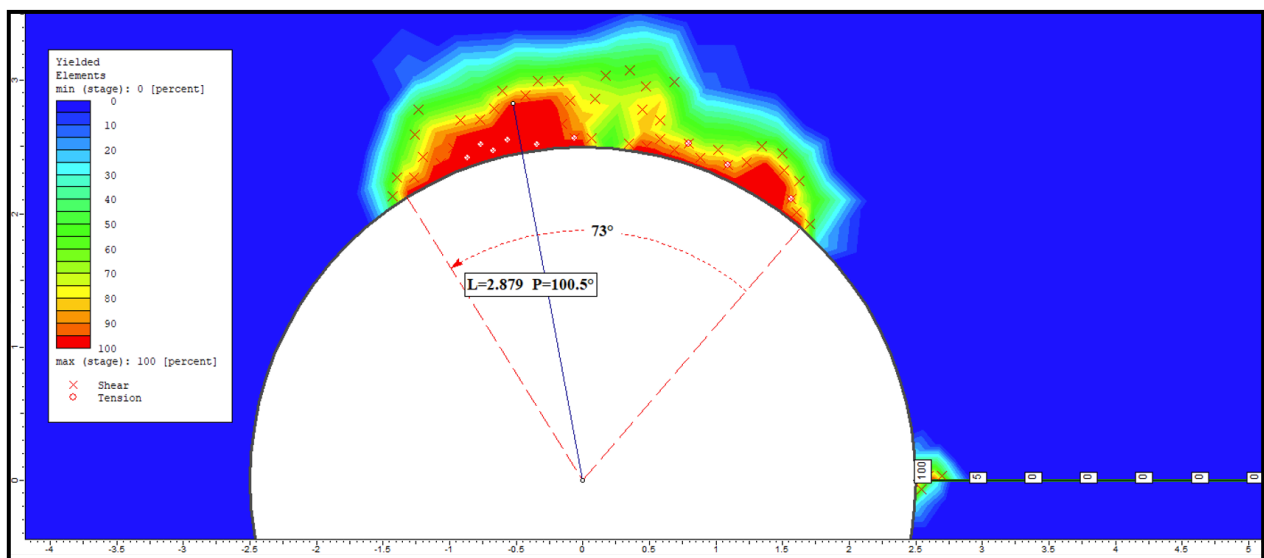
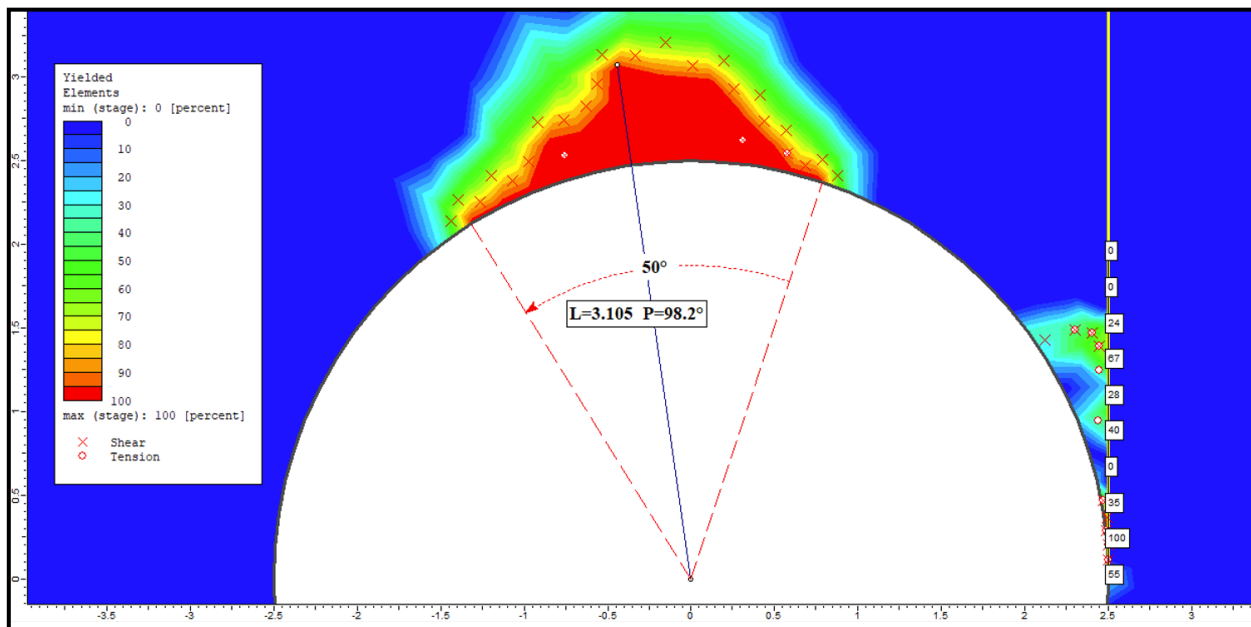


