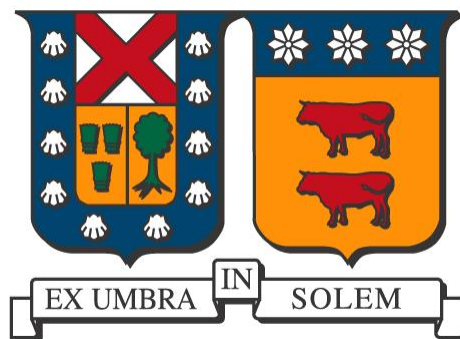


**UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL DE MINAS
SANTIAGO, CHILE**



**MODELO DE RIESGO DE ESTALLIDOS DE ROCAS Y
EVALUACIÓN DEL EFECTO DE MEDIDAS DE
MITIGACIÓN MEDIANTE MODELACIÓN NUMÉRICA
CON ELEMENTOS FINITOS**

FRANCISCO DARÍO GONZÁLEZ ANTIMÁN

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL DE MINAS

**PROFESOR GUIA: DRA. ADELIN DELONCA
ING. VÍCTOR ENCINA MONTENEGRO
CO-REFERENTE: ING. VÍCTOR MENDOZA BAHAMONDES**

SEPTIEMBRE, 2021

*“Caminante, son tus huellas
el camino y nada más;
Caminante, no hay camino,
se hace camino al andar.
Al andar se hace el camino,
y al volver la vista atrás
se ve la senda que nunca
se ha de volver a pisar.
Caminante no hay camino
sino estelas en la mar.”*

Antonio Machado.



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

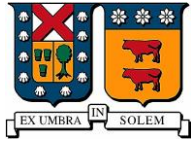
Agradecimientos

AGRADECIMIENTOS

Primero que todo, agradezco el apoyo incondicional de mis padres y abuelos a lo largo de mi vida, la confianza y motivación que siempre me han entregado para superarme y alcanzar mis objetivos, les agradezco de igual manera los valores entregados; respeto, humildad, integridad, honestidad, responsabilidad, perseverancia, amor y respeto por los animales y la naturaleza, entre muchos otros más que hoy en día me han permitido alcanzar cada una de las metas que me he propuesto y a confiar en mí y mis capacidades para superar constantemente límites y barreras, que en su momento pueden parecer sumamente desafiantes, pero nunca imposibles gracias a su apoyo.

Al Departamento de Ingeniería Civil de Minas y cada uno de sus integrantes, quienes con sabiduría y dedicación han perpetuado el legado de Don Federico Santa María, contribuyendo día a día con lo mejor de sí para apoyarnos en nuestra formación y poner al alcance del desvalido meritorio el más alto grado el saber humano.

Finalmente, y no menos importante, mis amigos y compañeros, con quienes aprendí el valor del trabajo en equipo y la amistad, e hicieron más amena mi estadía lejos de mi hogar sumando una gran cantidad de memorables experiencias, especialmente nuestro equipo de fútbol, “Calcopiritos”.



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Dedicatoria

DEDICATORIA

A mis padres, por su apoyo y amor incondicional, por sus sacrificios, esfuerzos y consejos a lo largo de mi vida, y por siempre creer en mí.

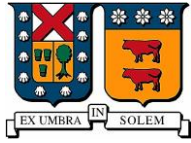
A mis abuelos, que siempre han estado presentes en mi vida y me han transmitido su experiencia y valores, especialmente el cariño y respeto por la naturaleza y los animales.

Una dedicatoria especial a mi abuelita Zuni, quien ya no está en este mundo terrenal, pero que cuando lo estuvo siempre me brindo su amor, cariño, cuidados y apoyo. Cada paso que he dado se lo debo en gran medida a ella, pues siempre me he apegado a sus enseñanzas y consejos. Le estaré eternamente agradecido.

A mi pequeña hija, uno de mis principales motores y pilares para siempre perseverar y dar lo mejor de mí.

A mis amigos de la universidad y fuera de ella, con quienes he tenido el placer de compartir grandes experiencias de vida en este camino de formación profesional y personal.

A todos ustedes, les agradezco por haber formado parte de este proceso y estar ahí cuando fue necesario, ya sea dando una palabra de aliento o simplemente compartiendo el momento. Gracias a todos ustedes he alcanzado un sueño, que no solo era mío, sino también de mi familia.



GLOSARIO

En la Tabla 1 se presentan una descripción de los principales términos en inglés considerados en este estudio y que comúnmente son empleados en el diseño y la práctica internacional de construcción de excavaciones subterráneas, tanto mineras, como civiles.

Tabla 1: Descripción de términos.

Descripción en español	Descripción en inglés
Banda de corte (región con microfracturas localizadas)	Shear band
Convergencias extremas	Squeezing
Desprendimiento de losas	Slabbing
Energía potencial de deformación elástica (PES)	Potential Energy of Elastic Strain
Enfoque DISL	DISL Approach
Esfuerzo de inicio de fracturas (CI)	Crack initiation stress
Estallido de rocas (ER)	Rockburst
Estallido de rocas por deformación	Strain burst
Falla Frágil	Brittle failure
Falla por corte	Shear failure
Falla por cuña	Swedge
Índice de Daño (DI)	Damage Index
Índice de resistencia geológica (GSI)	Geological Strength Index
Límite de inicio de daño	Damage initiation
Pandeo	Buckling
Potencial de peligro de estallidos de rocas (BHP)	Burst Hazard Potential
Potencial de ruptura dinámica (DRP)	Dynamic Rupture Potential
Preacondicionamiento por tronaduras (PA)	Destress Blasting
Profundidad de falla (DoF)	Depth of Failure
Roca dura o de alta resistencia	Hard rock
Sobre-excavación	Overbreak

Fuente: Elaboración propia, 2021.



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Resumen

RESUMEN

Los estallidos de rocas son fenómenos de falla frágil, dinámicos, súbitos y que se encuentran asociados y caracterizados por un evento sísmico, lo que los ha llevado a presentar importantes desafíos en las etapas de diseño y construcción de excavaciones subterráneas. Generalmente, tienen lugar en ambientes de altos esfuerzos y en macizos rocosos de una buena calidad geoestructural. Convencionalmente, la experiencia local y global, así como el monitoreo sísmico y geotécnico del macizo rocoso en conjunto con metodologías empírico-analíticas son algunas de las herramientas utilizadas para gestionar los peligros y los riesgos asociados a los estallidos de rocas. En las últimas décadas, técnicas basadas en el modelamiento numérico han demostrado su potencial para ayudar en una mejor comprensión, evaluación y gestión de los riesgos y peligros asociados a este tipo de fenómenos.

En este estudio se emplea un método numérico de elementos finitos (FEM) para simular, modelar y analizar los procesos de falla asociados a los estallidos de rocas y cuantificar el efecto que tienen las medidas de preconditionamiento por tronadura y el uso de soporte en su mitigación. Las simulaciones se llevan a cabo en el software RS2 de Rocscience y contemplan un ambiente característico de este tipo de fenómenos. Para modelar numéricamente los estallidos de rocas se emplea el “Enfoque DISL” propuesto por Diederichs (2007). Los principales resultados evaluados corresponden a los mecanismos de falla, esfuerzos principales, plastificación y profundidad de falla. Estos resultados permiten la construcción de un modelo de riesgo para estallidos de rocas y evaluar el desempeño de las medidas de mitigación anteriormente indicadas.

Los resultados obtenidos indican que la ocurrencia de los estallidos de rocas puede disminuir hasta en un 60% con la aplicación de medidas de mitigación combinadas de soporte y un apropiado preconditionamiento por tronadura. Por otro lado, desde el modelo de riesgo es posible evidenciar la importancia de las propiedades geomecánicas del macizo rocoso y la condición de esfuerzos in-situ al momento de determinar la intensidad que tendrán los estallidos de rocas. Además, los modelos construidos constituyen una herramienta práctica y de fácil uso para cuantificar la profundidad de falla asociada a un estallido de rocas y precisar óptimas recomendaciones de fortificación sustentadas en la plastificación del macizo rocoso y en el comportamiento mecánico del soporte.



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Abstract

ABSTRACT

The Rockbursts are sudden, dynamic, brittle failure phenomena that are associated and characterized by a seismic event, which has led them to present significant challenges in the design and construction stages of underground excavations. Generally, they take place in high stress environments and in rock mass of good geostructural quality. Conventionally, local and global experience, as well as seismic and geotechnical monitoring of the rock mass in conjunction with empirical-analytical methodologies are some of the tools used to manage the hazards and risks associated with rockbursts. In recent decades, techniques based on numerical modeling have shown their potential to help better understand, evaluate and manage the hazards and risks associated with this type of phenomenon.

In this study, a numerical finite element method (FEM) is used to simulate, model and analyze the failure processes associated with rockbursts and quantify the effect of destress blasting measures and the use of support in their mitigation. The simulations are carried out in the Rocscience RS2 software and contemplate an environment characteristic of this type of phenomenon. To numerically model rockbursts, the “DISL Approach” proposed by Diederichs (2007) is used. The main results evaluated correspond to the failure mechanisms, principal stresses, yielding and depth of failure. These results allow the construction of a risk model for rockbursts and evaluate the performance of the mitigation measures previously indicated.

The results obtained indicate that the occurrence of rockbursts can decrease by up to 60% with the application of combined mitigation measures of support and destress blasting. On the other hand, from the risk model it is possible to demonstrate the importance of the geomechanical properties of the rock mass and the condition of in-situ stresses when determining the intensity that the rockbursts will have. In addition, the built models constitute a practical and easy to use tool to quantify the depth of failure associated with a rockbursts and to specify optimal fortification recommendations based on the yielding of the rock mass and on the mechanical behavior of the support.



INDICE DE CONTENIDOS

1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	GENERAL	1
1.2	MOTIVACIÓN	2
1.3	OBJETIVOS	3
1.4	ALCANCES	3
2	MARCO TEORICO	5
2.1	MACIZO ROCOSO	5
2.1.1	Clasificación de los macizos rocosos	7
2.1.2	Resistencia del macizo rocoso	10
2.1.3	Deformabilidad del macizo rocoso	14
2.1.4	Propiedades residuales del macizo rocoso	15
2.2	ESTALLIDO DE ROCAS	17
2.2.1	Definición	19
2.2.2	Mecanismo de falla asociado a los estallidos de rocas	20
2.2.3	Condiciones ge estructurales para la ocurrencia de estallidos de rocas	22
2.2.4	Clasificación de los estallidos de rocas	22
2.2.5	Estallidos de rocas por deformación	26
2.3	MODELOS DE RIESGO E INTENSIDAD DE ESTALLIDOS DE ROCAS	31
2.3.1	Modelos Analíticos	32
2.3.1	Modelos Empíricos	36
2.3.2	Modelos Numéricos	40
2.4	MEDIDAS DE MITIGACIÓN DE ESTALLIDOS DE ROCAS	42
2.4.1	Preacondicionamiento por tronaduras	43
2.4.2	Soporte	49
3	METODOLOGÍA	56
3.1	CARACTERIZACIÓN DEL AMBIENTE DE SIMULACIÓN	58
3.1.1	Propiedades del entorno	58
3.1.2	Propiedades de resistencia y deformación de la roca intacta	59
3.1.3	Propiedades de resistencia y deformación máximas del macizo rocoso	60
3.1.4	Propiedades de resistencia y deformación residuales del macizo rocoso	60
3.1.5	Modelación numérica de los estallidos de rocas	60



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas
de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Índice

3.1.6	Propiedades del Preacondicionamiento por tronadura	60
3.1.7	Propiedades del soporte.....	61
3.2	MODELACIÓN NUMÉRICA EN RS2.....	61
3.2.1	Construcción de la geometría	64
3.2.2	Modelo constitutivo y propiedades del material	64
3.2.3	Esfuerzos y soporte	64
3.2.4	Mallado	65
3.2.5	Condiciones de borde	65
3.2.6	Simulación.....	65
3.2.7	Visualización e interpretación	65
3.3	RESULTADOS	65
3.4	MODELO DE RIESGO PRELIMINAR.....	66
3.5	VALIDACIÓN	66
4	DESARROLLO	68
4.1	CARACTERIZACIÓN DEL AMBIENTE DE SIMULACIÓN	68
4.1.1	Propiedades del entorno	68
4.1.2	Propiedades de resistencia y deformación máximas de la roca intacta	68
4.1.1	Propiedades de resistencia y deformación máximas del macizo rocoso	70
4.1.2	Propiedades residuales del macizo rocoso	73
4.1.3	Modelación numérica de los estallidos de rocas	74
4.1.4	Propiedades del Preacondicionamiento por tronadura	75
4.1.5	Propiedades del soporte.....	76
4.2	MODELACIÓN NUMÉRICA EN RS2.....	77
4.2.1	Construcción de la geometría	78
4.2.2	Modelo constitutivo y propiedades del material	79
4.2.3	Esfuerzos y soporte	81
4.2.4	Mallado	82
4.2.5	Condiciones de borde	83
4.2.6	Simulación.....	83
4.2.7	Visualización e interpretación	83
4.3	RESULTADOS	84
4.3.1	Efecto de las medidas de mitigación de estallidos de rocas	88
4.3.2	Características de los estallidos de rocas en función de la variación del UCS.....	96



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas
de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Índice

4.3.3	Características de los estallidos de rocas en función de la variación del GSI	101
4.3.4	Límite de Spalling y Límite de Perturbación	104
4.3.5	Riesgo y potencial de estallidos de rocas	107
4.4	MODELO DE RIESGO PRELIMINAR.....	108
4.4.1	Profundidad de falla para túneles sin medida de mitigación	109
4.4.2	Profundidad de falla para túneles con soporte.....	110
4.4.3	Profundidad de falla para túneles con Preacondicionamiento por tronadura	112
4.4.4	Profundidad de falla para modelos con Soporte y Preacondicionamiento por tronaduras.....	113
4.5	VALIDACIÓN.....	114
4.6	RESUMEN DE RESULTDOS	117
5	DISCUSIÓN	119
5.1	MODELO DE RIESGO PARA TÚNELES SIN MEDIDA DE MITIGACIÓN	119
5.2	EFFECTO DE MEDIDAS DE MITIGACIÓN DE SOPORTE.....	120
5.3	EFFECTO DE MEDIDAS DE MITIGACIÓN DE PREACONDICIONAMIENTO POR TRONADURAS	120
5.4	EFFECTO DE MEDIDAS DE MITIGACIÓN COMBINADAS DE SOPORTE Y PREACONDICIONAMIENTO POR TRONADURAS.....	121
6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	122
7	REFERENCIAS	125
8	ANEXOS.....	128
8.1	PROPIEDADES DEL ENTORNO DE SIMULACIÓN 1.....	128
8.2	PROPIEDADES DEL ENTORNO DE SIMULACIÓN 2.....	135
8.3	ENVOLVENTES DE FALLA DE HOEK & BROWN PARA EL ENTORNO DE SIMULACIÓN 1.....	142
8.4	ENVOLVENTES DE FALLA DE HOEK & BROWN PARA EL ENTORNO DE SIMULACIÓN 2.....	145
8.5	EVENTOS DE ESTALLIDOS DE ROCAS SEGÚN CATEGORÍAS DE UCS Y GSI	148

INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Principales mecanismos de falla en excavaciones subterráneas.	3
Ilustración 2: Transición entre roca intacta y macizo rocoso.	5
Ilustración 3: Principales características del macizo rocoso.	6
Ilustración 4: Cuadro general para la estimación de GSI.....	9
Ilustración 5: Comparación entre envolventes de falla de Mohr Coulomb y Hoek & Brown.	11



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas
de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Índice

Ilustración 6: Cambio de la envolvente de falla Hoek-Brown en función del parámetro “m”	12
Ilustración 7: Envolvente de falla de Hoek-Brown para roca intacta y para macizo rocoso.....	13
Ilustración 8: Aplicabilidad del criterio de falla de Hoek & Brown.	14
Ilustración 9: Módulo de Young para macizo rocoso.	15
Ilustración 10: Diagrama esfuerzo-deformación y envolventes de falla para rocas frágiles.....	16
Ilustración 11: Relación entre la razón $GSIrGSI$ y GSI	17
Ilustración 12: Evolución de un “Spalling” a un Estallido de Rocas.	19
Ilustración 13: Movilización de los componentes de resistencia en el proceso de falla frágil.....	21
Ilustración 14: Mecanismos de falla según las propiedades del macizo rocoso.....	22
Ilustración 15: Clasificación de los estallidos de rocas en función del mecanismo y severidad del daño.....	23
Ilustración 16: Clasificación de estallidos de rocas según forma de iniciación.	25
Ilustración 17: Etapas de un estallido de rocas por deformación. (a) Concentración de esfuerzos y (b) Eyección de roca.....	26
Ilustración 18: Tipos de eyección de roca durante un estallido de rocas en un túnel.....	27
Ilustración 19: Concentración de esfuerzos en función de la rigidez del macizo rocoso.....	28
Ilustración 20: Influencia de las rutas de esfuerzos en el almacenamiento y liberación de energía..	30
Ilustración 21: Principales modelos de riesgos de estallidos de rocas.	32
Ilustración 22: Dibujo esquemático del cálculo de la energía potencial de deformación elástica.	33
Ilustración 23: Profundidad de falla de Diederichs.	35
Ilustración 24: Potencial de ruptura dinámica DRP.	36
Ilustración 25: Profundidad de falla para un túnel circular y niveles de riesgo de estallidos de rocas en función de la razón $\sigma_{\max}Ci$	39
Ilustración 26: Riesgo de “Spalling” de Kusui.....	40
Ilustración 27: Envolvente de falla para macizos rocosos frágiles.....	41
Ilustración 28: Características del “Enfoque DISL”.	42
Ilustración 29: Redistribución de esfuerzos debido al preconditionamiento.	43
Ilustración 30: Secuencia de un preconditionamiento por tronaduras.	44
Ilustración 31: Efecto de la magnitud y orientación del esfuerzo sobre la propagación de la fractura radial en roca.	45
Ilustración 32: Patrones de diseño convencional para preconditionamiento por tronaduras.	46
Ilustración 33: Concepto de preconditionamiento por tronadura con interacción efectiva de fracturas.....	47
Ilustración 34: Geometría considerada en el Modelo Convergencia-Confinamiento.	50
Ilustración 35: Esquema representativo del método Convergencia-Confinamiento.	51
Ilustración 36: Curva de reacción del suelo GRC.	52
Ilustración 37: Curva característica del soporte (SCC).	53
Ilustración 38: Perfil de deformación longitudinal LDP.	54
Ilustración 39: Presión final de soporte.....	55
Ilustración 40: Metodología de trabajo.	57
Ilustración 41: Clasificaciones de roca intacta según su resistencia la compresión uniaxial σ_c y Módulo de Young E	59
Ilustración 42: Interacción entre los distintos módulos del software RS2.	62
Ilustración 43: Metodología empleada para la construcción del modelo.	63
Ilustración 44: Tipos de geometrías de túneles.	64



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas
de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Índice

Ilustración 45: Ciclo de calibración del modelo de riesgo de estallidos de rocas.	66
Ilustración 46: Comparación entre modelos de predicción de profundidad de falla de Martin et al (1999) y Diederichs (2007).	67
Ilustración 47: Clasificaciones de roca intacta según su resistencia la compresión uniaxial σ_c y Módulo de Young E	70
Ilustración 48: Rango de GSI considerados en las simulaciones.	71
Ilustración 49: Envolventes de falla para macizos rocoso de calidad buena a muy buena (GSI de 55 a 95) y $\sigma_{ci} = 320 \text{ MPa}$	72
Ilustración 50: GSI residual para las calidades de macizos rocoso considerados en el estudio.	74
Ilustración 51: Envolvente de falla de Hoek & Brown y límites de inicio de fracturas y “Spalling” para $\sigma_{ci} = 320 \text{ MPa}$	75
Ilustración 52: Curva Convergencia-Confinamiento de Carranza-Torres.	77
Ilustración 53: Detalle de los casos simulados en RS2 a partir de los cuales se realiza la construcción de los modelos de riesgo.	78
Ilustración 54: Distribución de esfuerzos en torno a una excavación circular en un campo de esfuerzos hidrostático.	79
Ilustración 55: Geometría del problema.	79
Ilustración 56: Ejemplo de asignación de las propiedades del material. Se considera un valor de GSI de 75 y UCS de 320 MPa.	80
Ilustración 57: Incorporación de las propiedades del preacondicionamiento a la modelación numérica en RS2.	81
Ilustración 58: Incorporación del efecto soporte y del preacondicionamiento a la modelación numérica en RS2.	82
Ilustración 59: Modelo discretizado.	83
Ilustración 60: Plastificación del túnel.	84
Ilustración 61: Plastificación y mecanismos de falla en el túnel.	86
Ilustración 62: Esfuerzo principal mayor.	86
Ilustración 63: Esfuerzo principal menor.	87
Ilustración 64: Deformación volumétrica.	87
Ilustración 65: Plastificación del túnel para las distintas medidas de mitigación de estallidos de rocas.	89
Ilustración 66: Plastificación del túnel para las distintas medidas de mitigación de estallidos de rocas.	90
Ilustración 67: Esfuerzo principal mayor para distintas medidas de mitigación de estallidos de rocas.	91
Ilustración 68: Esfuerzo principal mayor para distintas medidas de mitigación de estallidos de rocas.	92
Ilustración 69: Esfuerzo principal menor para distintas medidas de mitigación de estallidos de rocas.	93
Ilustración 70: Esfuerzo principal menor para distintas medidas de mitigación de estallidos de rocas.	94
Ilustración 71: Deformación volumétrica para distintas medidas de mitigación.	95
Ilustración 72: Deformación volumétrica para distintas medidas de mitigación.	96
Ilustración 73: Eventos de estallidos de rocas según UCS y medidas de mitigación.	98



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Índice

Ilustración 74: Profundidades de falla máxima para túneles sin medida de mitigación de estallidos de rocas.....	99
Ilustración 75: Profundidad de falla máxima para túneles con soporte.....	99
Ilustración 76: Profundidad de falla máxima para túneles con preconditionamiento por tronadura.	100
Ilustración 77: Profundidad de falla máxima para túneles con preconditionamiento por tronadura y soporte.	100
Ilustración 78: Eventos de estallidos de rocas según GSI y medidas de mitigación.	101
Ilustración 79: Profundidades de falla máxima para túneles sin medida de mitigación de estallidos de rocas.....	102
Ilustración 80: Profundidad de falla máxima para túneles con soporte.....	103
Ilustración 81: Profundidad de falla máxima para túneles con preconditionamiento por tronadura.	103
Ilustración 82: Profundidad de falla máxima para túneles con preconditionamiento por tronadura y soporte.	104
Ilustración 83: Comparación entre límites de Spalling para las distintas medidas de mitigación de estallidos de rocas.	106
Ilustración 84: Comparación entre límites de perturbación para las distintas medidas de mitigación de estallidos de rocas.....	106
Ilustración 85: Ocurrencia de estallidos de rocas y niveles de riesgo.	108
Ilustración 86: Modelo de riesgo de estallidos de rocas para túnel sin medida de mitigación.....	110
Ilustración 87: Modelo de riesgo de estallidos de rocas para un túnel con soporte.	111
Ilustración 88: Modelo de riesgo de estallidos de rocas para túnel con preconditionamiento por tronadura.	113
Ilustración 89: Modelo de riesgo de estallidos de rocas para túnel con preconditionamiento por tronadura (PA) y soporte.	114
Ilustración 90: Comparación entre modelos de "Límite de Spalling" y "Límite de perturbación" con modelos de profundidad de falla de Martin et al (1999) y Diederichs (2007).	115
Ilustración 91: Modelos de "Límite de Spalling".	116
Ilustración 92: Modelos de "Límite de perturbación".	117
Ilustración 93: Envoltentes de falla de Hoek & Brown (2002; 2019) a escala de macizo rocoso para un UCS de 320 MPa (entorno de simulación 1).....	142
Ilustración 94: Envoltentes de falla de Hoek & Brown (2002; 2019) a escala de macizo rocoso para un UCS de 270 MPa (entorno de simulación 1).....	143
Ilustración 95: Envoltentes de falla de Hoek & Brown (2002; 2019) a escala de macizo rocoso para un UCS de 220 MPa (entorno de simulación 1).....	143
Ilustración 96: Envoltentes de falla de Hoek & Brown (2002; 2019) a escala de macizo rocoso para un UCS de 170 MPa (entorno de simulación 1).....	144
Ilustración 97: Envoltentes de falla de Hoek & Brown (2002; 2019) a escala de macizo rocoso para un UCS de 120 MPa (entorno de simulación 1).....	144
Ilustración 98: Envoltentes de falla de Hoek & Brown (2002; 2019) a escala de macizo rocoso para un UCS de 320 MPa (entorno de simulación 2).....	145
Ilustración 99: Envoltentes de falla de Hoek & Brown (2002; 2019) a escala de macizo rocoso para un UCS de 270 MPa (entorno de simulación 2).....	146



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas

“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Índice

Ilustración 100: Envoltentes de falla de Hoek & Brown (2002; 2019) a escala de macizo rocoso para un UCS de 220 MPa (entorno de simulación 2).....	146
Ilustración 101: Envoltentes de falla de Hoek & Brown (2002; 2019) a escala de macizo rocoso para un UCS de 170 MPa (entorno de simulación 2).....	147
Ilustración 102: Envoltentes de falla de Hoek & Brown (2002; 2019) a escala de macizo rocoso para un UCS de 120 MPa (entorno de simulación 2).....	147

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Descripción de términos.....	5
Tabla 2: Metodologías de análisis y modelos empleados para el desarrollo del modelo de riesgo de estallido de rocas.	4
Tabla 3: Parámetros criterio de falla de Hoek & Brown para roca intacta y macizo rocoso.	11
Tabla 4: Principales riesgos en túneles y sus características.....	18
Tabla 5: Mecanismos de estallidos de rocas e indicadores primarios de la severidad del daño.....	23
Tabla 6: Descripción de mecanismos de falla frágil.	25
Tabla 7: Potencial de estallidos de rocas según densidad de energía de deformación.....	33
Tabla 8: Peligro potencial de estallido BHP.	37
Tabla 9: Severidad de Spalling/estallido de rocas en función del índice de daño DI y la relación $\sigma_{\text{máx}}/\text{CI}$	38
Tabla 10: Intensidad de los estallidos de rocas según índice RS.	39
Tabla 11: Parámetros de resistencia máxima y residual contemplados en el “Enfoque DISL”.	41
Tabla 12: Propiedades de los entornos de simulación.....	68
Tabla 13: Propiedades de roca intacta andesita.....	69
Tabla 14: Propiedades resistentes y de deformación consideradas.....	69
Tabla 15: Propiedades de resistencia y deformación máximas del macizo ($\sigma_{ci} = 320 \text{ MPa}$).....	71
Tabla 16: Propiedades residuales del macizo rocoso para un $\sigma_{ci} = 320 \text{ MPa}$	73
Tabla 17: Ejemplo de estimación de los parámetros del “Enfoque DISL”.	74
Tabla 18: Propiedades del preacondicionamiento por tronadura.	76
Tabla 19: Datos de entrada método Convergencia-Confinamiento de Carranza-Torres.....	76
Tabla 20: Propiedades del mallado.	82
Tabla 21: Simulaciones Entorno 2 categorizadas por UCS.	97
Tabla 22: Simulaciones Entorno 2 categorizadas por GSI.....	101
Tabla 23: Resumen de los modelos generados para túneles con y sin medidas de mitigación.	105
Tabla 24: Niveles de riesgo de estallidos de rocas.....	107
Tabla 25: Potencial de estallidos de rocas según densidad de energía de deformación.....	121
Tabla 26: Propiedades del entorno de simulación 1 para un UCS de 320 MPa.....	128
Tabla 27: Propiedades del entorno de simulación 1 para un UCS de 270 MPa.....	129
Tabla 28: Propiedades del entorno de simulación 1 para un UCS de 220 MPa.....	130
Tabla 29: Propiedades del entorno de simulación 1 para un UCS de 170 MPa.....	132
Tabla 30: Propiedades del entorno de simulación 1 para un UCS de 120 MPa.....	133
Tabla 31: Propiedades del entorno de simulación 2 para un UCS de 320 MPa.....	135
Tabla 32: Propiedades del entorno de simulación 2 para un UCS de 270 MPa.....	136
Tabla 33: Propiedades del entorno de simulación 2 para un UCS de 220 MPa.....	137



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas
de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Índice

Tabla 34: Propiedades del entorno de simulación 2 para un UCS de 170 MPa.	139
Tabla 35: Propiedades del entorno de simulación 2 para un UCS de 120 MPa.	140
Tabla 36: Eventos y ocurrencia de estallidos de rocas según categoría de UCS.	148
Tabla 37: Límites máximos de spalling y perturbación según categoría de UCS.	148
Tabla 38: Eventos y ocurrencia de estallidos de rocas según categoría de GSI.	148
Tabla 39: Límites máximos de spalling y perturbación según categoría de UCS.	149



1 INTRODUCCIÓN

1.1 GENERAL

En los últimos años, un gran número de faenas mineras han incurrido en una profundización de sus labores ante la necesidad de alcanzar nuevas reservas, lo cual ha implicado una transición importante respecto del ambiente geomecánico en el que se emplazan sus desarrollos, enfrentándose a un macizo rocoso más competente, resistente y dominado por un entorno de altos esfuerzos. Esta realidad es transversal a otras áreas, como las de energía y obras civiles, cuyos proyectos han incursionado en estos ambientes a través de la construcción de túneles y/o cavernas a altas profundidades. Dicha transición no ha estado exenta de riesgos y peligros, el principal de ellos, los estallidos de rocas.

Los estallidos de rocas son fenómenos de falla frágil que ocurren de forma súbita, violenta y que se encuentran asociados a un evento sísmico (Kaiser et al, 1996). Físicamente, se manifiestan a través de la eyección de un determinado volumen de roca desde el frente de avance, paredes, techo o piso de una excavación subterránea. Este fenómeno tiene lugar comúnmente en excavaciones subterráneas realizadas en macizos rocosos competentes (calidad de roca buena a muy buena según índice GSI), de alta resistencia, de comportamiento frágil y que se encuentran emplazados en ambientes de altos esfuerzos.

En particular, los procesos de falla frágil, característicos de los estallidos de rocas, tienen lugar cuando la razón entre el esfuerzo principal mayor (σ_1) y la resistencia a compresión de la roca intacta (σ_c) alcanza valores $\frac{\sigma_1}{\sigma_c} \geq 0,4$ (Hoek et al, 1995). Estas condiciones se puede alcanzar producto de la concentración de esfuerzos entorno a una excavación o como consecuencia de eventos sísmicos, como los ocasionados por el deslizamiento de fallas geológicas.

Ciertamente, los estallidos de rocas implican un gran desafío y un alto riesgo para los proyectos, ya sea durante su planificación o en su ejecución, pues se ve comprometida la seguridad del personal, la estabilidad física de la labor y la continuidad operacional del proyecto. Por lo tanto, es necesario que se inviertan esfuerzos en desarrollar medidas de seguridad para hacer frente a los efectos dañinos causados por los estallidos de rocas (Konicek et al., 2011; Mitri & Saharan, 2005) y que permitan a la vez gestionar los riesgos de forma oportuna para mitigar sus impactos sobre la continuidad operacional de los proyectos.

Hoy en día, en términos de diseño se han desarrollado e implementado diversas medidas para mitigar la ocurrencia de los estallidos de rocas y sus efectos, las cuales apuntan principalmente a un preacondicionamiento del macizo rocoso (hidráulico y/o por tronaduras) y a robustecer la fortificación a través de elementos que presenten alta ductilidad (Cai, 2019).

En términos de análisis de estabilidad física y riesgos, se consideran metodologías tanto empíricas, como analíticas y numéricas. En las últimas décadas, las metodologías numéricas han mostrado amplias ventajas sobre las empíricas y analíticas, especialmente cuando se abordan problemas con geometrías complejas que implican la interacción de una gran cantidad de variables.



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas **“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”**

Capítulo 1 - Introducción

En este estudio se emplea un método numérico de elementos finitos (FEM) para simular, modelar y analizar los procesos de falla frágil asociados a los estallidos de rocas y cuantificar el efecto que tienen las medidas de mitigación de preconditionamiento por tronaduras y soporte.

Las simulaciones se llevan a cabo a través del software RS2 (versión 11.0) de Rocscience, y contemplan un ambiente característico de este tipo de fenómenos. Los factores evaluados corresponden a las propiedades de resistencia y deformación del macizo rocoso, mecanismos de falla, esfuerzos principales, plastificación y profundidad de falla.

Para la calibración de los modelos se emplea el “Enfoque DISL” (Diederichs, 2007), el método de Convergencia-Confinamiento de Carranza-Torres (Carranza-Torres & Fairhurst, 2002) y la metodología de modelación numérica de preconditionamiento por tronadura propuesta por Tang y Mitri (2001).

La validación de los modelos generados considera una comparación con los modelos de profundidad de falla de Martin (Martin et al, 1999) y Diederichs (2018), en tanto, los niveles de riesgos se definen en función de un índice de competencia que contrasta las propiedades resistentes de la roca intacta con los esfuerzos in-situ.

Finalmente, los modelos generados permiten cuantificar el riesgo de estallido de rocas, intensidad y el efecto de las medidas de mitigación de preconditionamiento por tronaduras y soporte a través de dos límites definidos en función de las propiedades resistentes máximas y residuales del macizo rocoso, denominados “Límite de perturbación” y “Límite de Spalling” respectivamente.

1.2 MOTIVACIÓN

Actualmente la minería está experimentando grandes cambios y desafíos en cuanto al ambiente geomecánico al que se enfrenta, producto de la profundización de sus yacimientos, lo cual ha implicado desarrollar labores en ambientes de altos esfuerzos y con un macizo rocoso mucho más competente y resistente (roca dura). Estas condiciones han potenciado la ocurrencia de fenómenos de falla frágil en las labores mineras (túneles, galerías, cavernas, entre otras), siendo los estallidos de rocas los que representan un mayor desafío para la industria dado su carácter súbito y violento.

Los estallidos de rocas, como se ha señalado anteriormente, son fenómenos súbitos y violentos que implican la liberación de una gran cantidad de energía a través de la proyección de rocas desde las paredes, piso o techo de una excavación, lo que eventualmente puede derivar en accidentes fatales o daño a equipos, e inclusive, afectar la continuidad operacional del proyecto, por lo que resulta fundamental la apropiada gestión de este tipo de riesgo en etapas tempranas del proyecto.

Bajo esta premisa, el presente trabajo busca aumentar la seguridad de los trabajadores en terreno y resguardar la continuidad operacional de los proyectos, a través de una propuesta para la industria de una herramienta sencilla y eficiente que permite cuantificar el nivel de riesgo de estallido de rocas y el efecto que tendrán en su mitigación las medidas de preconditionamiento por tronadura y/o el uso de soporte.



1.3 OBJETIVOS

Objetivo general:

- Desarrollar una herramienta práctica que permita evaluar los riesgos de estallidos de rocas y el efecto que tienen las principales medidas de mitigación empleadas en la industria minera y civil.

Objetivo específico:

- Modelar, analizar y caracterizar el proceso de falla frágil implicado en los estallidos de rocas.
- Modelar, analizar y cuantificar el efecto que tiene el uso de soporte y preacondicionamiento por tronadura en la mitigación de estallidos de rocas.
- Constituir un modelo de riesgo de estallidos de rocas.

1.4 ALCANCES

El diseño y construcción de excavaciones subterráneas conlleva importantes desafíos en cuanto a gestión de riesgos y costos, lo que ha motivado a los profesionales del área a proponer diferentes modelos empíricos, analíticos y algunos modelos numéricos para precisar el tipo y nivel de riesgo presente en una excavación en función de la resistencia del macizo rocoso, resistencia de las estructuras, estado de esfuerzos in situ, entre otros parámetros.

Russo (2014), postula que existen cuatro tipos de riesgos relevantes de considerar al momento de evaluar la estabilidad física de una excavación, ya sea esta civil, minera u de otro tipo. Estos riesgos se definen por la calidad geoestructural del macizo rocoso, cuantificada comúnmente por algún índice de calidad geotécnica (GSI, RMR u otro), y la razón entre los esfuerzos in-situ y la resistencia del macizo rocoso, como se puede apreciar en la Ilustración 1.

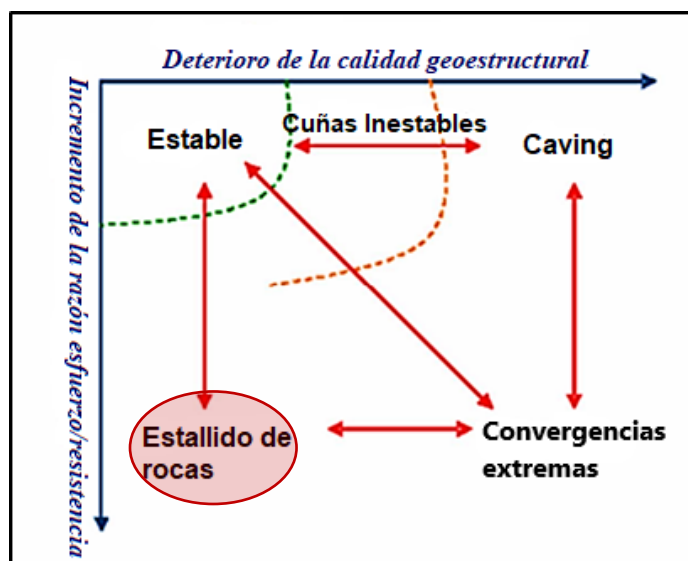
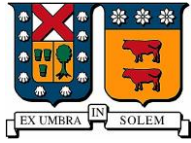


Ilustración 1: Principales mecanismos de falla en excavaciones subterráneas.

Fuente: Modificado desde Russo, 2014.



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 1 - Introducción

El presente trabajo comprende el estudio del fenómeno de estallidos de rocas, también denominado en algunas ocasiones como “Spalling” (Palmström, 1995), y el efecto que tienen sobre él las medidas de mitigación de preacondicionamiento por tronadura y soporte. El estudio se sustenta en la aplicación integral de modelos empíricos, analíticos y numéricos, obteniendo como producto principal un modelo de riesgo de estallidos de rocas y modelos que cuantifican el efecto de medidas de mitigación.

En la Tabla 2 se detalla los modelos considerados en este estudio, así como su aplicación directa para efectos de las modelaciones realizadas.

Tabla 2: Metodologías de análisis y modelos empleados para el desarrollo del modelo de riesgo de estallido de rocas.

Metodologías de Análisis	Modelo	Aplicación
Empíricas	Profundidad de falla de Martin (1999).	Validación del modelo de riesgos.
	Criterios de falla de Hoek & Brown (2002, 2019).	Modelo constitutivo para estimar las propiedades de resistencia y deformación de los materiales.
Analíticas	Método de Convergencia-Confinamiento (Carranza-Torres & Fairhurst, 2002).	Modelar el efecto causado por el soporte.
Numéricas	Método de Elementos Finitos a través del software RS2 de Rocscience.	Modelación numérica.
	Enfoque DISL (Diederichs, 2007; Perras & Diederichs, 2016; Diederichs, 2018).	Modelación de falla frágil.
	Modelación numérica del preacondicionamiento por tronaduras según Tang y Mitri (2001).	Modelación del preacondicionamiento por tronaduras.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

2 MARCO TEORICO

2.1 MACIZO ROCOSO

González de Vallejo (2002) define como macizo rocoso al conjunto de los bloques de matriz rocosa y de las discontinuidades de diverso tipo que afectan al medio rocoso. Mecánicamente, los macizos rocosos son medios discontinuos, anisótropos y heterogéneos, de forma práctica, pueden considerarse que presentan una resistencia a la tracción nula. Karzulovic (2001) define al macizo rocoso como aquel volumen de roca que se encuentra total o parcialmente interceptado por estructuras geológicas. Estas estructuras definen numerosos bloques que en su conjunto conforman el macizo rocoso.

Ambos autores coinciden en que el macizo rocoso es un medio discreto, cuyas unidades corresponden a bloques delimitados por discontinuidades (estructuras geológicas). El comportamiento del macizo rocoso generalmente es complejo al ser un medio discontinuo, anisótropo y heterogéneo, sin embargo, generalmente se realizan simplificaciones para facilitar su análisis, considerándose como un medio continuo, isotrópico y homogéneo.

En la Ilustración 2 se presenta el proceso de transición desde roca intacta a macizo rocoso según las consideraciones del criterio de falla de Hoek y Brown (2019). Según la escala considerada en el estudio, el macizo rocoso puede incluir una o más familias de estructuras, a este fenómeno se le denomina comúnmente “Efecto Escala”.

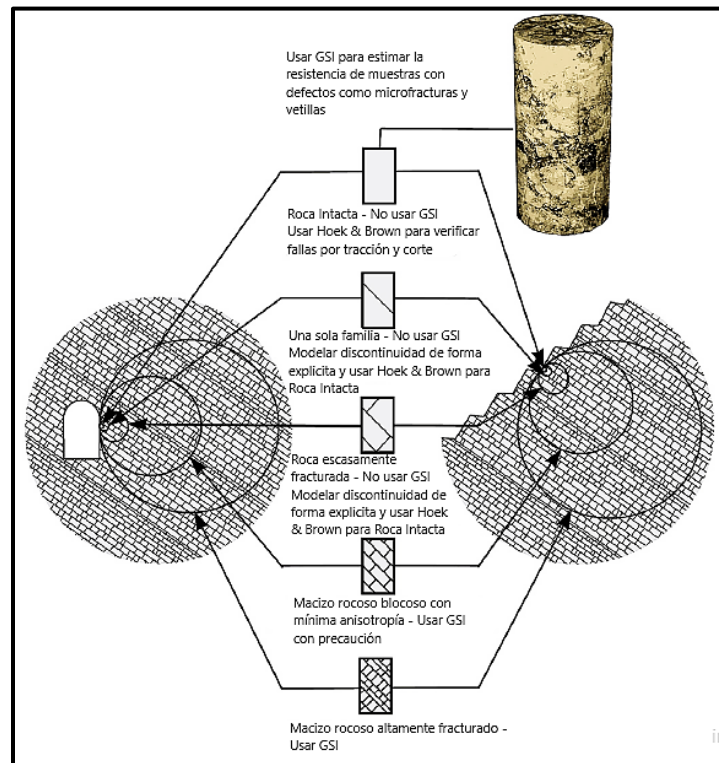


Ilustración 2: Transición entre roca intacta y macizo rocoso.
Fuente: Modificado desde Hoek & Brown, 2019.

Cabe destacar que la roca intacta o matriz rocosa a escala microscópica, e incluso de probeta de laboratorio, también presenta un carácter discontinuo, anisótropo y heterogéneo debido a la presencia de planos de laminación, microfisuras, orientación preferente de minerales, entre otros. No obstante, desde el punto de vista geotécnico, en muchas de las aplicaciones de la mecánica de rocas los bloques de roca intacta se consideran homogéneos e isotrópicos en relación con el macizo rocoso en su conjunto.

En la Ilustración 3 se muestran algunos de los factores geológicos más importantes que caracterizan e influyen en el comportamiento del macizo rocoso

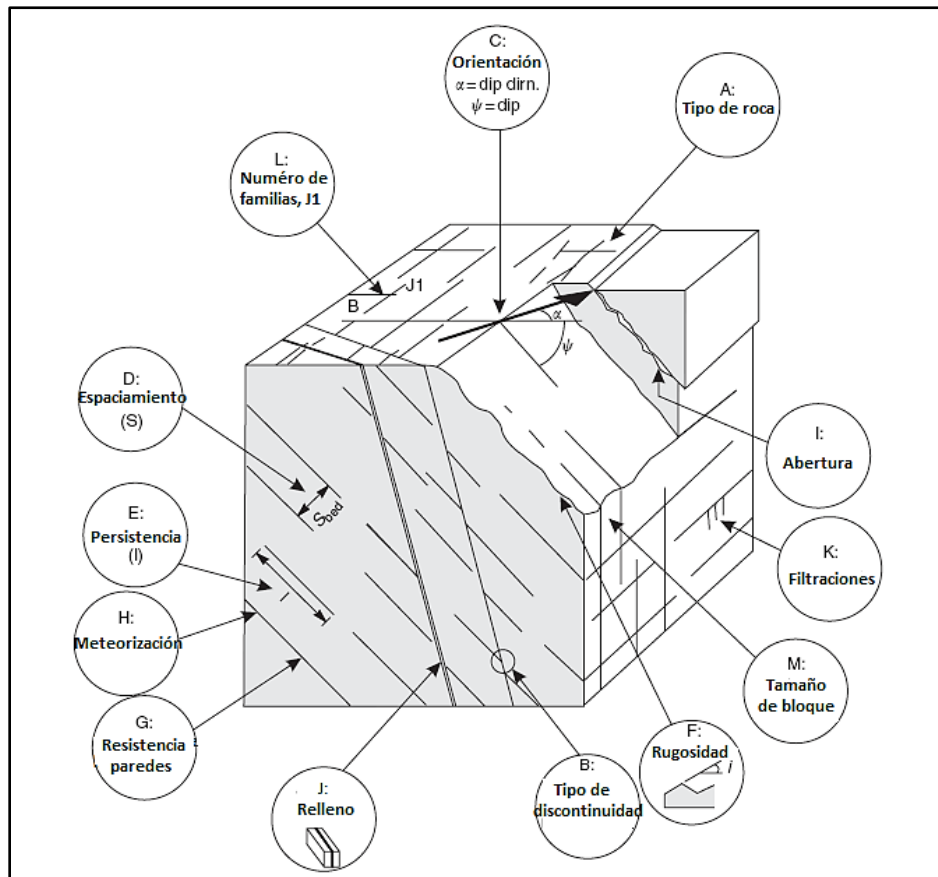


Ilustración 3: Principales características del macizo rocoso.

Fuente: Modificado desde Wyllie & Mah, 2005.

Las propiedades resistentes y deformaciones del macizo estarán condicionadas por las propiedades de sus componentes (bloques de roca intacta, discontinuidades, entre otros). Sin embargo, también influirán las condiciones del entorno, como el estado tensional in-situ, hidrogeología, entre otros. Por lo tanto, para definir de forma acabada el comportamiento de un macizo rocoso es necesario precisar:

1. Propiedades de la roca intacta
2. Propiedades de las discontinuidades
3. Propiedades del entorno: estado tensional, otros (estructuras geológicas, meteorización, condiciones hidrogeológicas y factores geoambientales).



2.1.1 Clasificación de los macizos rocosos

Desde comienzos de los años 70 se ha extendido el uso de sistemas de calificación y clasificación geotécnica del macizo rocoso ante la necesidad de mejorar la calidad de la investigación en terreno, proveer información cuantitativa para el diseño, permitir al ingeniero un juicio más objetivo y una comunicación efectiva con sus pares.

Estos sistemas se caracterizan por un índice de calidad geotécnica, el cual, a través de la evaluación de distintos parámetros en el macizo rocoso permite calificarlo (puntuación) y clasificarlo dentro de alguna categoría que mide su calidad geotécnica.

2.1.1.1 Comentarios generales sobre los sistemas de clasificación

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

1. Sistema de Laubscher o calificación del macizo según los índices RMR y MRMR (Laubscher, 1975).
2. Sistema de Barton o calificación del macizo rocoso según índice Q (Barton et al., 1974).
3. Sistema de Bieniawski o calificación del macizo rocoso según índice RMR (Bieniawski, 1973).
4. Método del índice de resistencia geológica, GSI (Hoek, 1994).

Salvo el GSI, 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 alguna de las siguientes propiedades:

1. Propiedades intrínsecas del macizo rocoso: comprende esencialmente una calificación de las propiedades de la roca intacta y de las discontinuidades. Karzulovic define tres parámetros para calificar las propiedades intrínsecas del macizo rocoso (Karzulovic, 2006):

- Parámetro A: La resistencia de los bloques de roca intacta que conforman el macizo rocoso, en términos de su magnitud absoluta (Bieniawski, 1973) o bien en términos de su magnitud relativa respecto al estado tensional in-situ e inducido (Barton et al, 1974). En general no se explicita si se trata de una definición en términos de esfuerzos efectivos o totales (salvo Barton et al, 1974, que define un “esfuerzo activo”), pero comúnmente se supone que se trata de esfuerzos efectivos.
- Parámetro B: La “blocosidad” del macizo rocoso, definida en forma indirecta mediante variables asociadas al grado de fracturamiento y/o espaciamiento de las estructuras del macizo rocoso.
- Parámetro C: La condición de las discontinuidades que definen los bloques y, al mismo tiempo, la condición de contacto entre estos, definida considerando una serie de variables geológicas y geotécnicas de tipo cualitativo.

2. Propiedades del entorno: Algunos índices, como el MRMR de Laubscher, incorporan las propiedades del entorno en que se desarrolla la actividad minera, como el estado tensional in-situ e inducido, la hidrogeología, entre otros parámetros.



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas

“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 2 – Marco Teórico

La gran variabilidad de estos factores y el carácter discontinuo y anisótropo de los macizos rocosos implican una gran dificultad para establecer clasificaciones geotécnicas o geomecánicas generales válidas para los diferentes tipos de macizos. Por esto la importancia de la sectorización geotécnica y la definición de unidades geotécnicas y dominios estructurales para efectos de diseño minero o análisis de estabilidad de túneles profundos.

El método del índice de resistencia geológica (GSI) se desarrolló con el propósito de escalar la resistencia del macizo rocoso, definida de acuerdo con el criterio de Hoek & Brown (2002;2019). Conforme con esto, este método solo considera los parámetros B (Blocosidad del macizo rocoso) y C (Condición de las discontinuidades) e ignora el parámetro A, ya que la resistencia de la roca es parte de la información de entrada en el criterio de Hoek- Brown.

En el presente trabajo de estudio se empleará el Índice de Resistencia Geológica (GSI) para clasificar al macizo rocoso y estimar sus propiedades resistentes y de deformación.

2.1.1.2 Índice de Resistencia Geológica GSI

El Índice de Resistencia Geológica, denotado como GSI desde sus siglas en inglés “*Geological Strength Index*”, es un sistema de caracterización de macizos rocosos que se ha desarrollado para satisfacer la necesidad de datos de entrada confiables para el análisis numérico o soluciones de forma cerrada para diseñar túneles, taludes o cimientos en rocas (Marinos et al., 2007). Su uso más práctico permite estimar las propiedades resistentes y de deformación del macizo rocoso a partir de las propiedades de la roca intacta (efecto escala).

Este índice de calidad permite que el macizo rocoso sea considerado como un medio mecánico continuo, sin perder la influencia que la geología tiene en sus propiedades mecánicas. También proporciona un método de campo para caracterizar macizos rocosos difíciles de describir (Marinos et al., 2007).

La clasificación GSI se basa en una observación cuidadosa del macizo rocoso y, por consiguiente, es esencialmente cualitativa. Este índice incorpora la estructura del macizo rocoso, definida en términos de su integridad/blocosidad, y las características geomecánicas de las superficies de discontinuidad existentes en él. Por lo tanto, el GSI combina los dos aspectos fundamentales del comportamiento de los macizos rocosos, es decir, las fracturas (tamaño y la forma de los bloques), y la resistencia al corte de las discontinuidades (Marinos et al., 2007).

En la Ilustración 4 se muestra un gráfico que permite estimar el GSI a partir de datos geológicos para un macizo rocoso blocoso. En esta tabla, cuando se considera que la resistencia al corte de las discontinuidades puede sufrir un deterioro como consecuencia de los cambios de humedad, si existe agua en las discontinuidades, debe atribuirse a la calidad de las superficies de las discontinuidades un grado inmediatamente inferior al que aparentemente poseen. Hoy en día, el GSI continúa evolucionando como el principal índice de entrada para el criterio Hoek-Brown (Marinos et al., 2007).

ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO	CONDICIONES DE LOS LABIOS DE LAS DISCONTINUIDADES				
	MUY BUENA	BUENA	MEDIA	MALA	MUY MALA
CALIDAD DECRECIENTE DE LOS LABIOS DE LAS DISCONTINUIDADES →					
 INTACTO O MASIVO Muestras intactas de roca o macizos rocosos masivos con pocas discontinuidades muy espaciadas.	90			N/A	N/A
 FORMADO POR BLOQUES Macizo rocoso consistente en bloques cúbicos delimitados por tres familias de discontinuidades, con los bloques bien encajados.	80				
 FORMADO POR MUCHOS BLOQUES Macizo rocoso formado por bloques angulares de muchas caras delimitados por cuatro o más familias de discontinuidades. Los bloques están encajados pero sólo parcialmente.	70				
 FORMADO POR MUCHOS BLOQUES, DISTORSIONADO Y BANDEADO Plegado con muchos bloques angulares formados por la intersección de muchas familias de discontinuidades. Planos de estratificación o de esquistosidad persistentes.	60				
 DESINTEGRADO Macizo rocoso muy fracturado con una mezcla de bloques angulares y redondeados débilmente encajados.	50				
 LAMINADO Y CIZALLADO Debido a la existencia de numerosos planos débiles muy próximos de esquistosidad o de cizalla, no existen bloques.	40				
	30				
	20				
	10				
	N/A	N/A			

Ilustración 4: Cuadro general para la estimación de GSI.

Fuente: Ramírez & Alejano, 2004.

El GSI por sí solo no es una herramienta de diseño de túneles, su función principal es la estimación de las propiedades del macizo rocoso. Está íntimamente ligado a la resistencia de la roca intacta y nunca debe usarse independientemente de este parámetro (Marinos et al., 2007).

Los procesos de cuantificación utilizados están relacionados con la frecuencia y orientación de las discontinuidades y se limitan a los macizos rocosos en los que estos números pueden medirse fácilmente. Estas cuantificaciones no funcionan bien en macizos perturbados tectónicamente, en los que el tejido estructural ha sido destruido. En tales macizos, los autores recomiendan el uso del enfoque cualitativo original basado en cuidadosas observaciones visuales (Marinos et al., 2007).

El sistema de cuantificación del GSI no será válido cuando el comportamiento del macizo rocoso está controlado por la resistencia de la roca intacta (cuando los bloques de roca intactas pueden fallar, la cuantificación ya no es válida).



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas

“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 2 – Marco Teórico

Una vez que se ha precisado el valor del GSI, generalmente se ingresa a algún tipo de ecuación empírica desarrollada para estimar las propiedades del macizo rocoso y realizar algún tipo de análisis numérico o solución de forma cerrada. Más adelante se revisarán aplicaciones específicas del GSI para estimar la resistencia del macizo rocoso y definir criterios de falla.