Ilustración 43: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 1.5 * r$; $\theta = 0^\circ$ en zona de la pared.



Yielded Elements
min (stage): 0 [percent]
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100
max (stage): 100 [percent]
X Shear
O Tension

50°
L=3.091 P=88.8°

65

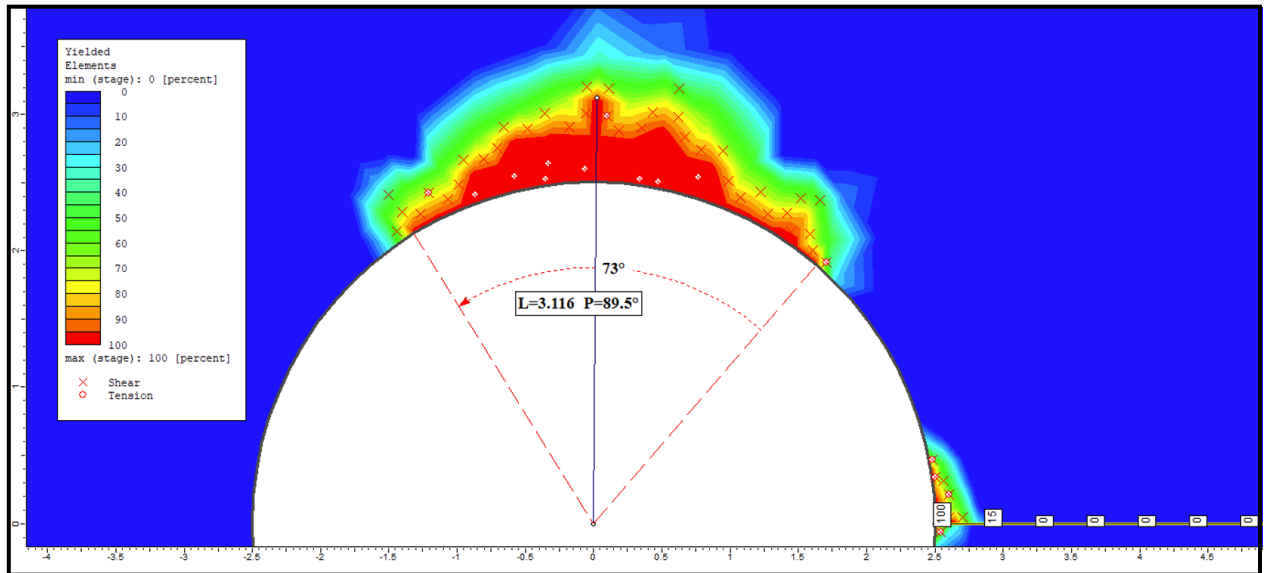


Ilustración 46: Medición de la profundidad y extensión de falla para $l = 2 * r$; $\theta = 0^\circ$ en zona de la pared.

9.4 Simulaciones para familias de discontinuidades

9.4.1. Casos para $S_1=0.5$ m

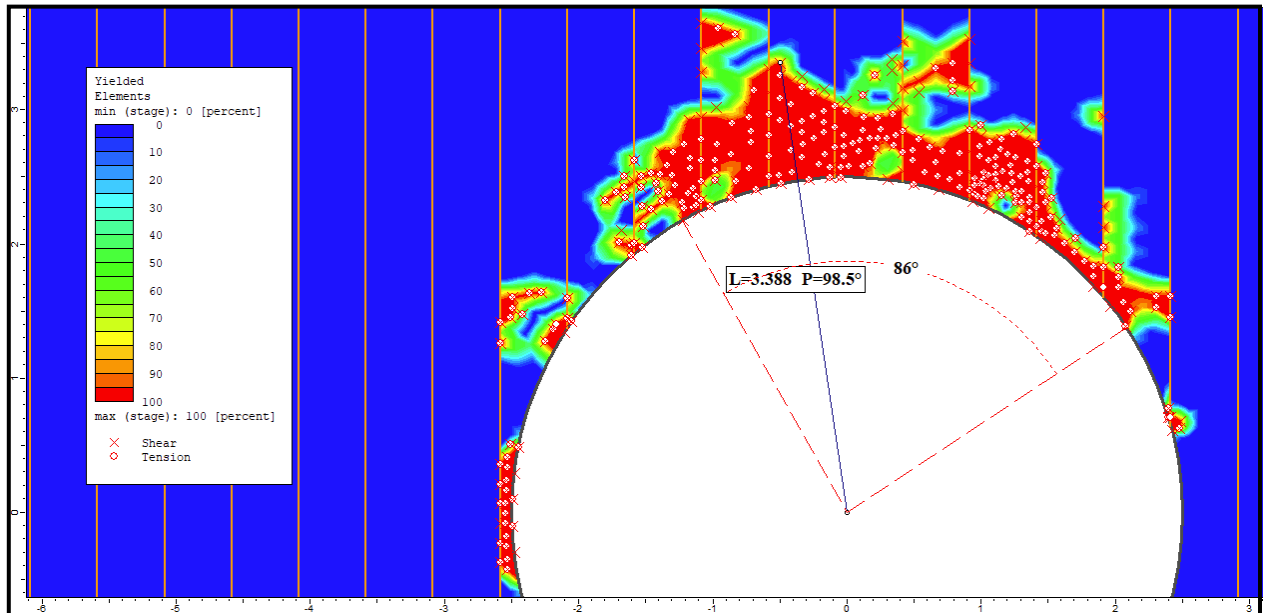


Ilustración 47: Medición de la profundidad y extensión de falla para $S = 0.5$ m ; $\theta = 90^\circ$.