El sistema de clasificación GSI se basa en el supuesto de que el macizo rocoso contiene un número suficiente de discontinuidades orientadas "al azar" de tal manera que se comporta como un medio isotrópico homogéneo o un medio pseudo continuo.

Por lo tanto, es claro que el sistema GSI no debe aplicarse a aquellos macizos rocosos en los que existe una orientación estructural dominante claramente definida o inestabilidad gravitacional estructuralmente dependiente. Sin embargo, el criterio de Hoek-Brown y el gráfico GSI se pueden aplicar con precaución si la falla de tales macizos no está controlada por dicha anisotropía.

En macizos rocosos duros a gran profundidad (por ejemplo, 1.000 m o más), la estructura del macizo es tan tensa que su comportamiento se aproxima al de la roca intacta. En este caso, el valor GSI se aproxima a 100, por lo que su aplicación pierde sentido (Marinos et al., 2007).

El proceso de falla que controla la estabilidad de las excavaciones subterráneas en estas condiciones está dominado por el inicio y la propagación de fracturas frágiles, lo que conduce a desprendimientos, cortes y, en casos extremos, estallidos de rocas (Marinos et al., 2007). Se ha dedicado un considerable esfuerzo de investigación al estudio de estos procesos de falla frágil, como los realizados por Diederichs y otros autores (Diederichs, 2007, 2018; Perras & Diederichs, 2016; Russo, 2014; Vazaios et al., 2019), los cuales se revisarán más adelante.

2.1.2 Resistencia del macizo rocoso

Ante la necesidad de definir la resistencia del macizo rocoso y o estructuras han surgido diversos criterios de falla, gran parte de ellos empíricos. Generalmente, la resistencia del macizo rocoso es estimada a través del criterio de falla generalizado de Hoek & Brown (Hoek & Brown 1980; Hoek et al., 2002; Eberhardt, 2012; Hoek & Brown, 2019), siempre y cuando no haya un marcado control estructural. Para estimar la resistencia de estructuras es común emplear el criterio de falla de Mohr Coulomb (Labuz & Zang, 2012).

En el presente estudio se considera el criterio de falla de Hoek & Brown (2019) dado su práctico uso para escalar las propiedades de la roca intacta a macizo rocoso a través del GSI. Sus características, alcances y limitaciones se describen a continuación.

2.1.2.1 Criterio de Hoek & Brown

El criterio de falla de Hoek-Brown es una relación derivada empíricamente, que describe un aumento no lineal en la resistencia máxima σ_1 (para una roca isotrópica) al incrementar el confinamiento σ_3 . A diferencia del criterio de Mohr Coulomb, el criterio de Hoek-Brown sigue una forma parabólica como se puede apreciar en la Ilustración 5 y en la Ilustración 7, además, este criterio de falla incluye procedimientos prácticos para escalar la resistencia de la roca intacta a la

resistencia del macizo rocoso, a partir de valores de pruebas de laboratorio y observaciones de campo.

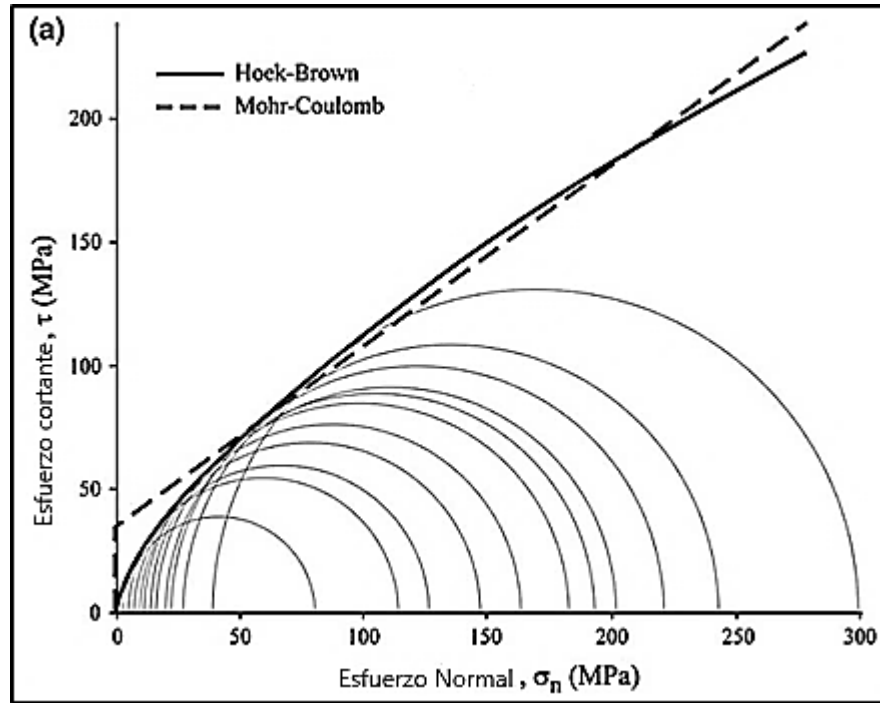


Ilustración 5: Comparación entre envolventes de falla de Mohr Coulomb y Hoek & Brown.
Fuente: Modificado desde Eberhardt, 2012.

El efecto escala es muy importante al momento de precisar el valor de las constantes m_b , s y a , siendo posible distinguir entre el criterio de falla de Hoek & Brown para roca intacta y el criterio de falla de Hoek & Brown generalizado, empleado para macizos rocosos. En la Tabla 3 se presentan las principales diferencias entre los parámetros considerados para cada uno de ellos.

Tabla 3: Parámetros criterio de falla de Hoek & Brown para roca intacta y macizo rocoso.

Criterio de falla de Hoek & Brown (2002)	Ecuación	Parámetros		
		m	a	s
Roca Intacta	$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \cdot \sigma_{ci} \cdot \sigma_3 + \sigma_{ci}^2}$	m_i propio de la roca intacta	0,5	1
Macizo rocoso	$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$	" m_b " escalado	a escalado	s escalado

Fuente: Elaboración propia, 2021.

En términos de equivalencias, el parámetro m (m_b ó m_i) es análogo a la resistencia a la fricción de la roca y el parámetro s , que es una medida de la fractura de la roca, está relacionado con la cohesión del macizo rocoso. Los valores grandes de m generan envolventes de Mohr con inclinación pronunciada y ángulos de fricción altos, como sucede generalmente para rocas frágiles; valores más bajos de m dan ángulos de fricción más bajos, como se observa para rocas más dúctiles (Hoek, 1983). Esto se presenta en la Ilustración 6. Por otro lado, la constante s varía en función de

las fracturas de la roca desde un valor máximo de uno (para roca intacta) a cero (para roca muy fracturada donde la resistencia a la tracción se ha reducido a cero).

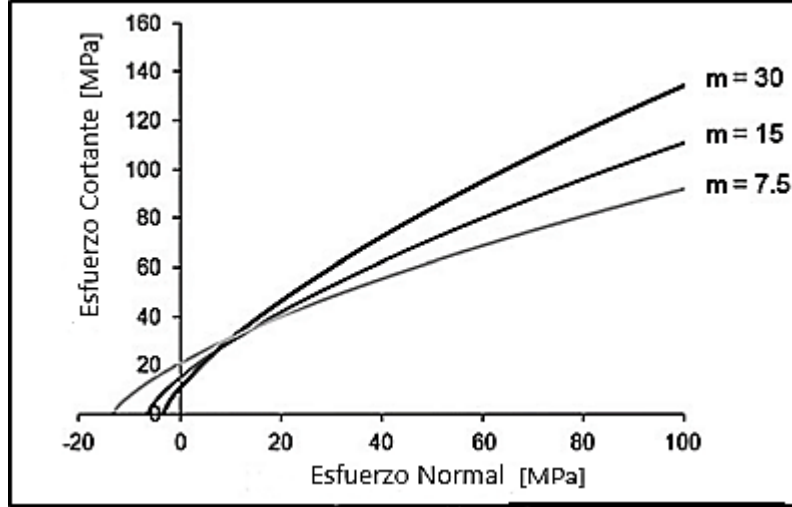


Ilustración 6: Cambio de la envolvente de falla Hoek-Brown en función del parámetro “m”

Fuente: Modificado desde Eberhardt, 2012.

El término m_b empleado en el criterio generalizado se introdujo para macizos rocosos y corresponde a un valor reducido de m_i . El valor original de m_i tras ser reevaluado se definió que en específico depende de la mineralogía, composición, tamaño de grano de la roca intacta (Hoek et al. 1992) y que puede ser estimado a partir de ensayos triaxiales de la roca intacta. El término exponencial a se agregó para abordar el sesgo del sistema hacia la roca dura y para explicar mejor el comportamiento de aquellos macizos rocosos de peor calidad al permitir que se ajuste la curvatura de la envolvente de falla, particularmente bajo esfuerzo normales muy bajos (Hoek et al. 1992). Posteriormente, se introdujo el Índice de Resistencia Geológica (GSI) vinculado a las constantes m_b , a y s , que definen la resistencia del macizo rocoso.

Hoek et al. (2002) reexaminaron las relaciones entre el GSI y las constantes m_b , a y s e introdujeron el factor de perturbación por tronadura D , para capturar la influencia del daño ocasionado por las tronaduras y la relajación de esfuerzos. Esta edición del criterio representa la última revisión importante del sistema Hoek-Brown. Las relaciones obtenidas para macizos rocosos se resumen a continuación:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (1)$$

$$m_b = m_i \cdot e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D} \right)} \quad (2)$$

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

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

$$\sigma_{crm} = \sigma_{ci} \cdot s^a \quad (5)$$

$$\sigma_{trm} = -\frac{s \cdot \sigma_{ci}}{m_b} \quad (6)$$

Donde σ_1 corresponde a la resistencia del macizo rocoso, σ_3 corresponde al confinamiento, σ_{ci} es la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta, y los parámetros m_b , s y a son constantes empíricas adimensionales que dependen de la calidad del macizo rocoso medida por el GSI, factor de perturbación por tronaduras D y del parámetro m_i que depende del tipo de roca intacta de la que se compone el macizo rocoso.

En la Ilustración 7 se presenta una comparación entre el criterio de falla de Hoek & Brown para roca intacta y para macizo rocoso, en donde se aprecia claramente una menor resistencia para este último, atribuible principalmente a las fracturas que lo definen. Por otro lado, como se puede apreciar en la Ilustración 7 el GSI se estima a partir de la tabla de Marinos (Marinos et al., 2005), cuyos detalles se discutieron anteriormente.

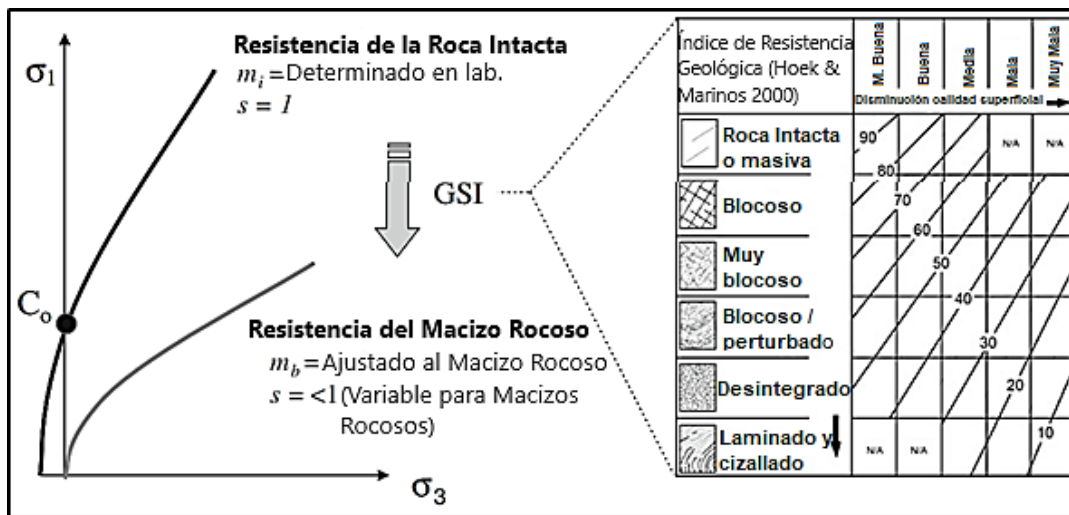


Ilustración 7: Envoltente de falla de Hoek-Brown para roca intacta y para macizo rocoso.
Fuente: Modificado desde Eberhardt, 2012.

Algunas consideraciones relevantes respecto del criterio de Hoek & Brown es que no debe usarse cuando las discontinuidades tienen una influencia significativa en la movilización de fallas y cinemáticas de fallas, por ejemplo, cuando el espacio de discontinuidad es grande en comparación con las dimensiones de la abertura subterránea o cuando se analiza una pendiente de roca y la estabilidad está mayormente gobernada por la resistencia al corte de las discontinuidades individuales. En cambio, se recomienda emplear el criterio generalizado y sus relaciones con el GSI cuando el macizo rocoso se encuentra moderado a fuertemente fracturado y su resistencia es aproximadamente isotrópica (Eberhardt, 2012a). La Ilustración 8 resume estas recomendaciones.

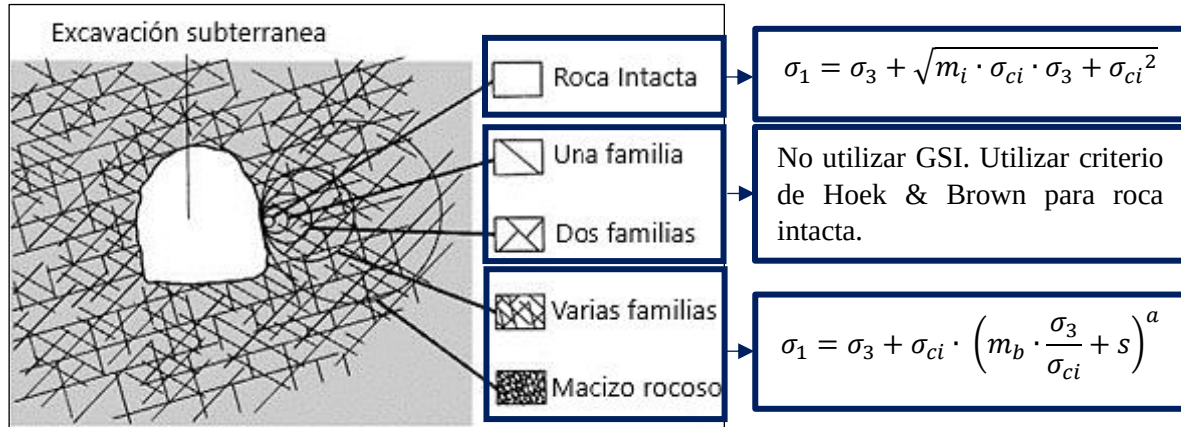


Ilustración 8: Aplicabilidad del criterio de falla de Hoek & Brown.

Fuente: Modificado desde Brady & Brown, 2005.

Como criterio de resistencia máxima para roca intacta, el criterio de Hoek-Brown tiene la ventaja de describir un aumento no lineal en la resistencia con un confinamiento creciente que concuerda con los datos de pruebas triaxiales de laboratorio que cubren una amplia gama de tipos de roca intacta. Su uso puede recomendarse para la mayoría de los tipos de rocas (ígneas, sedimentarias, metamórficas) bajo presiones de confinamiento bajas y altas. De manera similar, su uso puede recomendarse para problemas que involucren un rango variable de magnitudes de esfuerzos de confinamiento (de confinamiento bajo a muy alto). También proporciona un medio importante y directo para estimar las propiedades del macizo rocoso.

Una de las desventajas que muchos autores (por ejemplo, Takahashi y Koide 1989; Colmenares y Zoback 2002; Haimson 2006, entre otros) han destacado en el criterio de Hoek & Brown es que no contempla el esfuerzo principal medio, sin embargo, pese a este detalle, el criterio se ha mostrado sumamente sólido, lo que lo ha llevado a poseer una amplia difusión y aplicabilidad a lo largo de aproximadamente tres décadas por parte de profesionales en una variedad de proyectos de ingeniería de rocas.

2.1.3 Deformabilidad del macizo rocoso

Un gran número de autores han propuesto formulaciones empírico-analíticas para precisar el valor de las constantes elásticas a escala de macizo rocoso. Las de mayor aplicabilidad corresponden a las formulaciones que derivan del modelo empírico propuesto por Hoek & Diederichs (Hoek & Diederichs, 2006), el cual considera el módulo de Young de la roca intacta y lo escala al macizo rocoso a través del índice de calidad GSI y el parámetro de ajuste por tronaduras D. La correlación entre estas variables se presenta en la Ilustración 9.

A continuación, se presentan las principales formulaciones de deformabilidad del macizo rocoso que derivan del modelo de Hoek & Diederichs (Hoek & Diederichs, 2006).

$$E_{rm} = E_i \left(0,02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\left(\frac{60 + 15D - GSI}{11} \right)}} \right) \quad (7)$$

$$v_{rm} = 0,32 - 0,0015 \cdot GSI \quad (8)$$

$$B_{rm} = \frac{E_{rm}}{3(1 - 2 \cdot v_{rm})} \quad (9)$$

$$G_{rm} = \frac{E_{rm}}{2(1 + v_{rm})} \quad (10)$$

Donde E_{rm} , v_{rm} , G_{rm} y B_{rm} corresponden a los Módulos de Young, Poisson, Corte y Deformación Volumétrica respectivamente, para macizos rocosos.

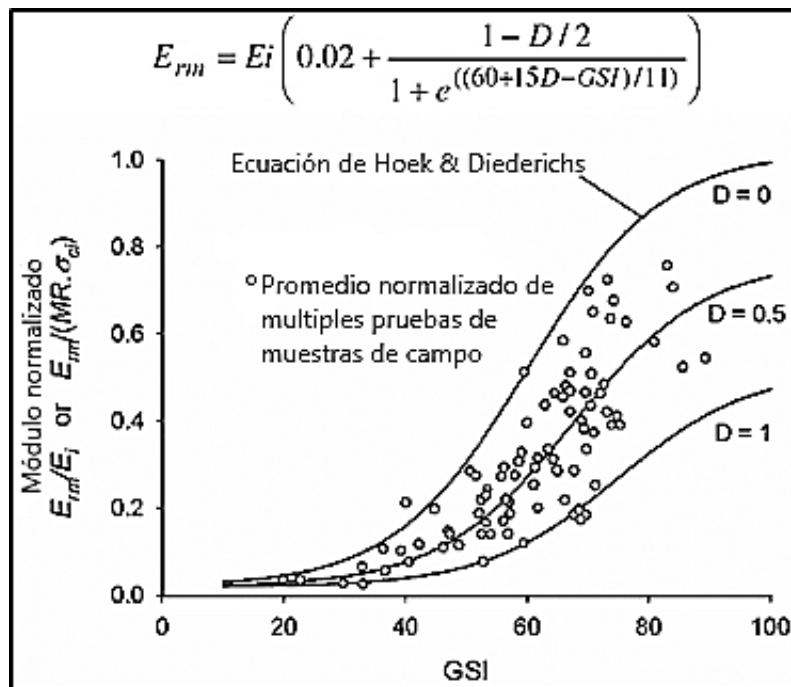


Ilustración 9: Módulo de Young para macizo rocoso.

Fuente: Modificado desde Hoek & Diederichs, 2006.

2.1.4 Propiedades residuales del macizo rocoso

Cuando un macizo rocoso frágil se ve sometido a altos esfuerzos, superiores al esfuerzo de fluencia σ_y denotado como punto A en la Ilustración 10a, sus propiedades resistentes y de deformación se ven afectadas, especialmente una vez superada la resistencia máxima, punto B en la Ilustración 10a, a partir de la cual la resistencia del macizo sufre una disminución gradual hasta alcanzar el punto C.

En la Ilustración 10b se puede apreciar como varía la resistencia de un macizo rocoso frágil a través de las distintas envolventes de falla de Hoek & Brown de resistencia máxima, posterior a la resistencia máxima y resistencia residual. Este fenómeno se atribuye esencialmente a la plastificación que sufre el macizo rocoso y a su naturaleza frágil.

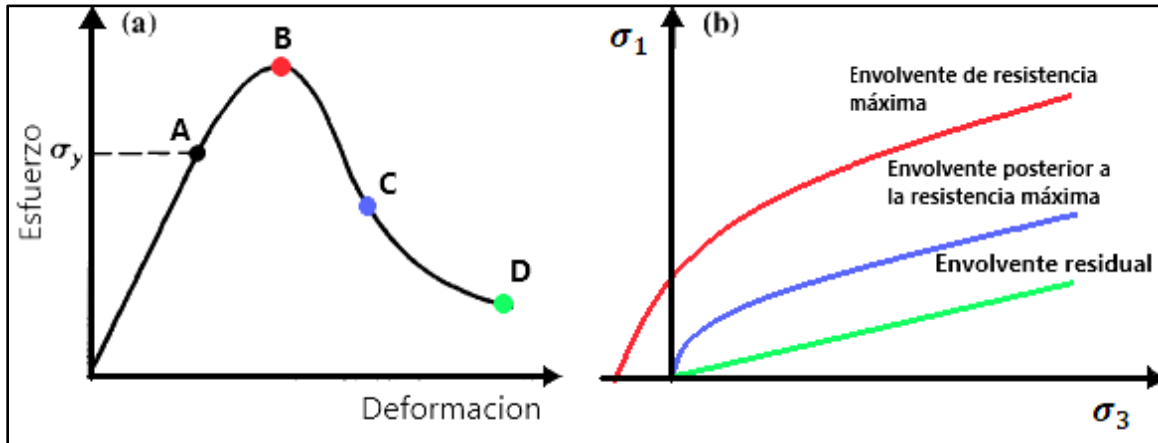


Ilustración 10: Diagrama esfuerzo-deformación y envolventes de falla para rocas frágiles.

Fuente: Modificado desde Brady & Brown, 2005.

Las propiedades de resistencia y de deformación máxima se estiman de forma convencional como se ha precisado en capítulos anteriores, es decir, a partir de algún índice de calidad del macizo rocoso que tenga correlación con ecuaciones empíricas de resistencia y deformabilidad, que para efectos de este estudio corresponde al índice GSI y el criterio de falla de Hoek & Brown (2002).

Para estimar las propiedades residuales del macizo rocoso existen distintas metodologías, algunas de ellas requieren ensayos de campo, los cuales muchas veces resultan costosos y demandan una gran cantidad de tiempo. Una alternativa viable y ampliamente aplicada en las etapas de diseño corresponde a la evaluación del $GSI_{residual}$ propuesto por Cai (Cai et al., 2007), el cual consiste en una metodología empírica que propone un ajuste al GSI medido en terreno para estimar el GSI residual (en adelante GSI_r), en base a los dos factores de control principales en el sistema GSI , volumen de bloque y el factor de condición de las discontinuidades.

Las proporciones de GSI_r y GSI de terreno dependen de los valores de este último, como se muestra en la Ilustración 11. Los casos históricos que se recopilan en la Ilustración 11 comprenden valores de GSI de terreno entre 40 y 80, y las proporciones de GSI_r/GSI varían de 0,37 a 0,51. Para macizos rocosos muy débiles, el GSI_r es igual al GSI medido en terreno. Bajo estas consideraciones, el valor de GSI_r se puede precisar a través de la siguiente ecuación empírica:

$$GSI_r = GSI \cdot e^{-0,0134 \cdot GSI} \quad (11)$$



Russo et al. (1998) sugirieron que el valor residual de GSI_r es aproximadamente un 36% del valor máximo de GSI . Esto se representa como una línea horizontal en la Ilustración 11. Se observa que su sugerencia puede subestimar los valores de GSI_r para macizos rocosos de baja calidad. Para macizos rocosos de muy buena calidad, su propuesta puede sobrestimar los valores GSI_r .

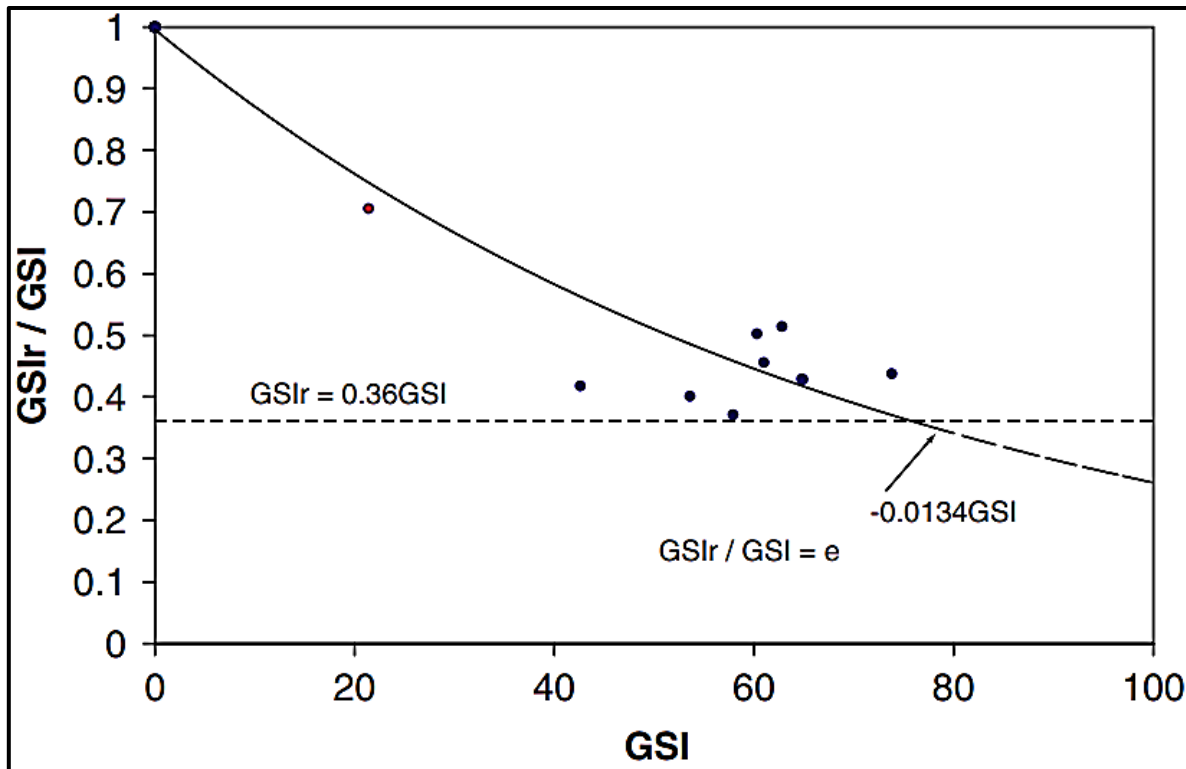


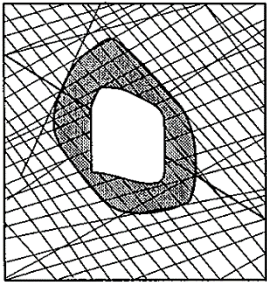
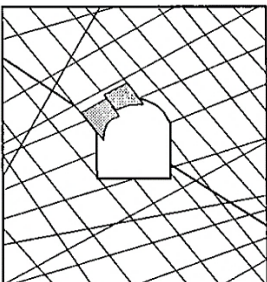
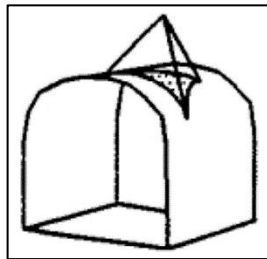
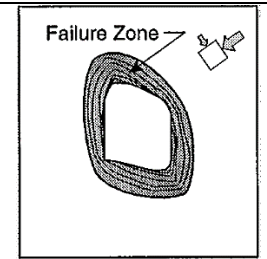
Ilustración 11: Relación entre la razón $\frac{GSI_r}{GSI}$ y GSI .

Fuente: Modificado desde Cai et al., 2007.

2.2 ESTALLIDO DE ROCAS

Como se señaló al inicio de este documento (ver Ilustración 1), es posible identificar distintos tipos de riesgos al momento de desarrollar una excavación, dependiendo ello de las propiedades resistentes y de deformación del macizo rocoso, o en su defecto, de las estructuras, y del campo de esfuerzos in situ. Los principales riesgos a los que se puede ver enfrentada una excavación según Russo (2018) corresponden a “Convergencias extremas”, “Caving”, “Cuñas” y “Estallido de rocas”, cuyas principales características se describen en la Tabla 4.

Tabla 4: Principales riesgos en túneles y sus características.

Riesgo	Características	Esquema
Convergencias Extremas	- Macizos rocosos de mala calidad, baja resistencia y alta deformabilidad como (filitas, esquistos, serpentinas, lutitas, tobas, ciertos tipos de flysch, entre otras). - Altas deformaciones (mayores a 2,5%) debido a elevados esfuerzos que generan fallas por corte en una zona extendida alrededor del túnel. - La razón de resistencia y esfuerzo in-situ del macizo rocoso es muy baja ($\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_0} < 0.3$).	
Caving	- Macizos rocosos de mala calidad (altamente fracturados). - Colapso gravitacional genérico de las porciones de menor calidad en el macizo rocoso. - Generalmente hay presencia de estructuras abiertas, las cuales ante un bajo confinamiento pueden inducir la falla o caída de bloques y propagar mecanismos de falla hacia el interior del macizo rocoso (caving a menor escala).	
Cuñas	- Macizos rocosos de buena calidad (blocosos a muy blocosos) sometidos a una condición de esfuerzos relativamente bajos. La resistencia del macizo rocoso está controlada por la resistencia al corte de las discontinuidades y debe ocurrir una falla "traslacional" (Bandis, 1997). - Deslizamiento de cuñas o fallas impulsadas por la gravedad. - La razón entre la resistencia del macizo rocoso y el esfuerzo in-situ es alta ($\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_0} > 0.6$) y las deformaciones son pequeñas ($< 1\%$).	
Estallido de rocas / "Spalling"	- Macizos rocosos de buena calidad, alta resistencia y baja deformabilidad sometidos a altos esfuerzos. - El "Spalling" no implica necesariamente un fenómeno violento (Russo, 2014), sin embargo, bajo ciertas condiciones estructurales puede evolucionar a un estallido de rocas.	

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Los fenómenos de estallidos de rocas son quizás los que representen un mayor riesgo para la seguridad de los trabajadores en terreno y para la continuidad operacional del proyecto, dado su carácter súbito y violento. Hoy en día, muchas minas subterráneas profundas e inclusive obras civiles e industriales como túneles transnacionales y proyectos de energía que han construido túneles y cavernas a gran profundidad se enfrentan a este desafío.

Como se señala en la Tabla 4, las condiciones para que tenga lugar un estallido de rocas son similares a las de un “Spalling”, con la diferencia que este último no implica necesariamente la eyección de roca. Sin embargo, es posible que un “Spalling” pueda evolucionar a un estallido de rocas si las condiciones geoestructurales lo permiten (Loew et al., 2005).

Como se puede apreciar en la Ilustración 12a, el fenómeno de “Spalling” implica fracturas de extensión paralela a los límites de la excavación, las cuales pueden ocasionar un pandeo (ver Ilustración 12b) de las paredes de la excavación, o en el más extremo de los casos, las fracturas pueden interceptar una estructura oblicua a ellas, lo que ocasionaría un estallido de rocas como se destaca en la Ilustración 12c.

Un “Spalling” puede llegar inclusive a ocasionar la falla de sistemas de soporte si su profundidad es suficiente como para generar zonas de daño controladas por mecanismos de falla de tracción y corte que ocasionen pandeo del macizo rocoso, lo cual presiona al sistema de soporte hasta que eventualmente la energía acumulada supera de forma súbita la resistencia del sistema de soporte (planchuelas, pernos, shotcrete u otro), derivando ello en un estallido de rocas.

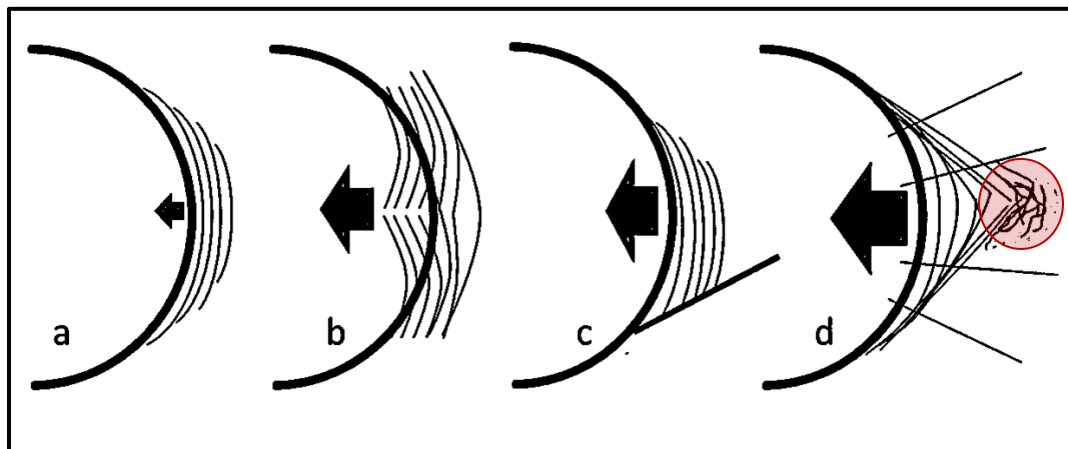


Ilustración 12: Evolución de un “Spalling” a un Estallido de Rocas.

Fuente: Modificado desde Loew et al., 2005.

Dado que el “Spalling” posee potencial para evolucionar a un estallido de rocas, surge la necesidad de precisar ese riesgo, el cual como se describió anteriormente, depende en gran medida de las condiciones geoestructurales del macizo rocoso.

A continuación, se procede a definir, describir, caracterizar y a evaluar el potencial de estallido de rocas, así como aquellas medidas que permiten su mitigación.

2.2.1 Definición

A través de los años han surgido distintas definiciones e interpretaciones del fenómeno de estallidos de rocas, Hoek (2006) define a los define como fallas explosivas de la roca que ocurren cuando se inducen altas concentraciones de esfuerzo alrededor de las excavaciones subterráneas en rocas frágiles o macizos rocosos con estructura frágil. El Kaiser et al (1996) define un estallido de roca como el daño a una excavación que ocurre de manera repentina o violenta y está asociado con un evento sísmico. Para Codelco (2018), un estallido de rocas constituye una pérdida de continuidad



del proceso de producción de la operación minera, causada por la ruptura y la proyección instantánea del macizo rocoso, asociada con un evento sísmico. El “Mine Safety & Health Administration” (1984) define los estallidos de rocas como una falla repentina y violenta de un gran volumen de roca sometido a altos esfuerzos, que resulta en la liberación instantánea de grandes cantidades de energía acumulada.

Considerando estas definiciones, se entiende que un estallido de rocas es un fenómeno de falla frágil, dinámico, súbito y que se encuentra asociado y caracterizado por un evento sísmico. La intensidad del estallido de rocas y del evento sísmico dependen de la energía que es capaz de almacenar el macizo rocoso y de su posterior liberación.

Es claro que la actividad minera genera cambios en la distribución de esfuerzos dentro del macizo rocoso, dando lugar a zonas de elevada concentración de esfuerzos y otras de baja concentración, también denominadas zonas desconfinadas o relajadas. Son las primeras las más propensas a un estallido de rocas, cuya activación y magnitud varía según su origen como se verá más adelante.

En muchas ocasiones, la sismicidad inducida es un precursor de los estallidos de rocas al añadir cantidades considerables de energía al macizo rocoso. La sismicidad inducida se caracteriza por eventos sísmicos, es decir, por una onda de deformación dinámica-transitoria causada por la activación de una falla o fractura en el macizo rocoso (Al Heib et al., 2018). Efectivamente, un evento sísmico es el sonido (vibración) del deslizamiento o ruptura de rocas. Los eventos sísmicos son la respuesta normal de un macizo rocoso ante los cambios de esfuerzos causados por la actividad minera.

Desde una perspectiva de peligro y gestión de riesgos, es importante mantener una separación entre el proceso físico de "ruptura dinámica" de la roca alrededor de un túnel (el peligro) y el impacto operativo del estallido de roca (riesgo) (Diederichs, 2018). La evaluación del peligro de ruptura dinámica es el tema de este estudio.

2.2.2 Mecanismo de falla asociado a los estallidos de rocas

Los estallidos de rocas se encuentran asociados a mecanismos de falla frágil, característicos de rocas de alta resistencia y baja ductilidad (rocas duras), es decir, rocas de una capacidad reducida de deformación plástica (o inelástica).

En este contexto, la fragilidad es una característica de muchos geomateriales en los que sus heterogeneidades naturales y condiciones de carga promueven distribuciones no homogéneas de los esfuerzos dentro de la roca, provocando fallas locales y formando progresivamente el plano de falla.

Hajiabdolmajid (2001) propuso un modelo constitutivo para definir y caracterizar el comportamiento de la resistencia de la roca durante el proceso de falla frágil. El modelo considera la dependencia de la deformación plástica respecto de los parámetros resistentes de cohesión y fricción del criterio de falla de Mohr Coulomb, el cual se presenta en la ecuación (12).

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan\phi \quad (12)$$

Donde τ corresponde a la resistencia al corte definida por la cohesión c y el ángulo de fricción interna ϕ . Tanto c como ϕ son constantes propias de cada material.

El modelo propuesto Hajiabdolmajid (2001) se esquematiza en la Ilustración 13, en la cual se puede apreciar que a medida que se aumenta la carga, ya sea en un ensayo de compresión o en torno a una excavación, la roca experimenta una pérdida de la resistencia por cohesión y un aumento de la resistencia por fricción.

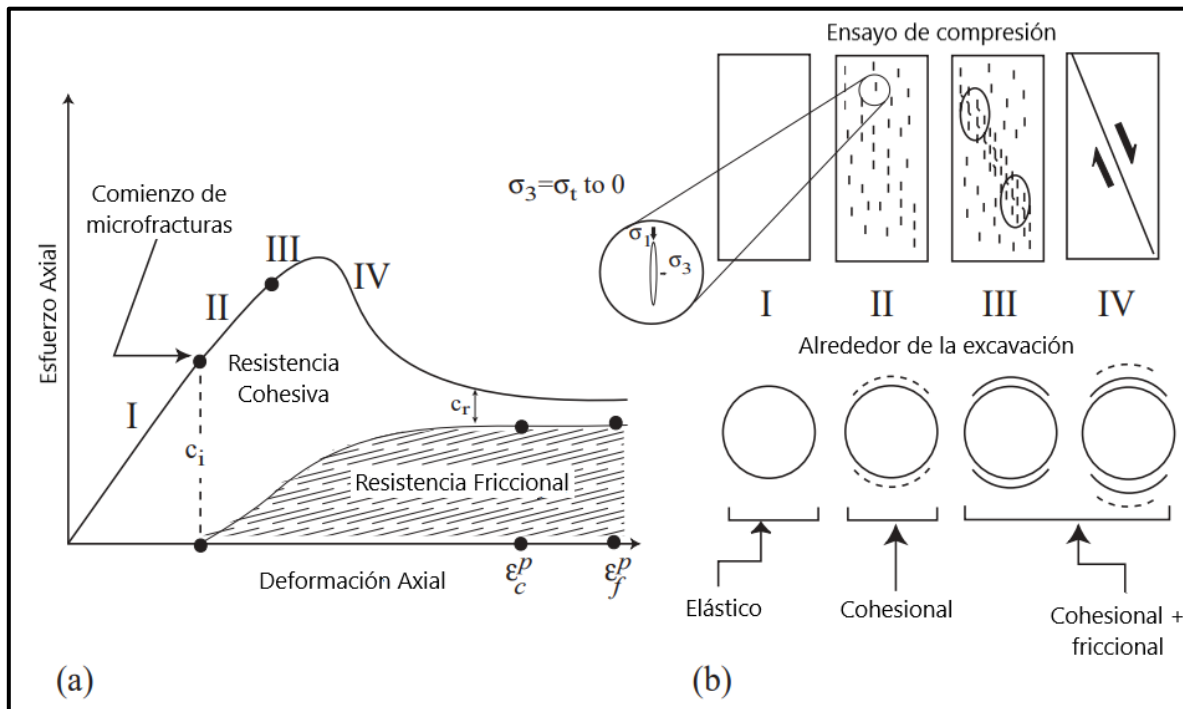


Ilustración 13: Movilización de los componentes de resistencia en el proceso de falla frágil.

Fuente: Modificado desde Hajiabdolmajid et al., 2002.

En particular, como se muestra en la Ilustración 13a, el proceso de falla inicia con la propagación de microfracturas (región II), cuyo número aumenta de forma proporcional con la carga, comenzando así a generar una “banda de corte” a medida que la carga se aproxima a la resistencia última de la roca (región III). La localización de las microfracturas y la formación de un plano de macrocizallamiento destruyen gradualmente la resistencia conferida por la cohesión (transición desde la cohesión inicial c_i a cohesión residual c_r), lo cual conduce a un control de la resistencia por la fricción (región IV). Finalmente, cuando se supera tanto la resistencia friccional como la resistencia residual de la cohesión, se genera el plano de falla.

El proceso de falla frágil en torno a un túnel también implica una movilización de la resistencia del macizo rocoso como se puede apreciar en la Ilustración 13b, esto como consecuencia del proceso descrito anteriormente.



2.2.3 Condiciones geoestructurales para la ocurrencia de estallidos de rocas

Los mecanismos que controlan la falla del macizo rocoso dependen principalmente de las propiedades resistentes y de deformación que estos posean y del campo de esfuerzos bajo el cual se encuentren. Así, por ejemplo, los macizos rocosos altamente fracturados y sometidos a altos esfuerzos tienen mayores probabilidades de fallar por corte y experimentar altas convergencias, en cambio, los macizos rocosos de una mejor calidad geotécnica y alta resistencia sometidos a esfuerzos de gran magnitud tienden a fallar por tracción y/o corte y a experimentar fenómenos de falla frágil como “Spalling” o Estallidos de rocas.

Diederichs (2018) propone un modelo empírico que permite realizar una aproximación de primer orden para estimar el mecanismo de falla de una excavación subterránea en función de las propiedades geotécnicas del macizo rocoso, cuantificada por el GSI, y las propiedades resistentes de la roca intacta, cuantificada por la razón entre la resistencia a la compresión uniaxial y la resistencia a la tracción T , como se puede apreciar en la Ilustración 14.

Para macizos rocosos de calidad regular a muy mala y razones bajas $\frac{UCS}{T}$, generalmente el mecanismo de falla predominante es el corte. Por otro lado, aquellos macizos rocosos de buena a muy buena calidad y razones altas de $\frac{UCS}{T}$, los mecanismos de falla que predominan son de naturaleza frágil, como los estallidos de rocas o “Spalling”.

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/ER	SP y Corte
15<UCS/T <20	Corte	Corte/ER	ER y Corte	ER
UCS/T >20	Corte	Corte/ER	ER	ER

Ilustración 14: Mecanismos de falla según las propiedades del macizo rocoso.

Fuente: Modificado desde Diederichs, 2018.

2.2.4 Clasificación de los estallidos de rocas

2.2.4.1 Estallidos de rocas según su intensidad

Los eventos de estallidos de rocas pueden ser clasificados en menores, moderados y mayores, según la profundidad de falla asociada al evento (Kaiser et al.,1990, 1995) como se puede apreciar en la Ilustración 15.

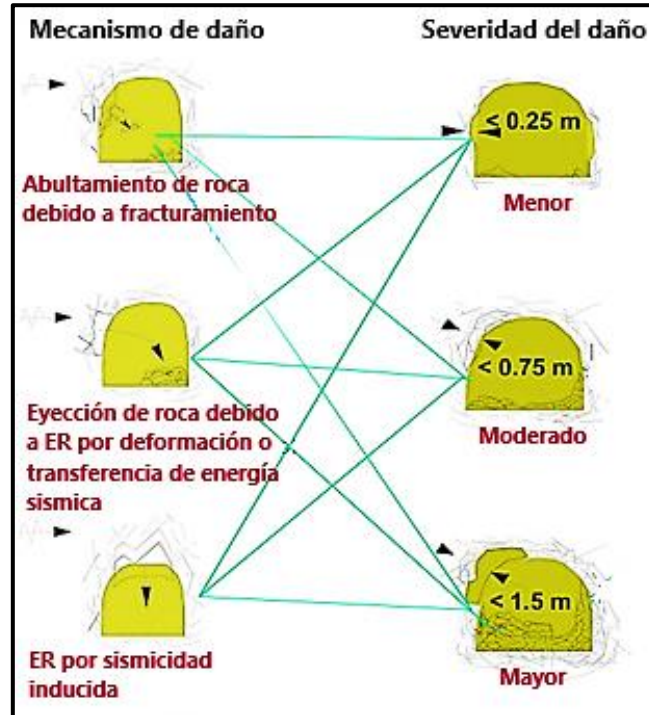


Ilustración 15: Clasificación de los estallidos de rocas en función del mecanismo y severidad del daño.

Fuente: Modificado desde Kaiser et al.,1990;1995.

Para cada mecanismo de daño se definen distintos indicadores primarios asociadas a la severidad del evento de estallidos de rocas como se puede apreciar en la Tabla 5 (Kaiser et al., 1995). Algunas de estas características corresponden a el confinamiento (esfuerzo) y a la convergencia esperada para un sistema de soporte eficiente, así como la velocidad de eyección v_e y la energía liberada durante el evento.

Tabla 5: Mecanismos de estallidos de rocas e indicadores primarios de la severidad del daño.

Mecanismo de daño	Severidad del daño	Causa del daño	Profundidad de falla [m]	Esfuerzo [KPa]	Convergencia [mm]	v_e [m/s]	Energía $\left[\frac{KJ}{m^2}\right]$
Abultamiento sin eyección	Menor	Altos esfuerzos con una baja cantidad de energía de deformación almacenada	<0,25	<7	15	<1,5	No crítico
	Moderado		<0,75	<20	30	<1,5	No crítico
	Mayor		<1,5	<50	60	<1,5	No crítico
Abultamiento con eyección	Menor	Altos esfuerzos con una importante cantidad de energía de deformación	<0,25	<7	50	1.5-3	No crítico
	Moderado		<0,75	<20	150	1.5-3	2-10
	Mayor		<1,5	<50	300	1.5-3	5-2.5



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas **“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”**

Capítulo 2 – Marco Teórico

Mecanismo de daño	Severidad del daño	Causa del daño	Profundidad de falla [m]	Esfuerzo [KPa]	Convergencia [mm]	v_e [m/s]	Energía $\left[\frac{KJ}{m^2}\right]$
		almacenada					
Expulsión por evento sísmico remoto	Menor	Trasferencia de energía sísmica a estructuras o roca fracturada	<0,25	<7	<150	>3	3-10
	Moderado		<0,75	<20	<300	>3	10-20
	Mayor		<1,5	<50	>300	>3	20-50

Fuente: Modificado desde “*Canadian Rockburst Handbook*” (Kaiser et al., 1995).

2.2.4.2 Estallidos de rocas según forma de iniciación

Los estallidos de rocas, a grandes rasgos, pueden ser clasificados en dos tipos, estallidos de rocas autoiniciados y estallidos de rocas activados remotamente (Kaiser et al., 1996). El primero se refiere al estallido de rocas que ocurre cuando los esfuerzos concentrados en el macizo rocoso exceden su resistencia, produciendo una falla inestable y violenta. En cuanto a los estallidos de rocas activados remotamente, deben su ocurrencia a eventos sísmicos remotos de magnitud relativamente grande (Li et al., 2019), los cuales añaden energía al perímetro de la excavación al punto que se logra superar la resistencia del macizo rocoso.

Según Kaiser y Cai (2018), hay tres tipos fundamentales de estallidos de rocas; estallidos de rocas por deslizamiento de fallas, estallido de pilares y estallidos de rocas por deformación. Entre ellos, los estallidos de rocas por deformación son los más frecuentes (Cai, 2019).

Los estallidos de rocas ocasionados por fuentes sísmicas generalmente están relacionados con los esfuerzos de cizalle presentes en estructuras geológicas como fallas y diques (He et al., 2012), los cuales generan eventos sísmicos que inducen mecanismos de falla frágil. Este tipo de eventos es menos común que el estallido de rocas por deformación, sin embargo, representan un mayor riesgo producto de que ocasionan eventos de falla frágil más violentos. La magnitud de los eventos sísmicos por deslizamiento de falla oscila en torno a 2,5 a 5,0 en la escala de Richter según como se puede apreciar en la Tabla 6 (Ortlepp y Stacey, 1994).

Los distintos tipos de estallidos de rocas implican la falla frágil del macizo rocoso a través de un evento dinámico, el cual involucra transformaciones de energía de deformación estática a energías de fractura y cinéticas. Esta última forma de energía es la que está asociada a la eyección del volumen de roca que ha fallado.

La eyección de roca, cuya intensidad depende principalmente de la concentración de energía de deformación estática, se llama estallidos de rocas por acumulación de energía de deformación o estallidos de rocas por deformación, y a la eyección provocada por eventos sísmicos remotos se le denomina estallido de rocas por deslizamiento de falla o estallido de rocas sísmico (Li et al., 2019). En cuanto a los estallidos de pilares definidos por Kaiser y Cai (2018), estos pueden ser categorizados dentro de alguno de los mecanismos descritos anteriormente según la naturaleza de su ocurrencia.



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas

“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 2 – Marco Teórico

En la Ilustración 16 se presentan un resumen de los distintos tipos de estallidos de rocas según el mecanismo de iniciación (Kaiser et al., 1996; Li et al., 2019).

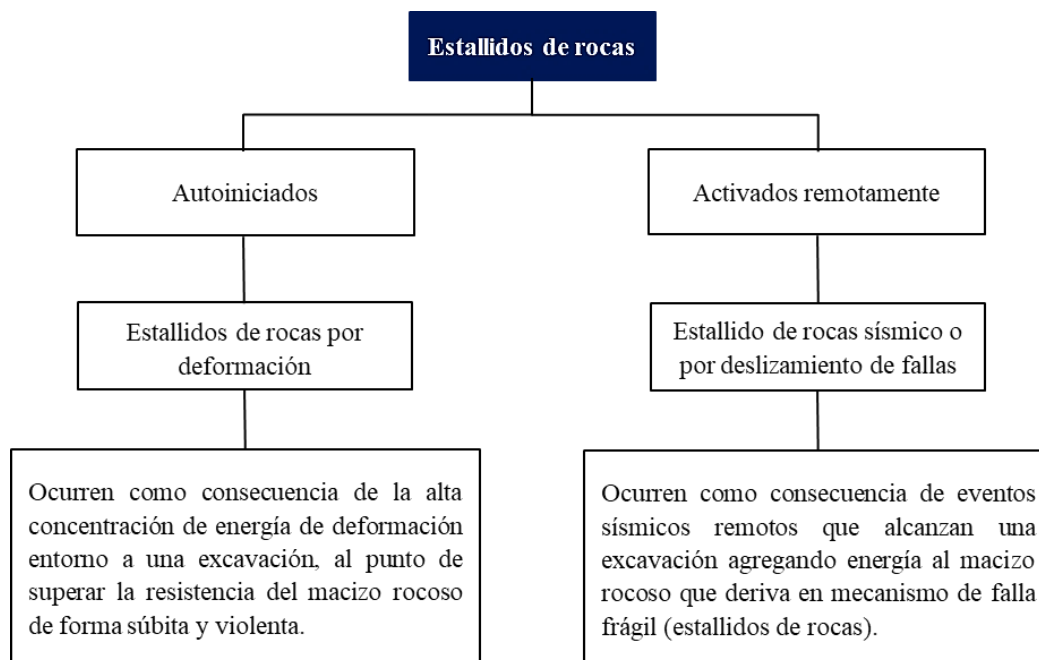


Ilustración 16: Clasificación de estallidos de rocas según forma de iniciación.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Orlepp y Stacey (1994) proponen una clasificación más rigurosa de los estallidos de rocas según el mecanismo de origen cómo es posible apreciar en la Tabla 6 donde además se precisa la magnitud Richter asociada a los eventos sísmicos que caracterizan a los distintos tipos de estallidos de rocas.

Tabla 6: Descripción de mecanismos de falla frágil.

Origen del evento sísmico	Mecanismo de origen	Primer movimiento desde el registro del evento	Magnitud Richter (ML)
Estallido de rocas por deformación	Desprendimiento superficial con violenta eyección de fragmentos	Usualmente indetectable, puede ser implosivo	-0,2-0
Pandeo	Expulsión de grandes bloques preexistentes paralelos a la superficie de la excavación	Probablemente implosivo	0-1,5
Estallido de rocas en frente de avance	Violenta expulsión de rocas desde el frente de avance en un túnel	Implosivo	1,0-2,5
Ruptura por corte	Violenta propagación de fracturas de corte	Ambiguo - fallas de corte acopladas	2,0-3,5
Estallido de rocas por deslizamiento de fallas	Repentina activación de fallas	Ambiguo - fallas de corte acopladas	2,5-5,0

Fuente: Modificado desde Orlepp & Stacey, 1994.

Para efectos de este estudio, se considera los estallidos de rocas por deformación según las definiciones de Kaiser et al (1996), Kaiser y Cai (2018) y Li et al (2019), el cual se definirá y caracterizará en mayor detalle a continuación.

2.2.5 Estallidos de rocas por deformación

Los estallidos de rocas por deformación son de naturaleza autoiniciada, es decir, el estallido ocurre en una forma repentina producto de la liberación de la energía almacenada en la roca circundante a la excavación, como se presenta en la Ilustración 17. Este tipo de eventos se encuentran en el extremo inferior del espectro de eventos violentos como se describió anteriormente en la Tabla 6 y son la forma más común de estallidos de rocas en las minas (Al Heib et al., 2018).

La ocurrencia de este tipo de estallidos de rocas depende en gran medida de la magnitud, distribución y orientación de los esfuerzos alrededor de la excavación. Según Ortlepp (1997), este tipo de estallidos de rocas solo ocurre en aquellas regiones entorno a la excavación en donde la concentración de esfuerzos es significativa (Ilustración 17) en relación a la resistencia del macizo rocoso (cajas, techo, frente de avance o piso inmediatos) y la magnitud del evento sísmico generalmente no excede los 2.5 en la escala de Richter (Al Heib et al., 2018). La concentración de esfuerzos en torno a la excavación dependerá de sus propiedades resistentes y de deformación, siendo más propensas a concentrar esfuerzos aquellas regiones de un elevado módulo de Young (Diederichs, 2018).