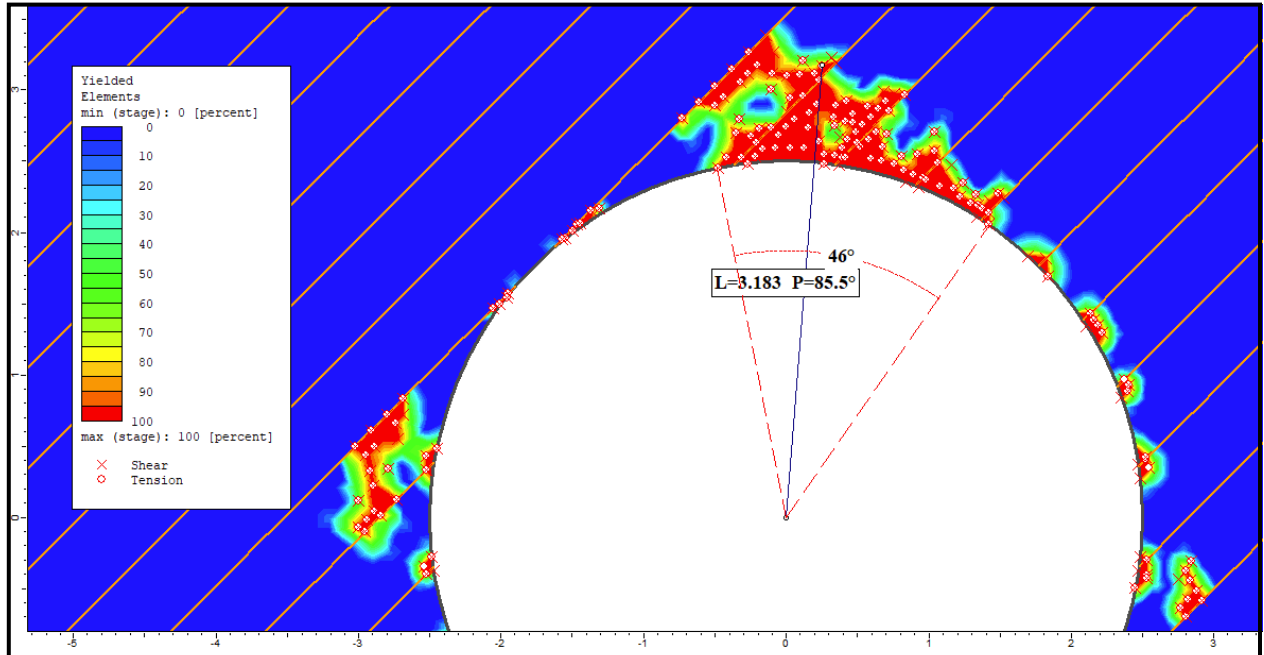


Ilustración 48: Medición de la profundidad y extensión de falla para $S = 0.5 \text{ m}$; $\theta = 45^\circ$.

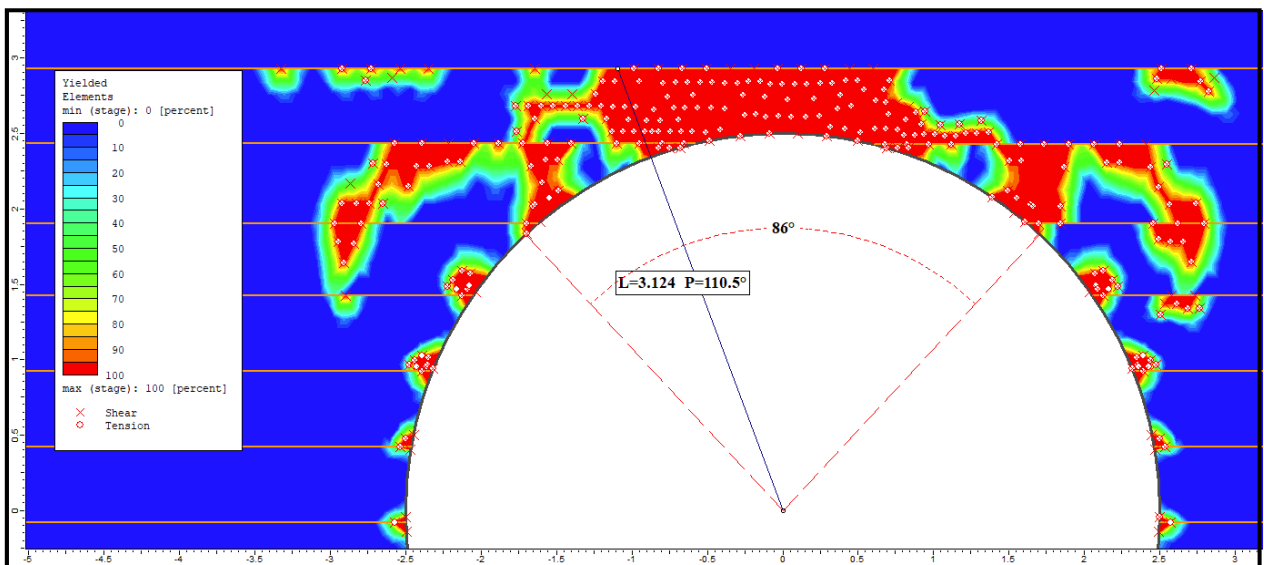


Ilustración 49: Medición de la profundidad y extensión de falla para $S = 0.5 \text{ m}$; $\theta = 0^\circ$.

9.4.2. Casos para $S_2=1.5$ m

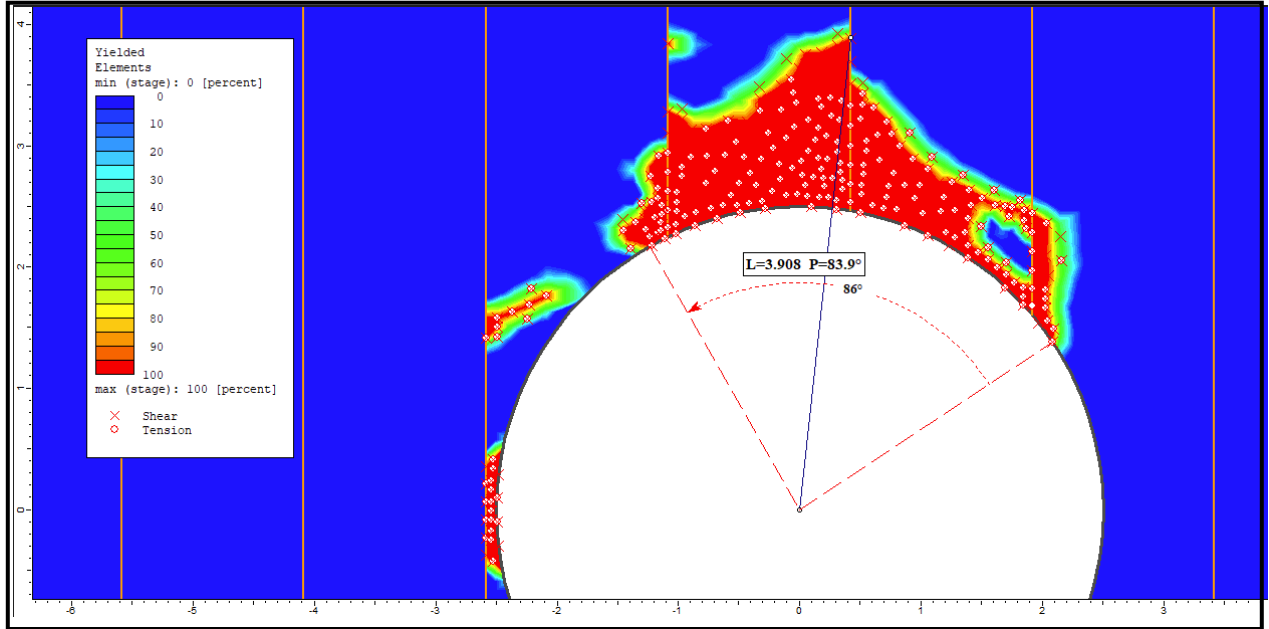


Ilustración 50: Medición de la profundidad y extensión de falla para $S = 1.5$ m ; $\theta = 90^\circ$.