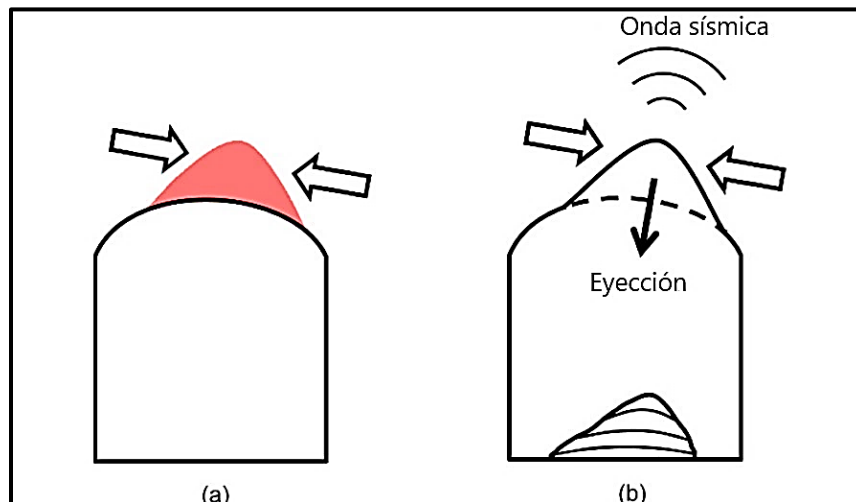


Ilustración 17: Etapas de un estallido de rocas por deformación. (a) Concentración de esfuerzos y (b) Eyección de roca.

Fuente: Modificado desde Li et al., 2019.

Los estallidos de rocas por deformación pueden ocurrir en formas de fracturamiento de roca intacta (Ilustración 18a e Ilustración 18b), pandeos (Ilustración 18c) o eyección de bloques de roca (Ilustración 18d) (Li et al., 2019). Las dos últimas formas también pueden deberse simplemente a un fuerte control estructural.

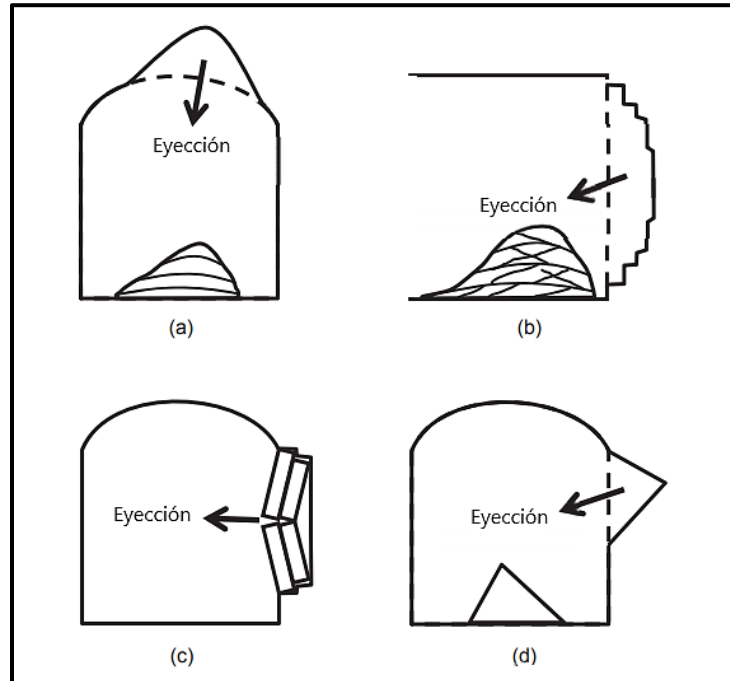


Ilustración 18: Tipos de eyección de roca durante un estallido de rocas en un túnel.

Fuente: Modificado desde Li et al., 2019.

En algunos casos, los esfuerzos concentrados en el macizo rocoso no son lo suficientemente altos como para generar el estallido de rocas por deformación, pero se encuentran muy cerca de la resistencia de la roca. Un evento sísmico minero a pequeña escala podría superponer una componente de esfuerzo adicional al estrés estático y, por lo tanto, desencadenar el estallido de rocas. La intensidad de un estallido de roca aún depende de la energía de deformación estática en el macizo rocoso. Por lo tanto, pertenece a la categoría de estallido de deformación a pesar de que se desencadena por un evento sísmico. El evento sísmico en este caso solo juega un papel desencadenante.

La intensidad (o violencia) del evento está determinada por la energía de deformación estática que es liberada durante la eyección de la roca. Por otro lado, la magnitud de los eventos de estallido de rocas por acumulación de energía de deformación es relativamente pequeña en comparación con los eventos de estallidos de rocas por deslizamiento de falla, están en el rango de $-0,2$ a $1,5$ en la escala de Richter según Ortlepp y Stacey (Ortlepp y Stacey, 1994).

Las variables implicadas en la ocurrencia de un estallido de rocas por deformación en túneles (no desencadenado por eventos remotos) son las siguientes (Diederichs, 2014):

1. Concentración de esfuerzos.
2. Desconfinamiento.
3. Almacenamiento de energía.
4. Falla frágil
5. Liberación súbita de energía
6. Relación energía y volumen.

A continuación, se describe cada una de estas variables.

2.2.5.1 Concentración de esfuerzos

Los esfuerzos in-situ generalmente se expresan como una función del peso de sobrecarga (también denominada cobertura) y la razón K , que relaciona el esfuerzo horizontal con el esfuerzo vertical. El coeficiente K depende de las condiciones del entorno geológico y generalmente se encuentra dentro de un rango de 0,5 para ambientes altamente relajados o extensionales, a valores iguales a 5 o 6 en entornos cercanos a la superficie, sin fallas, y 1,5 a 2,5 para regímenes tectónicos. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que, para condiciones de roca dura, el coeficiente K solo se usa por conveniencia ya que los esfuerzos horizontales están controlados principalmente por las fuerzas tectónicas y no por los esfuerzos de sobrecarga.

La orientación de los esfuerzos principales puede dar lugar a concentraciones esfuerzos complejas en el frente de avance de los túneles, con esfuerzos elevados fuera del plano y a lo largo de la alineación del túnel, creando una zona de sometida a un alto confinamiento a lo largo del contorno de la excavación, mientras que el núcleo del frente de avance se encuentra relajado, lo que potencia la ocurrencia de estallido de rocas (Vazaios et al., 2019).

Otro factor que contribuye a la concentración de esfuerzos son los contrastes de rigidez que presenta el macizo rocoso en el avance de la excavación. Las unidades más rígidas, menos susceptibles a la deformación, tienden a concentrar esfuerzos, en tanto, las unidades blandas y más dúctiles adyacentes a las unidades más rígidas actúan como un depósito de energía de deformación. Esto crea condiciones para una ruptura dinámica más violentas en términos de energía de deformación almacenada, aumentando el potencial de eyección de aquella roca de menor rigidez una vez que se produce la falla (Diederichs, 2018).

La Ilustración 19 se presenta la variabilidad en el estrés inducido cuando un túnel pasa a través de un terreno heterogéneo con contrastes en la rigidez. La energía se almacena en las unidades más blandas, pero se transfiere a las unidades más rígidas a medida que alcanzan el esfuerzo crítico.

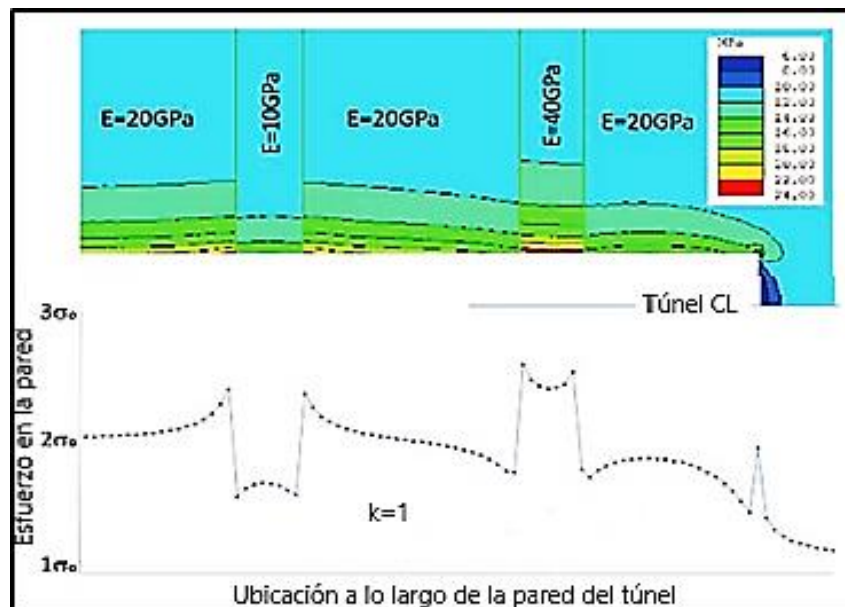
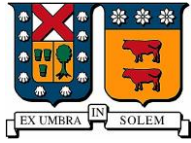


Ilustración 19: Concentración de esfuerzos en función de la rigidez del macizo rocoso.

Fuente: Modificado desde Diederichs, 2018.



Las concentraciones de esfuerzos alrededor del perímetro de un túnel pueden ser simples o complejas, dependiendo de las condiciones geológicas imperantes. El fuerza máximo (σ_{max}) al cual está puede estar sometido el perímetro de un túnel se puede precisar considerando los esfuerzos principales (σ_1 y σ_3) según la ecuación (1) para secciones circulares:

$$\sigma_{max} = 3\sigma_1 - \sigma_3 \quad (13)$$

En el caso de un esfuerzo principal mayor vertical, se pueden usar las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_{techo} = (Ak - 1) \cdot \sigma_v \quad (14)$$

$$\sigma_{pared} = (B - k) \cdot \sigma_v \quad (15)$$

Para secciones circulares se tiene que $A = B = 3$. Para una abertura cuadrada, $A = B \approx 2$ aunque los esfuerzos en las esquinas de la excavación serán más altas que las predichas en el techo o las paredes. Estas altas tensiones en las esquinas pueden crear riesgos en los lugares donde hay estratificaciones o estructuras persistentes y subparalelas o ligeramente inclinadas a la superficie de la excavación (incluida el frente de avance). Para túneles arqueados estrechos con una altura similar o ligeramente mayor que su ancho, $A \approx 3,5$ mientras $B \approx 2,5$. Para túneles más anchos (ancho mayor que la altura) se puede considerar $A \approx 2$ y $B \approx 4$ (Diederichs, 2018).

2.2.5.2 Desconfinamiento

El confinamiento corresponde al efecto causado sobre el terreno por el esfuerzo principal menor. Una alta magnitud de este esfuerzo implica un mayor confinamiento, lo que en términos prácticos se ve reflejado en una condición de estabilidad más favorable, pues la resistencia del terreno es proporcional a esta variable según lo precisado por en las ecuaciones de Hoek & Brown (ver ecuación (1)). En el caso contrario, cuando el esfuerzo principal menor es bajo, se incurre en una condición de bajo confinamiento y resistencia del terreno, pudiéndose ocasionar inclusive fallas por tracción.

El desarrollo de una excavación en el macizo rocoso genera una redistribución del campo de esfuerzos en su entorno, la cual depende en gran medida del nivel de anisotropía entre los esfuerzos in-situ. Este efecto causa zonas de alto confinamiento y zonas desconfinadas en torno a la excavación, siendo estas últimas las más propensas a fallar de forma frágil (Vazaios et al., 2019).

2.2.5.3 Almacenamiento de energía

La capacidad de un macizo rocoso para almacenar energía está asociada con su resistencia y deformabilidad, siendo el UCS el indicador más simple de almacenamiento de energía (Vazaios et al., 2019).

Una práctica común para definir la respuesta del macizo rocoso ante el desarrollo de excavaciones es graficar las rutas de esfuerzo desde la condición in-situ ubicada por delante del túnel hasta la condición de esfuerzos en sus paredes o frente de avance, como se esquematiza en la Ilustración 20. En particular, a través de las rutas de esfuerzos es posible definir la capacidad de

almacenamiento de energía y el posterior mecanismo a través del cual será liberada (“Spalling”, desprendimiento de losas o eyección de rocas).

Los macizos rocosos sometidos a un alto confinamiento tienen la capacidad de almacenar una mayor cantidad de energía de deformación, lo que conduce a un mayor potencial de estallido (Vazaios et al., 2019).

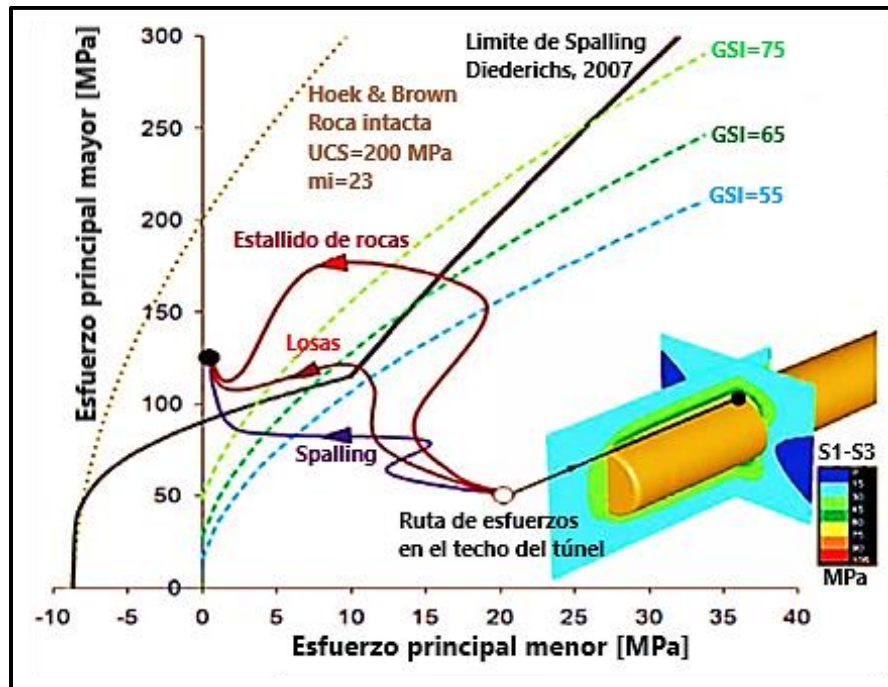


Ilustración 20: Influencia de las rutas de esfuerzos en el almacenamiento y liberación de energía.

Fuente: Modificado desde Diederichs, 2018.

2.2.5.4 Falla frágil

Para aquellos macizos rocosos masivos o moderadamente fracturados que exhiben una alta relación entre la resistencia a la compresión y a la tracción poseen un mayor potencial de generar fallas frágiles que deriven en estallidos de rocas. Generalmente, en estos casos los procesos de inicio de daño por fractura frágil comienzan cuando el esfuerzo máximo ($\sigma_{m\acute{a}x}$) en la pared de la excavación alcanza un 40% a 60% del UCS (Diederichs, 2007).

La combinación de los mecanismos de daño por tracción y la disminución del confinamiento juegan un papel importante en la falla inducida por altos esfuerzos en rocas duras a grandes profundidades (Vazaios et al., 2019). La acumulación de fracturas por tracción y/o corte conduce a una intensidad de grietas crítica a partir de la cual se produce su interacción y la eventual falla frágil del macizo rocoso, que se manifiesta físicamente a través de “Spalling”, desprendimiento de losas o un estallido de rocas (Vazaios et al., 2019).



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas “Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 2 – Marco Teórico

Un aspecto característico de los mecanismos de falla frágil son las emisiones acústicas como se puede apreciar en la Ilustración 27. Estas emisiones inician posterior al límite de inicio de daño (40 a 60% del UCS), por lo que generalmente, previo a un estallido de rocas, es posible escuchar “ruidos” o “crujidos” provenientes de las fracturas que están ocurriendo al interior del macizo rocoso.

2.2.5.5 Liberación súbita de energía

La energía liberada durante la falla frágil del macizo rocoso proviene de la concentración de esfuerzos entorno a la excavación. Aquellos macizos rocosos con un alto módulo de descarga conducen a una rápida liberación de la energía de deformación acumulada (Vazaios et al., 2019).

En términos de la geometría de la excavación, las paredes planas y frentes de avance de una excavación son más propensos a concentrar esfuerzos, y por tanto energía de deformación.

2.2.5.6 Relación energía y volumen

Las condiciones geométricas, como paredes planas de la excavación, la pérdida de perfil debido a la caída de bloques de roca y sobre-excavación por acunadura excesiva, y el exceso de longitud en el paso de avance de la excavación, pueden aumentar la velocidad y el volumen de liberación de energía (Diederichs, 2018).

Una secuencia de excavación por etapas crea un mayor número de perturbaciones más pequeñas. Esta energía liberada en forma secuencial puede anular los esfuerzos dependiente del tiempo y mejorar la capacidad de redistribución de esfuerzos del macizo rocoso (Vazaios et al., 2019).

2.3 MODELOS DE RIESGO E INTENSIDAD DE ESTALLIDOS DE ROCAS

Resulta especialmente complejo predecir el momento en que tendrá lugar un estallido de rocas por deformación dada su naturaleza súbita, sin embargo, es posible estimar con un nivel de confianza aceptable su ubicación y magnitud considerando las características del macizo rocoso y el campo de esfuerzos in-situ (Li et al., 2019). En este contexto, han surgido los modelos de riesgos como herramienta de gestión de la incertidumbre geomecánica.

En la Ilustración 21 se presentan algunos modelos de estallidos de rocas, los cuales han sido clasificados en Modelos Analíticos, Modelos Empíricos y Modelos Numéricos.

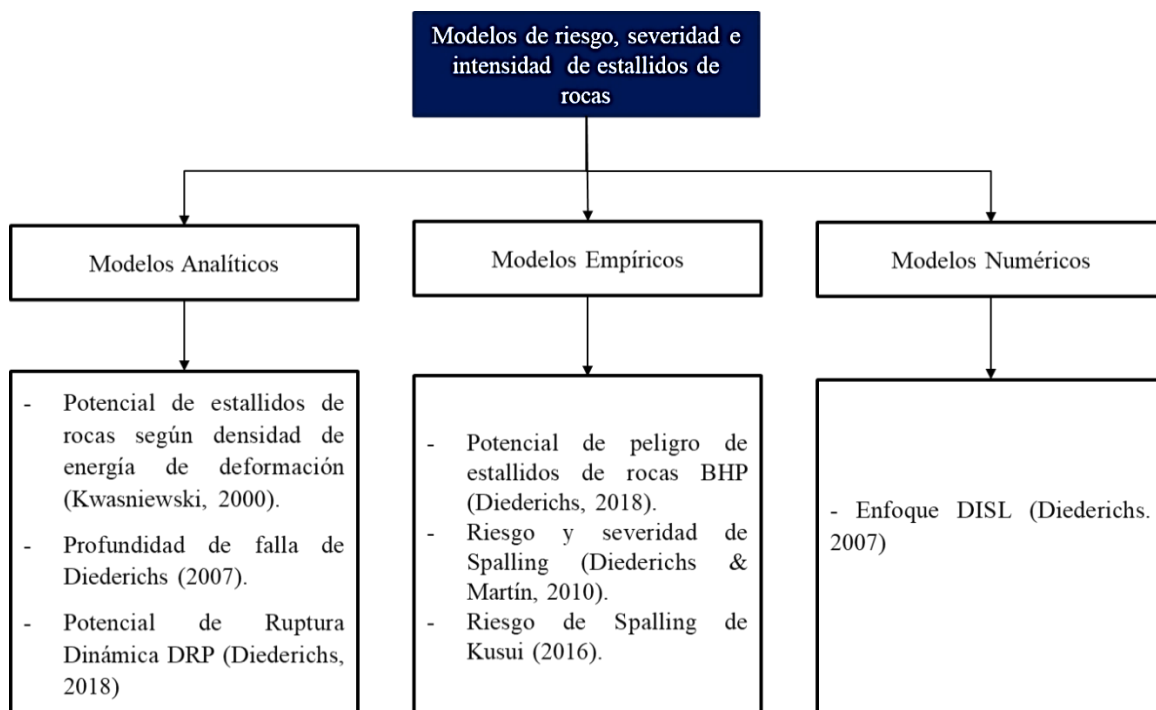


Ilustración 21: Principales modelos de riesgos de estallidos de rocas.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

A continuación, se describe los modelos presentados en la Ilustración 21.

2.3.1 Modelos Analíticos

2.3.1.1 Potencial de estallidos de rocas según densidad de energía de deformación (Kwasniewski, 2000)

Kwasniewski et al (1994) demostró que la ocurrencia de un estallido de rocas puede ser estimada considerando la energía potencial de deformación elástica PES (desde sus siglas en inglés “*Potential Energy of Elastic Strain*”) por una unidad de volumen. El valor del PES puede ser precisado como el área bajo la curva esfuerzo-deformación en descarga, tal y como se presenta en la Ilustración 22.

Bajo compresión uniaxial, la energía de deformación elástica almacenada en la muestra de roca antes de alcanzar la resistencia máxima viene dada por la ecuación (16).

$$PES = \frac{\sigma_c^2}{2 \cdot E_s} \quad (16)$$

Donde σ_c corresponde a la resistencia uniaxial de la roca intacta(MPa) y E_s es el módulo elástico tangencial de descarga (MPa).

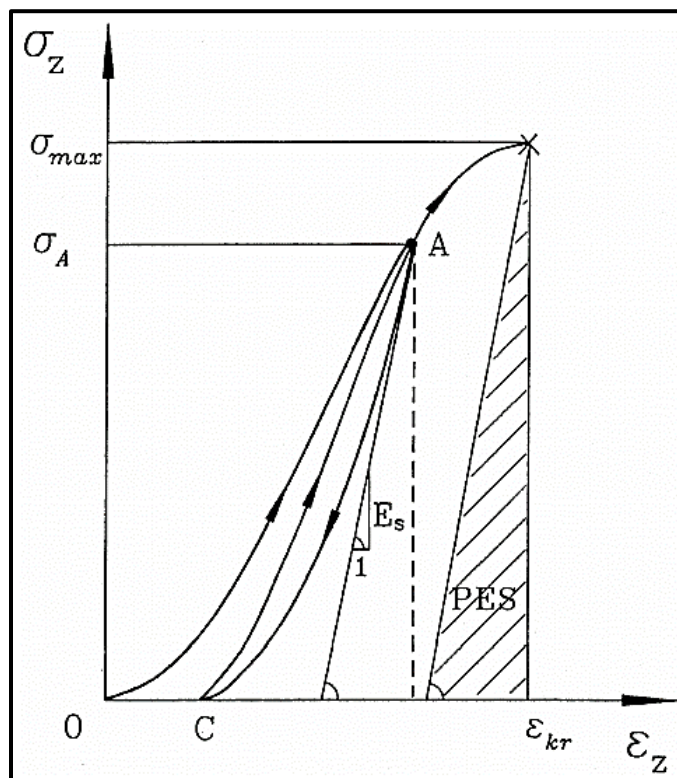


Ilustración 22: Dibujo esquemático del cálculo de la energía potencial de deformación elástica.

Fuente: Modificado desde Wang & Park, 2001.

En la Tabla 7 se presentan los distintos niveles de peligro de estallidos de rocas asociados al PES, precisados por expertos polacos (Kwasniewski, 2000).

Tabla 7: Potencial de estallidos de rocas según densidad de energía de deformación.

Densidad de energía de deformación $\left[\frac{KJ}{m^3}\right]$	Potencial de peligro de estallidos de rocas
$PES \leq 50$	Muy bajo
$50 < PES \leq 100$	Bajo
$100 < PES \leq 150$	Moderado
$150 < PES \leq 200$	Alto
$200 < PES$	Muy alto

Fuente: Modificado desde Kwasniewski, 2000.

2.3.1.2 Profundidad de falla de Diederichs (2007)

La Ilustración 23 muestra los resultados de un análisis numérico riguroso que permite estimar la profundidad máxima de falla y la extensión angular de la falla para un túnel circular. Estas funciones se obtienen mediante el enfoque de falla frágil de Diederichs (2007), utilizando un código de elementos finitos no lineales y los parámetros de resistencia máxima y residual descritos para el “Enfoque DISL” (Diederichs, 2007).



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas
de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 2 – Marco Teórico

Si bien los fundamentos de este modelo son numéricos, su aplicación se sustenta en una rigurosa metodología analítica que sigue una serie de pasos que permiten determinar la profundidad de falla de una excavación en función de los esfuerzos principales y la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta. Estos pasos se describen a continuación.

1. Estimar los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 en un plano 2D perpendicular a el túnel.
2. Estimar el umbral de daño CI para los tipos de rocas a lo largo del túnel, sino existe información se puede emplear la siguiente relación:

$$CI = 0,5 \cdot UCS \quad (17)$$

3. Estimar la razón de resistencia:

$$SR = \frac{3\sigma_1 - \sigma_3}{CI} \quad (18)$$

4. Utilizar la razón de esfuerzos principales en el plano:

$$K = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \quad (19)$$

5. Estimar los factores de calibración:

$$M = 0,4 \cdot K^{-0,27}; N = 0,65 \cdot K^{0,14} \quad (20)$$

6. Estimar la razón de ruptura:

$$BR = 1 + M(SR - 1)^N \quad (21)$$

7. Estimar la profundidad de falla:

$$D_f = BR \cdot R ; \text{ donde } R = \text{Radio del tunel} \quad (22)$$

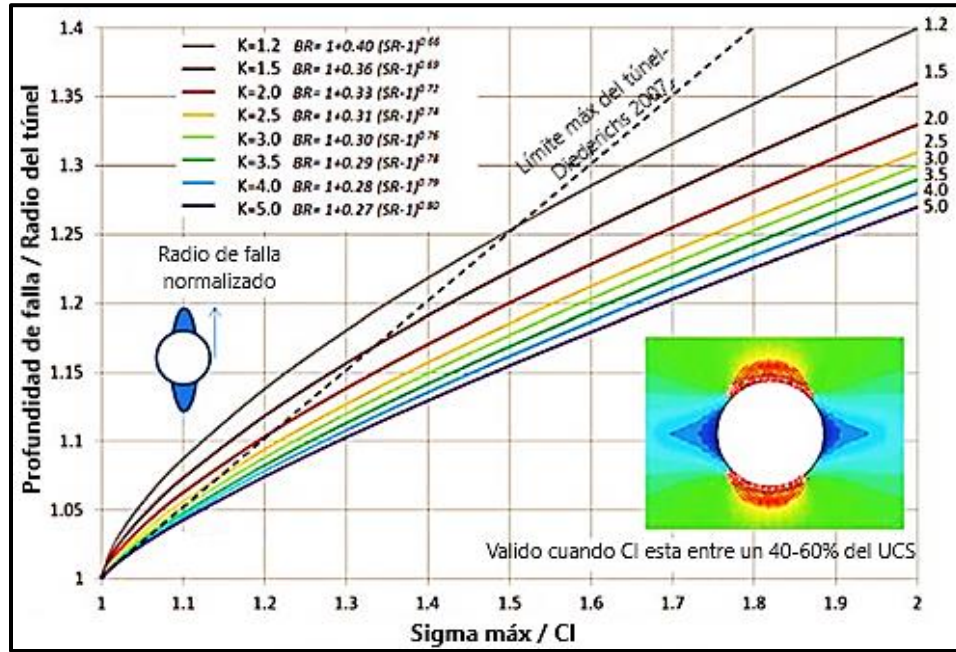


Ilustración 23: Profundidad de falla de Diederichs.

Fuente: Modificado desde Diederichs, 2018.

2.3.1.1 Potencial de Ruptura Dinámica DRP (Diederichs, 2018)

Sin considerar la heterogeneidad, la geometría y la estructura de la roca, es posible clasificarlas de acuerdo con su potencial de ruptura dinámica “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 ecuación (23), o directamente a través del gráfico presentado en la Ilustración 24.

$$DRP = \frac{UCS \cdot m_i}{1200} \quad (23)$$

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 (24).

$$m_i = \frac{UCS}{T} = 1.3 \cdot \frac{UCS}{BTS} = 3 \cdot \frac{CI}{BTS} \quad (24)$$

En la Ilustración 24 se representa gráficamente el modelo de potencial de ruptura dinámica “DRP”, identificándose seis niveles de riesgo de estallido de rocas en función de las propiedades resistentes del macizo rocoso.

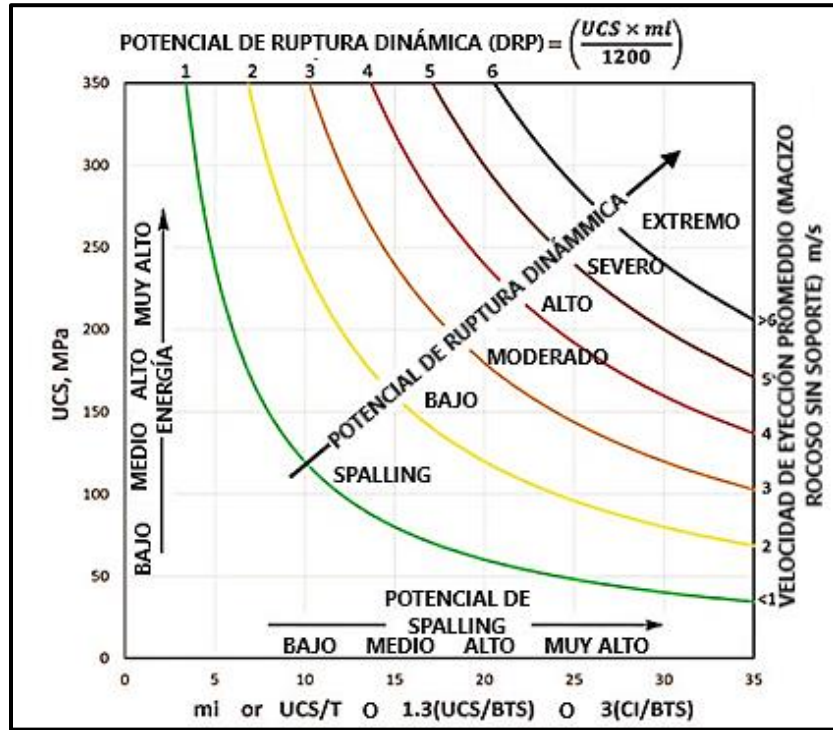


Ilustración 24: Potencial de ruptura dinámica DRP.

Fuente: Modificado desde Diederichs, 2018.

2.3.1 Modelos Empíricos

2.3.1.1 Potencial de peligro de estallidos de rocas BHP (Diederichs, 2018)

En forma adicional al modelo de potencial de ruptura dinámica “DRP” descrito anteriormente, Diederichs (2018) ha desarrollado una metodología empírica, validada con casos históricos en Chile y Perú, para evaluar el potencial peligro de estallido de rocas o “BHP” (desde sus siglas en inglés “Burst Hazard Potencial”) en una excavación en función de la profundidad de falla “ D_f ” y el “DRP”.

Para estimar el potencial peligro de estallido “BHP” Diederichs (2018) es necesario precisar la potencial profundidad de daño “DDP” y el potencial de ruptura dinámica “DRP” a partir de las ecuaciones (25) y (26) respectivamente.

$$DDP = \alpha \cdot D_f^{0.5} \quad (25)$$

$$DRP = \beta \cdot \frac{UCS \cdot m_i}{1200} \quad (26)$$

$$BHP = (DDP \cdot DRP)^{0.5} \quad (27)$$



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas **“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”**

Capítulo 2 – Marco Teórico

Las constantes empíricas α y β pueden ser estimadas para cada caso. Diederichs (2018) sugiere emplear valores de $\alpha=4,5$ y $\beta=1,0$ para ambientes tectónicos como el de Chile y Perú.

Una vez precisado el valor del parámetro “BHP” se debe recurrir a la Tabla 8 para caracterizar de forma completa el nivel de peligro asociado a la roca. Nótese que este modelo considera solo las propiedades de la roca intacta, sin embargo, es posible escalar este parámetro a nivel de macizo rocoso (Diederichs, 2018).

Tabla 8: Peligro potencial de estallido BHP.

Clase (BHP)	Nivel de peligro	Problemas
0-0.1	Bajo estrés	Sin indicaciones.
0.1-0.5	Concentración local de esfuerzos	Ruido local e intermitente.
0.5-1	Estrés constante	Constantes estallidos de esfuerzos durante varias horas después de la explosión.
1-2	Spalling	Formación de “lajamientos” visible <5 cm de grosor, con emisiones acústicas, pero una mínima energía cinética (o velocidad) desarrollándose después de la voladura y acuñado. Se detiene después de 1-3 diámetros de avance.
2-3	Ruptura dinámica menor (estallido)	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). Menos de 5 cm de convergencia. .
3-4	Ruptura dinámica moderada (estallido)	Ruido constante o fuerte con alta frecuencia de eyección, con espesores de 15–65 cm y velocidades $> 3-4 \text{ m/s}$. Energía cinética $2-14 \text{ kJ / m}^2$ y una convergencia de 5–15 cm.
4-5	Ruptura dinámica mayor o severa	Grandes volúmenes de eyección o elevación 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 $> 4 \text{ m/s}$, energía cinética entre $14-35 \text{ kJ/m}^2$ y una convergencia de 15–30 cm.
5+	Estallido extremo	Eventos muy grandes con un espesor de roca eyectada $> 85 \text{ cm}$, $> 6 \text{ m / s}$ de velocidad, energía cinética $> 35 \frac{\text{kJ}}{\text{m}^2}$ y una convergencia $> 30 \text{ cm}$. Puede ocurrir en cualquier momento.

Fuente: Modificado desde Diederichs, 2018.

2.3.1.2 Riesgo y severidad de Spalling (Diederichs & Martin, 2010)

Kaiser (Kaiser et al.,1995) y Martin (Martin et al., 1999) recopilaron observaciones empíricas que correlacionan el índice de daño DI (desde sus siglas en inglés “*Damage Index*”), cuantificado por la razón $\frac{\sigma_{\text{máx}}}{\text{CI}}$, con la profundidad de falla DoF $\left(\frac{r}{a}\right)$ a través de la ecuación (29). Esta profundidad de falla “DoF” (desde sus siglas en inglés “*Depth of Failure*”) corresponde al espesor de macizo rocoso que tiende a abultar, si ya se ha instalado un sistema de soporte efectivo, o a fallar (con o sin



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas
de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 2 – Marco Teórico

eyección de rocas), en el caso de que el soporte aún no este instalado o no es lo suficientemente dúctil para las demandas de energía.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 3\sigma_1 - \sigma_3 \quad (28)$$

$$DoF = \frac{r}{a} = 0.5 \cdot \left(\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{CI} + 1 \right) \text{ para } \sigma_{m\acute{a}x} > CI \quad (29)$$

El parámetro “CI” presente en la ecuación (29) generalmente toma valores de 0,4 a 0,5 veces el UCS y proporciona una aproximación preliminar de la extensión de la sobre-excavación, medida como una distancia radial “r” desde el centro de un túnel de radio planificado “a”.

Martin en conjunto con otros autores (Martin et al., 1999) compararon este modelo empírico con las predicciones de modelos elásticos y encontraron una correlación razonable, aunque la predicción elástica mostró una pendiente menos pronunciada, lo que indica menos daño para un esfuerzo elevado.

Posteriormente, Diederichs (Diederichs et al., 2009; 2010) incluyó a este modelo empírico una clasificación para el daño causado en la excavación, la cual comprende cuatro clases según es posible apreciar en la Tabla 9 e Ilustración 25.

Tabla 9: Severidad de Spalling/estallido de rocas en función del índice de daño DI y la relación $\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{CI}$.

Índice de daño $DI = \frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS}$	$\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{CI}$	Severidad
<0,4	<1,0	Excavación estable
0,4-0,6	1,0-1,5	“Spalling” /estallido de rocas menor
0,6-0,8	1,5-2,0	Sobre-excavación moderada
>0,8	>2,0	Sobre-excavación severa

Fuente: Modificado desde Diederichs & Martin, 2010.

Las ubicaciones de la sobre-excavación se pueden predecir fácilmente como aquellas superficies límite del túnel que son paralelas a la dirección del esfuerzo máximo ($\sigma_{m\acute{a}x}$) in situ.

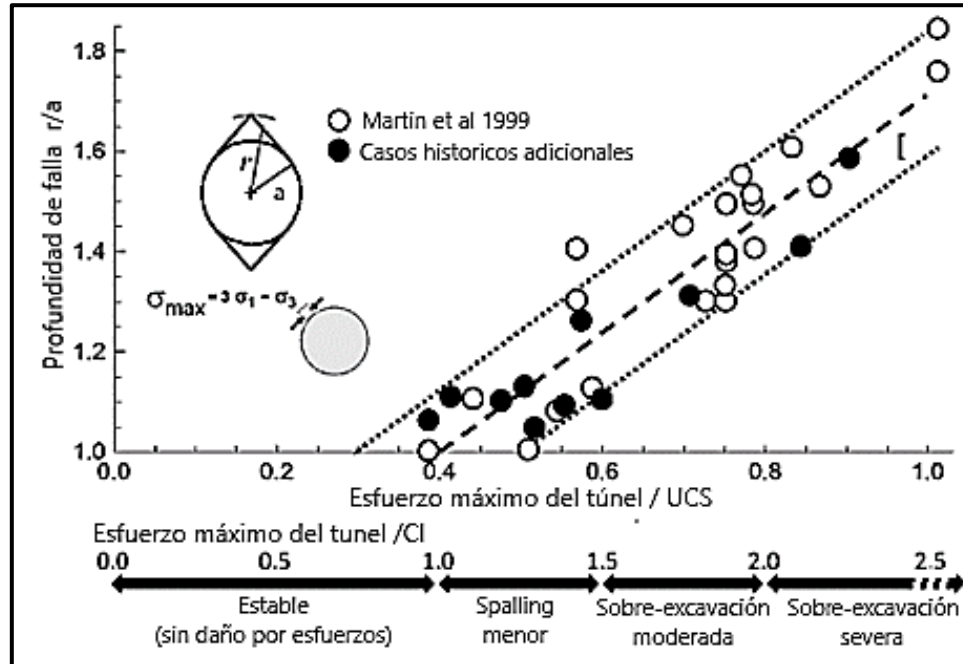


Ilustración 25: Profundidad de falla para un túnel circular y niveles de riesgo de estallidos de rocas en función de la razón $\frac{\sigma_{\max}}{C_i}$.

Fuente: Modificado desde Diederichs & Martin, 2010.

Cabe señalar, que el índice de daño “DI” puede ser interpretado también como un indicador de la intensidad de un potencial estallido de rocas según Wang y Park (2001) como se indica en la Tabla 10, en donde el índice “DI” se denomina como “RS” (desde sus siglas en inglés “Rockburst Strength”).

Tabla 10: Intensidad de los estallidos de rocas según índice RS.

$RS = \frac{\sigma_{\max}}{UCS}$	Intensidad del estallido de rocas
$RS \leq 0,3$	No hay estallido de rocas
$0,3 < RS \leq 0,5$	Estallido de rocas débil
$0,5 < RS \leq 0,7$	Estallido de rocas fuerte
$RS > 0,7$	Estallido de rocas violento

Fuente: Modificado desde Wang & Park, 2001.

2.3.1.3 Riesgo de Spalling de Kusui (2016)

Kusui (2015) demostró a partir de 14 ensayos de laboratorio que el inicio de “Spalling” o desprendimientos en una excavación pueden estimarse de manera confiable si se conoce el σ_c (UCS) del macizo y el esfuerzo tangencial máximo $\sigma_{\max}$ inducido en la superficie de la excavación. En específico, es probable que la superficie de una excavación se desprenda (“Spalling”) violentamente donde sea que la relación $\frac{\sigma_c}{\sigma_{\max}}$ de la superficie caiga por debajo del “Límite de Spalling”, como se muestra en la línea roja discontinua de la Ilustración 26. Para



aquellas rocas moderadamente resistentes (con una resistencia a la compresión por debajo de 50 MPa) no se obtuvo fallas tipo “Spalling”.

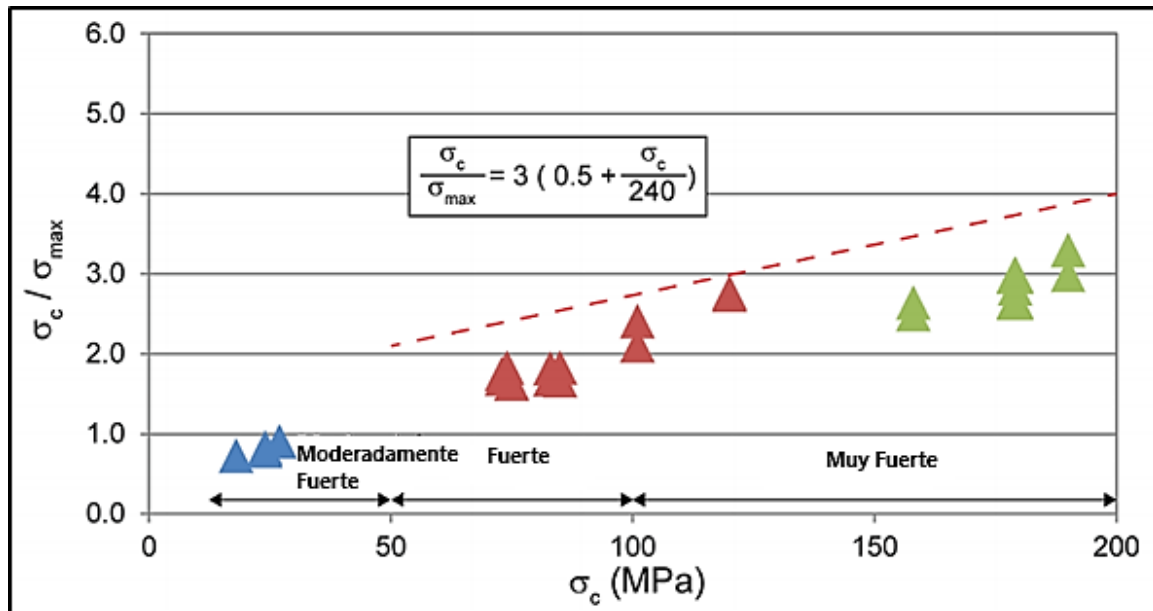


Ilustración 26: Riesgo de “Spalling” de Kusui.

Fuente: Modificado desde Kusui et al., 2016.

2.3.2 Modelos Numéricos

2.3.2.1 Enfoque DISL (Diederichs, 2007)

Diederichs (2007) desarrolló un método denominado “Enfoque DISL”, para representar el comportamiento de falla frágil utilizando la ecuación generalizada de Hoek-Brown (Hoek et al., 2002 – Ecuación (1)) como base, pero modificando el enfoque para el cálculo y la implementación de los parámetros de resistencia máxima y residual según la Tabla 11. En otras palabras, los parámetros clásicos a , s y m del criterio de Hoek & Brown se evalúan siguiendo la propuesta en la Tabla 11.

El “Enfoque DILS” requiere de los umbrales de inicio de fracturas CI (desde sus siglas en inglés “*Crack Initiation*”), resistencia a la compresión uniaxial UCS y la resistencia a la tracción T ó σ_t como propiedades de entrada desde las pruebas de laboratorio (Diederichs y Martin, 2010). El índice CI incorporado por Diederichs (2007) está correlacionado con el umbral de “Inicio de Daño”, y corresponde a aquella magnitud de esfuerzo bajo un confinamiento nulo para el cual inician las fracturas al interior del macizo rocoso, y se estima generalmente como un porcentaje del UCS (40% a 50% del UCS).

Los parámetros modificados para precisar el umbral de “inicio de daño” y “Límite de Spalling” en el macizo rocoso de acuerdo con Diederichs (2007) se muestran en la Tabla 11, donde un menor valor del parámetro m_r es característico de rocas heterogéneas.

Tabla 11: Parámetros de resistencia máxima y residual contemplados en el “Enfoque DISL”.

Método de modelación	Parámetros de resistencia máxima		Parámetros de resistencia Residual	
	Parámetro de entrada	Valor/Ecuación	Parámetro de entrada	Valor/Ecuación
DILS	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	$s_p \cdot \frac{UCS}{T}$	m_r	6 – 12

Fuente: Modificado desde Perras & Diederichs, 2016.

En términos prácticos, los parámetros de resistencia máxima del “Enfoque DISL” definen el “Límite de inicio de daño”, mientras que los parámetros de resistencia residual definen el “Límite de Spalling”. La transición entre “Límite de inicio de daño” a “Límite de Spalling” se caracteriza por un aumento progresivo del número e interacción de fracturas acompañadas por emisiones acústicas, como se puede apreciar en la Ilustración 27.

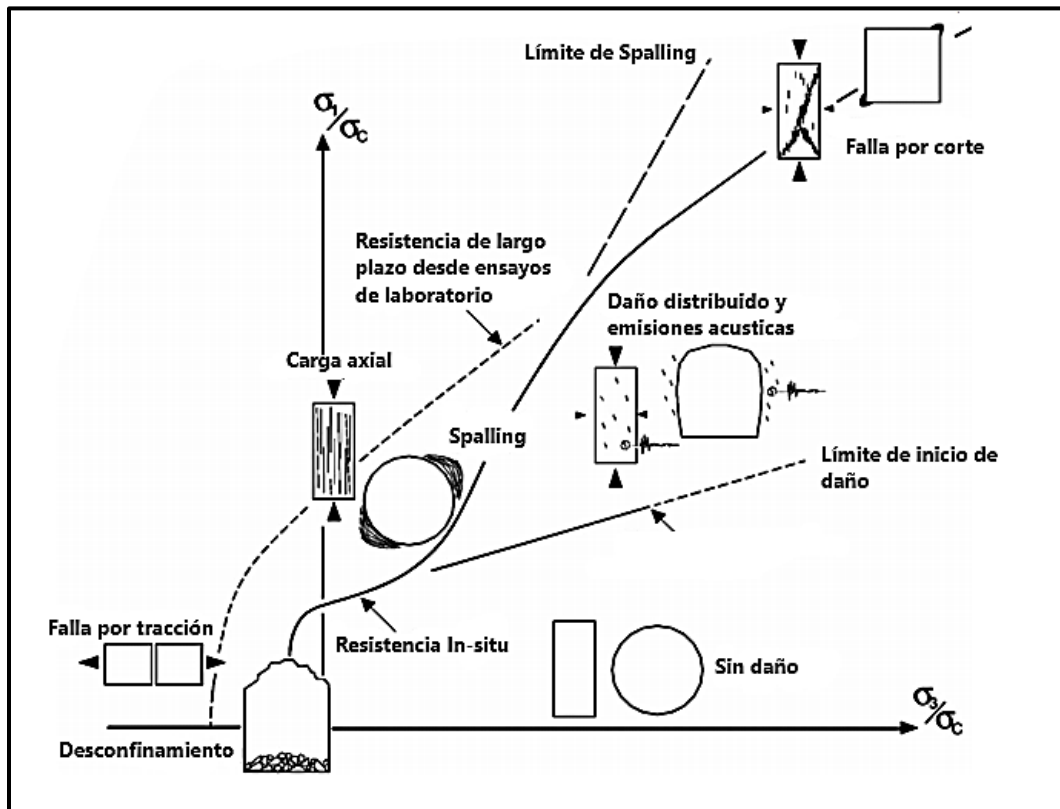


Ilustración 27: Envoltorio de falla para macizos rocosos frágiles.

Fuente: Modificado desde Diederichs, 2007.

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 que la resistencia del macizo rocoso queda definida por una fricción elevada y una pérdida de cohesión.

Aplicando los conceptos anteriores al criterio de falla de Hoek & Brown (Hoek et al., 2002), se obtiene que la pérdida de cohesión está representada por una caída en los parámetros “ s ”, mientras que la movilización por fricción está representada por un aumento en “ m ”. Por lo tanto, el límite de “Inicio de daño” está caracterizado por los parámetros de resistencia máxima, mientras que el “Límite de Spalling” queda caracterizado por los parámetros de resistencia residual.

El “Enfoque DISL” es similar al modelo de falla frágil propuesto por Hajiabdolmajid (2002; 2003), pues se logra simular el debilitamiento por deformación o comportamiento frágil para confinamientos bajos y el comportamiento de endurecimiento por deformación para confinamientos altos (Perras & Diederichs, 2016).

En la Ilustración 28 se presenta un resumen de las principales características del “Enfoque DISL” de Diederichs (2007; 2016; 2018; 2019).

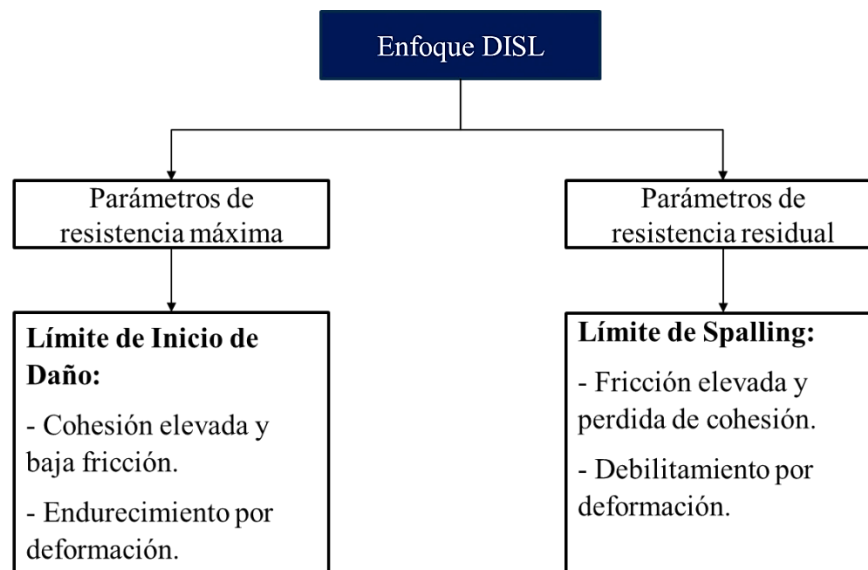


Ilustración 28: Características del “Enfoque DISL”.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

2.4 MEDIDAS DE MITIGACIÓN DE ESTALLIDOS DE ROCAS

Las medidas de mitigación de estallidos de rocas usualmente empleadas en la industria minera corresponden a preacondicionamiento del macizo rocoso (hidráulico o por tronaduras) y al uso de sistemas de soporte integrados de alta ductilidad (perno, malla, shotcrete, entre otros).

A continuación, se procede a describir y caracterizar el preacondicionamiento por tronadura, técnica que se empleará en este estudio.

2.4.1 Preacondicionamiento por tronaduras

El preacondicionamiento del macizo rocoso por tronaduras es una técnica mediante la cual se ejecutan tronaduras confinadas (sin cara libre) para fracturar la roca en aquellas regiones del macizo rocoso en donde la concentración de esfuerzos es alta. Esto permite movilizar la región de concentración de esfuerzos hacia el interior del macizo rocoso, disminuyendo con ello el riesgo de estallidos de rocas en el perímetro o frente de avance de la excavación, dependiendo ello de la forma en que sea aplicado el preacondicionamiento por tronaduras.

En la Ilustración 29 se esquematiza el efecto causado sobre el campo de esfuerzos in-situ por el preacondicionamiento por tronaduras en el frente de avance de una excavación.

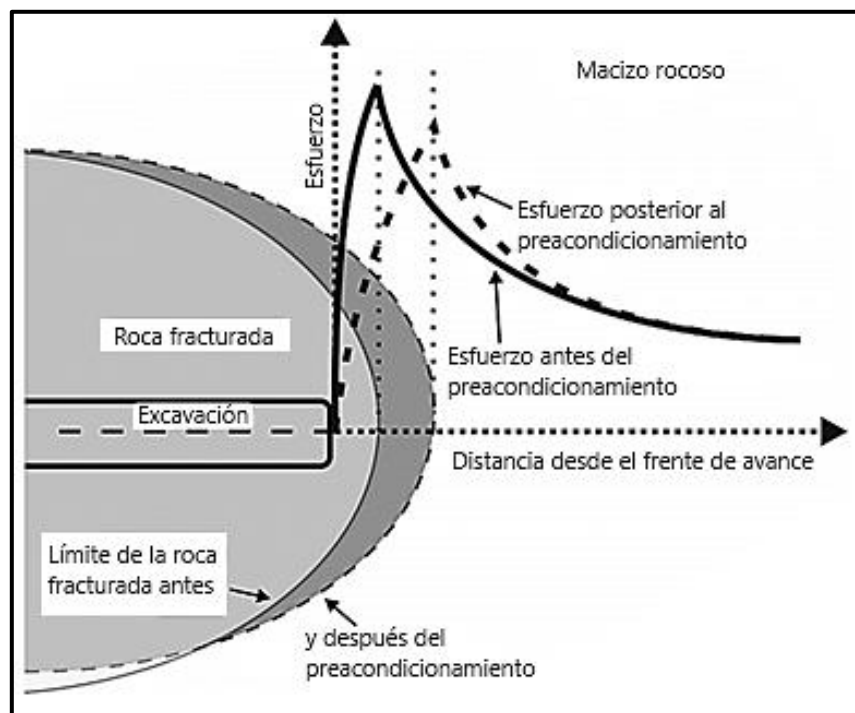


Ilustración 29: Redistribución de esfuerzos debido al preacondicionamiento.

Fuente: Modificado desde Konicek, 2018.

Las técnicas de preacondicionamiento se utilizan ampliamente en la minería subterránea (Konicek, Konecny y Ptacek, 2011; Konicek, Saharan y Mitri, 2011; Mitri y Saharan, 2005) y en obras civiles subterráneas (Mazaira y Konicek, 2015), usualmente en condiciones geomecánicas no uniformes (anisotropías en el campo de esfuerzos) con los siguiente efectos (Konicek, 2018):

- Fracturamiento del macizo rocoso (mayormente competente) para disminuir su capacidad de acumular energía de deformación, la cual puede liberarse en condiciones inadecuadas y no deseadas (estallido de rocas).
- Desplaza la zona de concentración de esfuerzos hacia el interior del macizo rocoso, creando así una barrera protectora entre la superficie de trabajo y la zona de concentración de esfuerzos, lo cual permite un avance seguro de las operaciones.
- Impacto energético de las ondas de choque en el caso de las técnicas de voladura.
- Disminución de la magnitud del campo de esfuerzos in-situ en condiciones favorables.

2.4.1.1 Consideraciones de diseño para el preacondicionamiento por tronaduras

En la Ilustración 30 se puede apreciar la secuencia del preacondicionamiento por tronadura en el avance de un túnel. El objetivo del preacondicionamiento por tronadura es siempre mantener relajado el frente de avance (o región de interés), movilizandolos esfuerzos hacia el interior del macizo rocoso. Para que esto ocurra es necesario que la longitud de las perforaciones del preacondicionamiento sean al menos el doble de la longitud de los tiros de avance del desarrollo según se esquematiza en la Ilustración 30.

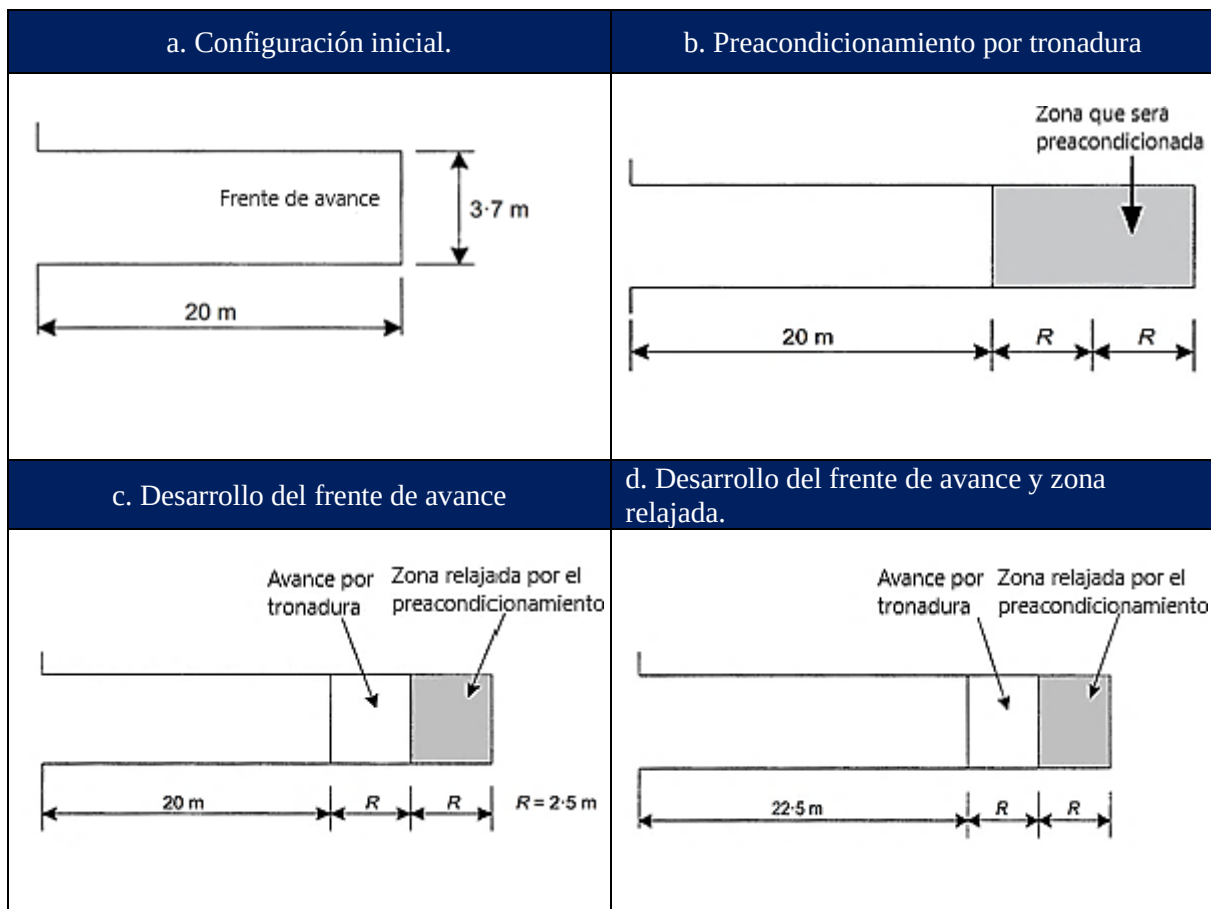


Ilustración 30: Secuencia de un preacondicionamiento por tronaduras.

Fuente: Modificado desde Tang & Mitri, 2001.

La efectividad del preacondicionamiento por tronadura depende de los mecanismos de falla por corte que se logre inducir en el macizo rocoso (Drover et al., 2018). En este contexto, se debe conseguir que la longitud y la direccionalidad de las fracturas radiales inducidas por la tronadura sean suficientes para generar la continuidad de la fractura entre cargas explosivas adyacentes (perforaciones). En específico, resultan determinante para la relajación factores como las propiedades de la carga explosiva, la resistencia del macizo rocoso y las estructuras, así como la magnitud, orientación y anisotropía de los esfuerzos principales (Fleetwood, 2011).

El confinamiento del terreno, a menudo muy altos en el frente de avance, actúan para limitar la fractura radial inducida por la tronadura y limitar las fracturas naturales preexistentes, al inhibir la dilatación de estas.

Los experimentos de laboratorio de Jung (Jung et al., 2001) han demostrado que los límites de la fracturación radial dependen en gran medida de la orientación y la magnitud del esfuerzo principal mayor σ_1 . En particular, las fracturas radiales se propagan en todas las direcciones en ausencia de un campo de esfuerzos (Ilustración 31a), mientras que en presencia de un campo de esfuerzos la propagación de la fractura radial está restringida a orientaciones subparalelas al esfuerzo principal mayor (Ilustración 31).

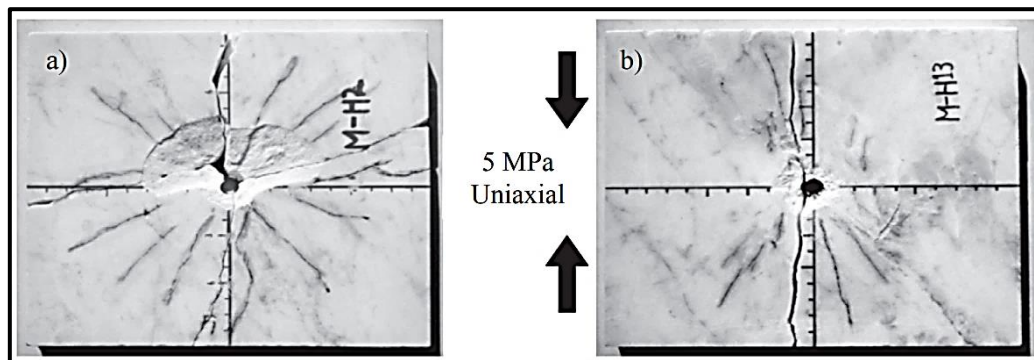


Ilustración 31: Efecto de la magnitud y orientación del esfuerzo sobre la propagación de la fractura radial en roca.

Fuente: Modificado desde Jung et al., 2001.

En condiciones de alta anisotropía de esfuerzos, generalmente, los diseños convencionales de preconditionamiento por tronaduras (Ilustración 32) ocasionan zonas aisladas de terreno fracturado, obteniéndose una baja eficiencia en la relajación del macizo rocoso. Es improbable que ocurra interacción de fracturas entre perforaciones adyacentes para tales diseños, dada la gran separación entre cargas y el hecho de que la alineación de las perforaciones no forma filas de espacios consistentes con las condiciones de confinamiento del macizo rocoso (Drover et al., 2018).

En la Ilustración 32 se esquematizan los patrones de diseño convencionales empleados en el preconditionamiento por tronaduras.

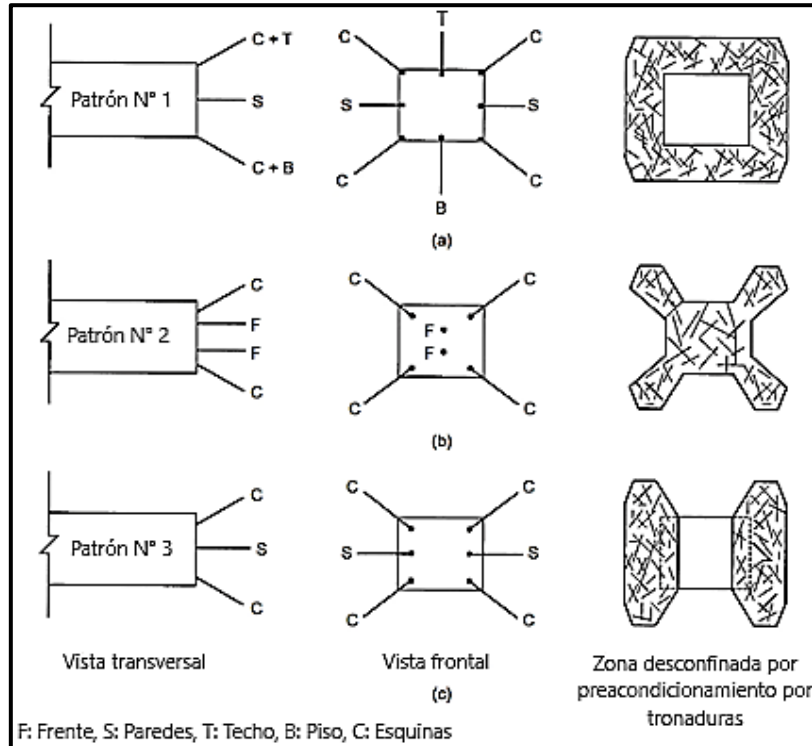


Ilustración 32: Patrones de diseño convencional para preconditionamiento por tronaduras.
Fuente: Modificado desde Tang & Mitri, 2001.

Para mitigar los problemas que ocasionaban los diseños convencionales de preconditionamiento por tronadura en cuanto a la baja interacción de fracturas, Saharan y Mitri (2011) sugirieron que la relajación de esfuerzos requiere un mecanismo de falla de corte para disipar efectivamente la energía de deformación que existe dentro del macizo rocoso. Este mecanismo requiere que exista un plano continuo de fractura o una serie de planos de fractura en un ángulo de incidencia suficiente con respecto a la orientación del esfuerzo principal mayor σ_1 . Las fracturas movilizadas pueden ser fracturas naturales, inducidas por la tronadura o preexistentes dilatadas por los gases del explosivo. Mediante estas fracturas se facilita la deformación por corte y relajación efectiva de la región de interés (techo, paredes, piso o frente de avance).

Para crear un mecanismo de falla de corte, las perforaciones deben disponerse de tal manera que las fracturas generadas por las cargas adyacentes se conecten y generen un plano de fractura continuo. Esto implica que las perforaciones deben formar filas que son paralelas u oblicuas al esfuerzo principal mayor σ_1 . De igual forma, se debe considerar el control estructural presente en el macizo rocoso, pues los gases del explosivo tienden a escapar por ellas, lo cual se puede usarse favorablemente para propagar la extensión de planos de falla preexistentes (Drover et al., 2018).

En la Ilustración 33 se presenta un diseño de patrón de preconditionamiento por tronadura que asegura la interacción entre las fracturas. Esta figura indica las redes de fractura radial que probablemente se crearán por las cargas explosivas en un campo de estrés altamente anisotrópico. Las fracturas que resultan críticas en la disipación de energía por el modo de falla de corte se muestran en rojo.

Los parámetros importantes para tener en cuenta en el diseño del patrón de preconditionamiento por tronadura son:

b : Burden (m).

s : Espaciamiento (m).

ϕ : Diámetro de las perforaciones (mm).

l_d : Profundidad o largo de la perforación (m)

l_{rf} : Máximo largo de la fractura radial (m).

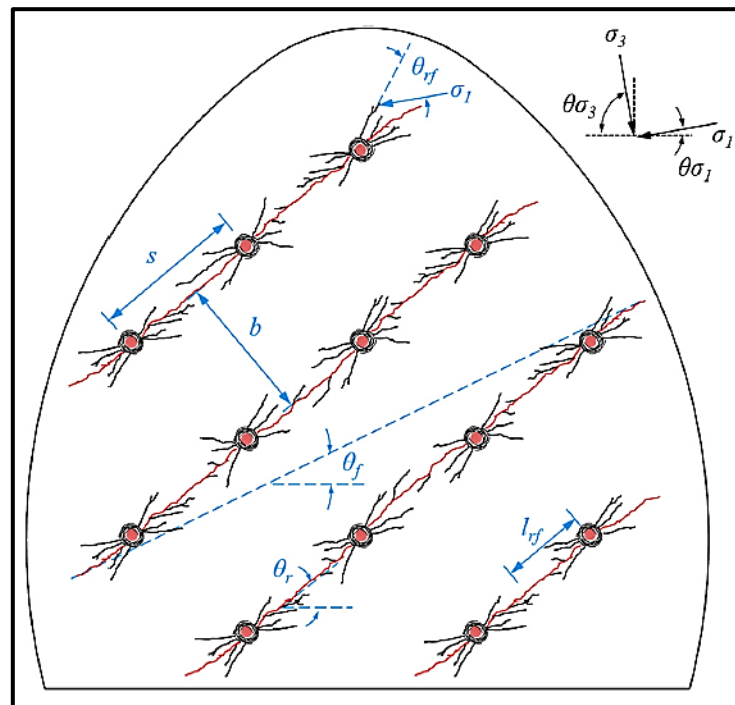


Ilustración 33: Concepto de preconditionamiento por tronadura con interacción efectiva de fracturas.

Fuente: Modificado desde Drover et al., 2018.

Las variables que interactúan en el concepto de preconditionamiento por tronadura presentado en la Ilustración 33 son:

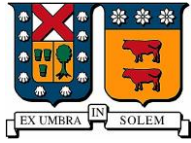
σ_1 : Esfuerzo principal mayor (MPa)

σ_3 : Esfuerzo principal menor (MPa)

θ_{σ_1} : Angulo del esfuerzo principal mayor ($^{\circ}$).

θ_{σ_3} : Angulo del esfuerzo principal menor ($^{\circ}$).

θ_r : Angulo formado entre el plano horizontal y las filas de de los pozos y/o el plano continuo de las fracturas ($^{\circ}$).



θ_f : Angulo formado entre el plano horizontal y una línea imaginaria que une los extremos opuestos del plano de fractura radial para dos filas adyacentes de pozos ($^\circ$).

θ_{rf} : Máximo ángulo de incidencia entre el ángulo θ_{σ_1} y el ángulo límite de las fracturas inducidas por la tronadura ($^\circ$).

Considerando las observaciones de Jung et al. (2001), la interacción de fractura es poco probable que ocurra perpendicular al esfuerzo principal mayor σ_1 , por lo tanto, el espaciado es el parámetro de diseño de mayor importancia al evaluar la interacción de fracturas (Drover et al., 2018). El espaciado dicta la cantidad de trabajo explosivo requerido para la interacción de fractura en fila entre las perforaciones, con una interacción de fractura más probable para un espaciado más estrecho. Por definición, para que la interacción de fractura ocurra de manera confiable, el parámetro l_{rf} debe ser mayor que $\frac{s}{2}$ (Drover et al., 2018).

En términos de la geometría de las filas de las perforaciones, idealmente θ_f debería ser mayor que θ_{σ_1} en un ángulo suficiente para facilitar el corte. De manera similar, θ_r diferiría idealmente de θ_{σ_1} en $30-40^\circ$, para promover la deformación de corte. El parámetro θ_{rf} puede variar, dependiendo de las propiedades de resistencia del macizo rocoso, la energía del explosivo, las condiciones de esfuerzo predominantes y las orientaciones de cualquier discontinuidad preexistente. Se esperaría que la interacción de fracturas entre cargas explosivas ocurriera solo donde $\theta_r \leq (\theta_{\sigma_1} + \theta_{rf})$.

2.4.1.2 Modelación Numérica del Preacondicionamiento por Tronadura

Tang y Mitri (2001) proponen que el preacondicionamiento por tronaduras puede ser modelado numéricamente a través de una modificación de las constantes elásticas que simule el efecto causado por las fracturas inducidas en el macizo rocoso. Para lograr esto el modelo propuesto contempla los parámetros α y β que representan la fragmentación de la roca y la disipación de esfuerzos respectivamente.

En particular, se simula una reducción del Módulo de Young de manera que la roca fracturada solo pueda soportar una carga reducida respecto a la roca vecina. La reducción del Módulo de Young para la zona preacondicionada queda definida por la siguiente ecuación:

$$E_{\text{despues del preacondicionar}} = E_{\text{antes de preacondicionar}} \cdot \alpha \quad (30)$$

En la ecuación (30), α representa la reducción del Módulo de Young del macizo rocoso debido al preacondicionamiento, y su valor varía de 0 a 1. Cuando α es igual o cercano a la unidad, implica que el macizo rocoso mantiene casi el mismo módulo de elasticidad que tenía antes de realizar el preacondicionamiento. Por otro lado, cuando α se acerca a un valor cero, implica que el preacondicionamiento ha provocado una fragmentación considerable del macizo rocoso hasta el punto de que el módulo de elasticidad, después del preacondicionamiento, se ha vuelto un orden de magnitud menor.



A medida que el macizo rocoso se vuelve menos competente después del precondicionamiento, es concebible suponer que el Módulo de Poisson aumenta. Para ello, Tang y Mitri (2001) proponen una expresión definida en la ecuación (31) para estimar el Módulo de Poisson después del precondicionamiento en términos de α .

$$v_{\text{despues del precondicionar}} = v_{\text{antes de precondicionar}} \cdot (2 - \alpha) < 0,5 \quad (31)$$

En la ecuación (31), cuando $\alpha = 1$, la relación de Poisson después de la eliminación del estrés permanece sin cambios, lo que es consistente con los resultados de la ecuación para el Módulo de Young. Cuando $\alpha = 0$ (fragmentación severa), el Módulo de Poisson del macizo rocoso es el doble de lo que era antes del precondicionamiento.

En cuanto al parámetro β , este permite estimar el esfuerzo posterior al precondicionamiento a través de la ecuación (32):

$$\sigma_{\text{despues del precondicionar}} = (1 - \beta) \cdot \sigma_{\text{antes de precondicionar}} \quad (32)$$

En la ecuación (32), cuando $\beta \approx 0$, implica que el estado de esfuerzos permanece sin cambios después del precondicionamiento. En la práctica, esto representa una situación en la que las perforaciones se encuentran en una región de alto confinamiento (sin espacio para que la tronadura disipe los esfuerzos). Por otro lado, cuando $\beta \approx 1$, implica una situación en la que hay una liberación completa de energía y esfuerzos en el macizo rocoso debido al precondicionamiento. Aunque a la luz de esta discusión, se podría prever una fuerte correlación entre α y β , los autores opinan que, si bien podrían estar relacionados en ciertos casos, en general deberían tratarse de forma separada.

Cabe destacar que el efecto provocado por el precondicionamiento por tronadura tenderá a abrir y extender las discontinuidades existentes en lugar de crear nuevos planos de falla. Como resultado, se liberan esfuerzos debido a deslizamientos de bloques (valor alto de β) mientras que el Módulo de Young apenas cambia (valor alto de α).

Generalmente, valores de α están en el rango de 0,4 a 0,6 y los valores de β son iguales o superiores a 0,4 (Tang & Mitri, 2001). En la práctica, las mediciones in situ de los módulos de deformación y los cambios de esfuerzo deben usarse para ayudar a definir α y β , así como la extensión de la zona a ser precondicionada.

2.4.2 Soporte

2.4.2.1 Método convergencia-confinamiento

El Método de Convergencia-Confinamiento es un enfoque 2D para resolver el problema de interacción roca-soporte 3D, asociado con la instalación de soporte cerca del frente de avance de un túnel.

Esta metodología permite estimar la carga que el macizo rocoso transmite a la fortificación una vez que ha desaparecido el efecto “soporte” del frente del túnel sobre el tramo analizado.

Los supuestos básicos del método de convergencia-confinamiento son:

- Túnel circular.
- Las tensiones σ_0 de campo lejano son uniformes (o hidrostáticas).
- El material es isotrópico y homogéneo, por ejemplo, elástico o elastoplástico.
- El soporte es axi-simétrico, por ejemplo, la capa de hormigón proyectado forma un anillo cerrado.
- Efecto del frente del túnel en las proximidades de la sección del túnel es considerado como una presión p_i de apoyo ficticia.

En la Ilustración 34 se presenta la geometría considerada en el Método Convergencia-Confinamiento, en donde se aprecia que para un túnel de sección circular sometido a una presión hidrostática σ_0 se genera una zona de falla en torno al túnel, las cuales pueden ser fallas por corte y/o tracción y su extensión estará limitada por el radio plástico R_{pl} . Para distancias superiores al radio plástico R_{pl} el comportamiento del macizo rocoso es elástico. El radio plástico R_{pl} se define en función de las propiedades del macizo rocoso, existiendo diversas formulaciones empírico-analíticas para su estimación.

Este método logra captar el efecto soporte generado por el frente del túnel al incorporar una presión interna ficticia p_i , la cual define a su vez, como se verá más adelante, la convergencia u_r alcanzada por el túnel.

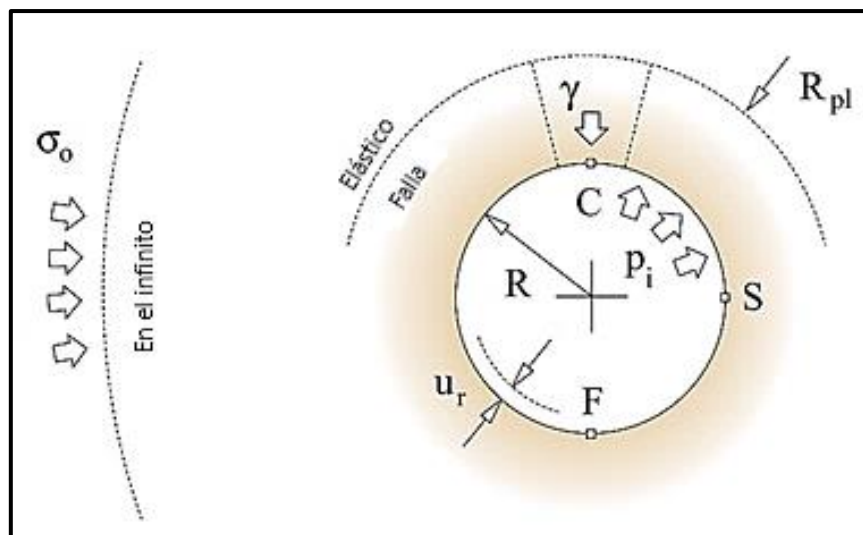


Ilustración 34: Geometría considerada en el Modelo Convergencia-Confinamiento.

Fuente: Modificado desde Carranza-Torres & Fairhurst, 2002.

En términos generales, el método de Convergencia-Confinamiento tiene como objetivo determinar la carga final p_s^D y la convergencia u_r^D en el tramo fortificado A-A', instalado en el momento t_0 , una vez desaparecido el efecto soporte del frente del túnel, en el momento t_D cómo se presenta en la Ilustración 35.

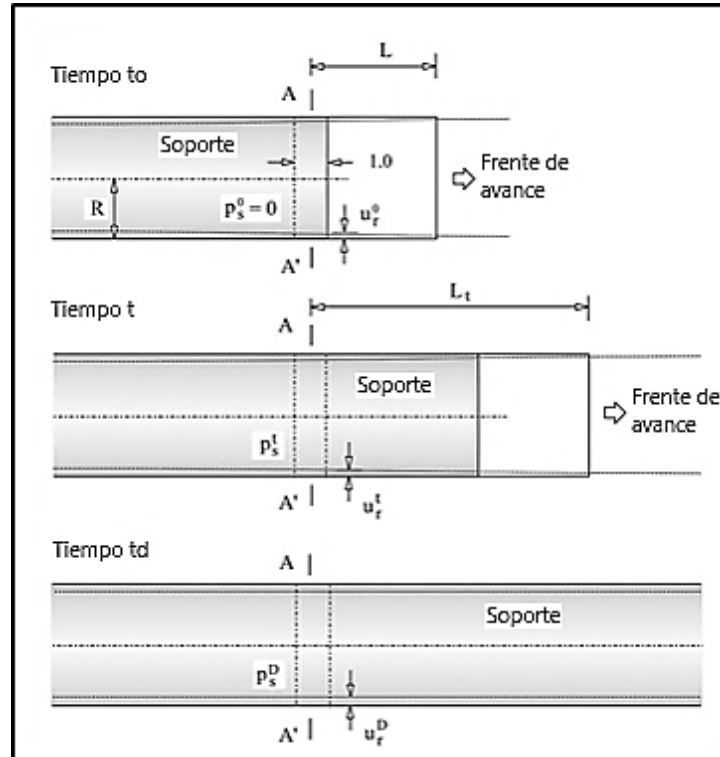


Ilustración 35: Esquema representativo del método Convergencia-Confinamiento.

Fuente: Modificado desde Carranza-Torres & Fairhurst, 2002.

Para modelar el comportamiento e interacción del terreno con la fortificación, el Método Convergencia - Confinamiento requiere de la construcción de las siguientes curvas:

1. Curva de reacción del terreno (o GRC desde sus siglas en inglés “*Ground Reaction Curve*”).
2. Curva característica de soporte (o SCC desde sus siglas en inglés “*Support Characteristic Curve*”).
3. Perfil de deformación longitudinal (o LDP desde sus siglas en inglés “*Longitudinal Deformation Profile*”).

2.4.2.2 Curva de reacción del suelo GRC

La curva de reacción del suelo (en adelante, e indistintamente, GRC), es la representación gráfica de la relación entre la convergencia radial u_r y la presión interna p_i para un túnel circular excavado en un medio sujeto a esfuerzos de campo lejano hidrostáticos σ_0 . Su construcción requiere calcular los valores de desplazamiento radial u_r para varios valores de presión interna p_i en el intervalo $[\sigma_0, 0]$.

Para un material elastoplástico, resulta clave definir el desplazamiento radial u_r asociado a la presión interna crítica p_i^{cr} , la cual precisa el límite entre el comportamiento elástico y el comportamiento plástico del terreno (punto “C” en el gráfico de la Ilustración 36). Si la presión interna p_i es mayor que la presión interna crítica p_i^{cr} , no ocurre falla, dado que el comportamiento

del macizo rocoso que rodea el túnel es elástico. El la convergencia radial elástica puede ser estimada a partir de la ecuación (33) (Hoek, 2007).

$$u_r = R \cdot \frac{(1 + \nu)(\sigma_0 - p_i)}{E_m} \quad (33)$$

Donde:

R: Radio de la excavación.

ν : Módulo de Poisson de la roca intacta.

E_m : Módulo de Young de la roca intacta.

Cuando la presión interna p_i es menor que la presión interna crítica p_i^{cr} , se producen mecanismos de falla limitados por el radio plástico R_p cómo se presenta en la Ilustración 36. La presión interna crítica p_i^{cr} , el radio plástico R_p y la deformación radial u_{ip} para un material de Hoek & Brown (una solución de forma cerrada es posible cuando el coeficiente "a" es igual a 0,5 en el criterio generalizado de Hoek-Brown) pueden ser precisados a través de las ecuaciones (34), (35) y (36) respectivamente (Carranza-Torres & Fairhurst, 2002).

$$p_i^{cr} = \frac{\sigma_{ci} \cdot m_b}{16} \left[1 - \sqrt{1 + 16 \cdot \left(\frac{\sigma_0}{\sigma_{ci} \cdot m_b} + \frac{s}{m_b^2} \right)} \right]^2 - \frac{s \cdot \sigma_{ci}}{m_b} \quad (34)$$

$$R_p = R \cdot e^{\left[2 \left(\sqrt{\frac{p_i^{cr}}{\sigma_{ci} \cdot m_b} + \frac{s}{m_b^2}} - \sqrt{\frac{p_i}{\sigma_{ci} \cdot m_b} + \frac{s}{m_b^2}} \right) \right]} \quad (35)$$

$$u_{ip} = \frac{r_0(1 + \nu)}{E} \left[2(1 - \nu)(p_0 - p_{cr}) \left(\frac{r_p}{r_0} \right)^2 - (1 - 2\nu)(p_0 - p_i) \right] \quad (36)$$

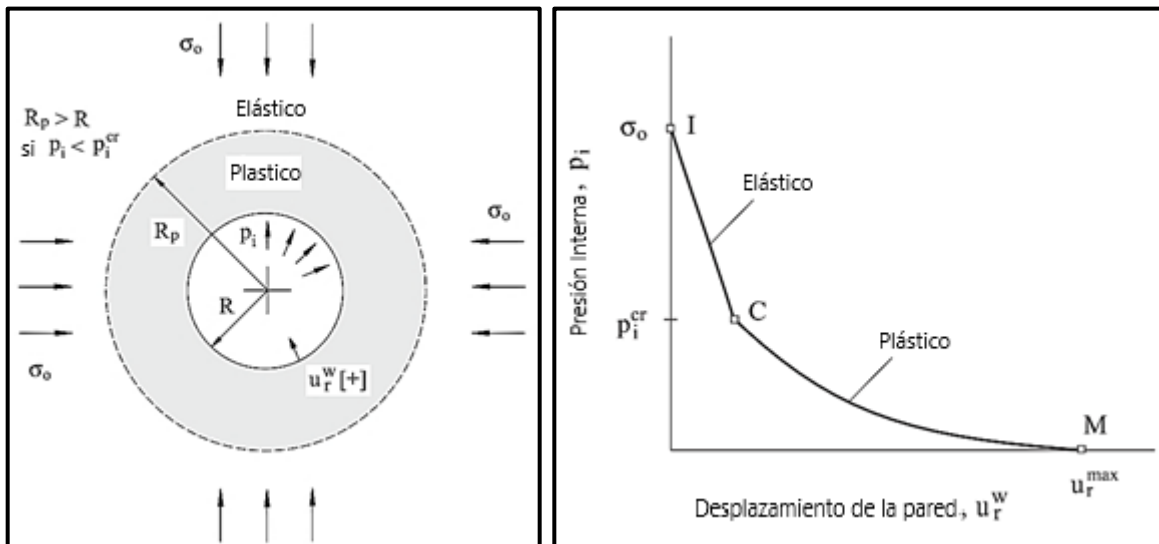


Ilustración 36: Curva de reacción del suelo GRC.

Fuente: Modificado desde Carranza-Torres & Fairhurst, 2002.

En el caso de materiales que exhiban un comportamiento más complejo, generalmente se emplean modelos numéricos, a partir de los cuales se registra la convergencia radial de la pared de la excavación para valores decrecientes de presión interna en el intervalo $[\sigma_0, 0]$, similar a las metodologías empíricas-analíticas.

2.4.2.3 Curva característica de soporte SCC

La curva característica de soporte (en adelante, e indistintamente, SCC) es la representación gráfica de la relación entre el desplazamiento radial u_r^s del soporte empleado y la carga uniforme p_s aplicada en los límites exteriores de un soporte circular (cerrado).

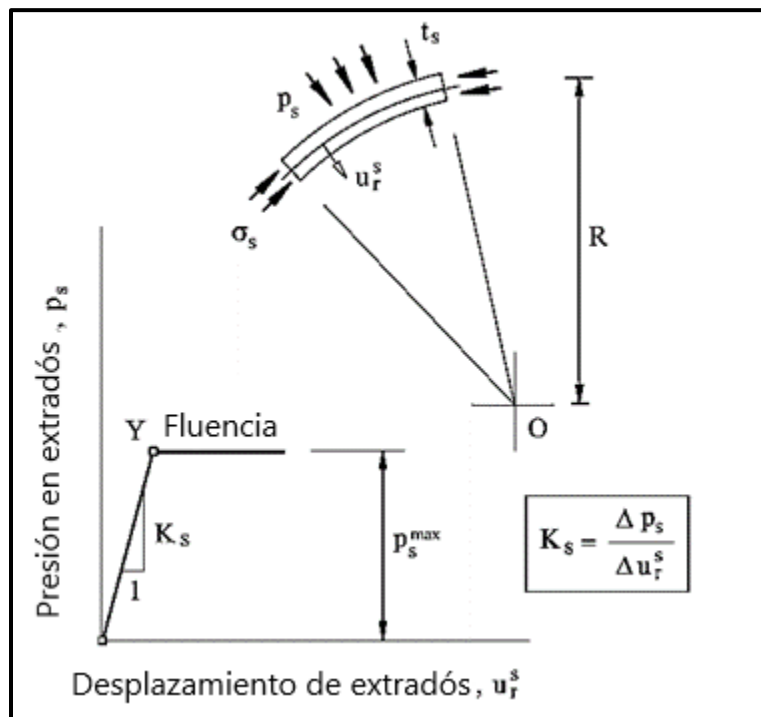


Ilustración 37: Curva característica del soporte (SCC).

Fuente: Modificado desde Carranza-Torres & Fairhurst, 2002.

2.4.2.4 Perfil de deformación longitudinal

El perfil de deformación longitudinal (en adelante, e indistintamente, LDP) es la relación entre el desplazamiento radial y la distancia al frente de avance, para un túnel circular excavado en un medio sujeto a esfuerzos hidrostáticos de campo lejano.

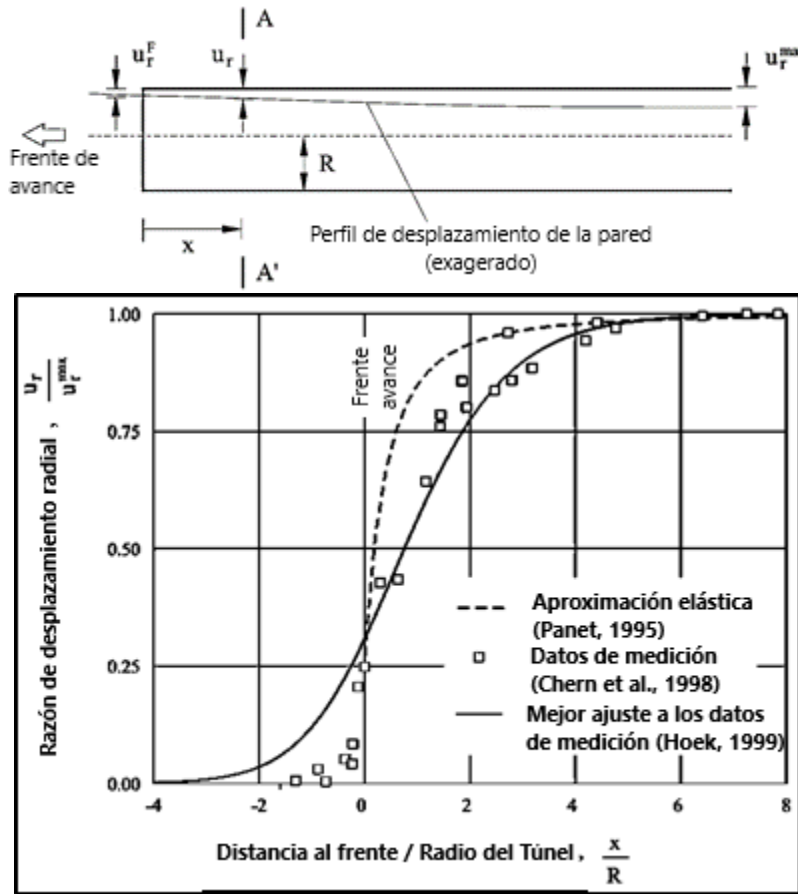


Ilustración 38: Perfil de deformación longitudinal LDP.

Fuente: Modificado desde Carranza-Torres & Fairhurst, 2002.

Con referencia al diagrama anterior, la ecuación propuesta por el Dr. M. Panet (1995) basada en el análisis de resultados de modelos elásticos axi-simétricos de elementos finitos es:

$$\frac{u_r}{u_r^{máx}} = 0,25 + 0,75 \left[1 - \left(\frac{0,75}{0,75 + \frac{x}{R}} \right)^2 \right] \quad (37)$$

En tanto, la ecuación propuesta por el Dr. E. Hoek (1999) basada en el análisis de datos reales y resultados de modelos numéricos es:

$$\frac{u_r}{u_r^{máx}} = \left[1 + e^{-\left(\frac{x}{\frac{R}{1,10}} \right)} \right]^{-1,7} \quad (38)$$

Se pueden utilizar modelos numéricos de una sección longitudinal de túnel circular (incluida la región frontal) para calcular los LDP. Los modelos constitutivos materiales utilizados en estos modelos numéricos deben ser los mismos que se utilizaron para construir los GRC. La forma más eficiente de configurar y ejecutar estos modelos es como modelos numéricos axi-simétricos 2D.

2.4.2.5 Análisis de interacción suelo - soporte: Presión final de soporte

La presión final del soporte p_i^{final} se obtiene desde la intersección de las curvas GRC y SCC en un punto P, como se puede apreciar en la Ilustración 39. La curva LDP define el “punto e inicio” de la curva SCC (punto S, de coordenada horizontal $u_r^{A-A'}$). Este punto corresponde a la proyección horizontal del punto A en la curva GRC. La coordenada vertical de A es $p_i^{A-A'}$ y representa una presión ficticia del soporte proporcionada por el frente de avance del túnel en el momento de la instalación del soporte en la sección A – A’.

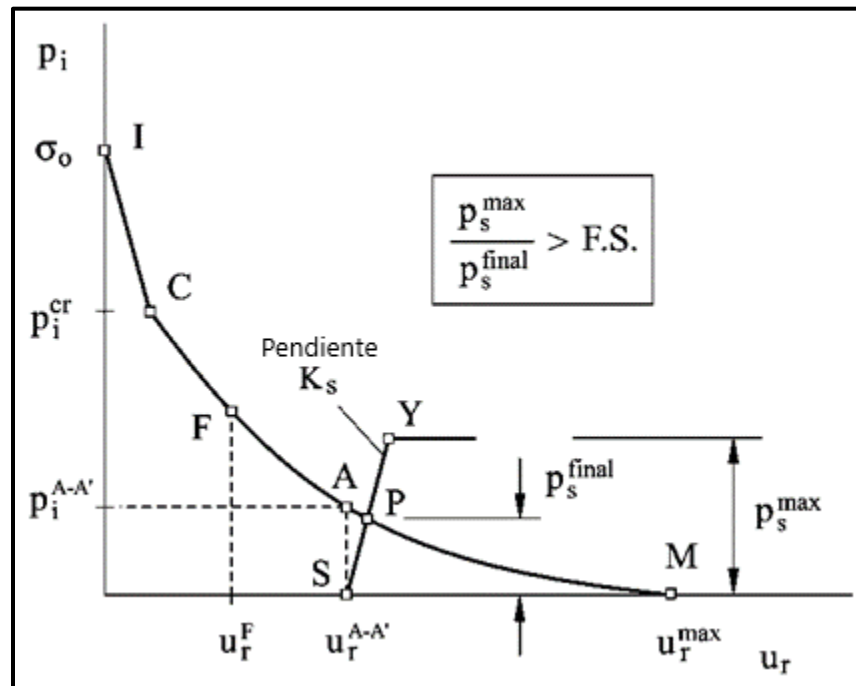


Ilustración 39: Presión final de soporte.

Fuente: Modificado desde Carranza-Torres & Fairhurst, 2002.

Un diseño de soporte adecuado de acuerdo con el método de convergencia-confinamiento es aquel para el cual la razón de la presión de soporte máxima p_i^{max} y la presión final del soporte es mayor o igual al factor de seguridad definido para el diseño.



3 METODOLOGÍA

El fenómeno de estallidos de rocas se estudia y analiza para una excavación subterránea de sección circular, bajo la metodología descrita en la Ilustración 40 la cual comprende a grandes rasgos la aplicación de métodos empíricos, analíticos y numéricos para caracterizar y modelar el fenómeno de estallidos de rocas, así como las medidas de mitigación de soporte y preacondicionamiento por tronadura.

Esta metodología inicia con una apropiada “Caracterización del ambiente de simulación”, la cual implica precisar las propiedades de resistencia y deformación máximas y residuales del macizo rocoso, así como los parámetros que permitirán modelar y simular el fenómeno de estallidos de rocas y las respectivas medidas de mitigación consideradas (soporte y preacondicionamiento por tronadura).

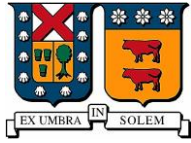
La segunda etapa comprende la “Modelación numérica” del fenómeno de estallidos de rocas y de las medidas de mitigación de soporte y preacondicionamiento a través del software de elemento finitos en dos dimensiones RS2 (versión 11.0) de Rocscience. Los estallidos de rocas se modelan bajo las consideraciones y recomendaciones propuestas por Diederichs (2007). En cuanto a las medidas de mitigación de estallidos de rocas, el soporte será modelado a través del modelo analítico de Convergencia-Confinamiento de Carranza-Torres (Carranza-Torres, 2004), en tanto, el preacondicionamiento por tronadura se modela a través del modelo numérico de preacondicionamiento por tronaduras propuesto por Tang y Mitri (2001).

Una vez finalizada la etapa de modelación y ejecutadas las simulaciones se obtiene la solución numérica del problema, a partir de la cual se recuperan los principales “Resultados” que permiten la construcción del modelo de riesgo de estallidos de rocas y la evaluación de efecto de las medidas de mitigación. Estos resultados son interpretados y verificados a través de breves análisis que permiten identificar si la solución numérica entregada por RS2 posee una apropiada convergencia (consistencia en los resultados de esfuerzos y deformaciones obtenidos).

Durante la cuarta etapa, se procede a procesar los resultados obtenidos con el objetivo de identificar correlaciones entre ellos que permitan la construcción de un modelo que pueda ser cotejado con formulaciones empíricas o analíticas para su validación. La etapa de “Resultados” y la etapa de “Modelo de riesgo y efecto de medidas de mitigación” serán sometidas a un ciclo de calibración, el cual permitirá optimizar este modelo a través de procesos de depuración, observacionales, entre otros.

Una vez calibrado los modelos, se procede a ejecutar la etapa de “Validación”, la cual consiste en cotejar los modelos con formulaciones empíricas y analíticas. Finalizada la validación, se obtiene como producto u modelo de riesgo de estallidos de rocas y modelos que cuantifican el efecto de las medidas de mitigación.

Cabe señalar, que la metodología contempla varios procesos de retro-análisis con el objetivo de mitigar errores de arrastre durante el proceso de modelación.



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 3 – Metodología

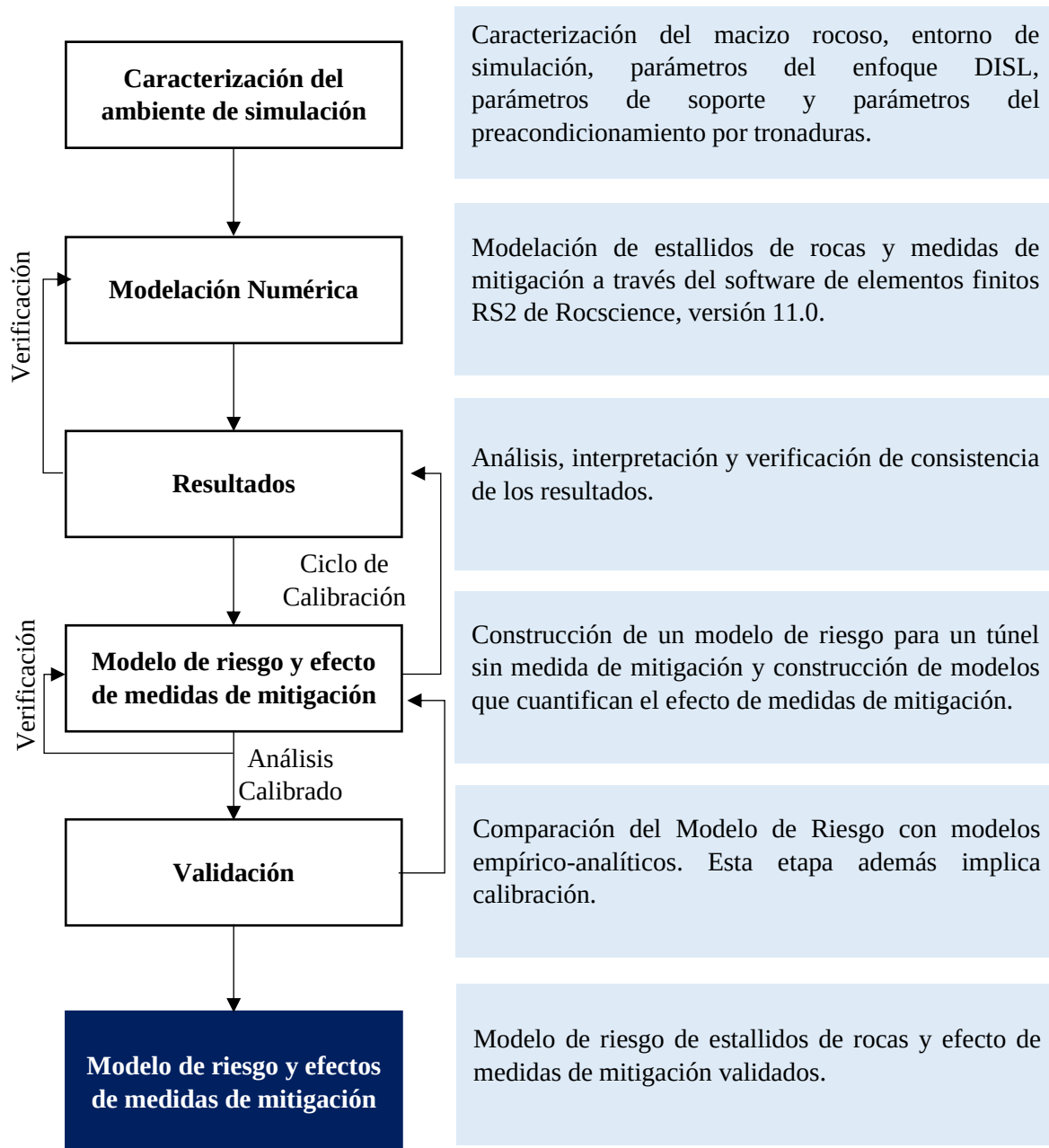


Ilustración 40: Metodología de trabajo.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

A continuación, se describe en mayor detalle cada uno de los pasos a seguir según la metodología presentada en la Ilustración 40.



3.1 CARACTERIZACIÓN DEL AMBIENTE DE SIMULACIÓN

A través de la caracterización del ambiente de simulación se precisan las propiedades inherentes a los fenómenos de estallidos de rocas y a las medidas de mitigación, por lo que este primer paso resulta clave para lograr simular de forma efectiva el fenómeno en estudio.

En términos generales, como fuera señalado en el capítulo precedente, los estallidos de rocas tienen lugar en macizos rocosos competentes ($GSI \geq 55$) y de alta resistencia o duros, que se encuentran en ambientes de altos esfuerzos. Estas condiciones generalmente son características de la minería desarrollada a gran profundidad, sin embargo, también es posible reunir estas condiciones en ambientes más someros, en donde la intensidad de la actividad minera genera magnitudes de esfuerzos inducidos considerables.

La caracterización del ambiente de simulación comprende las siguientes etapas:

1. Propiedades del entorno.
2. Propiedades de resistencia y deformación de la roca intacta.
3. Propiedades de resistencia y deformación máximas del macizo rocoso.
4. Propiedades de resistencia y deformación residuales del macizo rocoso.
5. Modelación numérica de los estallidos de rocas.
6. Propiedades del preconditionamiento por tronaduras
7. Propiedades del soporte.

A continuación, se procede a definir cada una de estas etapas.

3.1.1 Propiedades del entorno

A través de las propiedades del entorno de simulación se precisa la magnitud, orientación y anisotropía del campo de esfuerzos que se considera para la modelación. Como el fenómeno que se busca simular está asociado a mecanismos de falla frágil, el campo de esfuerzos en conjunto con las propiedades de resistencia y deformación del macizo rocoso deben garantizar que en torno a la excavación se generen zonas de desconfinamiento (Vazaios et al., 2019). Por otro lado, la magnitud de los esfuerzos in-situ debe ser tal, que su acumulación en torno a la excavación genere esfuerzos máximos ($\sigma_{m\acute{a}x}$) de al menos un 40% a 60% del UCS (Diederichs, 2007), para así superar el “Límite de inicio de daño” y promover la propagación de fracturas en el macizo rocoso.

Para lograr la interacción entre las fracturas ocasionadas una vez superado el “Límite de inicio de daño” se requiere de esfuerzos de una magnitud mucho mayor, de forma tal que se logre superar la resistencia del macizo rocoso y alcanzar el “Límite de Spalling”, a partir del cual tendrá lugar la falla frágil.

En cuanto a la anisotropía de esfuerzos, cuantificada por la razón de esfuerzo " k ", esta depende de las condiciones del entorno geológico y generalmente se encuentra dentro de un rango de 0,5, para ambientes altamente relajados o extensionales, a valores cercanos 5 o 6, para ambientes cercanos a la superficie (excavaciones aledañas a laderas o en topografías abruptas). Para ambientes tectónicos, como el de Chile, la razón de esfuerzos " k " toma valores en torno a los 1,5 a 2,5 (Vazaios et al., 2019).

3.1.2 Propiedades de resistencia y deformación de la roca intacta

En cuanto a las propiedades de la roca intacta, esta debe ser altamente resistente y tolerar una baja deformación (“roca dura”) para simular de forma efectiva una falla frágil. Un buen indicador de la fragilidad de una roca corresponde a la razón $\frac{UCS}{T}$ (Diederichs. 2018) que fuera presentada en la Ilustración 14, cuanto mayor sea dicha razón, mayor será la fragilidad de la roca.

En particular, una roca resistente se caracteriza por poseer un elevado Módulos de Young E_i y altas resistencias a la compresión uniaxial σ_{ci} , es decir, esto correspondería generalmente a categorías de resistencia “A” o “B” y rocas clase “M” o “L” según las clasificaciones de roca intacta de Deere y Miller (1966) presentadas en la Ilustración 41. Cabe destacar que una roca con alta resistencia a la compresión uniaxial posee un mayor potencial de peligro de estallidos de rocas según la clasificación PES de Kwasniewski (2000) presentada en el capítulo precedente (Tabla 7).

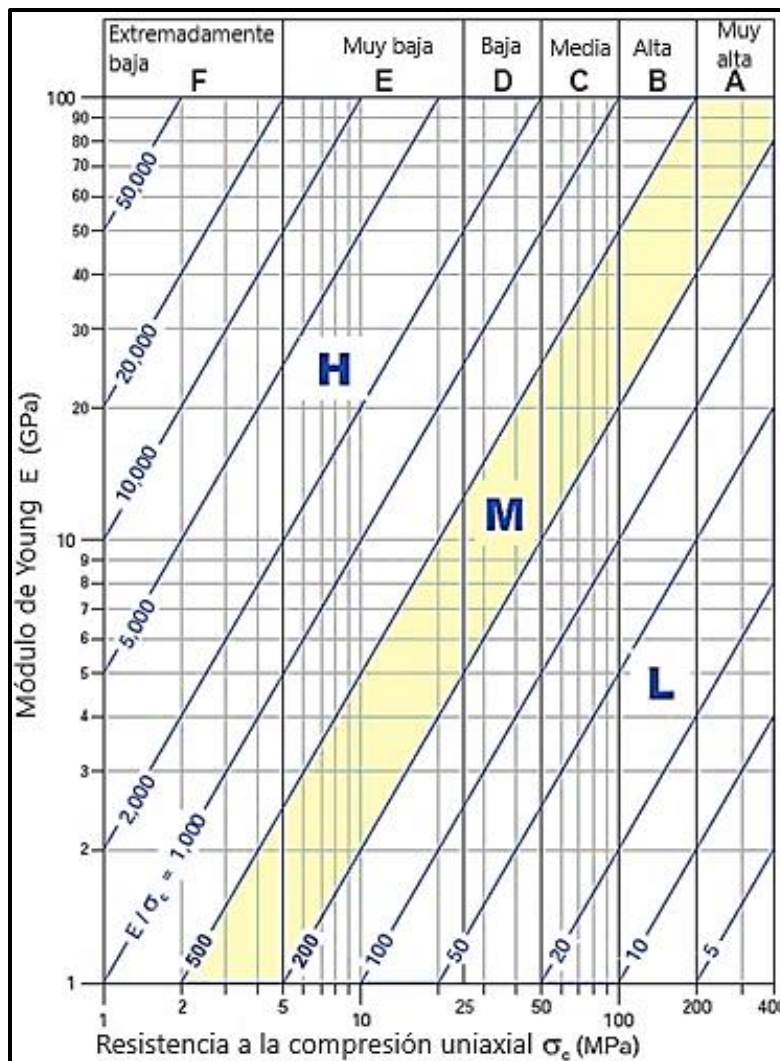


Ilustración 41: Clasificaciones de roca intacta según su resistencia la compresión uniaxial σ_c y Módulo de Young E .

Fuente: Modificado desde Deere & Miller, 1966.



3.1.3 Propiedades de resistencia y deformación máximas del macizo rocoso

Una vez definidas las propiedades de resistencia y de deformación de la roca intacta se procede a escalarlas a nivel de macizo rocoso. Para llevar a cabo este proceso se considera los modelos constitutivos de Hoek & Brown (1980, 2002, 2019) y Hoek & Diederichs (2006), los cuales a través del índice de calidad GSI y los parámetros m_i , σ_{ci} y D estiman las propiedades de resistencia y deformación máximas del macizo rocoso.

Cabe destacar, que los mecanismos de falla frágil asociados al fenómeno de estallidos de rocas están controlados por la resistencia del macizo rocoso y no por la resistencia de las estructuras presentes en él.

3.1.4 Propiedades de resistencia y deformación residuales del macizo rocoso

Para completar la descripción de las propiedades resistentes y de deformación del macizo rocoso se incorpora el modelo de “GSI Residual” de Cai (Cai et al., 2007), el cual permite estimar las propiedades residuales del macizo rocoso. Una gran ventaja de este modelo es que puede ser aplicado de forma consistente con el modelo constitutivo de Hoek & Brown (2002, 2019).

3.1.5 Modelación numérica de los estallidos de rocas

La modelación numérica de los estallidos de rocas contempla la aplicación del “Enfoque DISL” de Diederichs (2007; 2016; 2018; 2019) a través del software de elementos finitos en dos dimensiones RS2 de Rocscience, versión 11.0. En particular, el “Enfoque DISL” permite simular el mecanismo de falla frágil que caracteriza a los estallidos de rocas.

Para precisar el “Límite de inicio de daño” y “Límite de Spalling” asociados a los mecanismos de falla frágil se requiere de los parámetros de resistencia máxima y residuales del “Enfoque DISL” respectivamente. En específico, 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 o información de terreno. Diederichs (2007) da algunas recomendaciones para determinar el parámetro CI ante el déficit de datos de terreno, las cuales apuntan principalmente a estimarlo como un porcentaje entre un 40% a 60% del UCS.