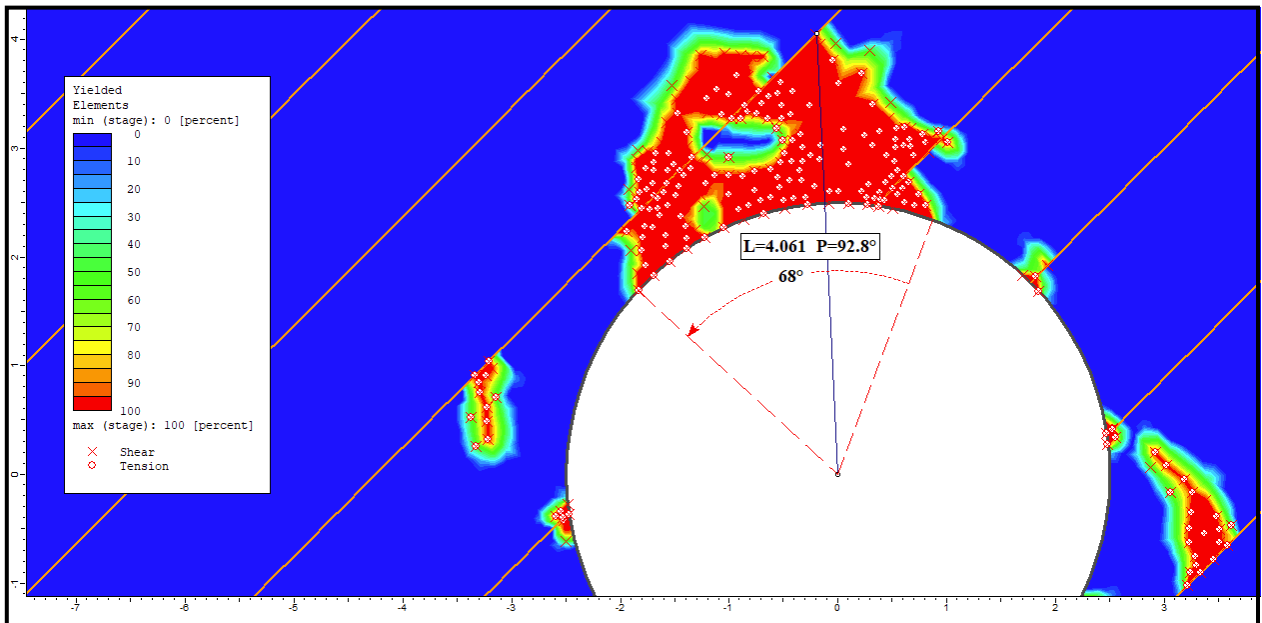


Ilustración 51: Medición de la profundidad y extensión de falla para $S = 1.5$ m ; $\theta = 45^\circ$.

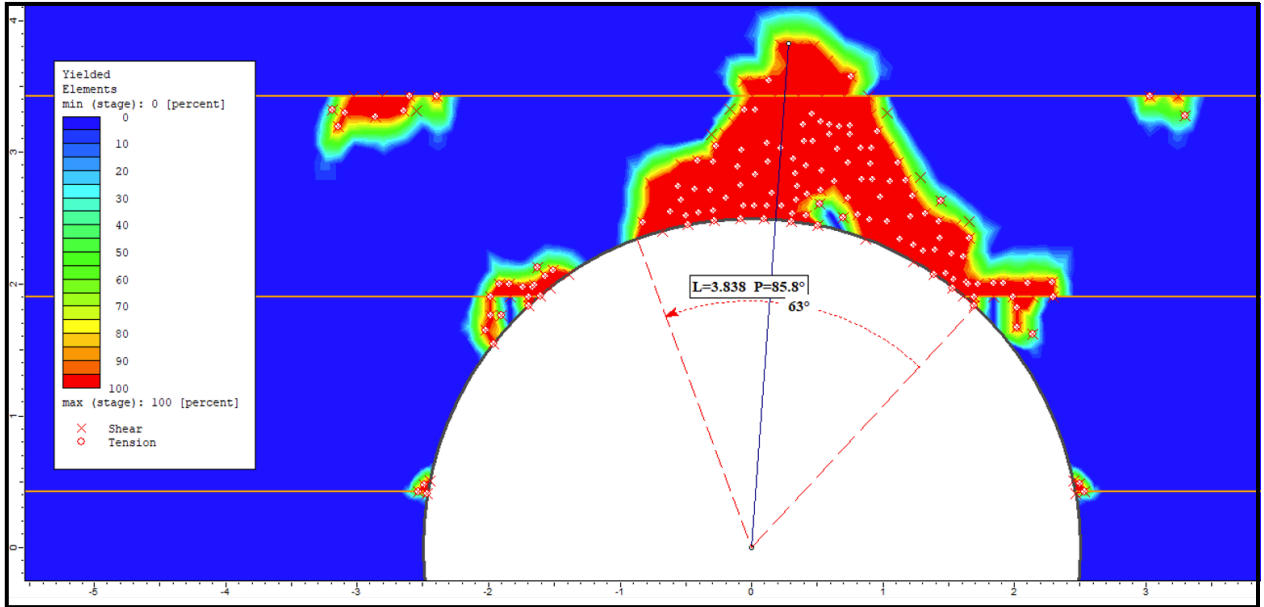


Ilustración 52: Medición de la profundidad y extensión de falla para $S = 1.5 \text{ m}$; $\theta = 0^\circ$.