3.1.6 Propiedades del Preacondicionamiento por tronadura

Para modelar numéricamente el efecto causado por el preacondicionamiento por tronadura sobre el macizo rocoso se considera el modelo de Mitri y Tang (2001), el cual a través de modificaciones en los módulos de Young y Poisson del macizo rocoso logra simular el efecto de relajación y redistribución de esfuerzos en torno a una excavación ocasionados por las fracturas inducidas por las tronaduras.

Cabe destacar que para precisar los parámetros implicados en el modelo de Mitri y Tang (2001) se debe considerar las propiedades de resistencia y deformación máximas del macizo rocoso y la sensibilidad del modelo a los ambientes altamente confinados, bajo los cuales la eficiencia del



preacondicionamiento se puede ver comprometida si no se considera la magnitud y orientación de los esfuerzos (Drover & Villaescusa, 2019; Drover et al., 2018).

Los diagramas de perforación y tronadura también tienen una incidencia muy importante en la eficiencia del preacondicionamiento, pues la simetría del patrón y su correlación con el campo de esfuerzos in-situ puede ocasionar una redistribución de esfuerzos no deseada.

3.1.7 Propiedades del soporte

Para modelar el efecto del soporte en los túneles se considera el concepto de una presión interna representativa de la presión de equilibrio entre el terreno y el soporte, o también conocida como presión de soporte, la cual se determina a través del modelo analítico de Convergencia-Confinamiento propuesto por Carranza-Torres (2002).

Para aplicar apropiadamente este modelo es relevante respetar las condiciones de borde que comprende su formulación:

- Excavación circular.
- Esfuerzos de campo lejano uniformes o hidrostáticas.
- Materiales isotrópicos y homogéneos (elástico o elastoplástico).
- Soporte es axi-simétrico.
- Efecto del frente del túnel en las proximidades de la sección del túnel es considerado como una presión p_i de apoyo ficticia.

3.2 MODELACIÓN NUMÉRICA EN RS2

El software RS2 de Rocscience (desde su abreviación en inglés “*Rock and Soil 2-dimensional analysis program*”), es un programa que permite realizar análisis de elementos finitos 2D de estructuras geotécnicas para aplicaciones civiles y mineras. Este programa es aplicable tanto para rocas como para suelos y permite el diseño y análisis de excavaciones subterráneas, soporte, excavaciones de superficie, estabilidad de taludes, terraplenes, análisis dinámico, cimentaciones, consolidación, filtración de agua subterránea y entre otros.

El programa RS2 consta de los siguientes módulos:

- **Modelo:** corresponde al módulo de preprocesamiento utilizado para ingresar y editar los límites del modelo, el soporte, los esfuerzos in situ, las condiciones de borde, las propiedades de los materiales y la creación de la malla de elementos finitos.
- **Cálculo:** módulo encargado de resolver las ecuaciones de esfuerzo-deformación y estimar la solución numérica del problema.
- **Interpretación:** permite la visualización de los resultados de la solución numérica entregada por el módulo de cálculo (esfuerzos, deformaciones, plastificación, entre otros).

Estos módulos se ejecutan cada uno como programas independientes e interactúan entre sí como se presenta en la Ilustración 42.

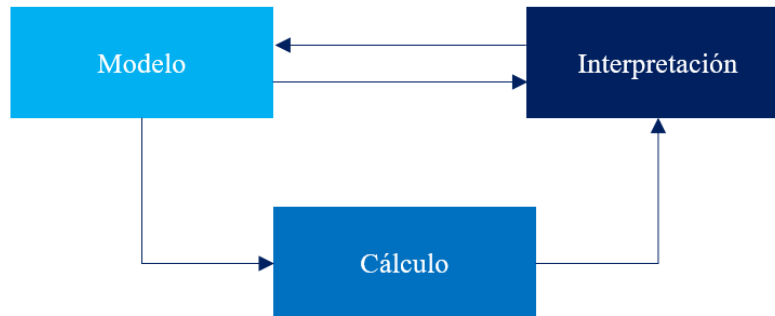
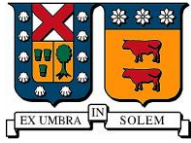


Ilustración 42: Interacción entre los distintos módulos del software RS2.

Fuente: Modificado desde Rocscience, 2021.

A continuación, en la Ilustración 43, se procede a describir la metodología de modelación numérica según la interacción entre los distintos módulos del software RS2.



Caracterización y clasificación del macizo rocoso:

- Propiedades del entorno
- Propiedades de la roca intacta
- Propiedades del macizo rocoso
- Enfoque DISL
- Preacondicionamiento por tronaduras
- Propiedades del Soporte

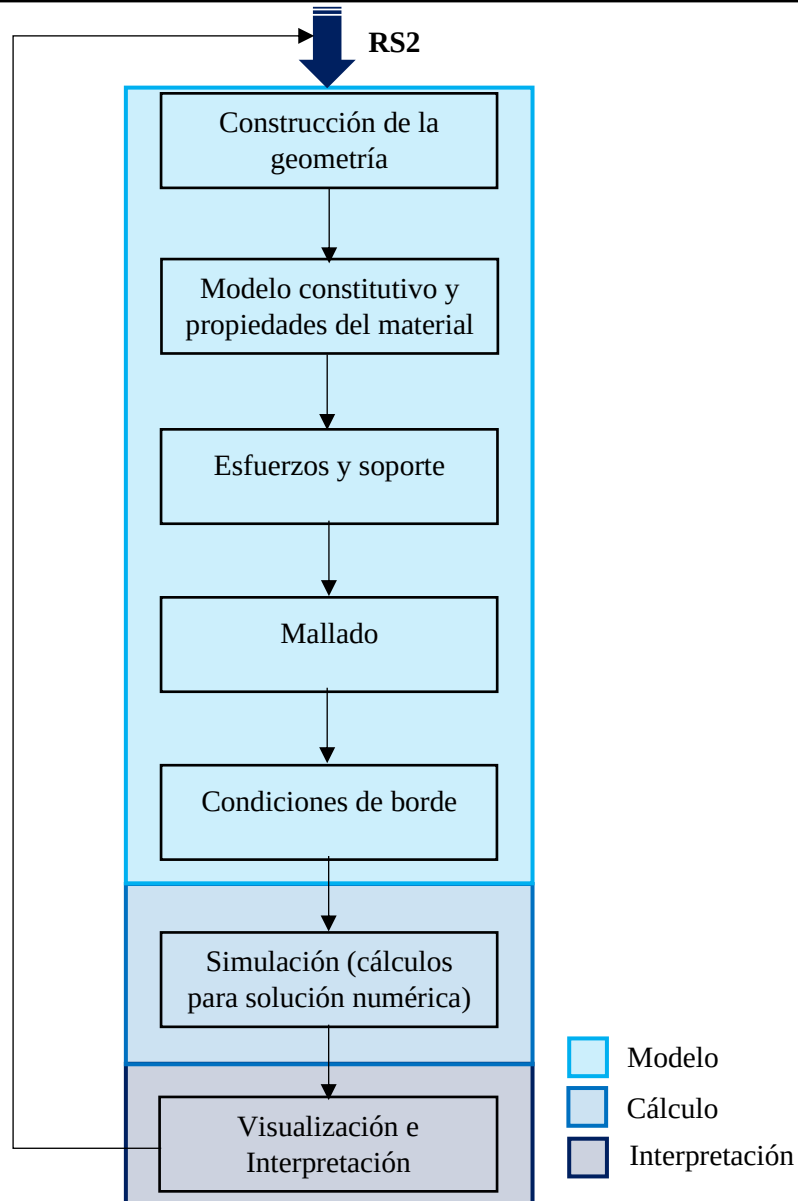


Ilustración 43: Metodología empleada para la construcción del modelo.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

3.2.1 Construcción de la geometría

Existen variadas geometrías para el diseño de túneles como se puede apreciar en la Ilustración 44, las cuales obedecen principalmente a la función de la excavación, tiempo de operación, estado de esfuerzo in-situ, entre otras variables.

Generalmente, las geometrías circulares son las que implican un menor riesgo para la estabilidad física de la labor en comparación con geometrías que comprenden ángulos rectos, pues estos actúan como zonas en donde se concentran los esfuerzos, siendo por tanto más propensas a fallar.

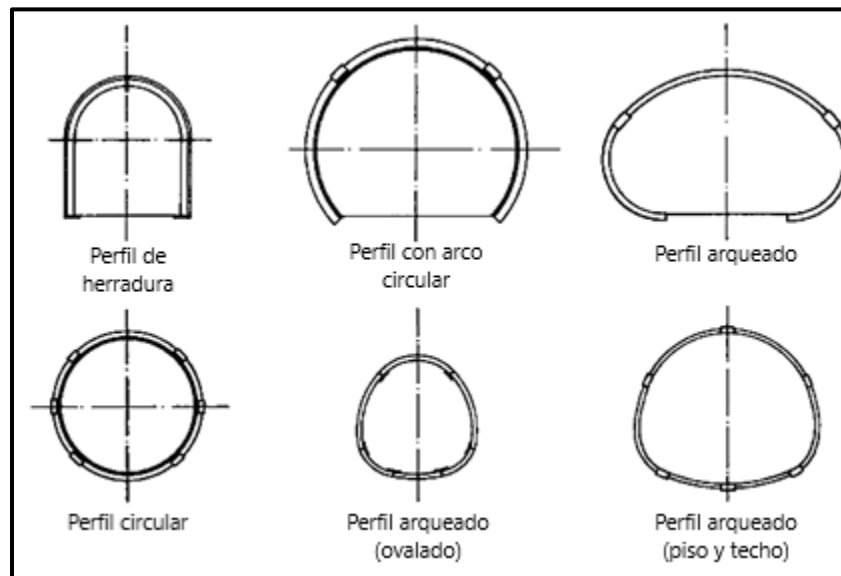


Ilustración 44: Tipos de geometrías de túneles.

Fuente: Modificado desde Maidl et al., 2013.

3.2.2 Modelo constitutivo y propiedades del material

RS2 ofrece una variada gama de modelos constitutivos, sin embargo, para fines de este estudio se considera un material plástico, cuyas propiedades resistentes y de deformación son definidas por el Criterio de Falla de Generalizado de Hoek & Brown (2002; 2012; 2019).

3.2.3 Esfuerzos y soporte

Como fuera señalado, los esfuerzos implicados en eventos de estallidos de rocas son de una magnitud alta en relación con las propiedades resistentes del macizo. Para el caso particular de este estudio, la magnitud, orientación y nivel de anisotropía considera el ambiente tectónico convergente de Chile.

En cuanto al soporte, su efecto en la excavación puede ser simulado en RS2 a través de la aplicación directa de soporte (implementación de elementos de soporte) o a través de una presión



interna que simule el efecto confinamiento generado por el soporte. Para efectos del objetivo de este estudio se considera esta última metodología. La presión interna de soporte se estima a través del modelo analítico de Convergencia-Confinamiento de Carranza-Torres (2002).

3.2.4 Mallado

Un elemento esencial dentro del proceso de modelación corresponde al mallado. Este debe ser apropiado a la geometría de la obra que se está evaluando, y debe contemplar una mayor discretización en aquellos elementos que son de mayor interés. Para el caso en estudio, las zonas de mayor interés son aquellas ubicadas en el perímetro de la excavación, ya que desde ellas se proyectará la roca hacia el interior de la excavación ante un evento de estallidos de rocas.

3.2.5 Condiciones de borde

Se deben aplicar condiciones en los bordes de la geometría del modelo de manera que su interior crea que aún es parte del sistema real extendido. El tipo de condición de borde se escoge de manera de representar las condiciones físicas de campo lejano lo más fiel posible a la realidad.

3.2.6 Simulación

El proceso de simulación está sujeto a las condiciones de configuración del proyecto, en donde, a través de un número finito de iteraciones de Monte Carlo se busca la convergencia y equilibrio de la solución numérica.

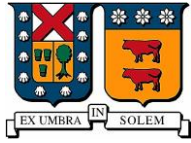
3.2.7 Visualización e interpretación

Una vez finalizada la simulación se obtiene la solución numérica, la cual debe ser sometida a un proceso de visualización e interpretación con el objetivo de identificar de forma temprana algún error, desviación o inconsistencia en los resultados. Para llevar a cabo este proceso generalmente se realizan comparaciones entre la solución numérica y soluciones analíticas y/o empíricas.

3.3 RESULTADOS

Una vez finalizada la etapa de modelación numérica, se debe extraer la información suficiente y relevante que permita precisar algún tipo de correlación entre los datos. Para efectos de este estudio se considera principalmente la información referente a la plastificación que eventualmente pueda ocurrir en torno a la excavación.

Por otro lado, se miden parámetros como los esfuerzos principales, esfuerzo desviador, deformación volumétrica y mecanismos de falla implicados con el objetivo de realizar verificaciones en cuanto a la consistencia de los resultados respecto a lo esperado desde modelos empíricos y/o analíticos.



3.4 MODELO DE RIESGO PRELIMINAR

Considerando los resultados extraídos desde la solución numérica se procede a la construcción del modelo de riesgo, objetivo de este estudio, bajo el procedimiento de calibración descrito en la Ilustración 45.

Durante esta etapa se precisan los niveles de riesgo de estallidos de rocas en función de las propiedades del macizo rocoso y del campo de esfuerzos in-situ.

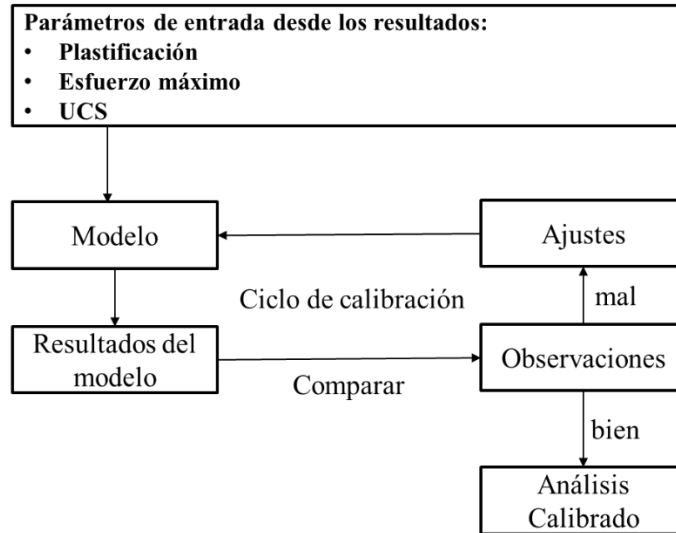


Ilustración 45: Ciclo de calibración del modelo de riesgo de estallidos de rocas.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

3.5 VALIDACIÓN

La validación del modelo se lleva cabo mediante una comparación del modelo de riesgo preliminar con las formulaciones empírico-analíticas de profundidad de falla de Martin (1999) y Diederichs (2007), según se presentan en la Ilustración 46. Nótese que las formulaciones de Diederichs permiten definir la profundidad de falla para distintas razones de esfuerzo K .

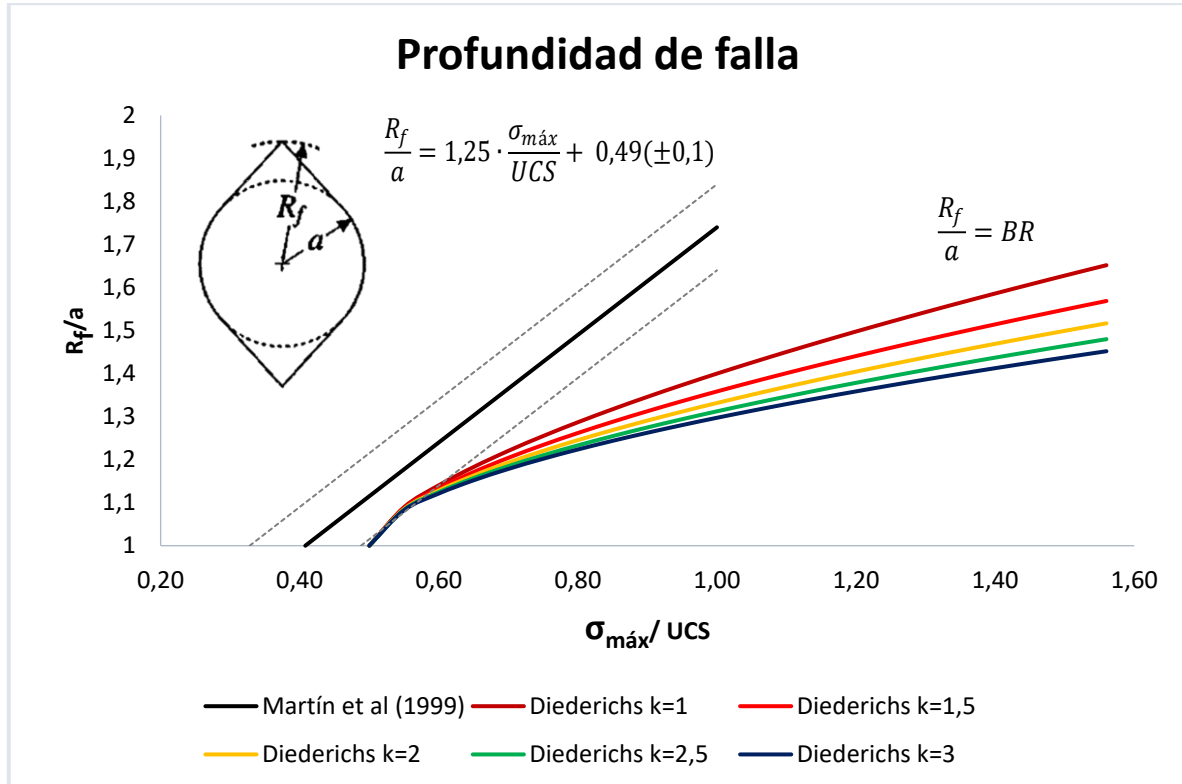


Ilustración 46: Comparación entre modelos de predicción de profundidad de falla de Martín et al (1999) y Diederichs (2007).

Fuente: Elaboración propia, 2021.



4 DESARROLLO

A continuación, se procede a presentar la ejecución de la metodología de trabajo presentada en el capítulo precedente y las principales consideraciones y supuestos realizados para el estudio del fenómeno de estallidos de rocas y sus medidas de mitigación.

4.1 CARACTERIZACIÓN DEL AMBIENTE DE SIMULACIÓN

El ambiente de simulación se enmarca en las características propias de la minería y obras chilenas desarrolladas a gran profundidad, esto es:

- Roca altamente resistente y de comportamiento frágil (roca tipo andesita).
- Esfuerzos de gran magnitud, caracterizados por el ambiente tectónico de Chile.
- Macizos rocosos competentes (calidad regular a muy buena según índice de calidad GSI).

4.1.1 Propiedades del entorno

Se consideran dos entornos de simulación, los cuales comprenden macizos rocosos de gran resistencia (duros) sometido a esfuerzos principales σ_1 de 40 MPa y 80 MPa respectivamente. Ambos entornos consideran una razón de esfuerzos " k " igual a 1,5, característica de regímenes tectónicos como el de Chile (Vazaios et al., 2019). En la Tabla 12 se presentan las propiedades de ambos entornos de simulación.

Tabla 12: Propiedades de los entornos de simulación.

Variable	Parámetros	Unidades	Entorno 1	Entorno 2
Propiedades del entorno	Peso unitario	$\frac{\text{MN}}{\text{m}^3}$	0,026	0,026
	σ_1	MPa	40	80
	σ_3	MPa	27	53
	$\sigma_{m\acute{a}x}$	MPa	93	187
	K	[-]	1,5	1,5

Fuente: Elaboración propia, 2021.

4.1.2 Propiedades de resistencia y deformación máximas de la roca intacta

Se considera una roca tipo andesita, la cual es característica de la litología chilena, y destaca por su alta resistencia y comportamiento frágil. En la Tabla 13 se presenta un resumen de las propiedades resistentes y de deformación típicas de la andesita según la literatura (Vallejos et al., 2002)



Tabla 13: Propiedades de roca intacta andesita.

Parámetro	Unidad	Valor
$\sigma_{ci} (UCS)$	MPa	120 – 320
σ_{ti}	MPa	6 – 12
m_i	[–]	25 ± 5
E_i	GPa	30 – 50
ν_i	[–]	0,20 – 0,30

Fuente: Gonzalez de Vallejos et al., 2002.

Las propiedades resistentes y de deformación consideradas en este estudio se presentan en la Tabla 14. También se presentan los parámetros a , s y m_i del criterio de falla de Hoek & Brown (2002; 2012; 2019) para roca intacta. Cabe destacar que dentro de las propiedades de roca intacta los únicos parámetros variables son la resistencia a la compresión uniaxial (σ_{ci} o UCS) y la resistencia a la tracción σ_{ti} . Nótese también que se definió un Módulo de Young $E_i=50.000$ MPa, que en conjunto con la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta σ_{ci} (UCS) confieren a la roca una resistencia alta a muy alta, clases “A” y “B” según la Ilustración 47, y una relación de módulo medio a bajo, categorías “M” y “L” respectivamente.

Dado el amplio rango de valores de σ_{ci} que comprende la andesita, se considera variar este parámetro cada 50 MPa. En tanto, dado que no se cuenta con ensayos de laboratorio, la resistencia a la tracción se estima en función del UCS según las ecuaciones para roca intacta de Hoek & Brown (2002; 2012; 2019).

Tabla 14: Propiedades resistentes y de deformación consideradas.

Variable	Parámetros	Unidades	Mínimo	Máximo	Pasos
Propiedades de la roca intacta	$\sigma_{ci}(UCS)$	MPa	120	320	120
	σ_{ti}	MPa	5	13	2
	a	[–]	0,5	0,5	constante
	s	[–]	1	1	constante
	m_i	[–]	25	25	constante
	E_i	MPa	50.000	50.000	constante
	ν_i	[–]	0,25	0,25	constante

Fuente: Elaboración propia, 2021.

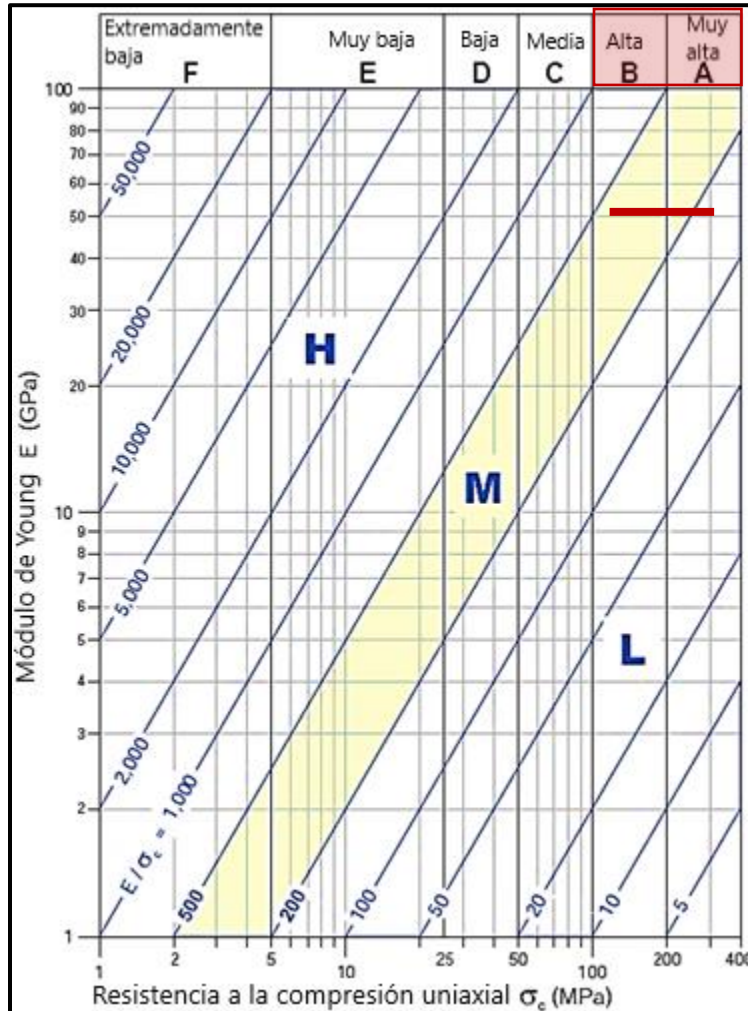


Ilustración 47: Clasificaciones de roca intacta según su resistencia a la compresión uniaxial σ_c y Módulo de Young E .

Fuente: Modificado desde Deere & Miller, 1966.

4.1.1 Propiedades de resistencia y deformación máximas del macizo rocoso

Se consideran cinco tipos de macizo rocosos, caracterizados por valores de GSI entre 55 a 95, según se indica en la Tabla 15 y cuyas propiedades geoestructurales se describen en la Ilustración 48. Estas categorías de macizos rocosos, combinadas con altas razones de UCS/T, corresponden a aquellos macizos que poseen un alto potencial de estallidos de rocas (ver Ilustración 14) según Diederichs (2018).

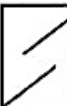
ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO		CONDICIONES DE LOS LABIOS DE LAS DISCONTINUIDADES				
		MUY BUENA	BUENA	MEDIA	MALA	MUY MALA
		CALIDAD DECRECIENTE DE LOS LABIOS DE LAS DISCONTINUIDADES →				
	INTACTO O MASIVO Muestras intactas de roca o macizos rocosos masivos con pocas discontinuidades muy espaciadas.	90	80	70	N/A	N/A
	FORMADO POR BLOQUES Macizo rocoso consistente en bloques cúbicos delimitados por tres familias de discontinuidades, con los bloques bien encajados.	60	50	40	30	20
	FORMADO POR MUCHOS BLOQUES Macizo rocoso formado por bloques angulares de muchas caras delimitados por cuatro o más familias de discontinuidades. Los bloques están encajados pero sólo parcialmente.	50	40	30	20	10
	FORMADO POR MUCHOS BLOQUES, DISTORSIONADO Y BANDEADO Plegado con muchos bloques angulares formados por la intersección de muchas familias de discontinuidades. Planos de estratificación o de esquistosidad persistentes.	40	30	20	10	N/A
	DESINTEGRADO Macizo rocoso muy fracturado con una mezcla de bloques angulares y redondeados débilmente encajados.	30	20	10	N/A	N/A
	LAMINADO Y CIZALLADO Debido a la existencia de numerosos planos débiles muy próximos de esquistosidad o de cizalla, no existen bloques.	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

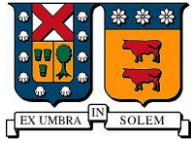
Ilustración 48: Rango de GSI considerados en las simulaciones.

Fuente: Modificado desde Ramírez & Alejano, 2004.

En la Tabla 15 se presenta un extracto de las propiedades resistentes y de deformación para las distintas calidades de macizos rocosos (RM_i) que se consideran en este estudio. Cabe destacar que el ejemplo presentado se encuentra asociado a una resistencia a la compresión uniaxial de roca intacta σ_{ci} igual a 320 MPa. El proceso de escalamiento para las demás categorías de σ_{ci} (UCS) presentadas en la Tabla 14 es similar y los detalles pueden ser revisados en el Anexo 8.1 y Anexo 8.2 para cada uno de los entornos de simulación considerados (ver Tabla 12).

Tabla 15: Propiedades de resistencia y deformación máximas del macizo ($\sigma_{ci} = 320$ [MPa]).

Variables	Parámetros	Unidades	RM 1	RM 2	RM 3	RM 4	RM 5
Propiedades de resistencia y deformación máximas del macizo rocoso	GSI	[-]	55	65	75	85	95
	D	[-]	0	0	0	0	0
	σ_{cr}	MPa	26	45	80	139	242
	σ_{trm}	MPa	-0,43	-0,91	-1,94	-4,13	-8,78
	a	[-]	0,5040	0,5020	0,5009	0,5004	0,5001
	s	[-]	0,0067	0,0205	0,0622	0,1889	0,5738
	m_b	[-]	5	7	10	15	21



Variables	Parámetros	Unidades	RM 1	RM 2	RM 3	RM 4	RM 5
	ν_{rm}	[-]	0,24	0,22	0,21	0,19	0,18
	E_{rm}	MPa	20.414	31.586	40.818	46.330	49.007
	Ψ	[°]	0	0	0	0	0
	$\sigma_{3máx}$	MPa	35	36	37	39	40
	c'	MPa	14	16	20	26	37
	ϕ'	°	46	49	51	54	55

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Para aquellos macizos rocosos masivos o poco fracturados y con una calidad buena a muy buena de los labios de sus discontinuidades ($GSI \geq 75$) se obtienen excelentes propiedades resistentes y de deformación, muy similar a lo que sería una roca intacta. En tanto, para un macizo rocoso más fracturado con una condición de discontinuidades de calidad media a buena ($55 \leq GSI < 75$) se tiene que las propiedades resistentes y de deformación disminuyen considerablemente, como se puede apreciar en la Tabla 15.

En la Ilustración 49 se presentan las envolventes de falla de Hoek & Brown para los macizos rocosos descritos en la Tabla 15. Se puede apreciar la gran diferencia que existe entre la resistencia a la compresión y la resistencia a la tracción en los macizos rocosos, llegando inclusive esta última a alcanzar valores muy cercanos a cero a medida que disminuye la calidad geotécnica.

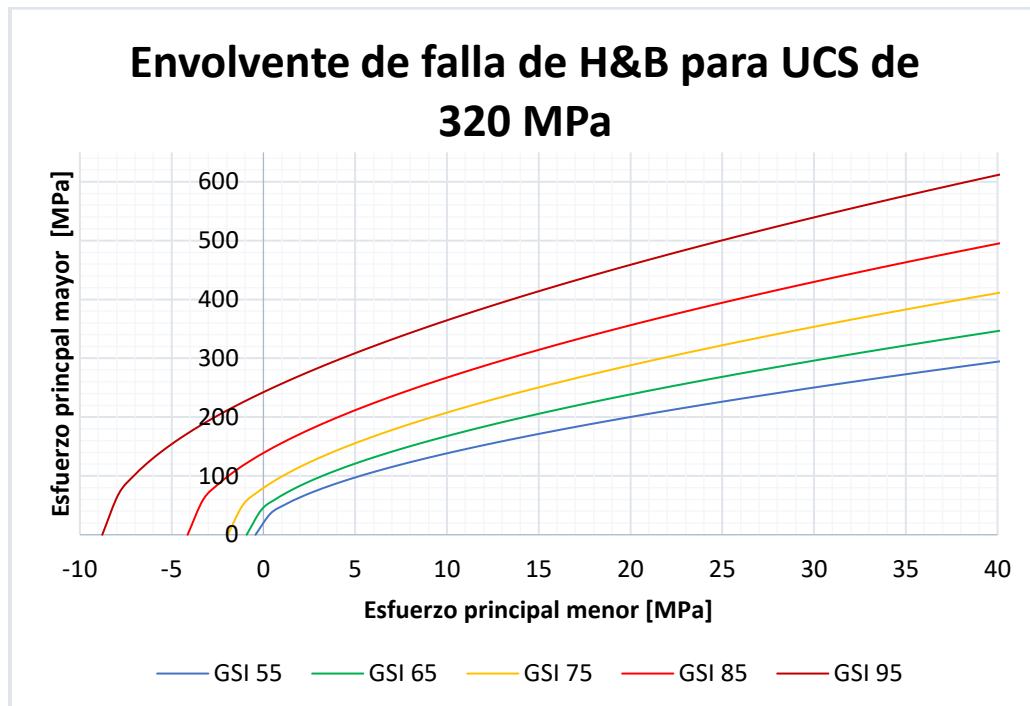
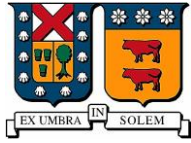


Ilustración 49: Envolventes de falla para macizos rocoso de calidad buena a muy buena (GSI de 55 a 95) y $\sigma_{ci} = 320$ [MPa].

Fuente: Elaboración propia, 2021.



En los Anexos 8.3 y 8.4 se presentan las demás envolventes de falla asociadas a los entornos de simulación 1 y 2 respectivamente.

4.1.2 Propiedades residuales del macizo rocoso

Para estimar las propiedades resistentes y de deformación residuales del macizo rocoso se considera el modelo de GSI residual (GSI_r) de Cai (Cai et al., 2007).

En la Ilustración 50 se presentan las razones $\frac{GSI_r}{GSI}$ consideradas en este estudio, en tanto, en la Tabla 16 se presenta un extracto de las propiedades resistentes y de deformación residuales para distintas calidades de macizos rocosos (RM_i) y una resistencia a la compresión uniaxial de roca intacta σ_{ci} igual a 320 [MPa]. El proceso de escalamiento de las propiedades residuales para las demás categorías de σ_{ci} (UCS) presentadas en la Tabla 14 es similar, y los detalles pueden ser revisados en los Anexos 8.1 y 8.2.

Tabla 16: Propiedades residuales del macizo rocoso para un $\sigma_{ci} = 320$ [MPa].

Variables	Parámetros	Unidades	RM1	RM2	RM3	RM4	RM5
Propiedades residuales del macizo rocoso	GSI_r	[-]	26	27	27	27	27
	σ_{cr_r}	MPa	4	5	5	5	4
	σ_{trm_r}	MPa	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
	a_r	[-]	0,5286	0,5270	0,5265	0,5270	0,5281
	s_r	[-]	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003
	m_{b_r}	[-]	1,7994	1,8571	1,8737	1,8576	1,8174
	ν_{rm_r}	[-]	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28
	E_{rm_r}	MPa	1.321	2.156	2.830	3.164	3.225

Fuente: Elaboración propia, 2021.

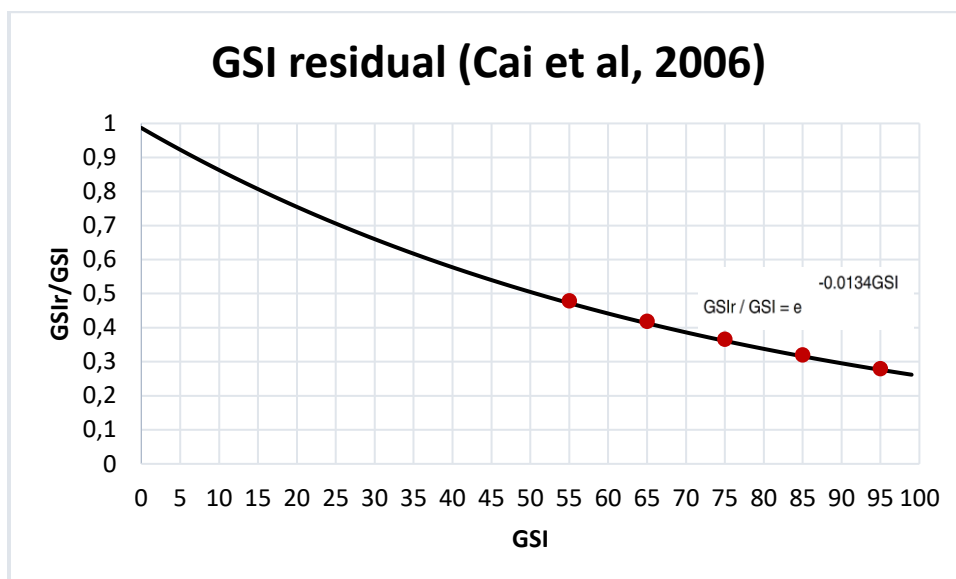


Ilustración 50: GSI residual para las calidades de macizos rocoso considerados en el estudio.
Fuente: Elaboración propia, 2021.

4.1.3 Modelación numérica de los estallidos de rocas

Los parámetro de resistencia y deformación máximos y residuales del “Enfoque DISL” se precisan a partir de las definiciones y recomendaciones de Diederichs (Diederichs, 2007, 2018; Perras & Diederichs, 2016; Vazaios et al., 2019).

En la Tabla 17 se presentan un ejemplo de los parámetros del “Enfoque DISL” estimados para un $\sigma_{ci} = 320 \text{ [MPa]}$, y en ella se puede apreciar que tanto los parámetros de resistencia y deformación máximos como los parámetros residuales permanecen constantes, la única variable en el “Enfoque DISL” para el caso de estudio corresponde al esfuerzo de inicio de fracturas CI, el cual se estima como un 50% del UCS, acorde a las recomendaciones de Diederichs (2018). Los parámetros del “Enfoque DISL” constituyen los datos de entrada que permiten realizar la modelación numérica de los estallidos de rocas en el software RS2 de Rocscience.

Tabla 17: Ejemplo de estimación de los parámetros del “Enfoque DISL”.

Variables	Parámetros	Unidades	RM1	RM2	RM3	RM4	RM5
Enfoque DISL	CI	MPa	160	160	160	160	160
	a_p/a_r	[-]	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75
	s_p/s_r	[-]	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010
	m_p/m_r	[-]	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6

Fuente: Elaboración propia, 2021.



Los parámetros de resistencia máximos del “Enfoque DISL” permiten determinar el “Límite de inicio de fracturas”, en tanto, los parámetros residuales permiten definir el “Límite de Spalling”, según se esquematiza en la Ilustración 51. Cabe destacar, que se definió un valor del parámetro residual m_r igual a seis, valor propio de macizos rocosos heterogéneos (Perras & Diederichs, 2016).

En los Anexos 8.3 y 8.4 se presentan las demás envolventes de falla y sus respectivos “Límite de inicio de fracturas” y “Límite de Spalling” asociados a los distintos entornos de simulación.

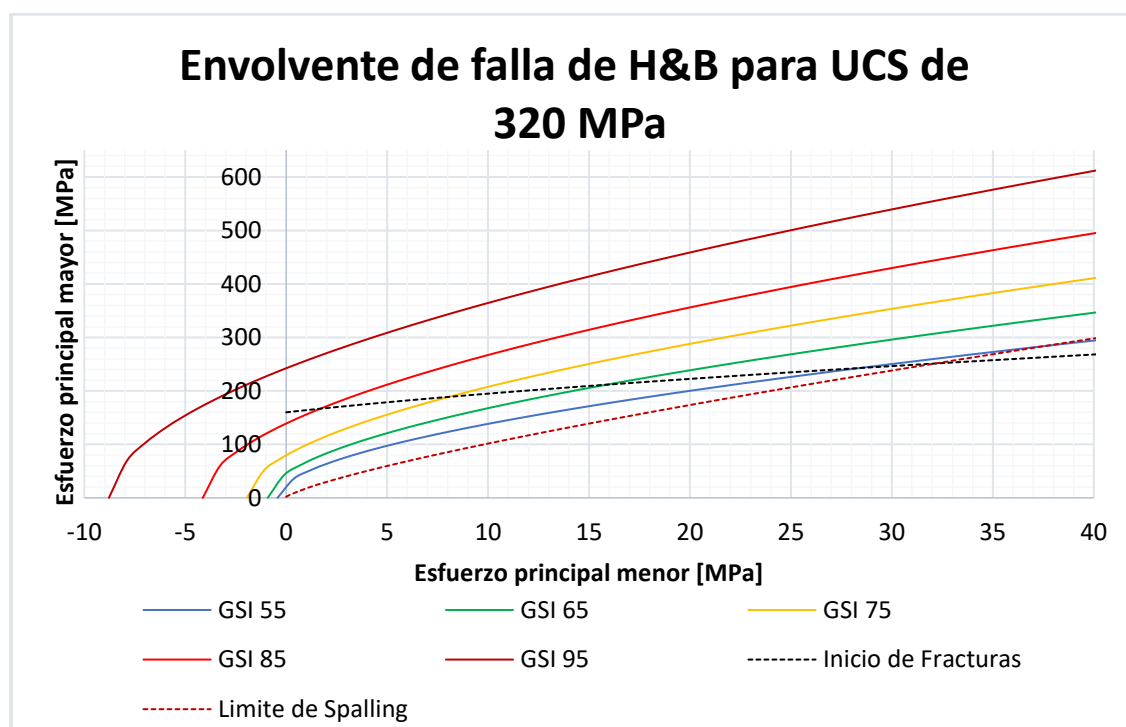


Ilustración 51: Envolvente de falla de Hoek & Brown y límites de inicio de fracturas y “Spalling” para $\sigma_{ci} = 320 \text{ [MPa]}$.
Fuente: Elaboración propia, 2021.

4.1.4 Propiedades del Preacondicionamiento por tronadura

Para modelar numéricamente el efecto causado por el preacondicionamiento por tronadura se considerará el modelo de Tang y Mitri (2001). Cabe destacar que los parámetros implicados en este modelo se definen en función de las propiedades de resistencia máxima del macizo rocoso y mediciones en terreno, sin embargo, para efectos de este estudio los valores de α y β se precisaron según las recomendaciones de Tang y Mitri (2001), obteniéndose así los parámetros de preacondicionamiento por tronadura indicados en la Tabla 18.



Tabla 18: Propiedades del precondicionamiento por tronadura.

Variables	Parámetros	Unidades	RM1	RM2	RM3	RM4	RM5
Preacondicionamiento por tronadura	α	[-]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	β	[-]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	ν_{rm}	[-]	0,36	0,33	0,31	0,29	0,27
	E_{rm}	MPa	10.207	15.793	20.409	23.165	24.504

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Por otro lado, en cuanto al patrón del precondicionamiento, se considera un precondicionamiento simétrico a la excavación.

4.1.5 Propiedades del soporte

Para modelar el efecto del soporte en los túneles se considera una presión interna ficticia (p_i), la cual se determina a partir del modelo analítico de convergencia-confinamiento propuesto por Carranza- Torres (2002).

El modelo de Convergencia-Confinamiento requiere de la construcción de las curvas de reacción del terreno GRC, curva de característica del soporte SCC y de la convergencia del terreno a una determinada distancia del frente de avance en donde será instalado el soporte, que para efectos de este estudio se consideran tres metros.

Para precisar el valor de la presión interna se adopta una postura conservadora, lo cual implica considerar las propiedades resistentes y de deformación del macizo rocoso RM1 (GSI=55).

En cuanto a las propiedades del soporte, se considerará el efecto soporte causado por una capa de shotcrete de un espesor de 30 cm, representativa de la fortificación empleada en túneles profundos. El detalle de los parámetros del soporte considerado se indica en la Tabla 19.

Tabla 19: Datos de entrada método Convergencia-Confinamiento de Carranza-Torres.

Variables	Parámetro	Unidad	Valor
Propiedades del macizo rocoso	Esfuerzo hidrostático σ_0	MPa	80
	Radio del túnel R	m	2,5
	E_{rm}	MPa	20.414
	ν_{rm}	[-]	0,24
	Ψ	°	0
Propiedades del soporte (shotcrete)	Espesor	m	0,30
	Distancia al frente de avance	m	3
	$E_{shotcrete}$	MPa	30.000
	$\nu_{shotcrete}$	[-]	0,2

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Bajo las consideraciones anteriores, se obtienen que la presión interna ejercida por el soporte sobre el macizo rocoso, denotado como $(1-\lambda)$ en la Ilustración 52, es de aproximadamente 0,2, es



decir, el shotcrete genera una presión interna equivalente a un 20% del esfuerzo in-situ σ_0 , alcanzando una razón de deformación $\frac{u}{a}=0,018$.

Cabe destacar que la presión interna considerada corresponde a un valor optimista, esto con el objetivo de cubrir un mayor rango de análisis a través de la modelación numérica y evidenciar de forma clara el efecto que tiene el soporte como medida de mitigación de estallidos de rocas.

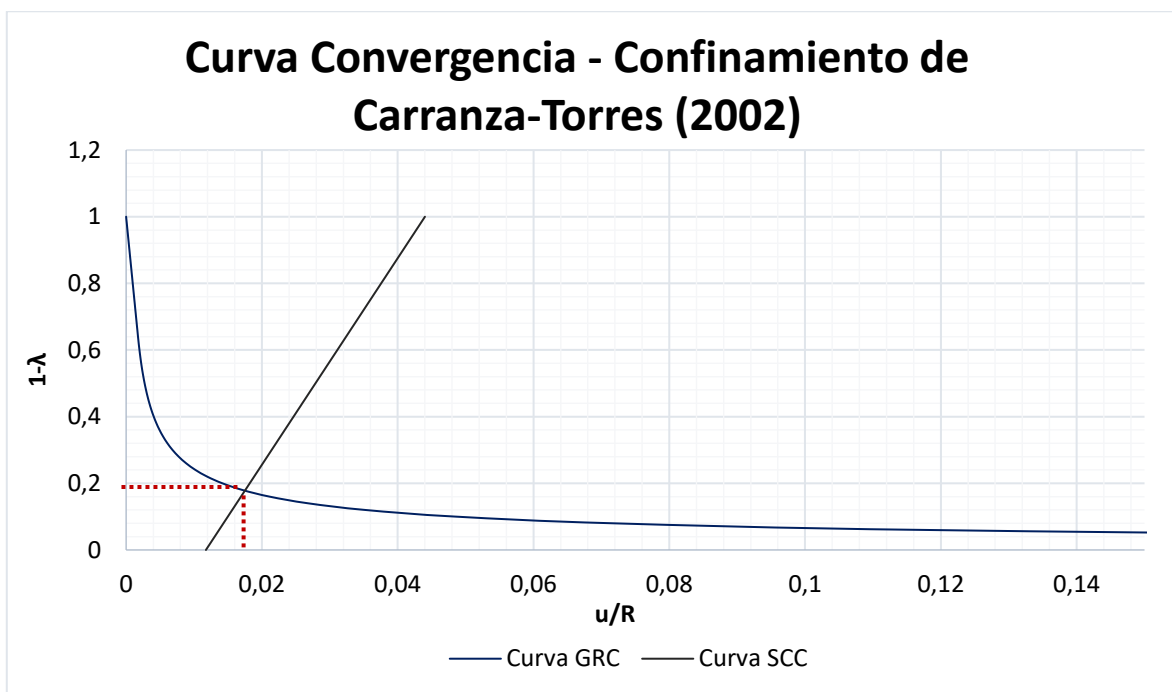


Ilustración 52: Curva Convergencia-Confinamiento de Carranza-Torres.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

4.2 MODELACIÓN NUMÉRICA EN RS2

La modelación numérica se lleva a cabo a través del software de elementos finitos RS2 de Rocscience (versión 11.0), simulando un total de 150 casos bajos las consideraciones indicadas en la Ilustración 53. En particular, se consideran 50 casos correspondientes al “Entorno 1” (zona amarilla en la Ilustración 53) y 100 casos correspondientes al “Entorno 2” (zona roja en la Ilustración 53).

Cabe señalar que se considera un GSI comprendido entre 55 a 95, con pasos de 10, en tanto, el UCS considerado varía entre 120 a 320 MPa, con pasos de 50 MPa. Los detalles de las propiedades de resistencia y deformación considerada para cada modelo en particular pueden ser revisadas en los Anexos 8.1 y 8.2.

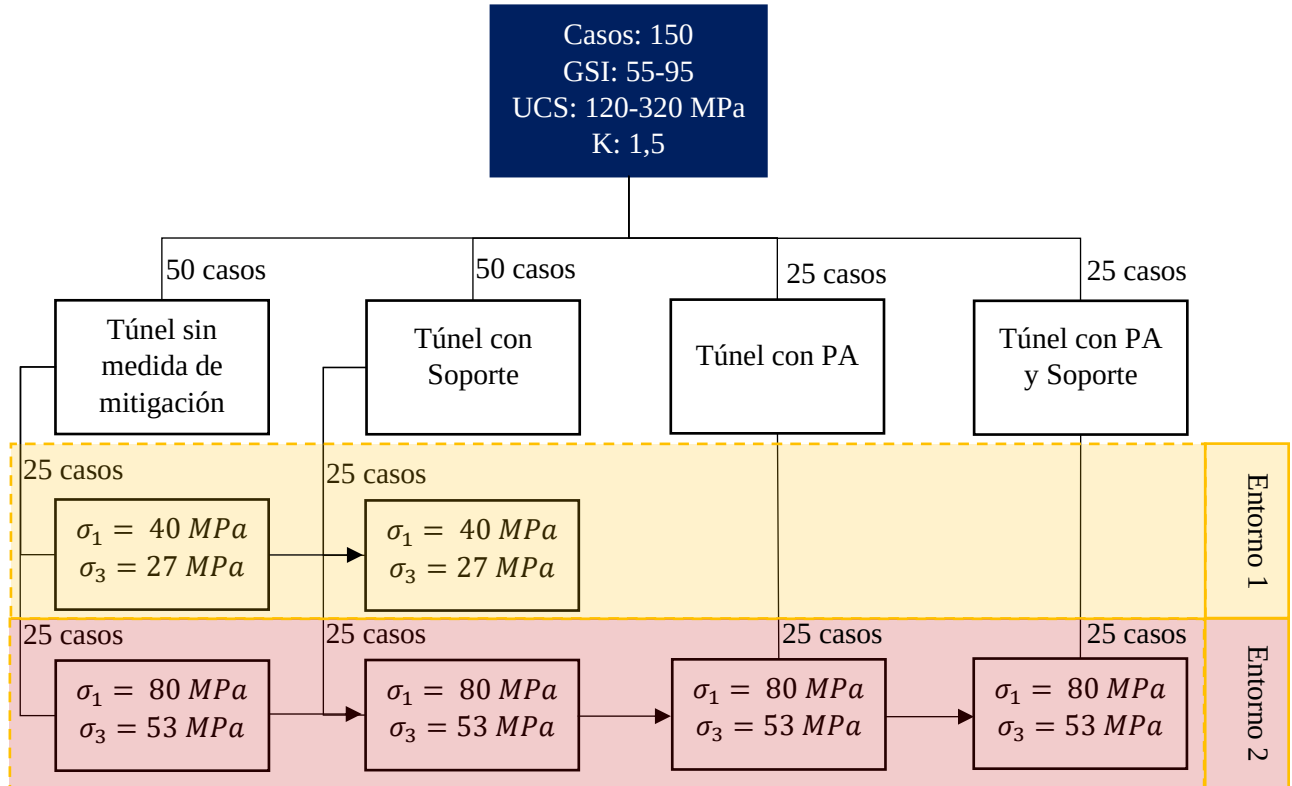


Ilustración 53: Detalle de los casos simulados en RS2 a partir de los cuales se realiza la construcción de los modelos de riesgo.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

A continuación, se procederá a describir las consideraciones y supuestos contemplados en el proceso de modelación numérica.

4.2.1 Construcción de la geometría

La geometría de la excavación considerada para el estudio de los estallidos de rocas consiste en un túnel de sección circular de radio $a = 5 \text{ [m]}$. Se define esta geometría principalmente por su simetría y para evitar concentración de esfuerzos que ocasionen sesgo en los resultados.

El límite exterior del modelo se precisa en función del decaimiento del esfuerzo inducido con la distancia (zona de influencia), como se puede apreciar en la Ilustración 54 y ecuación (40).

$$\frac{r}{a} = 5 \rightarrow r = 5 \cdot 2,5 = 12,5[m] \quad (39)$$

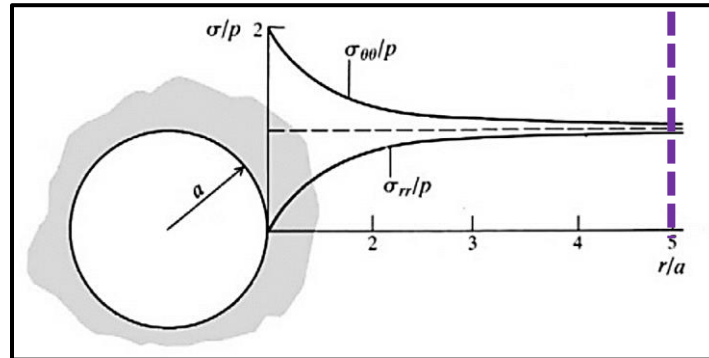


Ilustración 54: Distribución de esfuerzos en torno a una excavación circular en un campo de esfuerzos hidrostático.

Fuente: Modificado desde Brady & Brown, 2005.

Bajo las consideraciones anteriores, se genera la geometría presentada en la Ilustración 55.

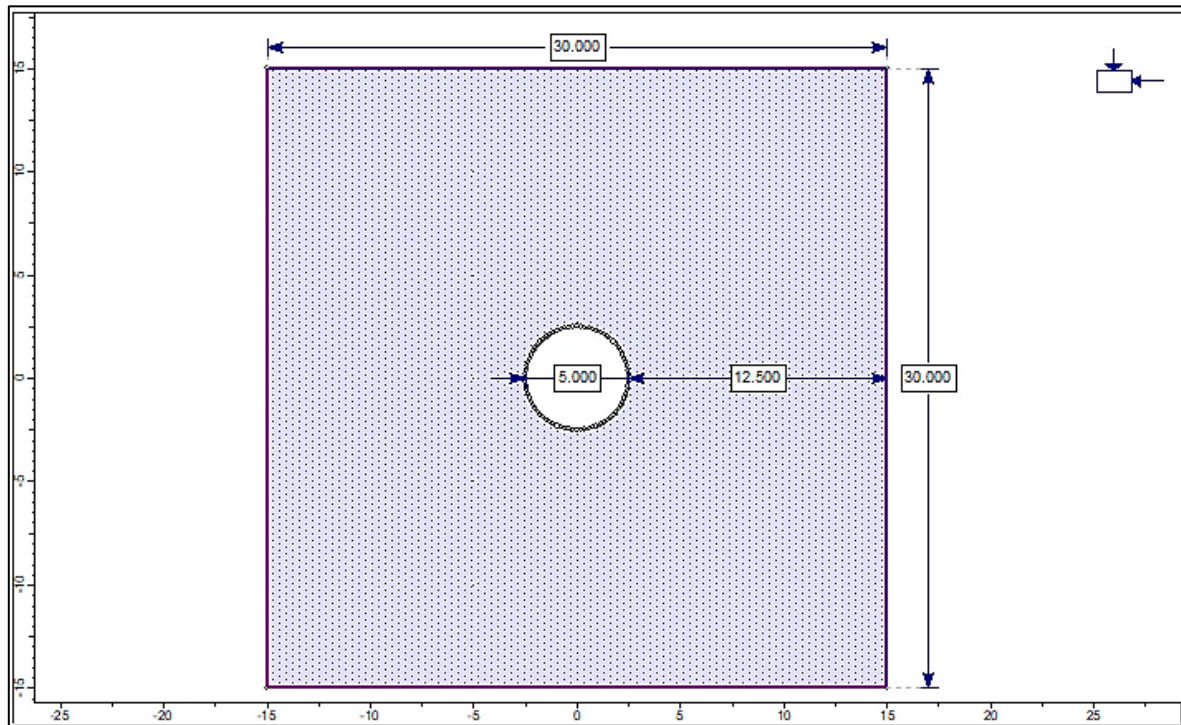


Ilustración 55: Geometría del problema.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

4.2.2 Modelo constitutivo y propiedades del material

La estimación de las propiedades de resistencia y de deformación del macizo rocoso se lleva a cabo a través de los modelos constitutivos de Hoek y Brown (2002;2012;2019) y el modelo de módulos de deformación de Hoek y Diederichs (2006).



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas “Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 4 – Desarrollo

En particular, los parámetros de resistencia y de deformación máximos y residuales de Hoek & Brown que se ingresan a RS2 corresponden a los definidos por el “Enfoque DISL” (Diederichs, 2007) según lo presentado en la Tabla 17. Estos parámetros permiten modelar la falla frágil del macizo rocoso implicada en un evento de estallidos de rocas.

Por otro lado, en cuanto al tipo de material, este se define de comportamiento plástico según se puede apreciar en la Ilustración 56, lo cual implica que el material podrá sufrir deformación elástica, plástica o alcanzar la falla, dependiendo ello de las propiedades resistentes del material y de la magnitud de los esfuerzos in-situ.

Type	Data
Material Type	Plastic
Peak Strength	
Compressive Strength (MPa)	320
mb Parameter	1.565
s Parameter	0.0625
a Parameter	0.25
Residual Strength	
Residual mb Parameter	6
Residual s Parameter	0.001
Residual a Parameter	0.75
Dilatation Parameter	0
Tensile Cutoff Type	None

Ilustración 56: Ejemplo de asignación de las propiedades del material. Se considera un valor de GSI de 75 y UCS de 320 MPa.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Un aspecto que resulta clave al momento de asignar las propiedades del macizo rocoso corresponde a la incorporación del preacondicionamiento por tronaduras. Para incorporar y simular de forma eficiente el preacondicionamiento según el modelo de Mitri y Tang (2001) es necesario realizar un cambio de las propiedades de deformación de la zona preacondicionada, que, para efectos de este estudio, se consideró como un patrón simétrico a la excavación y de radio cinco metros, es decir, se simula un área preacondicionada de espesor 2,5 [m], bajo la configuración indicada en la Ilustración 57.

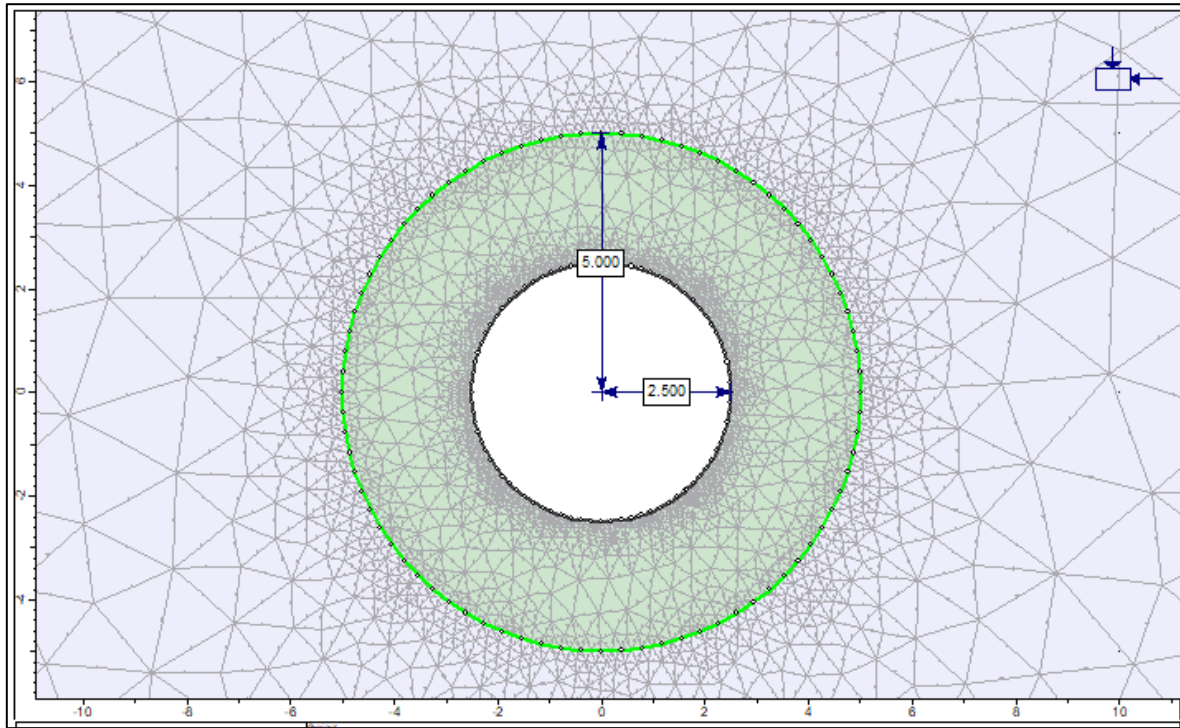


Ilustración 57: Incorporación de las propiedades del preconditionamiento a la modelación numérica en RS2.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

4.2.3 Esfuerzos y soporte

Los casos simulados se componen de dos campos de esfuerzos distintos, cuyas magnitudes de esfuerzo principal mayor corresponden a $\sigma_1=40$ MPa y $\sigma_1=80$ MPa respectivamente, ambos bajo una razón de esfuerzos constante $k=1,5$, según fuera definido en la Ilustración 53 para los distintos entornos de simulación.

En cuanto al soporte, su efecto en la excavación se simula a través de una presión interna ficticia $p_i=0,2$, precisada por el modelo de convergencia-confinamiento de Carranza-Torres. En la Ilustración 58 se puede apreciar la incorporación del efecto soporte a la modelación numérica.

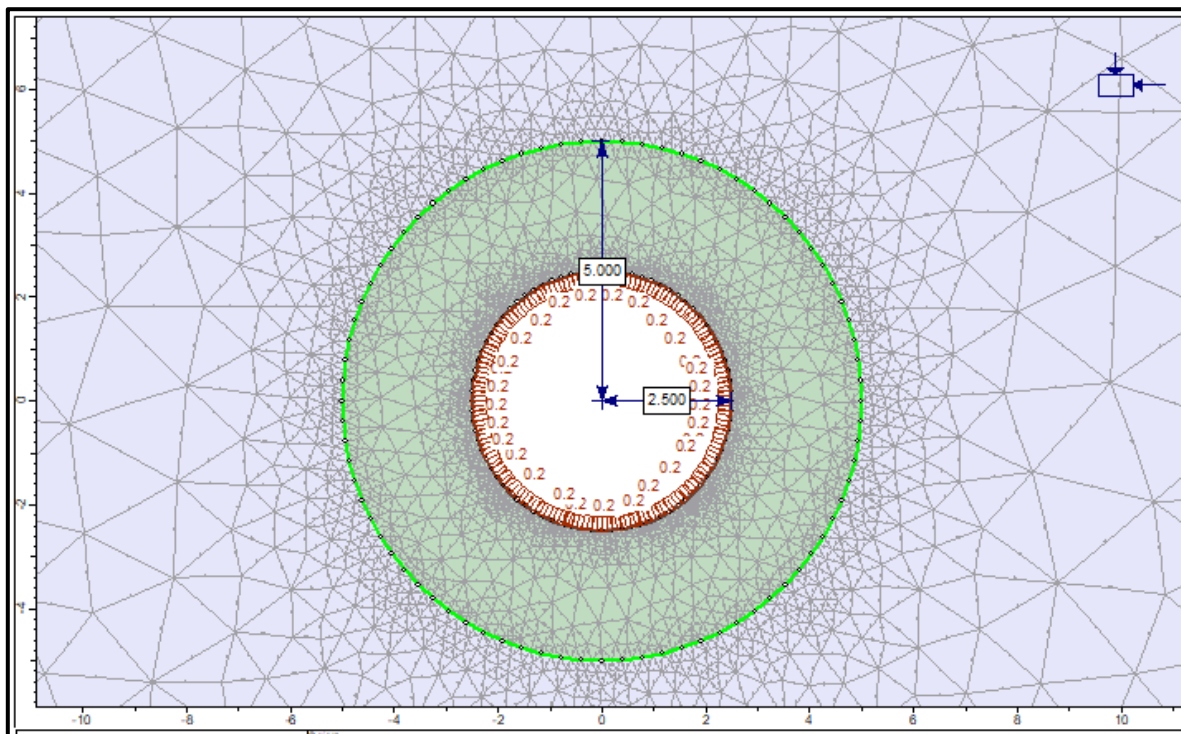


Ilustración 58: Incorporación del efecto soporte y del preconditionamiento a la modelación numérica en RS2.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

4.2.4 Mallado

Las propiedades del mallado empleado para discretizar el modelo se presentan en la Tabla 20. En la Ilustración 59 se presenta el modelo numérico mallado, cuya discretización es más intensa en el perímetro de la excavación con el objetivo de robustecer los resultados y contar mayores detalles en distancias pequeñas para la región de interés. Los nodos en el perímetro del túnel se encuentran separados por aproximadamente 10 *cm*.

Tabla 20: Propiedades del mallado.

Configuración de la malla y discretización	
Tipo de malla	Graduada
Tipo de elemento	Triangular de 6 nodos
Factor de graduación	0,1
Número de nodos por defecto en la excavación	110

Fuente: Elaboración propia, 2021.

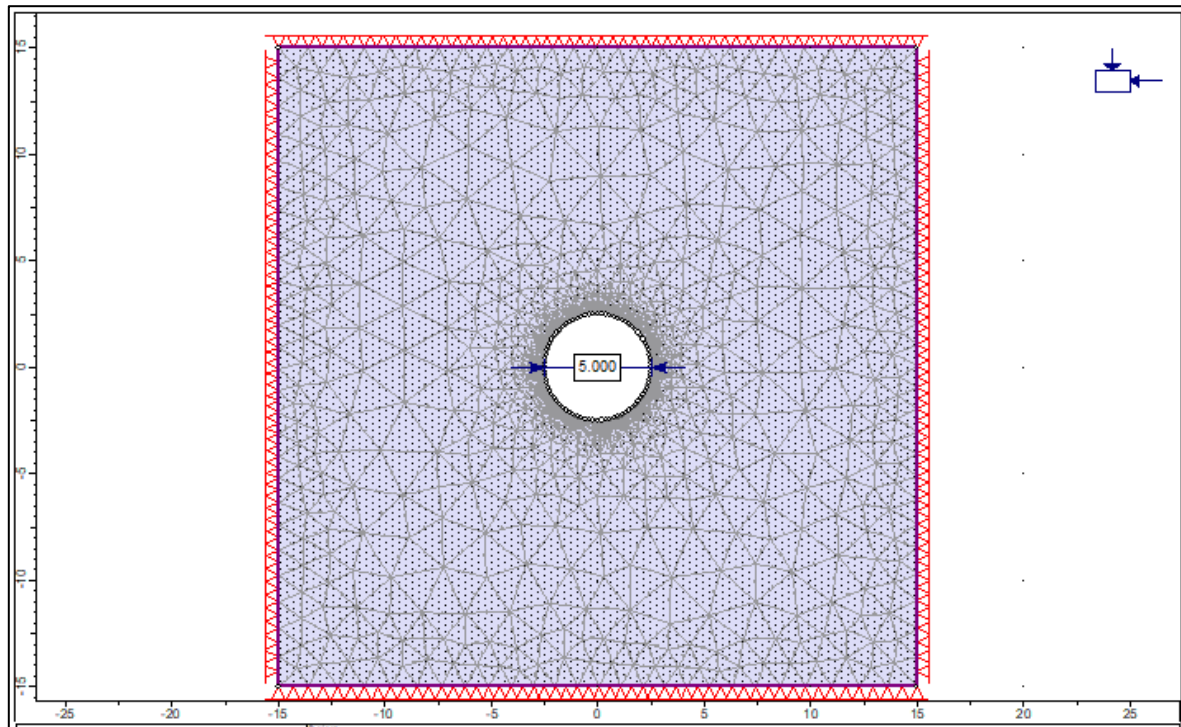


Ilustración 59: Modelo discretizado.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

4.2.5 Condiciones de borde

Los desplazamientos en el límite externo del modelo quedan restringidos en las direcciones “ x ” e “ y ” según se puede apreciar en la Ilustración 59, lo cual implica que los nodos asociados a estos límites no podrán moverse libremente en las direcciones “ x ” o “ y ”, y mantendrán un desplazamiento cero durante todo el análisis.

4.2.6 Simulación

Esta etapa de la modelación numérica comprende los cálculos internos que realiza RS2 para precisar la solución numérica. La modelación se configura para realizar 1000 iteraciones de Montecarlo, en tanto, la tolerancia de los modelos se deja sujeta a la convergencia de estos.

4.2.7 Visualización e interpretación

La visualización e interpretación de la solución numérica es muy importante dentro del proceso de modelación, pues en esta etapa se pueden realizar verificaciones de los resultados para identificar de forma temprana incoherencias, como faltas de convergencia que ocasionan inestabilidad en la solución numérica, tolerancias muy bajas, distribución esfuerzo-deformación inconsistente, entre

otras. En aquellos casos en que se identifica alguna inconsistencia con la solución numérica se realizan correcciones ajustando la tolerancia en la etapa de modelación. Por otro lado, para mitigar este tipo de problemas se minimiza el número de etapas por modelo con el objetivo de evitar que la convergencia de la solución numérica de una etapa afecte a la otra.

4.3 RESULTADOS

Para precisar de forma apropiada la plastificación generada en torno a la excavación se registran los valores correspondientes de plastificación en el techo del túnel cada 7 [cm], como se presenta en la Ilustración 60 e Ilustración 61. En la Ilustración 60 es posible apreciar dos zonas de plastificación, la primera acotada por aquellos elementos que se plastifican en un 100% y la segunda zona comprende aquellos elementos que se plastifican parcialmente, en un rango menor a 100% y mayor al 0%.

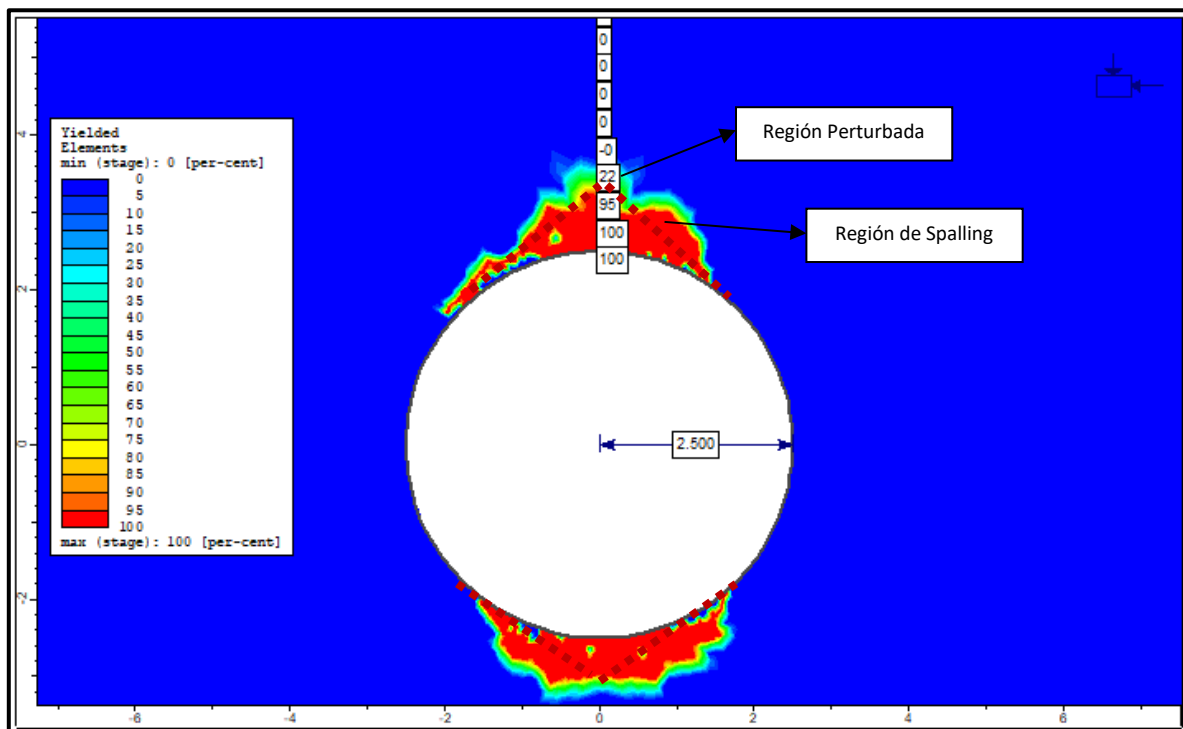


Ilustración 60: Plastificación del túnel.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Cada una de las regiones plastificadas posee propiedades resistentes y de deformación que la diferencian una de otra, por lo que para efectos de este estudio se definen las siguientes regiones:

- Región de “Spalling”

Corresponde a aquella región del macizo rocoso que se ha plastificado en un 100%, y para la cual un gran número de elementos finitos falla por corte y/o tracción como



consecuencia de un desconfinamiento localizado entorno a la excavación, según se puede apreciar en la Ilustración 63. Estos elementos se encuentran conectados, por lo que hay una alta probabilidad de que interactúen, desencadenando con ello la propagación e interacción de mecanismos de fracturas que llevan a esta región a fallar (spalling) y a una eventual ruptura dinámica con eyección de roca, es decir, un estallido de rocas. Por lo tanto, el volumen que se desprenderá durante el estallido de rocas estará acotado por esta región, es decir, esta región define una profundidad de falla a la que se le denominará en adelante “Límite de Spalling”, y se caracteriza por separar la “Región de Spalling” de la “Región Perturbada”.

En la Ilustración 62 y en la Ilustración 63 se puede apreciar una clara pérdida del confinamiento del macizo rocoso en la “Región de Spalling”, dando lugar a mecanismos de falla por tracción y de dilación volumétrica de la roca (Ilustración 64).

Cabe señalar que se ha optado por denominar a la profundidad de falla como “Límite de Spalling” para que el usuario tenga presente que el análisis debe ser complementado con modelos que definan el potencial de estallidos de rocas.

- **Región Perturbada**

Corresponde a aquella región del macizo rocoso que se ha plastificado parcialmente en un rango menor al 100% y mayor al 0%. A diferencia de la “Región de Spalling”, en la región perturbada hay una menor cantidad de elementos finitos que falla, y generalmente se encuentran aislados, por lo que sus probabilidades de propagar mecanismos de fracturas que conduzcan a la falla de la región son bajas.

La “Región Perturbada” esta acotada por el “Límite de Perturbación”, el cual establece las fronteras entre el macizo rocoso plastificado y el macizo rocoso elástico, como se indica en la Ilustración 61.

En la “Región Perturbada” el confinamiento es mucho mayor en comparación con la “Región de Spalling”, como se puede apreciar en la Ilustración 63, lo que genera una deformación volumétrica mayormente compresiva (Ilustración 64). Por otro lado, el esfuerzo principal mayor alcanza valores en torno al esfuerzo máximo $\sigma_{\text{máx}} (3\sigma_1 - \sigma_3)$. Estas condiciones promueven una mayor estabilidad del macizo rocoso y los mecanismos de falla que se generen en esta región serán mayormente de naturaleza cortante y en menor cantidad con relación a la “Región de Spalling”, como se aprecia en la Ilustración 61.

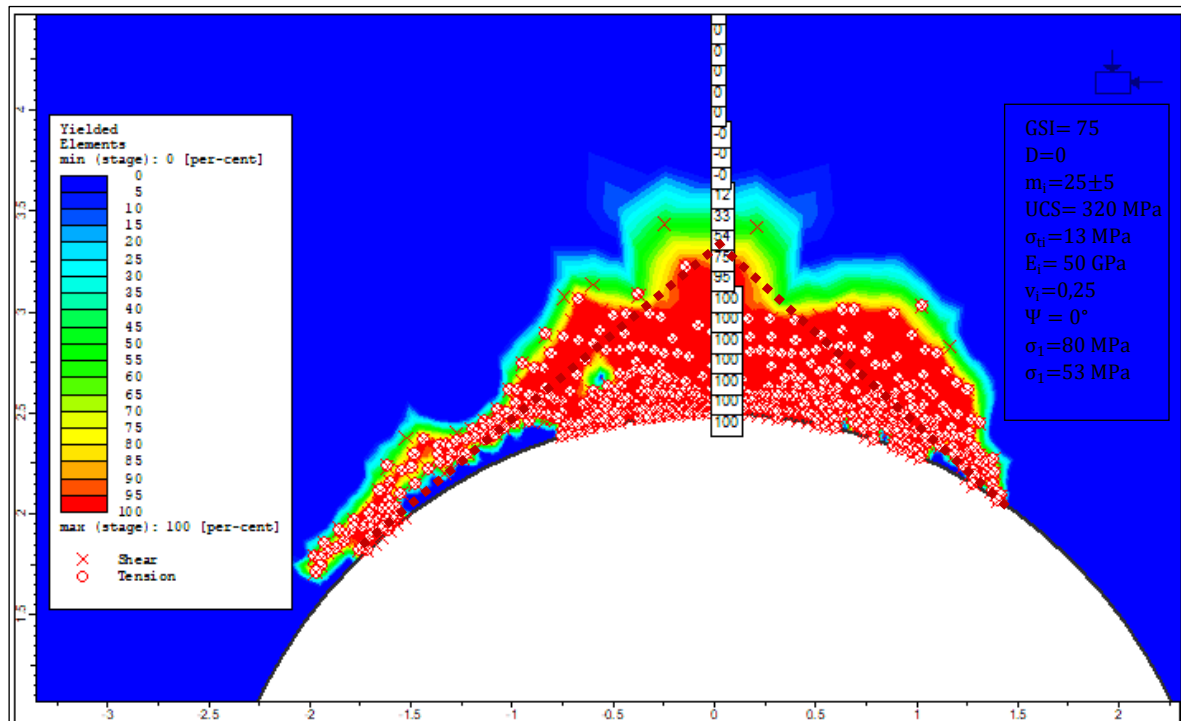


Ilustración 61: Plastificación y mecanismos de falla en el túnel.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

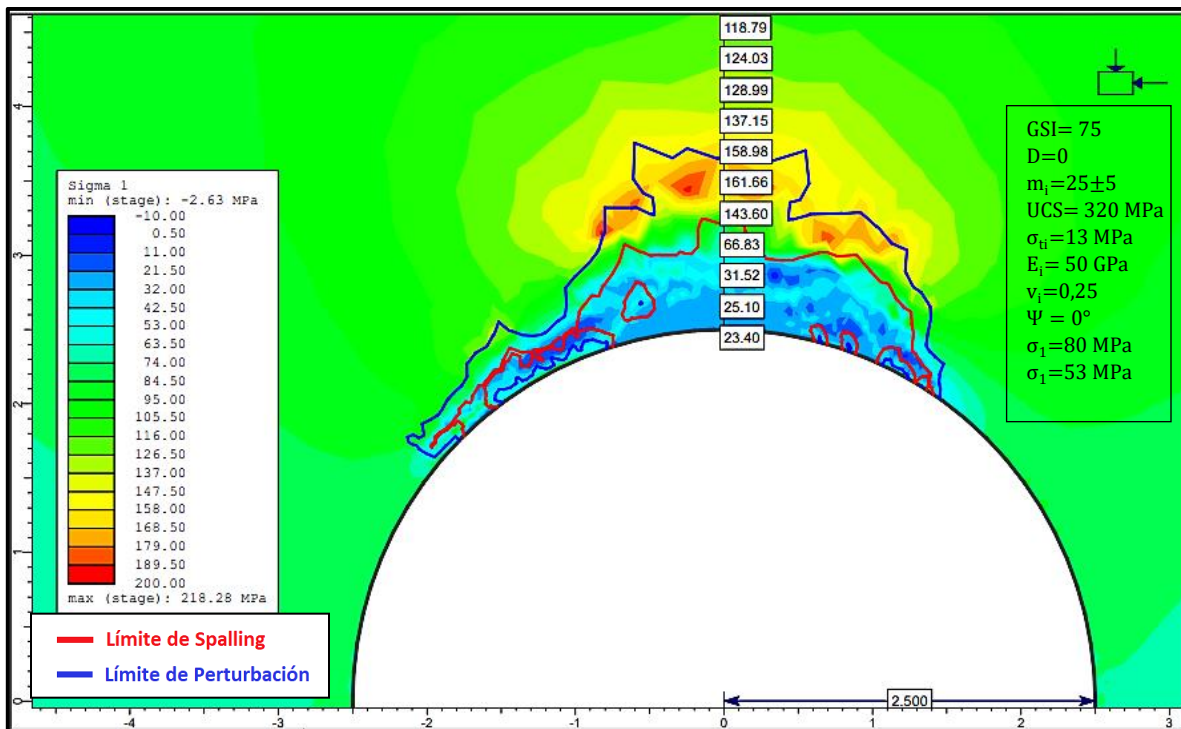


Ilustración 62: Esfuerzo principal mayor.

Fuente: Elaboración propia, 2021.



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
 “Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas
 de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 4 – Desarrollo

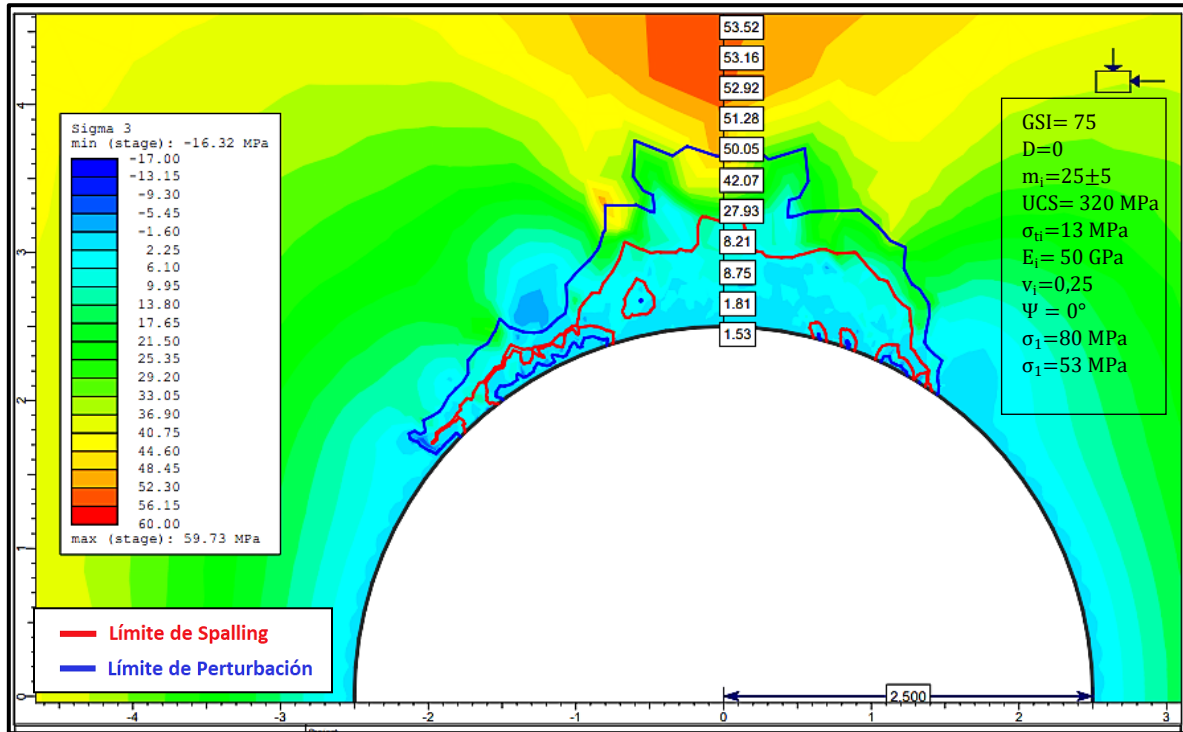


Ilustración 63: Esfuerzo principal menor.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

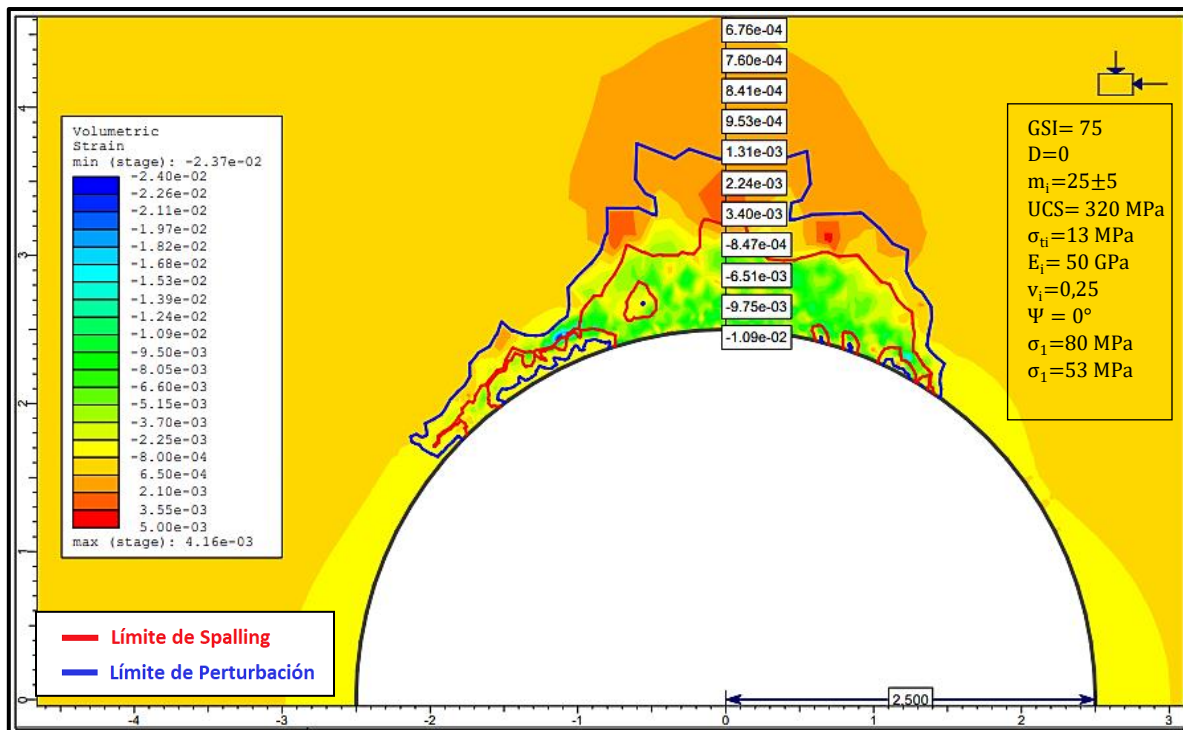


Ilustración 64: Deformación volumétrica.

Fuente: Elaboración propia, 2021.



Bajo las consideraciones y definiciones anteriores, a continuación, se procede a describir los principales resultados obtenidos.

4.3.1 Efecto de las medidas de mitigación de estallidos de rocas

Con el objetivo de evidenciar el efecto de las medidas de mitigación de estallidos de rocas se ha considerado presentar dos ejemplos representativos del fenómeno y de los resultados obtenidos desde las simulaciones realizadas en RS2. Estos ejemplos lo constituyen los modelos del Entorno de Simulación 2, en particular, aquellos con un GSI de 75 y un UCS de 320 MPa y de 120 MPa.

4.3.1.1 Efecto sobre la plastificación del macizo rocoso

La incorporación de medidas de mitigación en el túnel genera que la plastificación entorno a la excavación generalmente tienda a disminuir y/o desaparecer, dependiendo ello de las propiedades resistentes del macizo rocoso, lo que afecta directamente a la “Región de Spalling” y la “Región de Perturbada”. Este efecto se puede evidenciar en la Ilustración 65, en donde se tiene que para un UCS de 320 MPa las medidas de mitigación disminuyen en su totalidad los eventos de falla frágil, en tanto, en la Ilustración 66 se aprecia que para un UCS de 120 MPa la plastificación del macizo rocoso disminuye de forma parcial y gradual, persistiendo los eventos de falla frágil, pero con una menor intensidad.

En el caso particular del uso de soporte, se evidencia en la Ilustración 66 el control de la falla por mecanismos de corte y una clara pérdida de la severidad del evento en términos de profundidad de falla. En específico, el confinamiento proporcionado a través del sistema de soporte suprime la dilatación del macizo rocoso y mantiene el efecto de la fricción interna una vez que se han producido las fracturas, lo cual contribuye a disminuir la extensión del “Límite de Spalling” y “Límite de Perturbación”.

Nótese que en bajo ciertas circunstancias el precondicionamiento por tronaduras puede conducir a una doble plastificación del macizo rocoso, como el caso presentado en la Ilustración 66, en donde se tiene la plastificación en torno a la excavación y además la plastificación en torno al límite de la zona precondicionada como consecuencia del contraste de rigidez ocasionados por la naturaleza misma del precondicionamiento y de las propiedades resistentes del macizo rocoso.

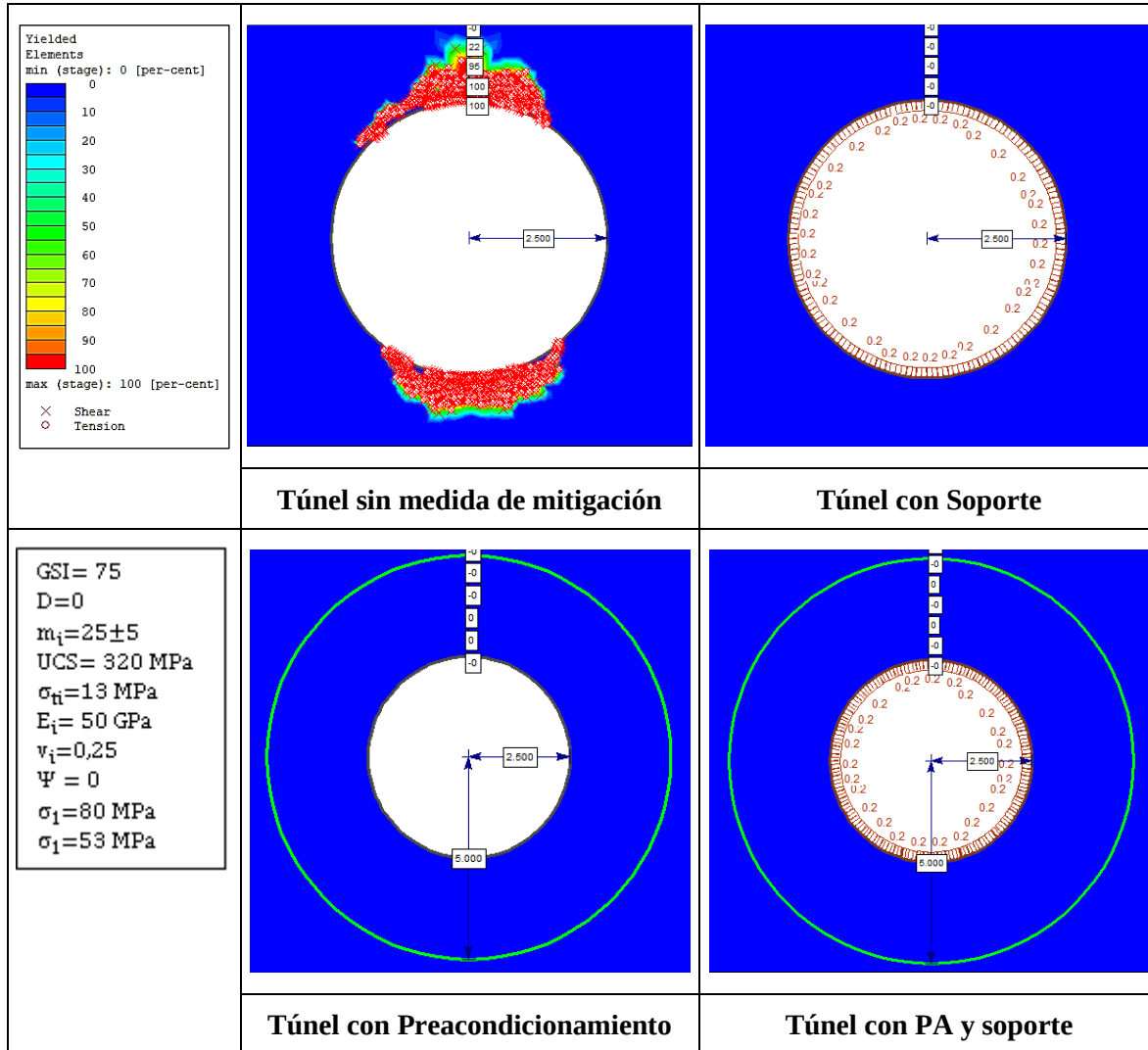


Ilustración 65: Plastificación del túnel para las distintas medidas de mitigación de estallidos de rocas.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

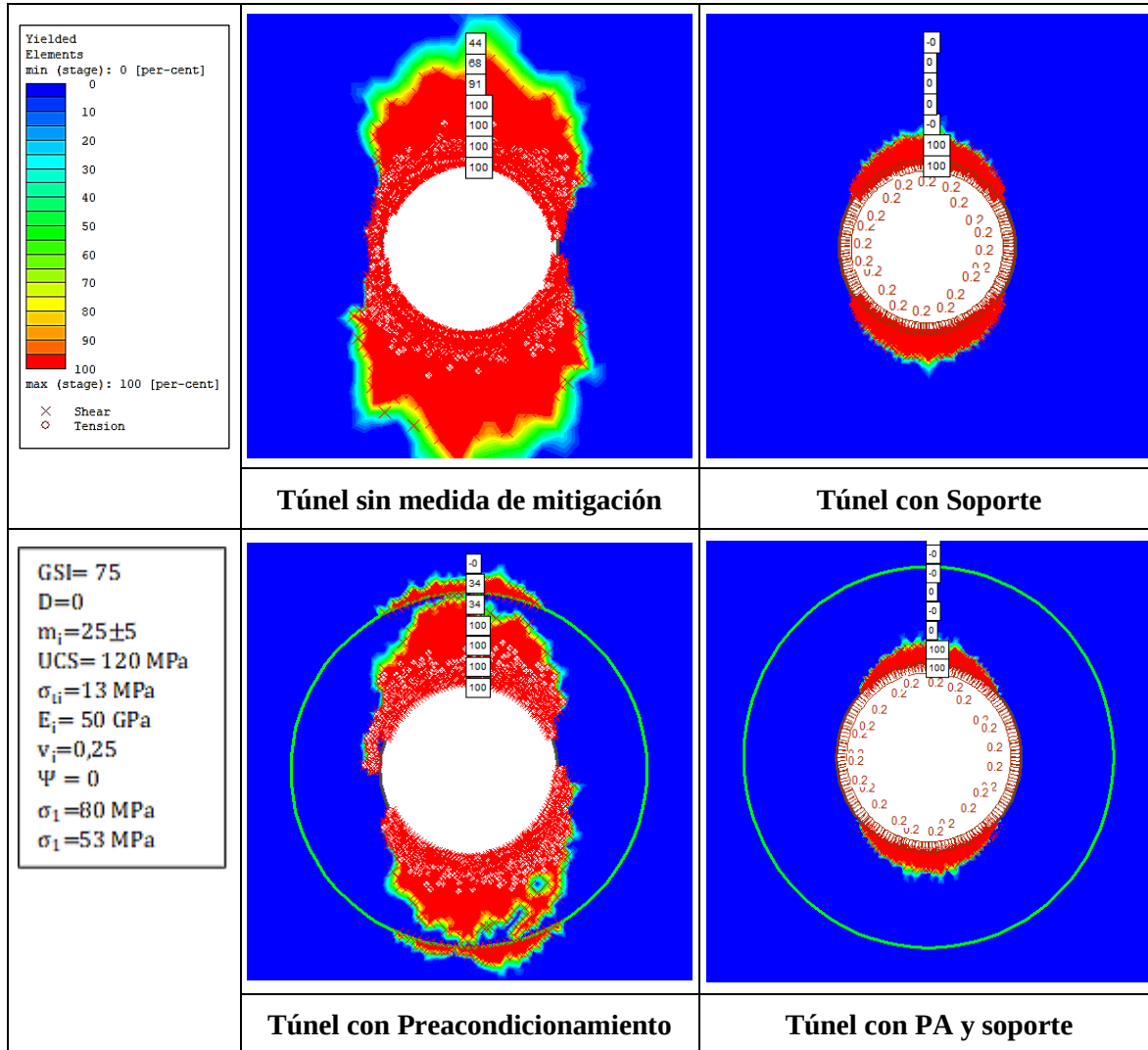


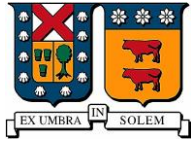
Ilustración 66: Plastificación del túnel para las distintas medidas de mitigación de estallidos de rocas.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

4.3.1.2 Efecto sobre los esfuerzos principales

En cuanto al esfuerzo principal mayor, se puede apreciar en la Ilustración 67 e Ilustración 68 que las medidas mitigación que contemplan el uso de soporte en forma independiente o combinada con preconditionamiento ocasionan una redistribución uniforme de esfuerzos, disminuyendo con ello las zonas de desconfinamiento y de concentración de esfuerzos, y, en consecuencia, disminuye la concentración de energía de deformación en torno a la excavación. Este efecto causado principalmente por el soporte resulta notable, en la medida que se reduce el “Límite de Spalling”.

Por otro lado, en cuanto al uso independiente de preconditionamiento por tronaduras, se observa que este puede ocasionar una relajación o disminución del esfuerzo principal mayor en



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas
de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”
 Capítulo 4 – Desarrollo

torno a la excavación. Este efecto se debe principalmente a las fracturas inducidas por el preacondicionamiento, las cuales disminuyen la calidad del macizo rocoso, impactando ello directamente en sus propiedades resistentes y de deformación como se puede apreciar en las tablas adjuntas en el Anexo 8.1 y Anexo 8.2.

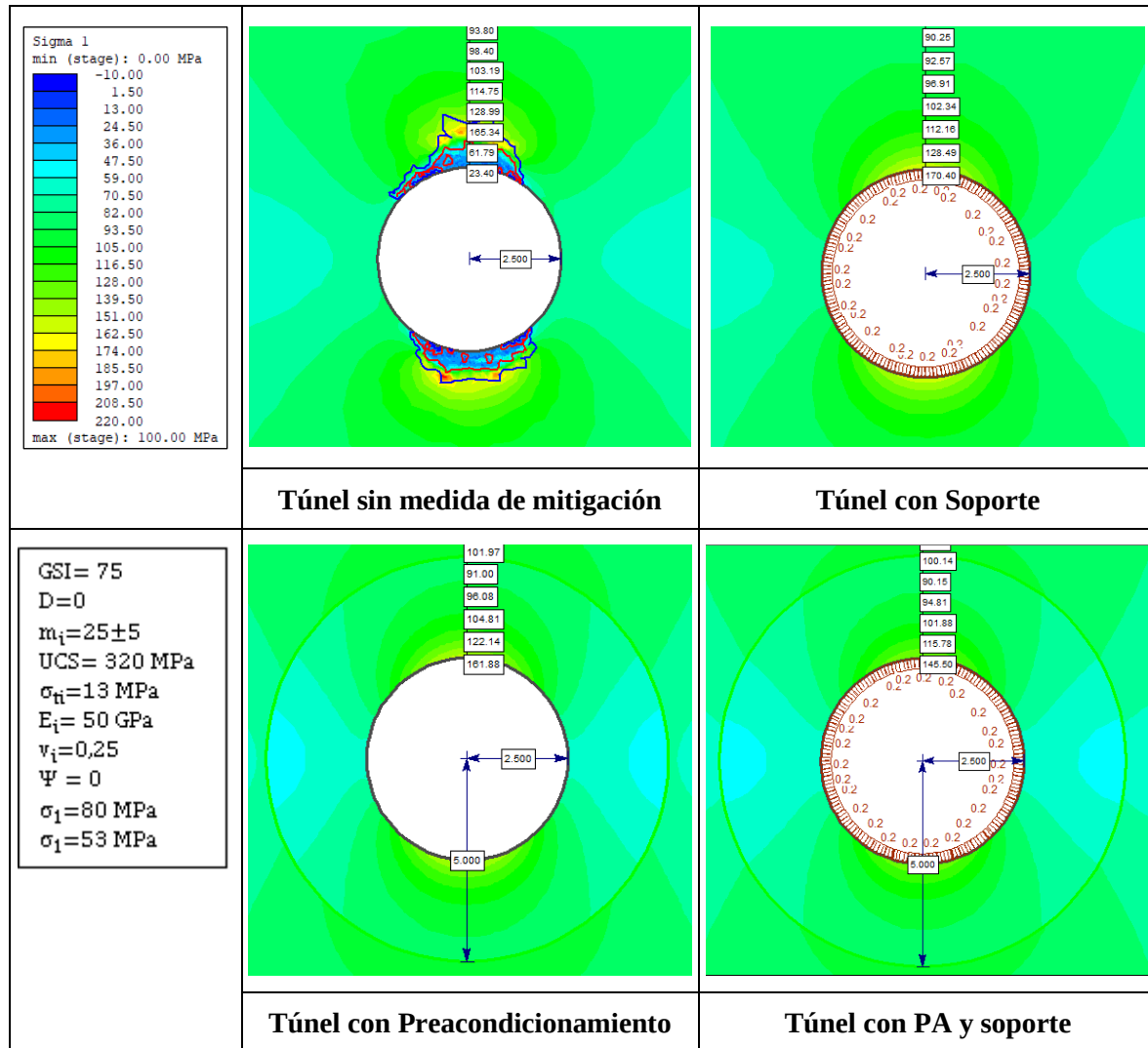


Ilustración 67: Esfuerzo principal mayor para distintas medidas de mitigación de estallidos de rocas.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

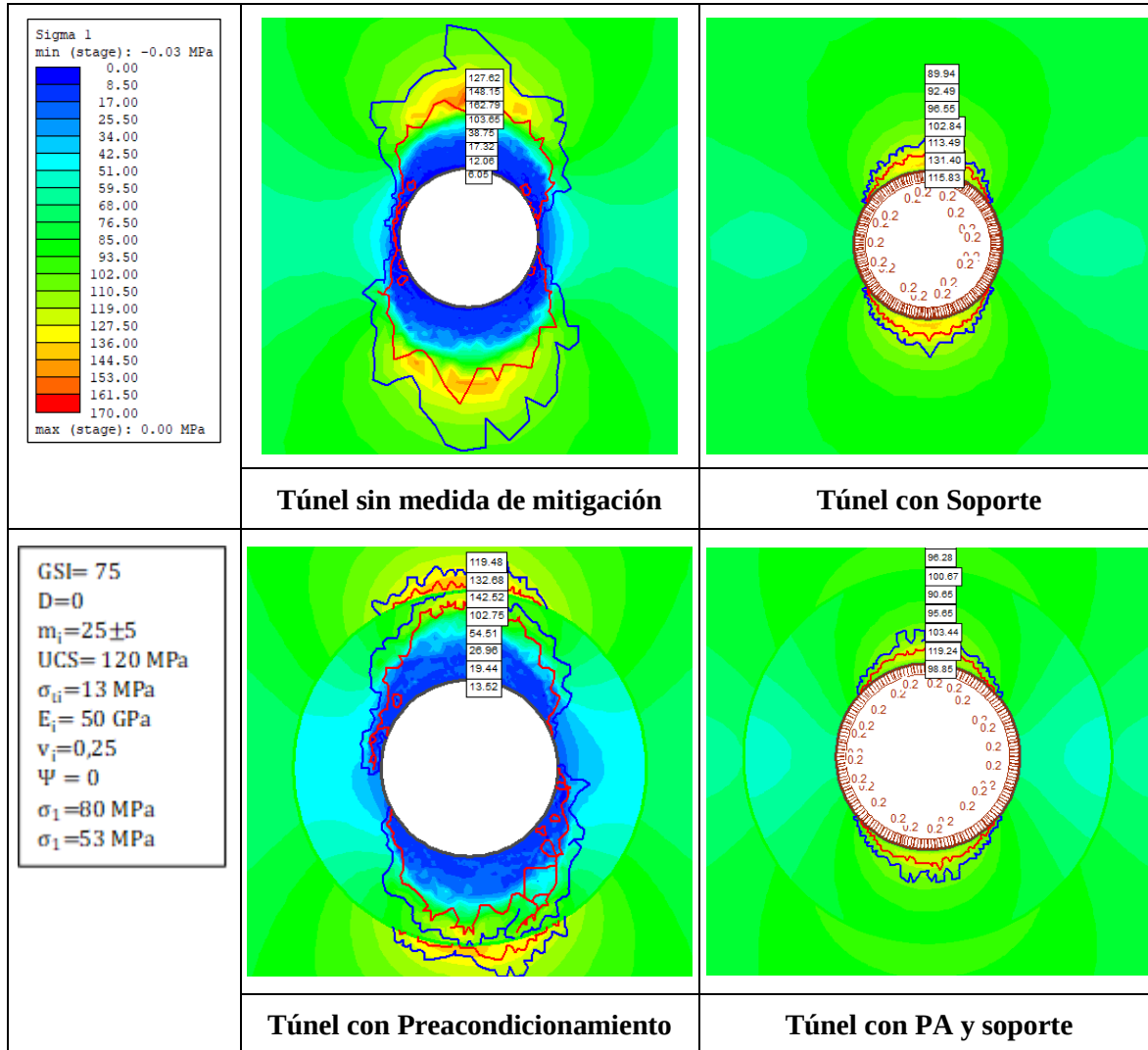


Ilustración 68: Esfuerzo principal mayor para distintas medidas de mitigación de estallidos de rocas.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Al momento de evaluar el efecto que tienen las medidas de mitigación sobre el confinamiento, es decir, sobre el esfuerzo principal menor, se evidencia en la Ilustración 69 e Ilustración 70 que ocurre un comportamiento similar a lo descrito para el esfuerzo principal mayor, pues cuando se considera el uso de soporte de forma independiente o combinado con preacondicionamiento, se logra una redistribución mucho más uniforme del esfuerzo principal menor, mitigando con ello la localización de zonas de desconfinamiento que puedan conducir a la falla frágil del macizo rocoso.

En cuanto al uso independiente de preacondicionamiento por tronaduras, se observa que este puede ocasionar pérdidas de confinamiento en torno a la excavación similares a los casos en que no se contemplan medidas de mitigación. Este efecto, como fuera señalado anteriormente, se debe principalmente a las fracturas inducidas por el preacondicionamiento, las cuales disminuyen la calidad y propiedades resistentes del macizo rocoso.