9.4.3. Casos para $S_3=2.5 \text{ m}$

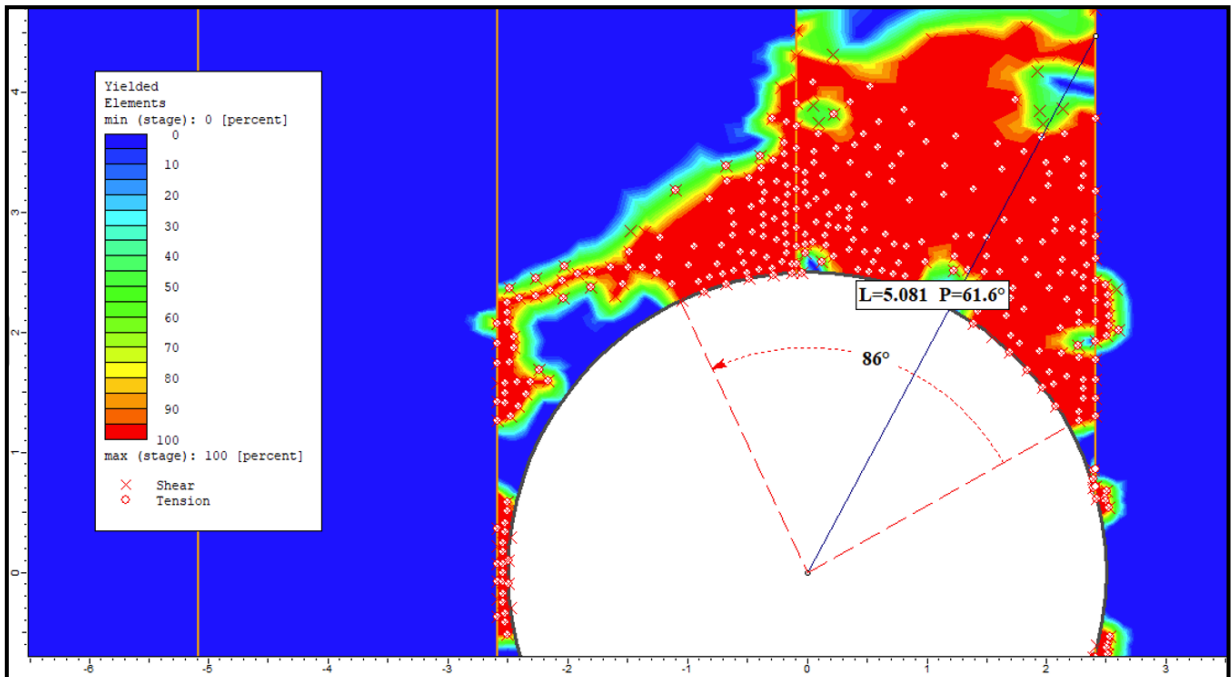


Ilustración 53: Medición de la profundidad y extensión de falla para $S = 2.5 \text{ m}$; $\theta = 90^\circ$.