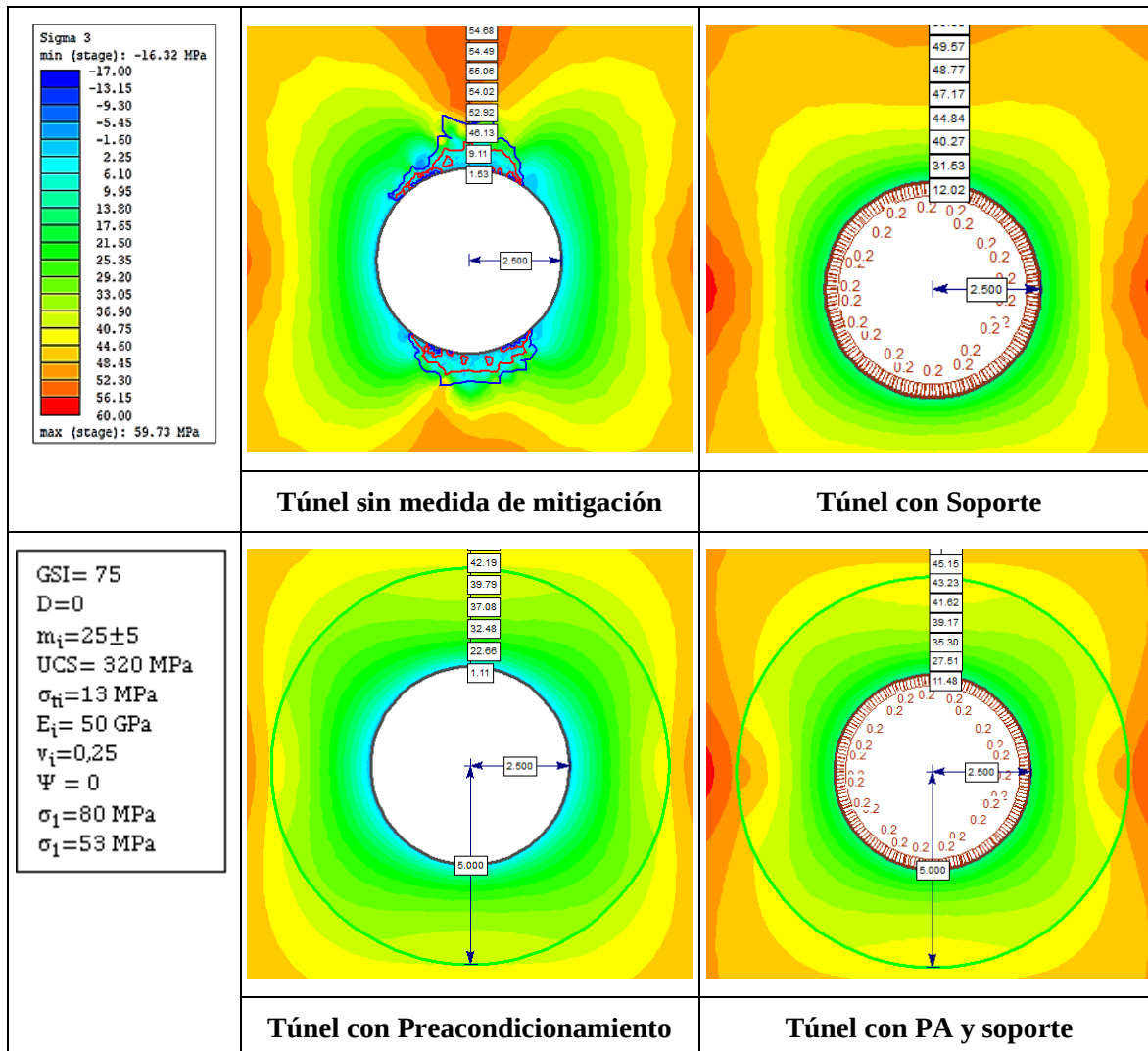


Ilustración 69: Esfuerzo principal menor para distintas medidas de mitigación de estallidos de rocas.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

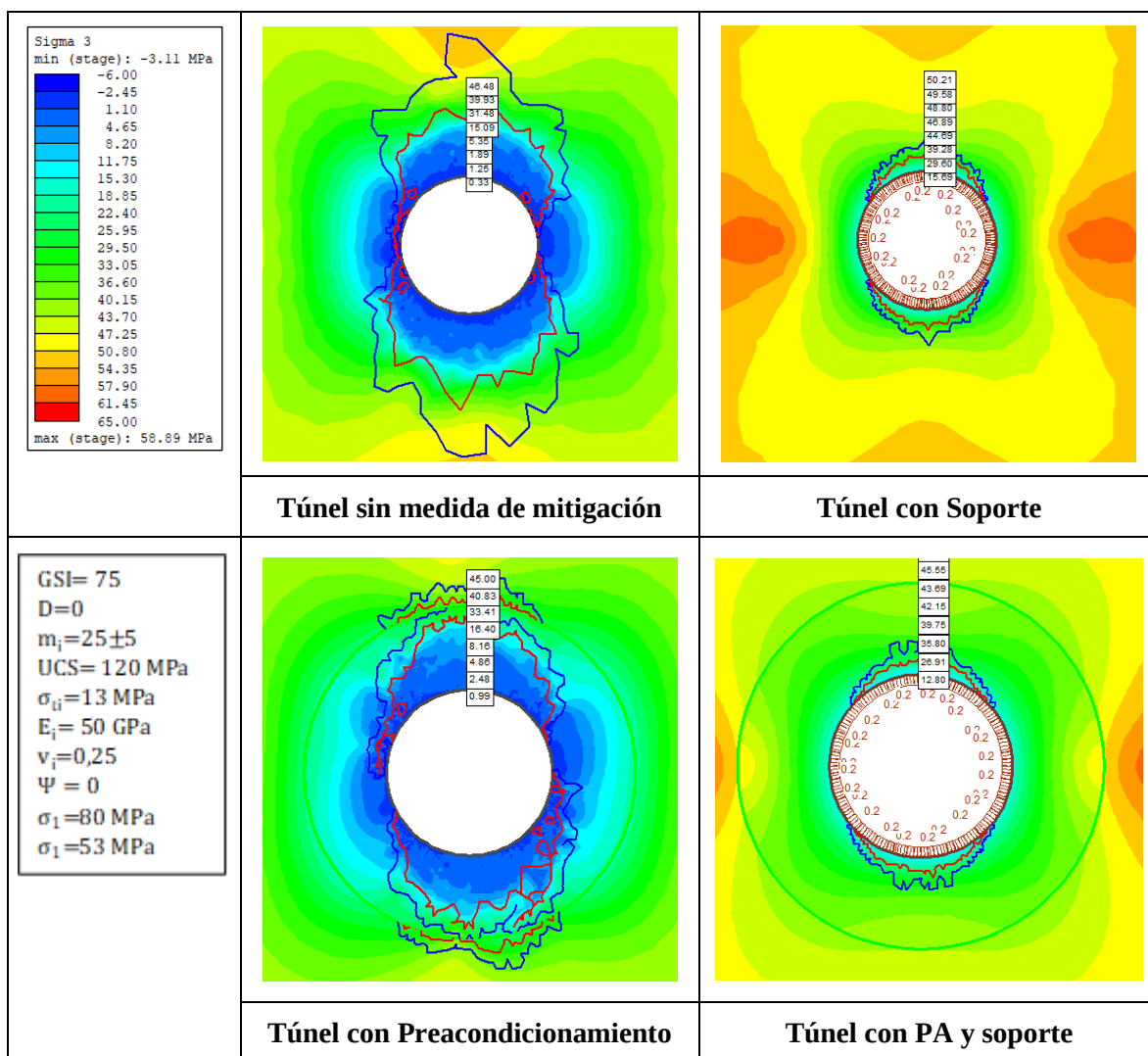


Ilustración 70: Esfuerzo principal menor para distintas medidas de mitigación de estallidos de rocas.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

4.3.1.3 Efecto sobre la dilatación del macizo rocoso

Como consecuencia de la redistribución uniforme de los esfuerzos principales ocasionada por las medidas de mitigación de soporte (independiente o combinada), la deformación volumétrica del macizo rocoso en el techo de la excavación se torna mayormente compresiva.

Por otro lado, el uso independiente de preacondicionamiento por tronaduras tiende a ocasionar zonas de dilatación más extensas que en los casos que no se contempla el uso de medidas de mitigación. Este efecto puede ser de alto riesgo para la excavación, pues demanda el uso de soportes altamente dúctiles para mitigar la convergencia y lograr mantener el perfil planificado de la excavación.

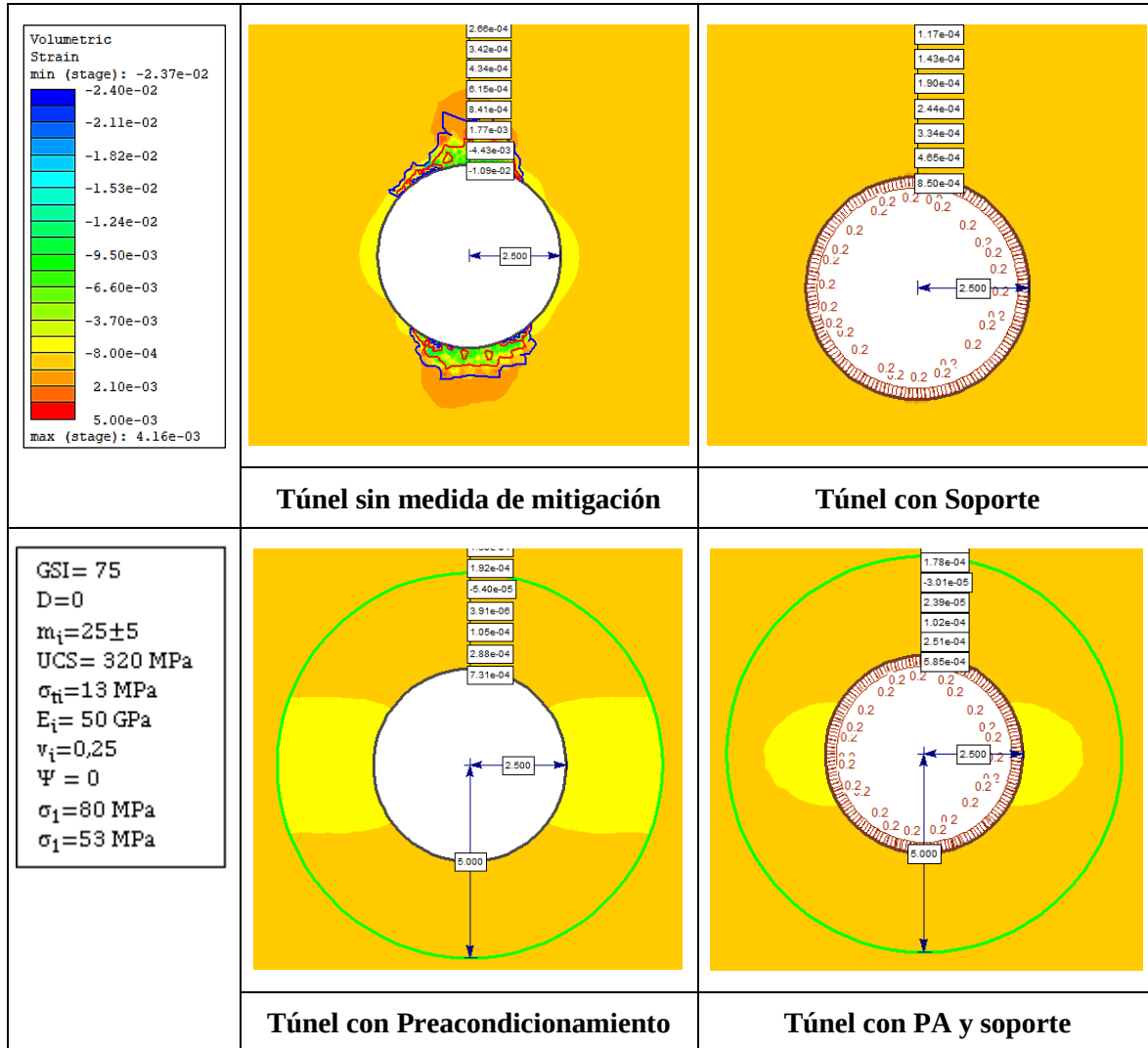


Ilustración 71: Deformación volumétrica para distintas medidas de mitigación.
 Fuente: Elaboración propia, 2021.

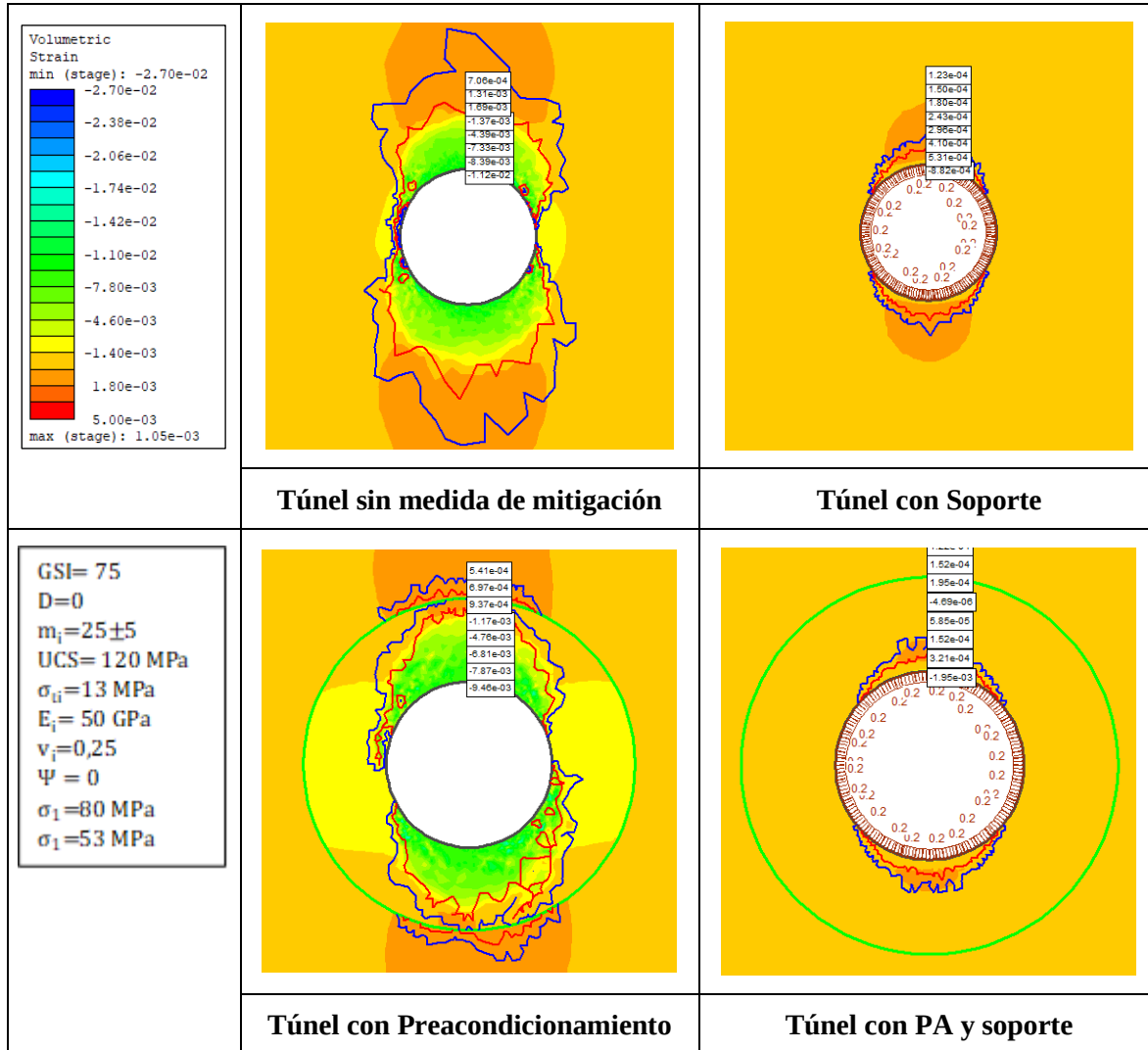


Ilustración 72: Deformación volumétrica para distintas medidas de mitigación.
Fuente: Elaboración propia, 2021.

4.3.2 Características de los estallidos de rocas en función de la variación del UCS

Para caracterizar los estallidos de rocas en función del UCS se consideran las simulaciones correspondientes al Entorno 2, cuyas propiedades se presentaron en la Ilustración 53.

Como se puede apreciar en la Tabla 21 e Ilustración 73, se consideran 20 casos para cada tipo de UCS, los cuales a su vez se dividen en cuatro categorías dependiendo del tipo de medida de mitigación de estallidos de rocas considerada (túnel sin medida de mitigación, túnel con soporte, túnel con preacondicionamiento por tronadura, túnel con preacondicionamiento por tronadura y soporte).



Tabla 21: Simulaciones Entorno 2 categorizadas por UCS.

UCS [MPa]	Túnel sin medida de mitigación de ER		Túnel con Soporte		Túnel con PA		Túnel con PA y Soporte		N° total de ER	N° total de modelos	Ocurrencia de ER
	N° de ER	N° de modelos	N° de ER	N° de modelos	N° de ER	N° de modelos	N° de ER	N° de modelos			
120	5	5	5	5	5	5	5	5	20	20	100%
170	5	5	5	5	5	5	5	5	20	20	100%
220	5	5	5	5	5	5	0	5	15	20	75%
270	5	5	0	5	5	5	0	5	10	20	50%
320	5	5	0	5	0	5	0	5	5	20	25%
Total	25	25	15	25	20	25	10	25	70	100	70%

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Los principales resultados obtenidos se resumen a continuación:

- Para un UCS de 120 MPa y 170 MPa (resistencia muy fuerte) se obtiene que, independiente de la medida de mitigación de estallidos de rocas empleada, hay una ocurrencia de estallidos de rocas en el 100% de los casos.
- Para un UCS de 220 MPa (resistencia extremadamente fuerte) se obtiene que la ocurrencia de estallidos de rocas es del 75% (15 casos de estallidos de rocas de un total de 20). Cabe destacar que la ocurrencia de estallidos de rocas disminuye a cero cuando se emplean medidas de mitigación combinadas de soporte y preacondicionamiento por tronaduras.
- En cuanto al UCS de 270 MPa (resistencia extremadamente fuerte), el porcentaje de ocurrencia de estallidos de rocas es de un 50 % (10 casos de estallidos de rocas de un total de 20). Los casos en los que no ocurren estallidos de rocas corresponden a aquellos en que se ha empleado medidas de mitigación de soporte y medidas combinadas de soporte y preacondicionamiento.
- Finalmente, para un UCS de 320 MPa (resistencia extremadamente fuerte), solo se obtienen casos de estallidos de rocas para aquellos modelos que no contemplan ninguna medida de mitigación, resultando una ocurrencia de estallidos de rocas de un 25%.

En resumen, se observa una disminución progresiva de la ocurrencia de los estallidos de rocas a medida que aumenta el UCS, efecto que se ve potenciado por las medidas de mitigación empleadas.

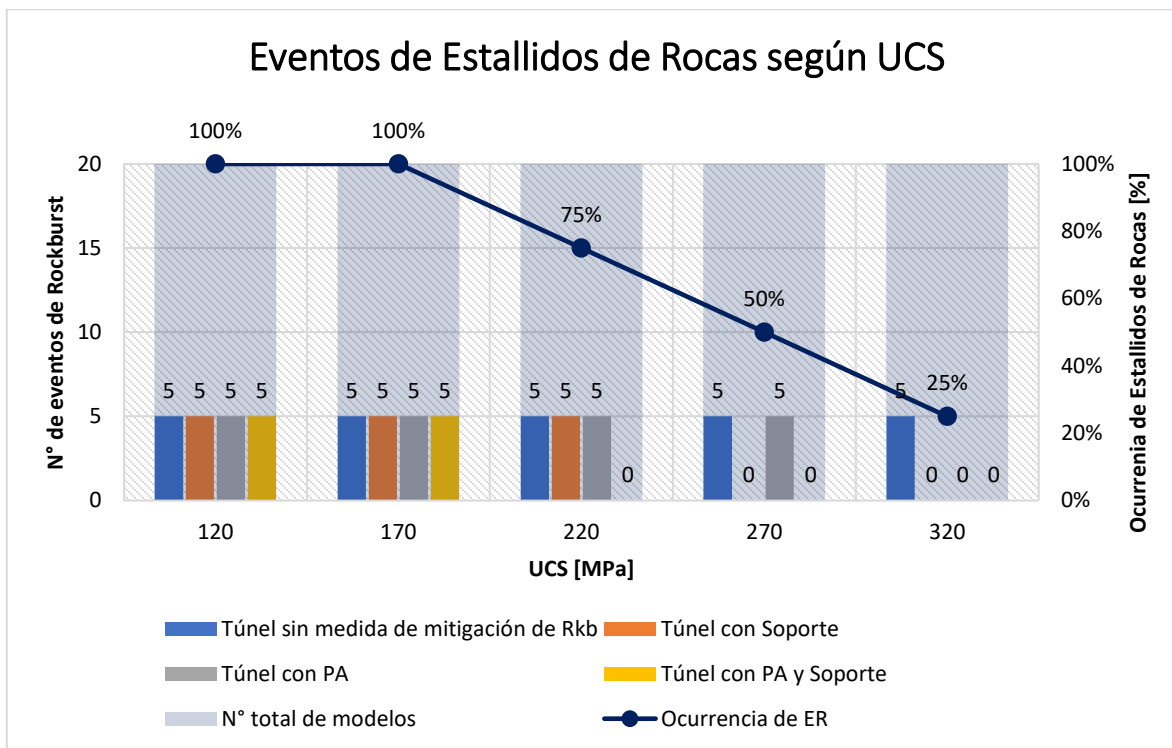


Ilustración 73: Eventos de estallidos de rocas según UCS y medidas de mitigación.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

En cuanto a la plastificación máxima del túnel para cada UCS, se observa en la Ilustración 74 Ilustración 75, Ilustración 76 e Ilustración 77 que dicho parámetro disminuye progresivamente con el aumento del UCS. En específico, para aquellos casos en los que no se ha implementa ninguna medida de mitigación, tanto el “Límite de Spalling” como el “Límite de Perturbación” convergen a una razón $\frac{R_f}{a} > 0$ (ver Ilustración 74), es decir, el túnel se plastificará en todos estos casos, pero a medida que aumenta el UCS esta es menos intensa, y, en consecuencia, tanto la “Región de Spalling” como la “Región perturbada” disminuyen.

Por otro lado, en aquellos casos en los que se considera alguna medida de mitigación (ver Ilustración 75, Ilustración 76 e Ilustración 77) la razón $\frac{R_f}{a}$ converge a cero, lo cual implica, a diferencia de los casos sin medida de mitigación, que la plastificación del macizo rocoso disminuye progresivamente hasta ser nula, una condición mucho más favorable, pues se mitigan en forma completa la ocurrencia de los estallidos de rocas más intensos en términos de profundidad de falla y energía de deformación.

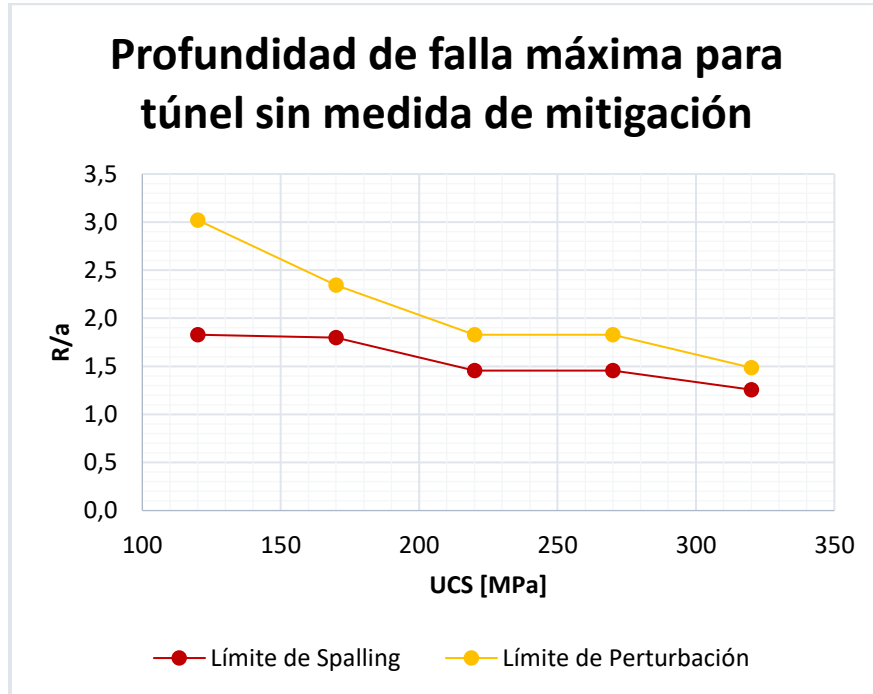


Ilustración 74: Profundidades de falla máxima para túneles sin medida de mitigación de estallidos de rocas.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

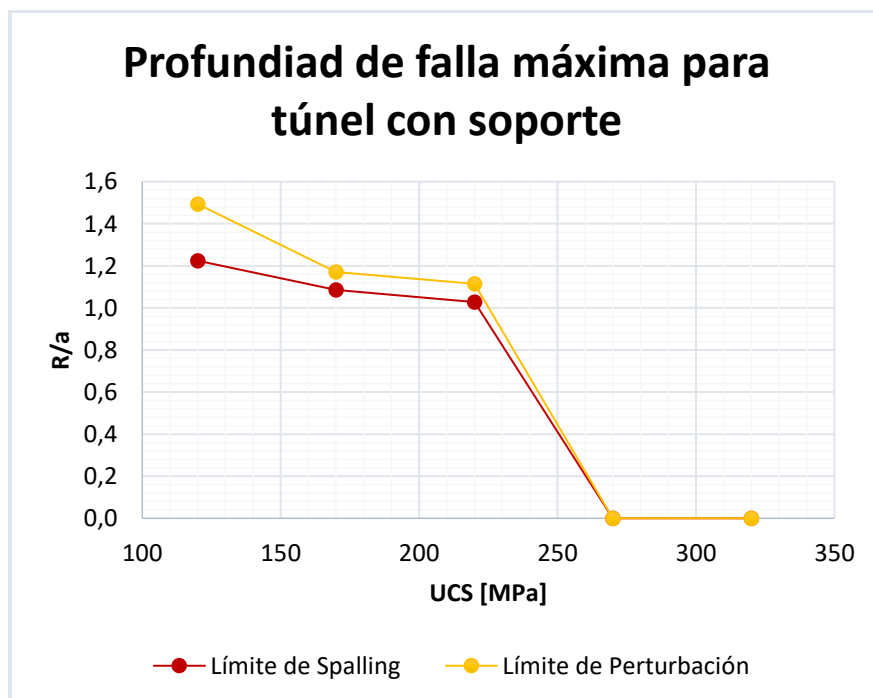


Ilustración 75: Profundidad de falla máxima para túneles con soporte.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

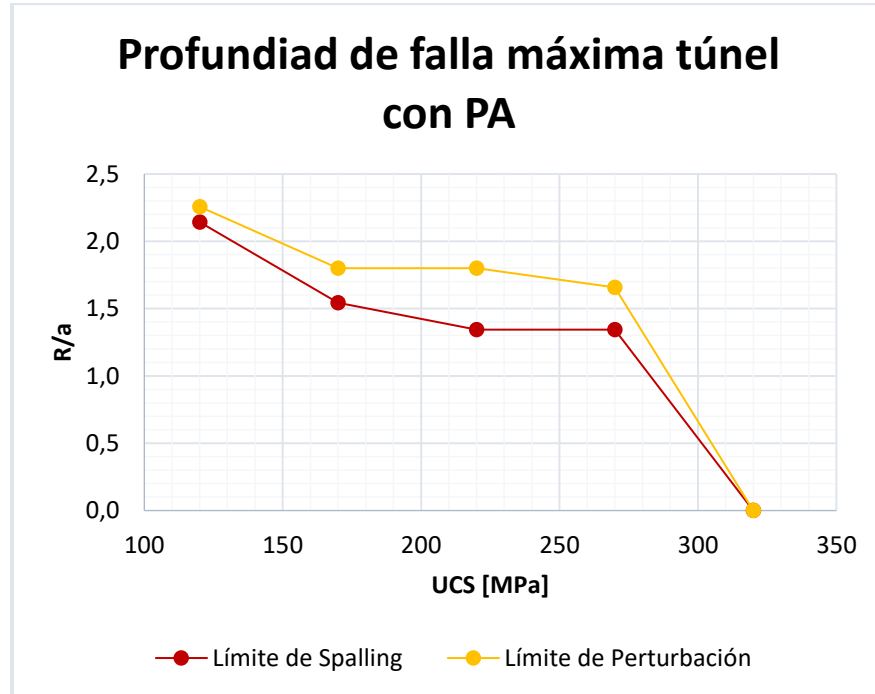
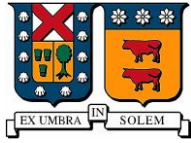


Ilustración 76: Profundidad de falla máxima para túneles con precondicionamiento por tronadura.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

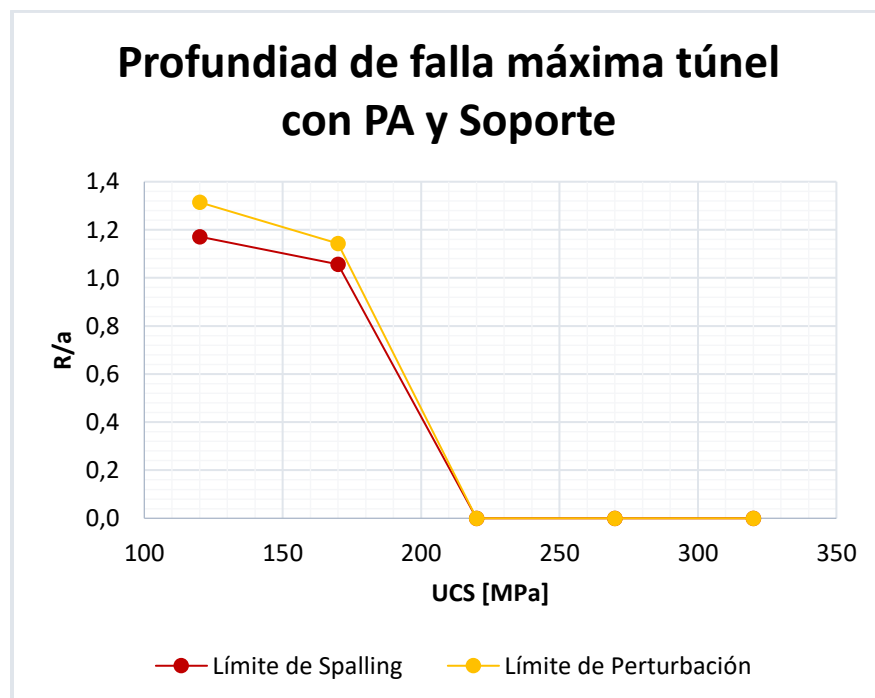


Ilustración 77: Profundidad de falla máxima para túneles con precondicionamiento por tronadura y soporte.

Fuente: Elaboración propia, 2021.



4.3.3 Características de los estallidos de rocas en función de la variación del GSI

Para caracterizar los estallidos de rocas en función del GSI se consideran las simulaciones correspondientes al Entorno 2, cuyas propiedades se presentaron en la Ilustración 53.

Al igual que para las categorías de UCS, se precisa la cantidad de eventos de estallidos de rocas por categoría de GSI como se puede apreciar en la Tabla 22 e Ilustración 78.

Tabla 22: Simulaciones Entorno 2 categorizadas por GSI.

GSI	Túnel sin medida de mitigación de ER		Túnel con Soporte		Túnel con PA		Túnel con PA y Soporte		Nº total de ER	Nº total de modelos	Ocurrencia de ER
	Nº de ER	Nº de modelos	Nº de ER	Nº de modelos	Nº de ER	Nº de modelos	Nº de ER	Nº de modelos			
55	5	5	3	5	4	5	2	5	14	20	70%
65	5	5	3	5	4	5	2	5	14	20	70%
75	5	5	3	5	4	5	2	5	14	20	70%
85	5	5	3	5	4	5	2	5	14	20	70%
95	5	5	3	5	4	5	2	5	14	20	70%
Total	25	25	15	25	20	25	10	25	70	100	70%

Fuente: Elaboración propia, 2021.

La cantidad de eventos de estallidos de rocas por GSI es de 14 para todas las categorías consideradas, esto es, una ocurrencia del 70% respecto al total de casos simulados. Bajo esta perspectiva, el efecto de las medidas de mitigación no es del todo claro, pues en todas las categorías de GSI se obtiene un porcentaje de ocurrencia de estallidos de rocas similar.

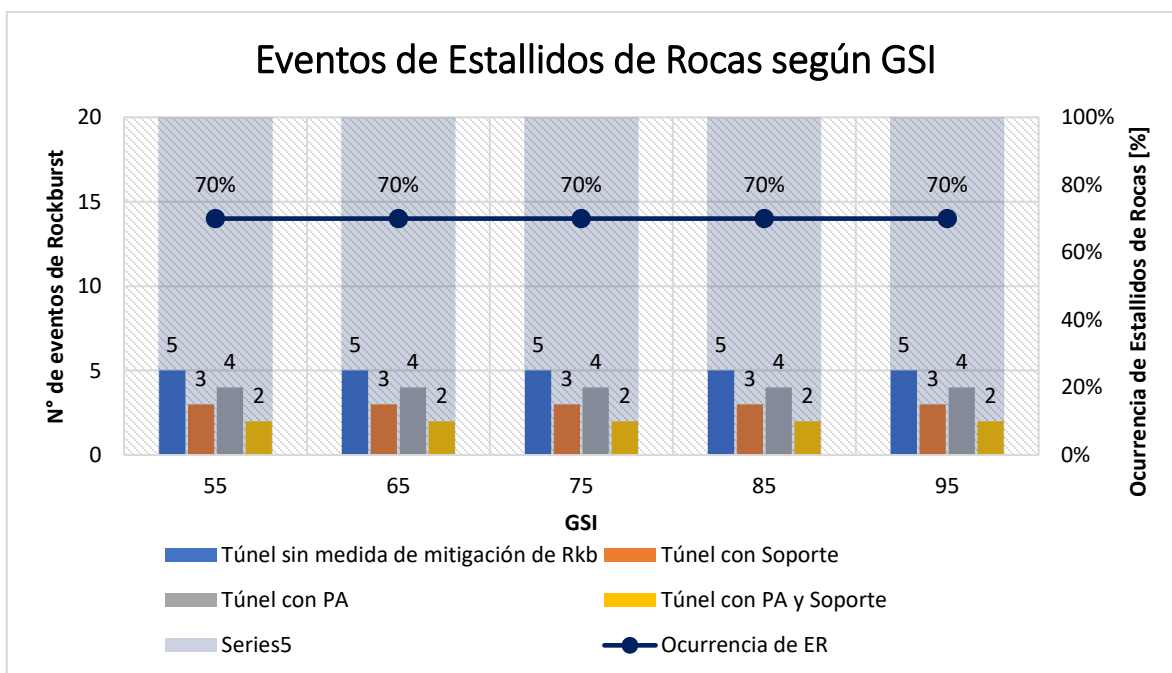


Ilustración 78: Eventos de estallidos de rocas según GSI y medidas de mitigación.

Fuente: Elaboración propia, 2021.



En cuanto a la plastificación máxima del túnel, a diferencia de lo que sucede para la categorización por UCS, en este caso no se observa una tendencia clara de los resultados, más bien los valores asociados al “Límite de Spalling” y “Límite de perturbación” se mantienen asintóticos y variables según se puede apreciar en la Ilustración 79, Ilustración 80, Ilustración 81 e Ilustración 82.

Un hecho notable es que la plastificación más intensa del terreno ocurre generalmente para aquellos macizos rocosos de menor calidad, es decir, para que aquellos de un GSI más bajo. Así, por ejemplo, si se considera un GSI de 55, el “Límite de perturbación” máximo para un túnel sin medida de mitigación alcanza un valor de razón $\frac{R_f}{a}=3,0$, en tanto, para un GSI de 95 esta razón es de $\frac{R_f}{a}=2,3$, como se puede apreciar en la Ilustración 79.

Por otro lado, se puede apreciar en la Ilustración 81 (túnel con preacondicionamiento por tronaduras) que la diferencia entre el “Límite de Spalling” y “Límite de perturbación” es mucho menor al resto de los casos con y sin medida de mitigación.

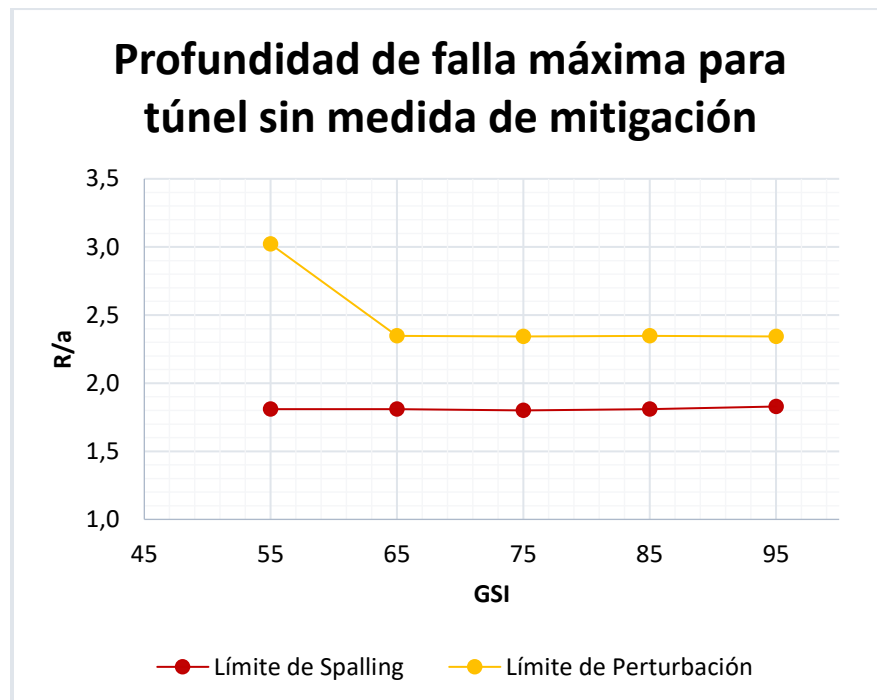


Ilustración 79: Profundidades de falla máxima para túneles sin medida de mitigación de estallidos de rocas.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

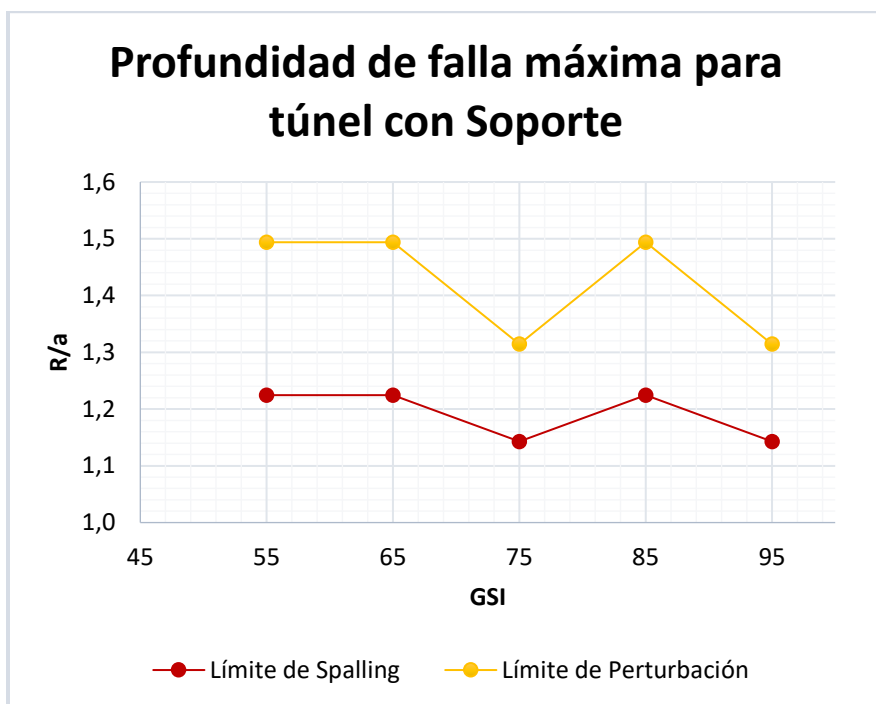


Ilustración 80: Profundidad de falla máxima para túneles con soporte.
Fuente: Elaboración propia, 2021.

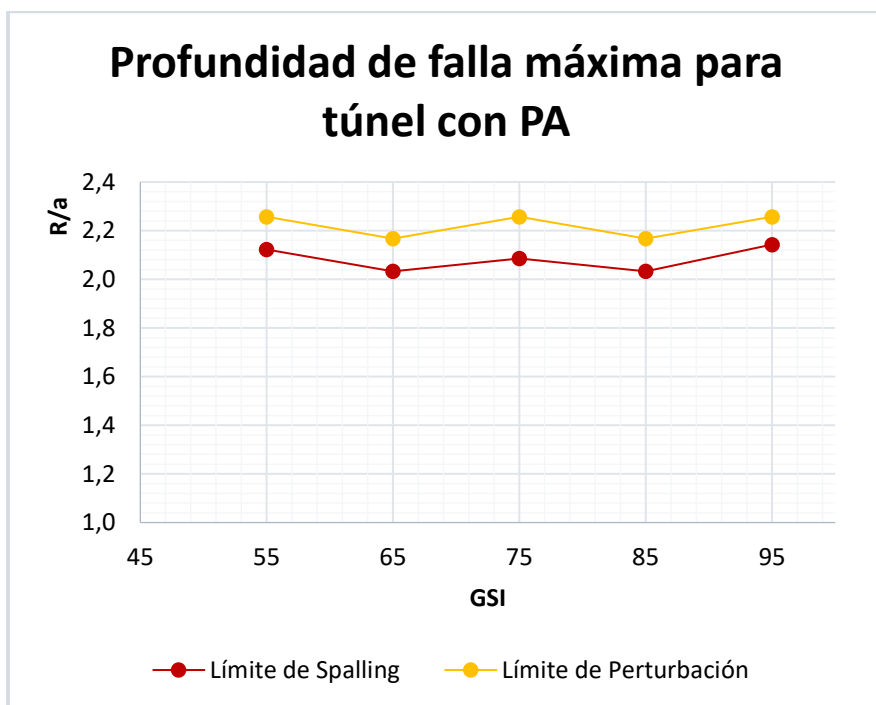


Ilustración 81: Profundidad de falla máxima para túneles con precondicionamiento por tronadura.
Fuente: Elaboración propia, 2021.

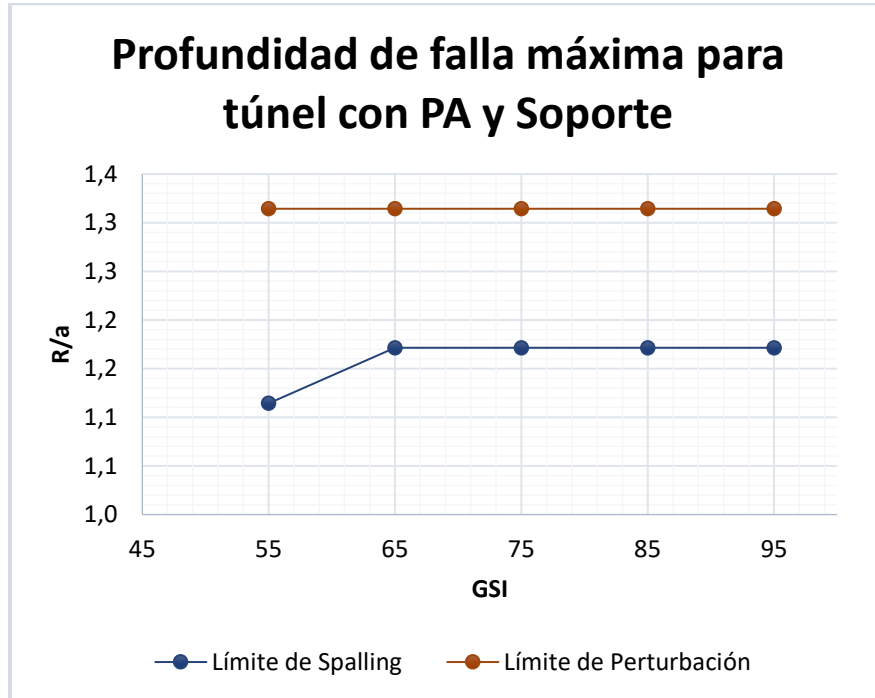


Ilustración 82: Profundidad de falla máxima para túneles con precondicionamiento por tronadura y soporte.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

4.3.4 Límite de Spalling y Límite de Perturbación

Como se precisó anteriormente, el principal output obtenido desde la solución numérica corresponde a la plastificación del macizo rocoso. Este indicador permite precisar el “Límite de Spalling” y “Límite de Perturbación” definidos previamente.

Tanto el “Límite de Spalling” como el “Límite de perturbación” para las distintas medidas de mitigación consideradas en este estudio se grafican para construir modelos predictivos asociados a la profundidad de falla y al daño que sufre el macizo rocoso ante un evento de estallidos de rocas. Los resultados obtenidos de la construcción de estos modelos se resumen en la Tabla 23, en donde además se puede apreciar que la correlación entre $\frac{R_f}{a}$ y $\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS}$ es fuerte para todos los modelos, pues se tiene un coeficiente de correlación $R > 0,8$. Por otro lado, desde el coeficiente de determinación R^2 es posible afirmar que $\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS}$ explica al menos un 76% de la varianza de $\frac{R_f}{a}$. Cabe destacar que el análisis anterior se realizó para distintos tipos de ajustes de los datos, resultando de ello que el ajuste apropiado a la distribución de datos corresponde al ajuste potencial.

Bajo las consideraciones anteriores, se obtiene un análisis calibrado de los modelos, el cual indica que los ajustes potenciales aplicados son apropiados a la distribución de datos.



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 4 – Desarrollo

Tabla 23: Resumen de los modelos generados para túneles con y sin medidas de mitigación.

Condición del túnel	Límite	Ecuación	Coefficiente de determinación R^2	Coefficiente de correlación R
Sin medida de mitigación	Límite de Spalling	$\frac{R_s}{a} = 1,5314 \cdot \left(\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS}\right)^{0,3618}$	0,7560	0,8694
	Límite de perturbación	$\frac{R_p}{a} = 2,008 \cdot \left(\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS}\right)^{0,5287}$	0,7713	0,8782
Con soporte	Límite de Spalling	$\frac{R_s}{a} = 1,064 \cdot \left(\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS}\right)^{0,2522}$	0,8926	0,9447
	Límite de perturbación	$\frac{R_p}{a} = 1,1692 \cdot \left(\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS}\right)^{0,4035}$	0,8766	0,9363
Con PA	Límite de Spalling	$\frac{R_s}{a} = 1,5111 \cdot \left(\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS}\right)^{0,5931}$	0,8720	0,9338
	Límite de perturbación	$\frac{R_p}{a} = 1,773 \cdot \left(\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS}\right)^{0,4632}$	0,8982	0,9477
Con Soporte y PA	Límite de Spalling	$\frac{R_s}{a} = 1,024 \cdot \left(\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS}\right)^{0,2817}$	0,9002	0,9487
	Límite de perturbación	$\frac{R_p}{a} = 1,1008 \cdot \left(\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS}\right)^{0,4013}$	1,0000	1,0000

Fuente: Elaboración propia, 2021.

En la Ilustración 83 se puede apreciar los distintos límites de “Spalling” generados para cada modelo descrito en la Tabla 23. En particular, se observa que el “Límite de Spalling” es menor en aquellos casos en que se aplica alguna medida de mitigación, a excepción del preacondicionamiento por tronadura, para el cual se obtienen razones de $\frac{R_s}{a}$ mayores que para aquellos túneles sin medida de mitigación cuando razones $\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS} > 1$.

Por otro lado, en cuanto al “Límite de perturbación”, se obtiene que para aquellos casos en que se han considerado medidas de mitigación en el túnel, este límite es menor que en los casos en que no se consideró medida de mitigación alguna, como se puede apreciar en la Ilustración 84.

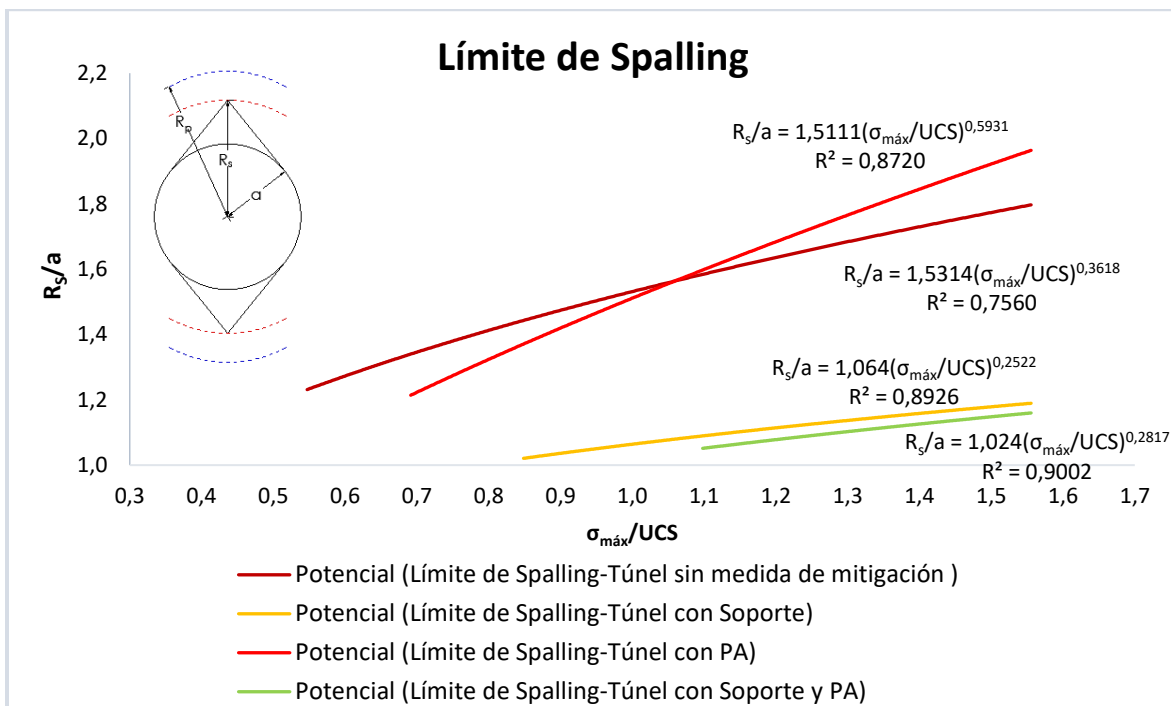


Ilustración 83: Comparación entre límites de Spalling para las distintas medidas de mitigación de estallidos de rocas.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

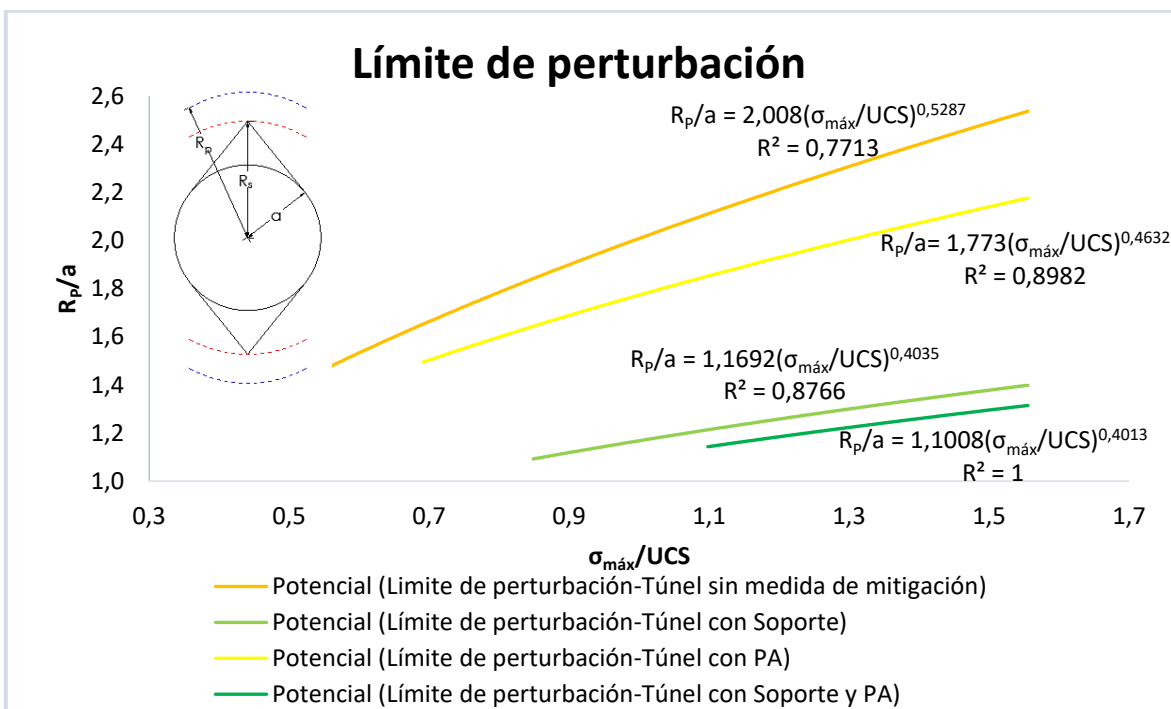


Ilustración 84: Comparación entre límites de perturbación para las distintas medidas de mitigación de estallidos de rocas.

Fuente: Elaboración propia, 2021.



4.3.5 Riesgo y potencial de estallidos de rocas

Se precisan cuatro niveles de riesgo (riesgo bajo, riesgo medio, riesgo alto y riesgo extremo) para definir el potencial de estallidos de rocas en función de la razón $\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS}$, cómo se puede apreciar en la Tabla 24. Estos niveles de riesgo se definen en función de lo propuesto en la literatura (Kwasniewski et al, 2000; Wang & Park, 2001; Kusui, 2015; Diederichs & Martin, 2010), la cual indica que cuanto mayor sea la razón de $\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS}$, mayor será el potencial de estallidos de rocas y su intensidad en términos de profundidad de falla y perturbación del macizo rocoso. Esto se atribuye principalmente a que una alta magnitud de esfuerzos in-situ en relación con la resistencia del macizo rocoso implica que se alcancen rápidamente los límites de inicio de daño y de “spalling” propuestos por Diederichs (2007) para macizos rocosos frágiles.

Tabla 24: Niveles de riesgo de estallidos de rocas.

Nivel de riesgo	$\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS}$
Bajo	< 0,4
Medio	0,4-0,6
Alto	0,6-0,8
Extremo	>0,8

Fuente: Elaboración propia, 2021.

En la Ilustración 85 se presentan los eventos de estallidos de rocas clasificados según su nivel de riesgo y porcentaje de ocurrencia para cada una de las medidas de mitigación empleadas. Cabe destacar que sólo se considera el Entorno de Simulación 2 según lo presentado en la Ilustración 53, para efectos de que los casos considerados sean comparables.

Se observa que la incorporación de medidas de mitigación independientes de soporte y preacondicionamiento por tronadura mitigan en un 100% los estallidos de rocas de riesgo medio, sin embargo, el preacondicionamiento por tornaduras no logran mitigar los estallidos de rocas de riesgo alto. En cuanto a los estallidos de rocas de riesgo extremo, estos no logran ser mitigados por ninguna de estas medidas.

Por otro lado, las medidas de mitigación combinadas de preacondicionamiento y soporte logran mitigar en su totalidad los estallidos de rocas de riesgo medio y riesgo alto. En tanto, la ocurrencia de estallidos de rocas de riesgo extremo disminuye a un 67% aproximadamente (10 eventos de un total de 15).

En general, las medidas de mitigación combinadas de soporte y preacondicionamiento por tronadura se muestran más eficientes que su uso independiente, pues logran disminuir la ocurrencia total de eventos de estallidos de rocas a un 40%, en comparación a aquellos casos en los que no se emplea ninguna medida de mitigación.

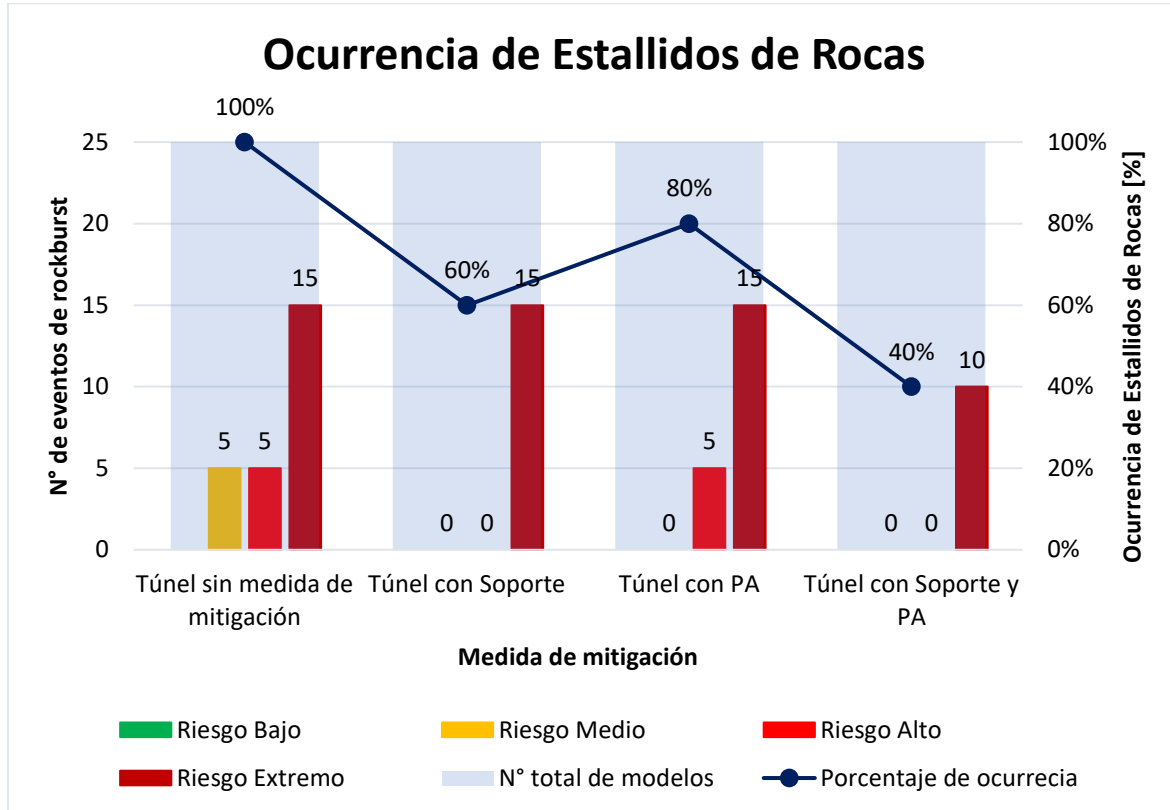
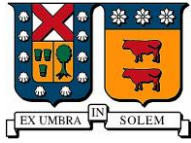


Ilustración 85: Ocurrencia de estallidos de rocas y niveles de riesgo.
Fuente: Elaboración propia, 2021.