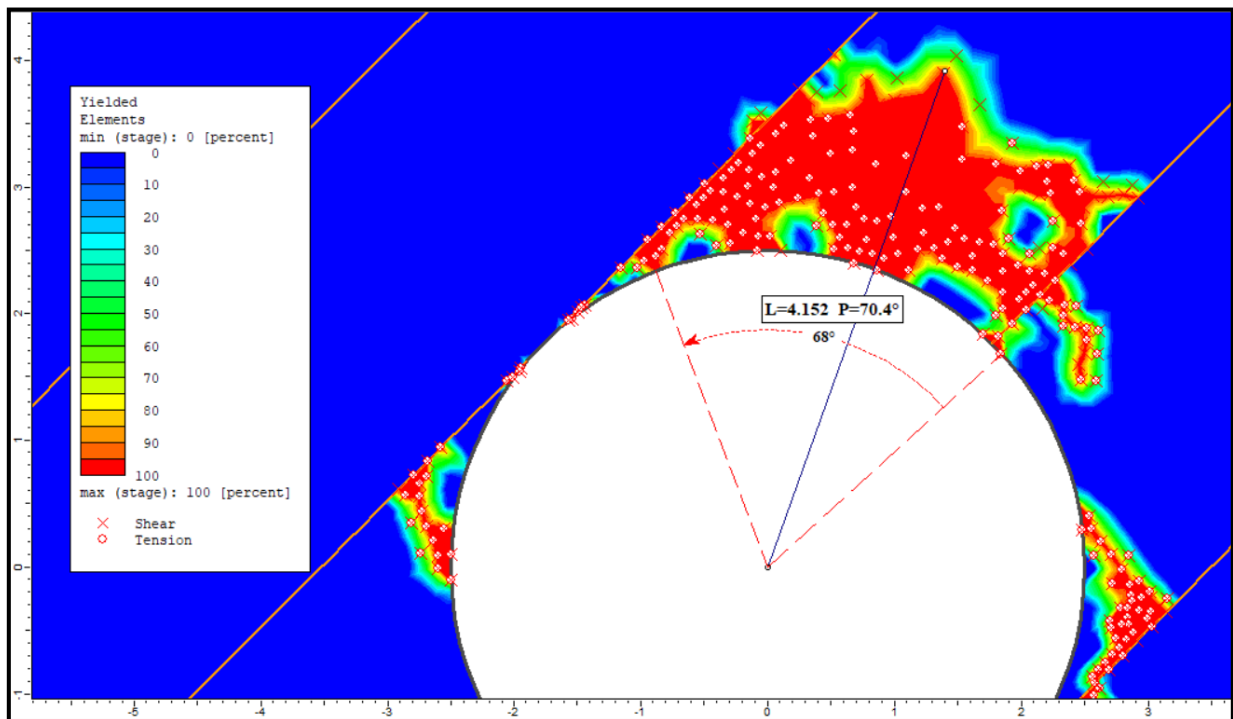


Ilustración 54: Medición de la profundidad y extensión de falla para $S = 2.5 \text{ m}$; $\theta = 45^\circ$.

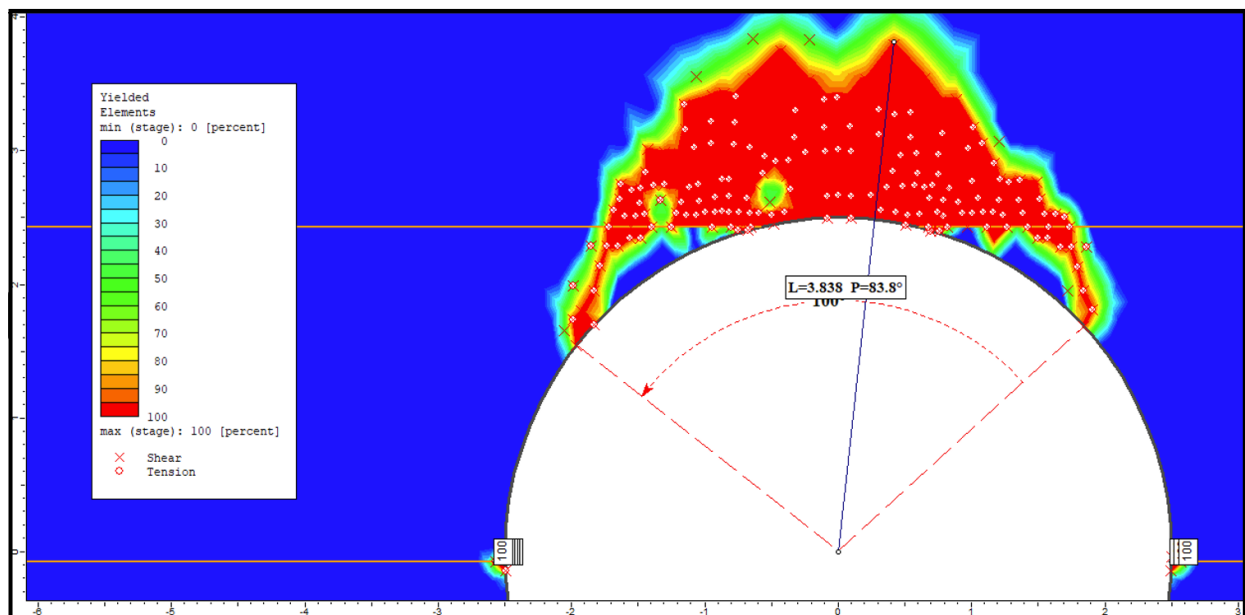


Ilustración 55: Medición de la profundidad y extensión de falla para $S = 2.5 \text{ m}$; $\theta = 0^\circ$.