4.4 MODELO DE RIESGO PRELIMINAR

Para la construcción de los modelos de riesgo se considera los resultados expuestos anteriormente, los que permiten precisar lo siguiente:

- Se identifican dos grandes regiones afectadas en torno a la excavación por la ocurrencia de un estallido de rocas, a las cuales se les denominó “Región de Spalling” y “Región de Perturbación”.
- Cada una de estas regiones se encuentra acotada por límites, los cuales se identifican como “Límite de Spalling” y “Límite de Perturbación” respectivamente.
- El “Límite de Spalling” define la profundidad de falla ante un evento de estallidos de rocas. En tanto, el “Límite de Perturbación” acota aquella región en torno al macizo rocoso para la cual las propiedades resistentes y de deformación han disminuido, alcanzando una condición residual.
- La ocurrencia de estallidos de rocas es más sensible a variaciones del UCS que a variaciones del GSI.
- Se definen cuatro niveles de riesgos en función de lo propuesto en la literatura y de la razón $\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS}$: Riesgo Bajo, Riesgo Medio, Riesgo Alto y Riesgo Extremo.



Bajo estas consideraciones, a continuación, se procede a caracterizar cada modelo de riesgo de estallidos de rocas obtenido para las distintas medidas de mitigación y condiciones propuestas en la Ilustración 53.

4.4.1 Profundidad de falla para túneles sin medida de mitigación

El modelo construido para túneles sin medidas de mitigación de estallidos de rocas comprende 35 casos de estallidos de rocas de un total de 50 simulaciones realizadas con las propiedades de los entornos de simulación 1 y 2 según lo descrito en la Ilustración 53, esto es, una razón de esfuerzos $k=1,5$ y esfuerzos principales mayores de 40 MPa y 80 MPa respectivamente.

El “Límite de Spalling” y, por tanto, la profundidad de falla R_s ante un evento de estallidos de rocas en túneles que no cuentan con la implementación de medidas de mitigación puede ser estimada a través de la ecuación (40), obtenida desde el modelo presentado en la Ilustración 86.

$$\frac{R_s}{a} = 1,5314 \cdot \left(\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS} \right)^{0,3618} \quad (40)$$

Por otro lado, el “Límite de perturbación”, puede estimarse a partir de la ecuación (41).

$$\frac{R_p}{a} = 2,008 \cdot \left(\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS} \right)^{0,5287} \quad (41)$$

Ambos modelos presentan coeficientes de determinación aceptables, en específico, para el modelo de “Límite de Spalling” se obtiene que $\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS}$ explica un 77% de la varianza de $\frac{R_f}{a}$, en tanto, desde el modelo de “Límite de perturbación” se obtiene que $\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS}$ explica un 79% de la varianza de $\frac{R_f}{a}$.

Las simulaciones realizadas para un túnel sin medida de mitigación cubren los rangos de riesgo medio, alto y extremo como se puede apreciar en la Ilustración 86. A medida que aumenta el nivel de riesgo se obtiene que las curvas de “Límite de Spalling” y “Límite de perturbación” crecen de forma divergente, lo cual refleja la mayor plastificación que sufre el macizo rocoso ante altos esfuerzos y bajos UCS. Físicamente, esto se traduce en un mayor volumen de roca que fallará de forma frágil.

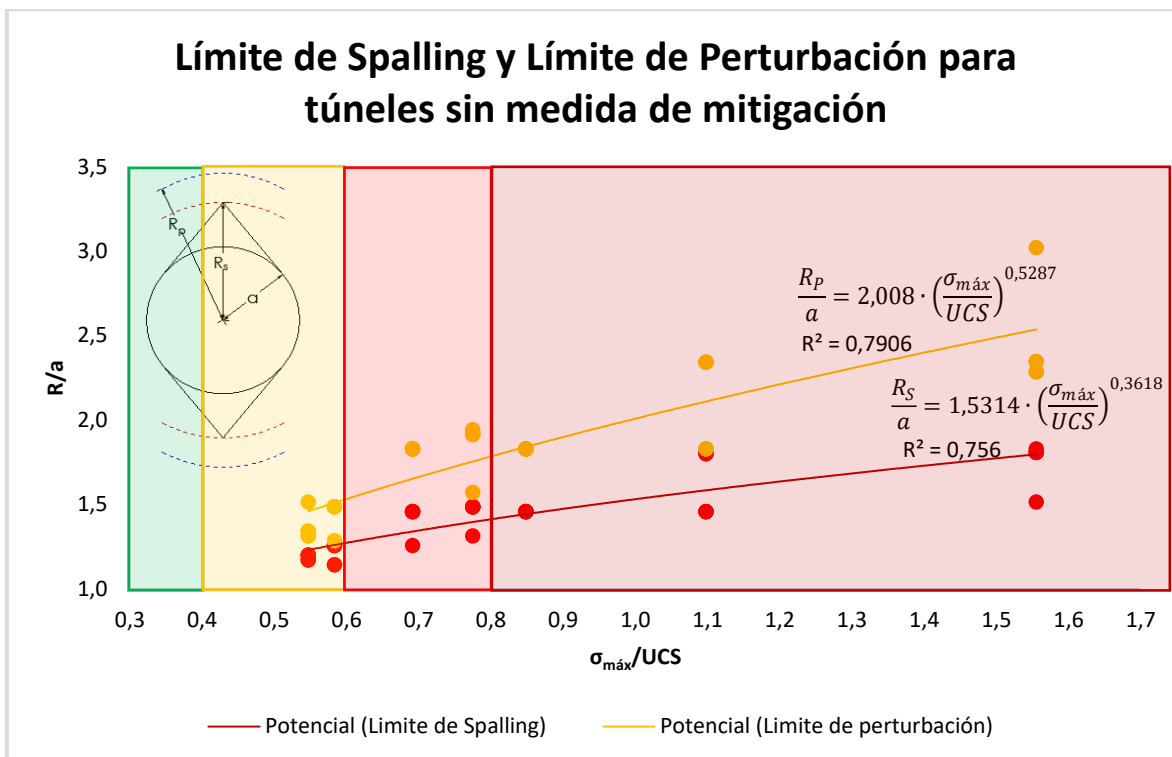


Ilustración 86: Modelo de riesgo de estallidos de rocas para túnel sin medida de mitigación.
 Fuente: Elaboración propia, 2021.

4.4.2 Profundidad de falla para túneles con soporte

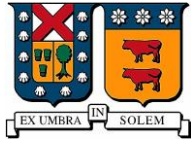
La construcción del modelo de riesgo para túneles con soporte comprende tanto las propiedades del Entorno de Simulación 1 como del Entorno de Simulación 2 según lo descrito en la Ilustración 53, sin embargo, solo para las condiciones del “Entorno 2” se logró obtener casos de estallidos de rocas, en tanto, para las condiciones del “Entorno 1” se obtuvo una plastificación parcial del macizo rocoso sin evento de falla frágil (punto de color gris en la Ilustración 87).

Se obtiene así, 15 casos de estallidos de rocas de un total de 50 simulaciones realizadas (considerando ambos entornos de simulación), con una razón de esfuerzos $k=1,5$ y valores de esfuerzo principal mayor de 40 MPa y 80MPa, según lo descrito en la Ilustración 53.

El “Límite de Spalling” y, por tanto, la profundidad de falla R_f ante un evento de estallidos de rocas en túneles que cuentan con la implementación de medidas de mitigación de soporte ($p_i=0,2$) puede ser estimada a través de la ecuación (42), obtenida desde el modelo presentado en la Ilustración 87.

$$\frac{R_s}{a} = 1,064 \cdot \left(\frac{\sigma_{máx}}{UCS}\right)^{0,2522} \quad (42)$$

Por otro lado, el “Límite de perturbación”, puede estimarse a partir de la ecuación (43).



$$\frac{R_p}{a} = 1,1692 \cdot \left(\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS} \right)^{0,4035} \quad (43)$$

Ambos modelos presentan coeficientes de determinación aceptables, en específico, para el modelo de “Límite de Spalling” se obtiene que $\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS}$ explica un 90% de la varianza de $\frac{R_f}{a}$, en tanto, desde el modelo de “Límite de perturbación” se obtiene que $\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS}$ explica un 89% de la varianza de $\frac{R_f}{a}$.

Para un túnel que contempla el uso de soporte como única medida de mitigación de estallidos de rocas se obtuvo que los eventos de riesgo medio y alto se mitigan en un 100%, sin embargo, los eventos de riesgo extremo persisten en su totalidad como se puede apreciar en la Ilustración 87. Sin embargo, estos eventos poseen una menor intensidad, pues, tanto el “Límite de Spalling”, como el “Límite de perturbación” disminuyen considerablemente en comparación con los casos sin medida de mitigación presentados en la Ilustración 86, en donde la razón $\frac{R_f}{a}$ superaba los 1,5 para ambos límites.

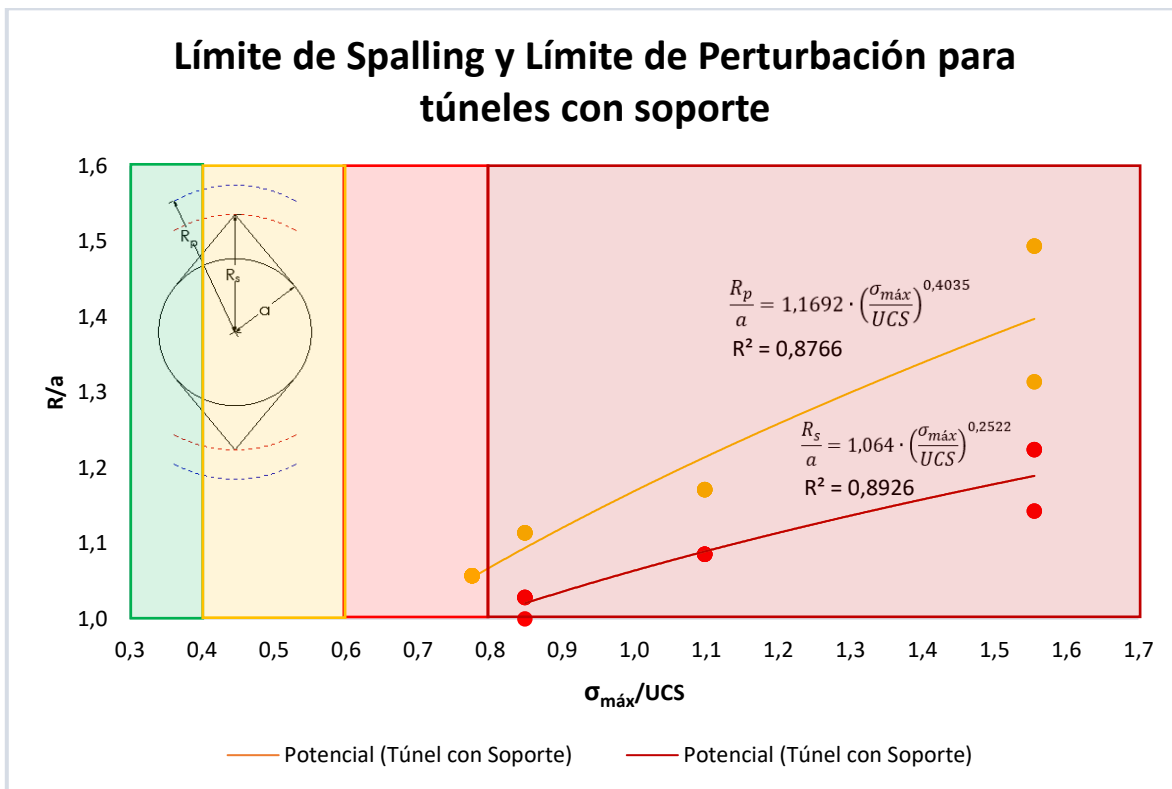
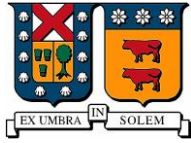


Ilustración 87: Modelo de riesgo de estallidos de rocas para un túnel con soporte.
Fuente: Elaboración propia, 2021.



4.4.3 Profundidad de falla para túneles con Preacondicionamiento por tronadura

La construcción del modelo de riesgo para túneles con preacondicionamiento por tronaduras comprende las propiedades del Entorno de Simulación 1 según lo descrito en la Ilustración 53, esto es, una razón de esfuerzos de $k=1,5$ y valores de esfuerzo principal mayor de 80MPa. Se obtiene así, 20 casos de estallidos de rocas de un total de 20 simulaciones.

El “Límite de Spalling” y, por tanto, la profundidad de falla R_f ante un evento de estallidos de rocas en túneles con preacondicionamiento por tronadura puede ser estimada a través de la ecuación (44), obtenida desde el modelo presentado en la Ilustración 88.

$$\frac{R_s}{a} = 1,5111 \cdot \left(\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS} \right)^{0,5931} \quad (44)$$

Por otro lado, el “Límite de perturbación”, puede estimarse a partir de la ecuación (45).

$$\frac{R_p}{a} = 1,773 \cdot \left(\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS} \right)^{0,4632} \quad (45)$$

Ambos modelos presentan coeficientes de determinación aceptables, en específico, para el modelo de “Límite de Spalling” se obtiene que $\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS}$ explica un 84% de la varianza de $\frac{R_f}{a}$, en tanto, desde el modelo de “Límite de perturbación” se obtiene que $\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS}$ explica un 86% de la varianza de $\frac{R_f}{a}$.

Para un túnel que contempla el uso de preacondicionamiento como única medida de mitigación de estallidos de rocas se obtuvo que los eventos de riesgo medio se mitigan en un 100%, sin embargo, los eventos de riesgo alto y riesgo extremo persisten en su totalidad, como se puede apreciar en la Ilustración 87. Bajo esta medida de mitigación no se logra disminuir en gran medida la intensidad de los eventos de estallidos de rocas, pues, tanto el “Límite de Spalling”, como el “Límite de perturbación” son similares a los casos presentados en la Ilustración 86, que no contemplan medida de mitigación. Este resultado puede ser explicado por el efecto que tiene el preacondicionamiento sobre el macizo rocoso, a través del cual se generan nuevas fracturas que relajan el frente de avance, dando paso a mecanismos de falla.

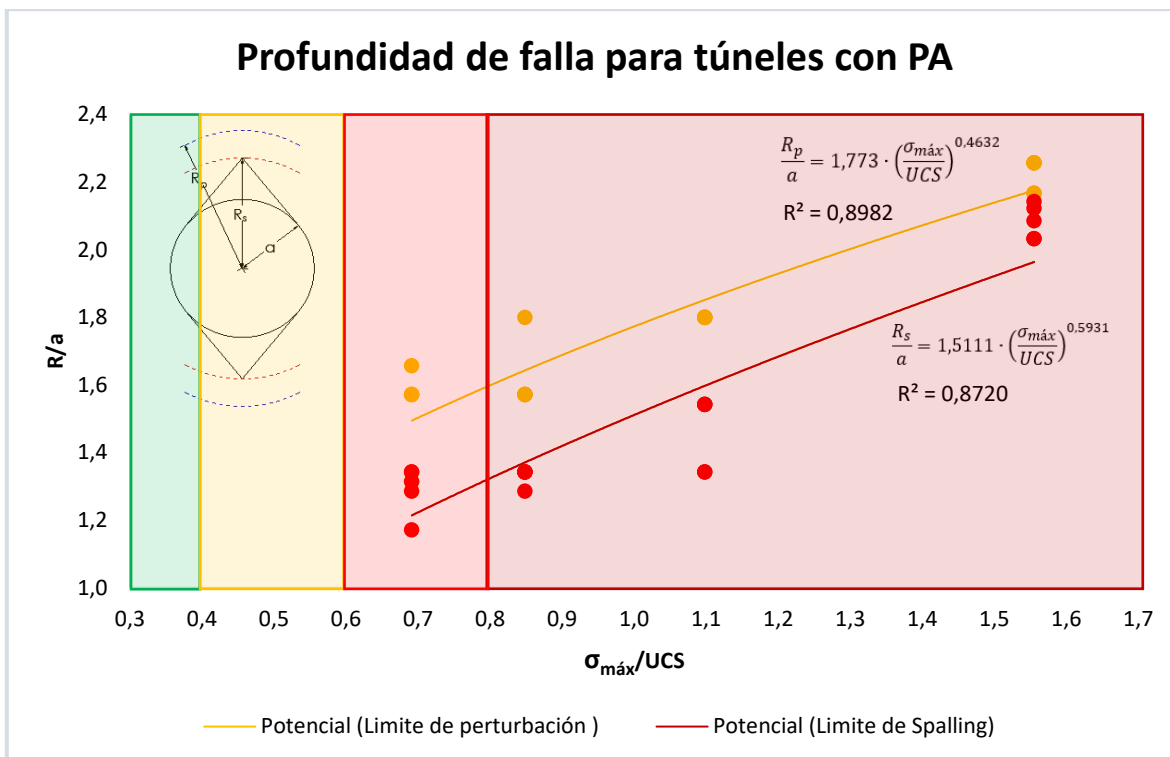


Ilustración 88: Modelo de riesgo de estallidos de rocas para túnel con preacondicionamiento por tronadura.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

4.4.4 Profundidad de falla para modelos con Soporte y Preacondicionamiento por tronaduras

El modelo construido para túneles que contemplan medidas de mitigación de estallidos de rocas combinadas de soporte y preacondicionamiento por tronadura comprende las propiedades del Entorno de Simulación 1 según lo descrito en la Ilustración 53. Bajo estas condiciones se obtienen 10 casos de estallidos de rocas para un total de 25 simulaciones.

El “Límite de Spalling” y, por tanto, la profundidad de falla R_f ante un evento de estallidos de rocas en túneles que cuentan con la implementación de medidas de mitigación de soporte ($p_i=0,2$) y preacondicionamiento puede ser estimada a través de la ecuación (46), obtenida desde el modelo presentado en la Ilustración 89.

$$\frac{R_s}{a} = 1,024 \cdot \left(\frac{\sigma_{máx}}{UCS} \right)^{0,2817} \quad (46)$$

Por otro lado, el “Límite de perturbación”, puede estimarse a partir de la ecuación (47).

$$\frac{R_p}{a} = 1,1008 \cdot \left(\frac{\sigma_{máx}}{UCS} \right)^{0,4013} \quad (47)$$



Ambos modelos presentan coeficientes de determinación aceptables, en específico, para el modelo de “Límite de Spalling” se obtiene que $\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS}$ explica un 90% de la varianza de $\frac{R_f}{a}$, en tanto, desde el modelo de “Límite de perturbación” se obtiene que $\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS}$ explica un 99% de la varianza de $\frac{R_f}{a}$.

Para un túnel que contempla el uso de medidas de mitigación combinadas de soporte y preacondicionamiento se obtuvo que los eventos de riesgo medio y alto se mitigan en un 100%. Por otro lado, los eventos de riesgo extremo disminuyen en un 33% (10 casos de un total de 15) en comparación a los eventos presentados para un túnel sin medida de mitigación. Además, se logra disminuir en gran medida la intensidad de los eventos de estallidos de rocas, pues, tanto el “Límite de Spalling”, como el “Límite de perturbación” son menores a los casos presentados en la Ilustración 86, que no contemplan medida de mitigación.

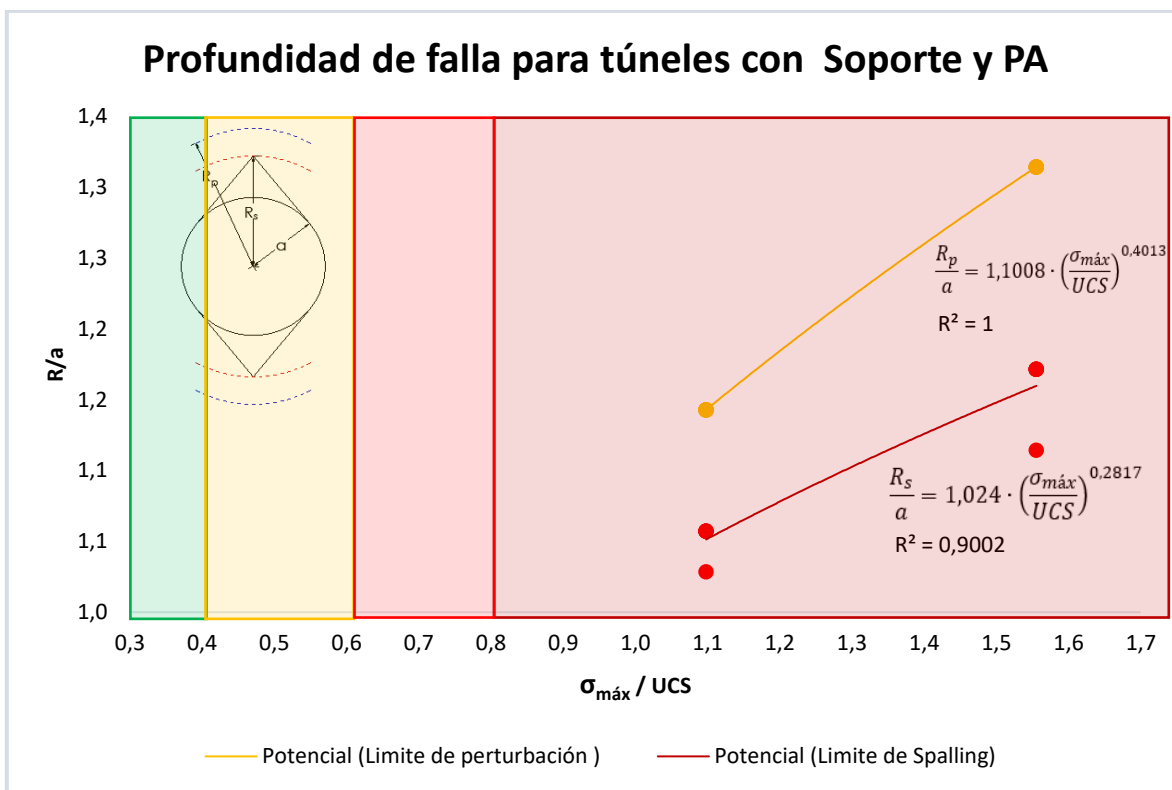


Ilustración 89: Modelo de riesgo de estallidos de rocas para túnel con preacondicionamiento por tronadura (PA) y soporte.
Fuente: Elaboración propia, 2021.

4.5 VALIDACIÓN

La validación del modelo abarca una comparación entre el modelo creado de “Límite de Spalling” y “Límite de perturbación” con los modelos empíricos-analíticos de profundidad de falla de Martin et al (1999) y Diederichs (2018), como se presenta en la Ilustración 90.



El “Límite de Spalling” (curva de color roja en la Ilustración 90) presenta un comportamiento similar a la curva de profundidad de falla de Martin et al (1999) (recta de color negro en la Ilustración 90) para aquellas razones $\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS} \leq 0,9$. Cuando $\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS} > 0,9$ el “Límite de Spalling” adquiere un comportamiento potencial, similar a lo propuesto por Diederichs (2018).

Si solo se considera el comportamiento de los límites de “Spalling” y perturbación hasta una razón $\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS} \leq 1$, se obtiene una tendencia lineal, como lo predicho por Martin, sin embargo, al considerar un rango más completo de $\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS}$, como el que es posible hallar en minería desarrollada a gran profundidad, este comportamiento muestra una tendencia potencial.

Por otro lado, el “Límite de perturbación” en su globalidad posee un comportamiento potencial cuyos valores se asemejan a lo propuesto por Martin et al (1999). Cabe destacar que no se puede realizar una comparación directa entre ambos modelos, pues definen distintos conceptos.

En general, tanto el “Límite de Spalling”, como el “Límite de perturbación” poseen un comportamiento que oscila dentro de los rangos esperados desde los modelos empírico-analíticos de Diederichs (2018) y Martin et al (1999).

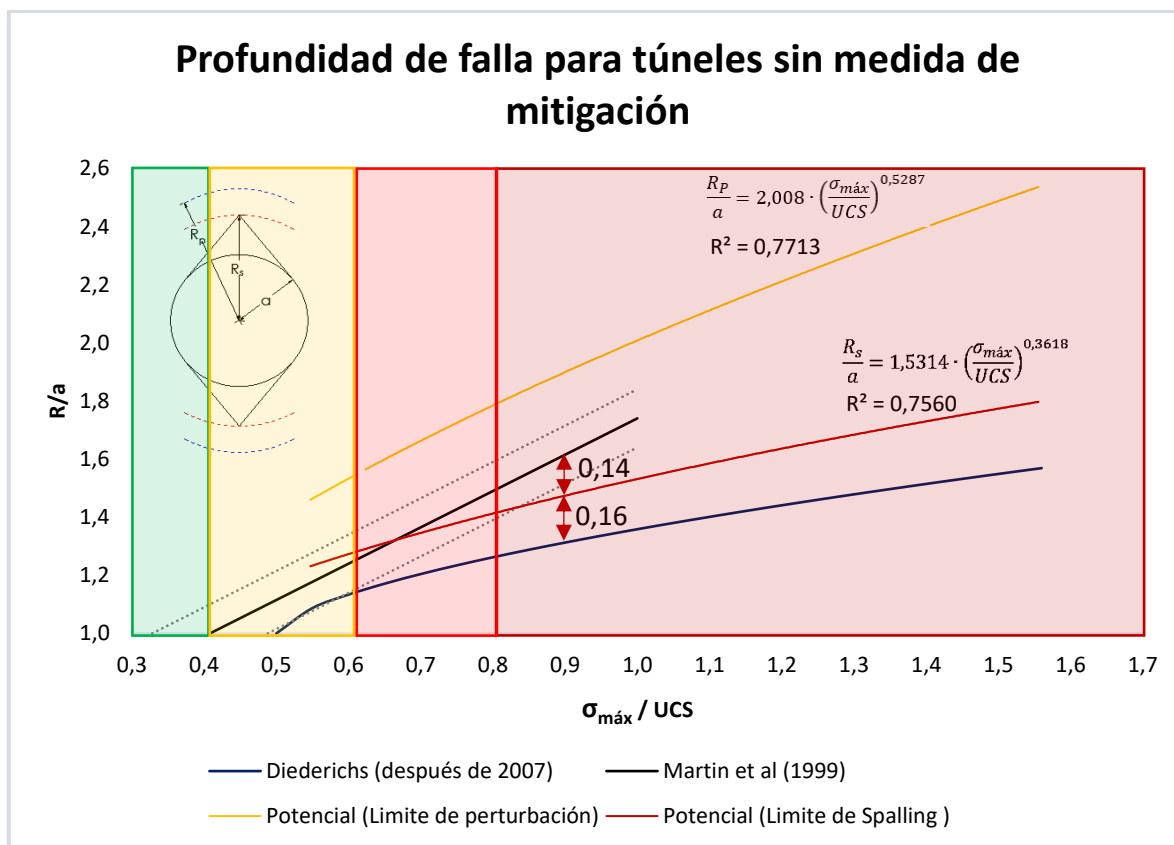


Ilustración 90: Comparación entre modelos de "Límite de Spalling" y "Límite de perturbación" con modelos de profundidad de falla de Martin et al (1999) y Diederichs (2007).

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Respecto de las medidas de mitigación, se puede apreciar en la Ilustración 91 que el “Límite de Spalling” es menor cuando se emplean medidas combinadas de soporte y preconditionamiento, y ligeramente mayor cuando se emplea sólo soporte. En cambio, el uso solo de preconditionamiento por tronadura genera un “Límite de Spalling” mayor a lo predicho por Diederichs (2018) y menor a lo propuesto por Martin et al (1999) para túneles sin medida de mitigación.

A medida que aumenta la razón $\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{UCS}$, el “Límite de Spalling” para túneles con preconditionamiento por tronadura diverge del límite propuesto por Diederichs, superándolo. Este resultado es notable, pues indica que el preconditionamiento genera una mayor plastificación en el macizo rocoso en relación a las demás medidas de mitigación.

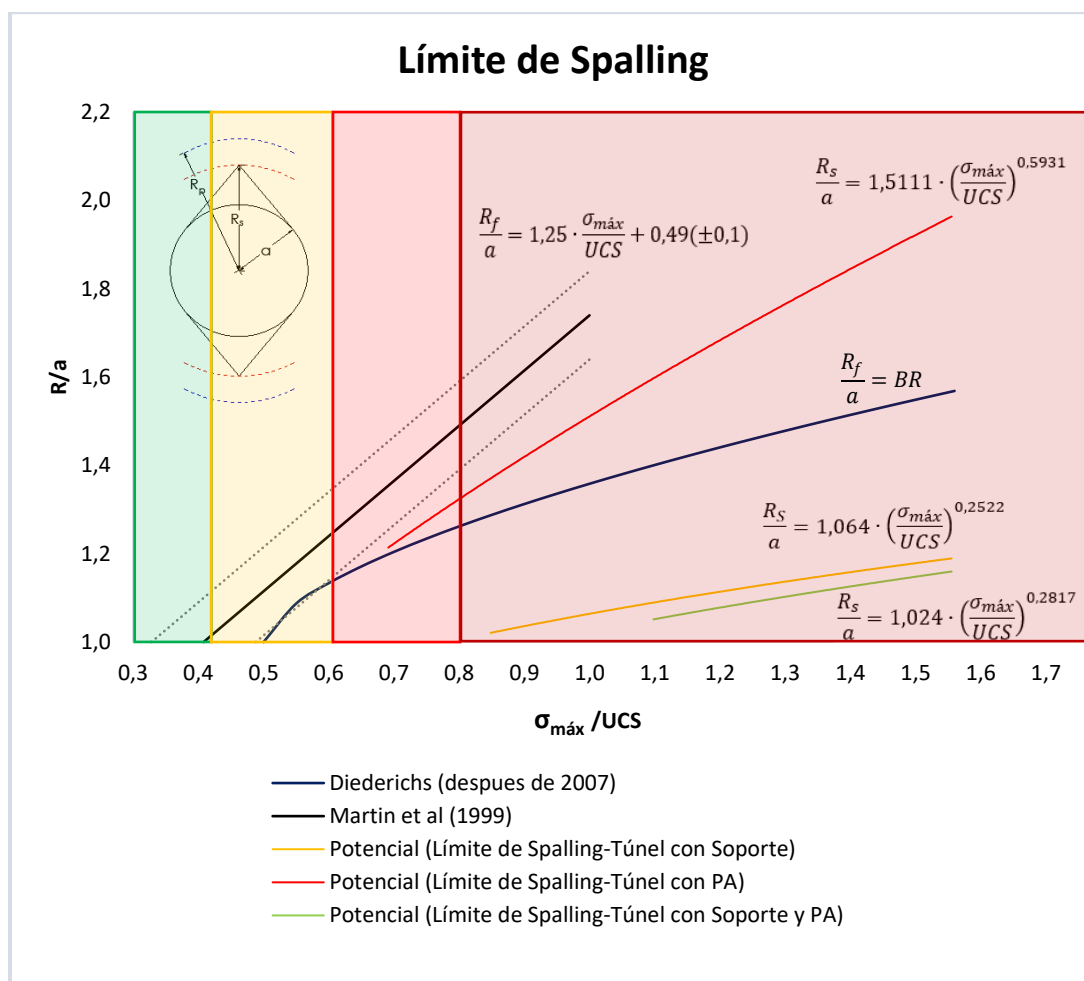


Ilustración 91: Modelos de "Límite de Spalling".

Fuente: Elaboración propia, 2021.

En cuanto al “Límite de perturbación”, se mantiene el comportamiento general descrito para el “Límite de Spalling”. En particular, el “Límite de perturbación” para túneles con preconditionamiento se aproxima más a la profundidad de falla propuesta por Martin et al (1999), como se puede apreciar en la Ilustración 92.

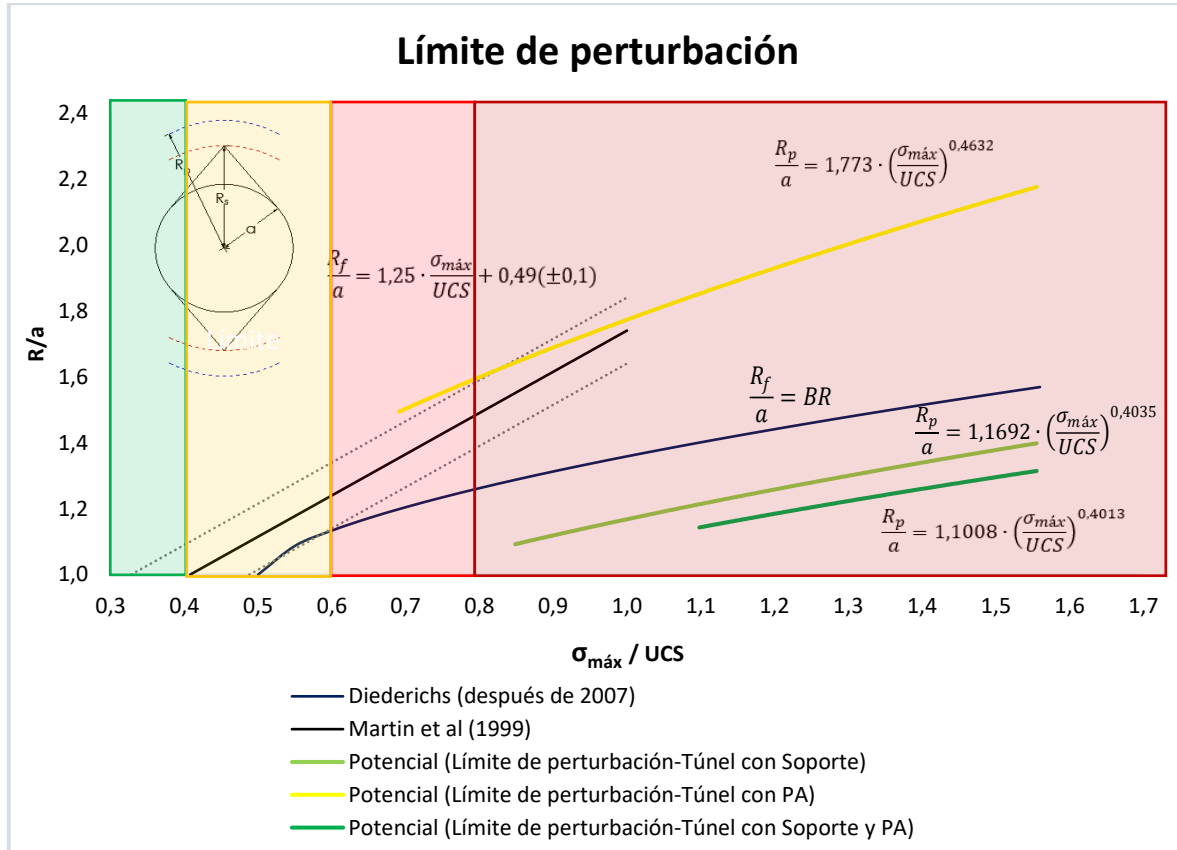


Ilustración 92: Modelos de “Límite de perturbación”.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

4.6 RESUMEN DE RESULTADOS

En las simulaciones realizadas es posible identificar claramente dos regiones afectadas en el macizo rocoso producto de la excavación, las que se denominaron “Región de Spalling” y “Región Perturbada”, cada una de ellas con características propias y cuyos límites se definen en función de la plastificación del macizo rocoso.

La “Región de Spalling” se caracteriza por plastificarse en un 100%, alcanzar una condición de resistencia residual y promover un gran número de mecanismos de falla por tracción y corte como consecuencia del desconfinamiento localizado, lo que lleva a esta región al colapso generalizado. Esta región se encuentra acotada por el “Límite de Spalling”, el cual define la profundidad de falla ante un evento de falla frágil como un estallido de rocas.

Por otro lado, la “Región Perturbada” se caracteriza por presentar un grado de plastificación menor a un 100% y mayor a un 0%, alcanzar una condición de esfuerzos in-situ cercana a la resistencia máxima y poseer un mayor grado de confinamiento que la “Región de Spalling”, lo cual representa ventajas en términos de estabilidad, produciéndose mecanismos de falla por corte y/o tracción en un menor número y de forma aislada, por lo que las probabilidades de colapso de esta



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas
de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 4 – Desarrollo

zona son menores. Esta región se encuentra acotada por el “Límite de Perturbación”, el cual define la transición entre el macizo rocoso plástico a macizo rocoso elástico.

En cuanto a las propiedades del macizo rocoso, el índice que demostró tener una mayor incidencia en la tasa de ocurrencia de estallidos de rocas es el UCS, para el cual se observó que a medida que aumenta la resistencia de la roca (UCS alto), la ocurrencia de estallidos de rocas disminuye, pues el límite de inicio de daño y “Límite de Spalling” propuesto por Diederichs (2007) son proporcionales al UCS.

De las distintas medidas de mitigación empleadas, el uso de soporte se mostró mucho más eficiente que el precondicionamiento por tronadura, pues la profundidad de falla es menor en dichos casos. El precondicionamiento por tronadura disminuye considerablemente la calidad del macizo rocoso al inducir fracturas en él y desconfinarlo, lo cual lo lleva a experimentar una mayor plastificación en relación con el soporte, y, por tanto, la “Región de Spalling” llega a ser mayor bajo esta medida de mitigación.

Un resultado notable obtenido desde las simulaciones es el hecho de que el uso de soporte y precondicionamiento por tronadura de forma independiente no logra mitigar los casos con riesgo extremo de estallidos de rocas, sin embargo, cuando se emplean ambas medidas de mitigación de forma combinada la ocurrencia de estallidos de rocas extremos disminuye a un 67%.

Los modelos de riesgo presentan altas correlaciones (mayor a un 80%), y son consistentes en su globalidad con el modelo de profundidad de falla propuesto por Diederichs (2018). Por otro lado, como se precisó anteriormente, la ocurrencia de estallidos de rocas disminuye a medida que aumenta la resistencia del macizo rocoso bajo una misma condición de esfuerzos in-situ, lo cual es consistente con la correlación que guarda esta variable con los límites de inicio de daño y “Spalling” propuestos por Diederichs (2007) en el “Enfoque DISL”.



5 DISCUSIÓN

Como se señaló anteriormente, de este trabajo se logró obtener cuatro grandes resultados que se resumen en los siguientes modelos de riesgo:

1. Modelo de riesgo para túneles sin medida de mitigación.
2. Efecto de medida de mitigación de soporte.
3. Efecto de medida de mitigación de preconditionamiento por tronadura.
4. Efecto de medida de mitigación combinadas de soporte y preconditionamiento por tronadura.

En la actualidad existen variados modelos que permiten precisar el nivel de riesgo de estallidos de rocas e inclusive la profundidad de falla causada por estos eventos, entre ellos, los más utilizados son los modelos formulados por Martin et al (1999) y Diederichs (2018). Sin embargo, no existen modelos que consideren la profundidad de falla ante la implementación de medidas de mitigación como soporte y/o preconditionamiento por tronadura, como lo propuesto en este trabajo.

Otro alcance notable de estos modelos es que precisan dos niveles de daño en el macizo rocoso ante eventos de estallidos de rocas, el primero de ellos corresponde al “Límite de Spalling” y el segundo al “Límite de Perturbación”. El primer límite permite determinar la profundidad de falla ante el evento de estallidos de rocas, en tanto, el segundo límite permite estimar aquella zona del macizo rocoso cuyas propiedades resistentes y de deformación se ven afectadas como consecuencia de la redistribución de esfuerzos en torno a la excavación y al evento mismo.

A continuación, se procede a interpretar los resultados obtenidos y a exponer los alcances de cada uno de los modelos formulados en este trabajo.

5.1 MODELO DE RIESGO PARA TÚNELES SIN MEDIDA DE MITIGACIÓN

El modelo de riesgo para túneles sin medida de mitigación es sin dudas uno de los más conservadores, pues permite estimar el “Límite de Spalling” en una condición altamente desfavorable para la excavación, la cual no considera, por ejemplo, el efecto soporte que pueda causar el frente de avance en un túnel o alguna otra medida de mitigación. Como consecuencia, la profundidad de falla entregada por este modelo es mayor que en el resto de los casos. Este efecto también se ve replicado para el “Límite de Perturbación”.

Dada las características bajo las cuales fue construido el modelo, el “Límite de Spalling” puede ser comparado de forma directa con los modelos de profundidad de falla de Martin et al (1999) y Diederichs (2018). En un inicio, para razones de $\frac{\sigma_{\max}}{UCS} \leq 0,9$, el “Límite de Spalling” se asemeja al comportamiento predicho por el Martin et al (1999), sin embargo, para razones mayores de $\frac{\sigma_{\max}}{UCS}$ su comportamiento es similar a lo propuesto por Diederichs (2018). Este resultado es sumamente importante para aquellos ambientes en que los esfuerzos in-situ superan ampliamente la resistencia de la roca ($\frac{\sigma_{\max}}{UCS} > 0,9$), pues, si se considera el modelo de Martin para precisar la profundidad de



falla se puede caer en una sobrestimación de este parámetro, lo cual repercute directamente en las medidas de mitigación a emplear y los costos asociados.

Por otro lado, el “Límite de Perturbación” definido para este modelo permite complementar y cerrar el análisis de estabilidad del macizo rocoso al precisar el límite último de la zona afectada producto de la redistribución de esfuerzos que ocasiona la excavación. Esta es una clara ventaja sobre los modelos existentes. El conocer este límite entre la región plastificada y la región elástica en torno a la excavación permite definir apropiadamente las propiedades que debe cumplir el sistema de fortificación, por ejemplo, se puede obtener una buena aproximación del largo de los pernos para obtener un eficiente desempeño de estos.

5.2 EFECTO DE MEDIDAS DE MITIGACIÓN DE SOPORTE

La construcción de este modelo posee algunas limitantes, la principal de ellas es la forma en que se define la presión interna p_i de soporte. Para efectos de este estudio se consideró un valor conservador de $p_i = 0,2$, estimado a partir del método de Convergencia – Confinamiento de Carranza-Torres (2002), sin embargo, este valor puede cambiar en función de las propiedades del macizo rocoso, esfuerzos in-situ y soporte empleado. El propósito de emplear un valor conservador es que cualquier otro posible resultado este comprendido entre los límites precisados por el modelo de riesgo para túneles sin medida de mitigación ($p_i = 0$) y los límites del modelo de riesgo para túneles con soporte ($p_i = 0,2$).

El soporte mitiga en mayor medida la plastificación en comparación con medidas de preacondicionamiento como se pudo apreciar en la Ilustración 83 y en la Ilustración 84. Para lograr este efecto es clave una rápida instalación del soporte que genere una presión interna apropiada a la convergencia planificada desde algún método empírico-analítico, es decir, el control de la plastificación del macizo rocoso depende en gran medida de la convergencia que tolerará el soporte.

Actualmente, no existen modelos que permitan determinar el nivel de riesgo de estallidos de rocas, ni mucho menos los límites de “spalling” y perturbación en torno a una excavación con soporte, por lo que este trabajo resulta sumamente práctico para evaluar el desempeño que tendrá el soporte en función de una determinada presión interna p_i y para estimar el comportamiento que tendrá el macizo rocoso.

5.3 EFECTO DE MEDIDAS DE MITIGACIÓN DE PREACONDICIONAMIENTO POR TRONADURAS

La aplicación de esta medida de mitigación resulta especialmente compleja y no siempre se pueden lograr los resultados esperados. Para la construcción del modelo de riesgo se consideró un caso de preacondicionamiento simétrico en todo el perímetro del túnel con el fin de disminuir el sesgo que puedan ocasionar patrones de preacondicionamiento localizados y poder estudiar apropiadamente la respuesta del macizo rocoso.

Para que el preacondicionamiento por tronaduras sea eficiente, es esencial definir patrones de tronadura que generen un desconfinamiento simétrico en torno a la excavación y que consideren las



propiedades resistentes y de deformación del macizo rocoso, así como la magnitud y orientación de los esfuerzos principales, pues solo bajo estas consideraciones se podrá lograr una interacción efectiva entre las fracturas inducidas en el macizo rocoso que promueven la relajación del frente de avance, techo, piso o cajas del túnel.

En ambientes de altos esfuerzos, la eficiencia del preacondicionamiento se puede ver afectada, especialmente si el confinamiento es alto, pues esto limita la propagación y extensión de las fracturas inducidas por la penetración de los gases al interior del macizo rocoso. Este fenómeno se vio reflejado en el bajo factor β obtenido.

5.4 EFECTO DE MEDIDAS DE MITIGACIÓN COMBINADAS DE SOPORTE Y PREACONDICIONAMIENTO POR TRONADURAS

Las medidas de mitigación más eficientes corresponden a la aplicación combinada de soporte y preacondicionamiento, las cuales lograron mitigar en un 100% los estallidos de rocas de riesgo medio y alto y en un 33% los estallidos de rocas de riesgo extremo. En términos del UCS, esta medida logra mitigar en un 100% los estallidos de rocas en macizos rocosos de UCS mayores o iguales a 220 MPa. Estos resultados son sumamente significativos en la medida que se logra mitigar los estallidos de rocas más intensos y violentos en términos de energía potencial según la clasificación PES de Kwasniewski (2000), que considera la energía de deformación almacenada en el macizo rocoso según lo presentado en la Tabla 25.

Tabla 25: Potencial de estallidos de rocas según densidad de energía de deformación.

$UCS [MPa]$	$E_s [MPa]$	$PES \left[\frac{KJ}{m^3} \right]$	Potencial de Peligro
120	50.000	144	Moderado
170	50.000	289	Muy alto
220	50.000	484	Muy alto
270	50.000	729	Muy alto
320	50.000	1.024	Muy alto

Fuente: Kwasniewski, 2000.

Las limitantes de esta medida de mitigación están sujetas a lo descrito anteriormente respecto a su implementación de forma independiente. La eficiencia en la aplicación de esta medida de mitigación dependerá de la interacción de fracturas que se logre en el preacondicionamiento y del desempeño que tenga el soporte.



6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los estallidos de rocas al ser fenómenos de falla frágil, dinámicos y súbitos, resultan complejos de comprender a través de solo una metodología de análisis, por lo que en este estudio se emplearon de forma integrada metodologías empíricas, analíticas y numéricas con el objetivo de caracterizar de forma acabada el comportamiento del macizo rocoso ante un evento de estallidos de rocas, disminuir la incertidumbre y robustecer los análisis.

Es fundamental en el estudio de los mecanismos de falla frágil una acabada caracterización de la roca intacta, que incluya las propiedades resistentes máximas, propiedades posteriores a la resistencia máxima y propiedades de resistencia residual, para comprender el comportamiento de un macizo rocoso duro (alta resistencia y baja ductilidad) y aplicar apropiadamente las metodologías empíricas, analíticas y/o numéricas que darán solución al fenómeno en estudio. Estas consideraciones resultan especialmente importantes en entornos mineros o civiles de altos esfuerzos, los cuales llevan al macizo rocoso a condiciones de resistencia y deformación límites.

El “Enfoque DISL” de Diederichs (después de 2007) constituye una herramienta sólida para modelar la falla frágil, capturando su dependencia respecto del confinamiento y de las propiedades resistentes máximas y residuales del macizo rocoso. En particular, este modelo numérico se mostró eficiente y consistente para modelar los estallidos de rocas, inclusive, considerando medidas de mitigación como el soporte y el preacondicionamiento por tronaduras, lo cual resulta notable para aplicaciones de diseño y análisis de riesgos.

Por otro lado, en cuanto a las medidas de mitigación, estas demostraron ser eficiente tanto para mitigar la ocurrencia de los eventos de estallidos de rocas, como para disminuir su intensidad. Para optimizar estos resultados es muy importante lograr una armonía entre el diseño propuesto, el macizo rocoso y el campo de esfuerzos. En la medida de lo posible, las medidas de mitigación deben apuntar a generar una redistribución uniforme de los esfuerzos en torno la excavación con el objetivo de mitigar la presencia de zonas de desconfinamiento y alto estrés que promuevan mecanismos de falla frágil.

En particular, el confinamiento proporcionado a través del sistema de soporte puede suprimir la dilatación del macizo rocoso y mantener el efecto de la resistencia de fricción interna una vez que se ha iniciado la propagación de fracturas. En este contexto, es clave que el soporte empleado posea una gran ductilidad y una alta capacidad de absorción de energía de deformación (tenacidad), a la vez que estas propiedades sean compatibles con los demás elementos de fortificación (perno, malla, planchuela u otros).

La magnitud, orientación y nivel de anisotropía de los esfuerzos en conjunto con la geometría de la excavación condicionan en gran medida los criterios de diseño que se deben considerar para mitigar los estallidos de rocas. En general, se recomienda emplear geometrías circulares o elípticas que permitan una redistribución armónica de los esfuerzos, complementando esto con un sistema de soporte altamente resistente y dúctil. En aquellos casos en que haya una alta concentración de esfuerzos en torno a la excavación o en el frente de avance, se recomienda aplicar preacondicionamiento por tronaduras a través de un diseño que considere la orientación de las perforaciones oblicuas a la dirección del esfuerzo principal mayor (Drover et al., 2018), lo cual



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 6 – Conclusiones y Recomendaciones

permitirá una mayor interacción entre las fracturas inducidas y en consecuencia, una efectiva relajación del macizo.

Por otro lado, es muy importante considerar el control estructural del macizo rocoso al momento de aplicar un preacondicionamiento por tronaduras, ya que los gases tienden a escapar por las estructuras preexistentes en el macizo rocoso, comprometiendo con ello la eficiencia del preacondicionamiento. Además, si el comportamiento mecánico del macizo rocoso está controlado por las estructuras, no es posible aplicar el “Enfoque DISL” de Diederichs, pues este comprende la modelación numérica de la falla frágil bajo el supuesto de que los mecanismos de falla se encuentran controlados por la resistencia del macizo rocoso.

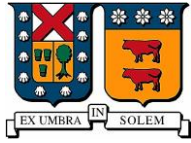
Las medidas de mitigación combinadas de soporte y preacondicionamiento por tronaduras se mostraron más eficientes en relación a su aplicación de forma individual, logrando mitigar en un 100% los estallidos de rocas en macizos rocosos con un UCS mayor o igual a 220 MPa. Por otro lado, la intensidad de estos eventos disminuye considerablemente para aquellos macizos rocosos de un UCS más elevado, produciéndose profundidades de falla menores. Este resultado es notable en la medida que se mitigan los estallidos de rocas más intensos y violentos en términos de energía de deformación almacenada.

La instalación del soporte tiende a disminuir la plastificación del macizo rocoso dado el confinamiento que le confiere, en tanto, el preacondicionamiento por tronadura relaja aquellas zonas de alta concentración de esfuerzos, a la vez que genera una distribución más uniforme de estos. Al combinar ambas medidas de mitigación se logra disminuir la ocurrencia de los estallidos de rocas a un 40%. En particular, se mitiga en un 100% la ocurrencia de aquellos estallidos de rocas de riesgo medio y alto, sólo persistiendo en un 66% la ocurrencia de los estallidos de rocas de riesgo extremo.

Los modelos de riesgo y efecto de medidas de mitigación construidos en este estudio quedan caracterizados por el “Límite de Spalling” y el “Límite de Perturbación”, siendo un buen indicador para definirlos la plastificación que tiene lugar en torno a la excavación. El “Límite de Spalling” se asocia a la región del macizo rocoso que se encuentra en una condición de resistencia y deformación residual. El “Límite de Perturbación” acota aquella la región del macizo rocoso cuyas propiedades resistentes y de deformación se encuentran en una condición cercana a la resistencia máxima.

En términos prácticos, el “Límite de Spalling” define la profundidad de falla ante un evento de falla frágil, cuyo potencial de ruptura dinámica debe ser evaluado para cada caso. Por otro lado, el “Límite de Perturbación” define la transición entre el macizo rocoso plástico y elástico, lo cual resulta útil al momento de precisar recomendaciones de fortificación y o monitoreo de deformaciones.

Bajo las conclusiones y recomendaciones anteriores, resulta interesante para un futuro estudio precisar la forma apropiada de implementación de las medidas de mitigación consideradas en este estudio, especialmente el preacondicionamiento por tronaduras, pues este puede constituir una excelente herramienta para mitigar la ocurrencia de estallidos de rocas en el perímetro o frentes de avance de túneles y galerías sin generar una perturbación excesiva del macizo rocoso, pues actúa de forma localizada. Del mismo modo, resulta interesante comparar la eficiencia de esta medida de mitigación con otras empleadas en la industria, como fracturamiento hidráulico.



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas
de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 6 – Conclusiones y Recomendaciones

Finalmente, se proyecta que una gran cantidad de minas en el mundo experimente una transición en sus operaciones de producción, pasando de emplear métodos de explotación superficiales (rajos o canteras) a emplear métodos subterráneos (block/panel caving, sublevel stoping, entre otros), o en su defecto, profundicen sus actuales desarrollos, incursionando en ambientes de roca dura y altos esfuerzos. Bajo esta perspectiva, resulta fundamental profundizar el estudio de los mecanismos de falla frágil, ya sean estos iniciados de forma local o remota, pues serán cada vez más frecuentes. Del mismo modo, es necesario reevaluar los actuales métodos de explotación bajo estas condiciones.



7 REFERENCIAS

Al Heib, M., Ting Feng, X., Rui Chen, B., Guangliang, F., Zhao, Z., & Zheng, H. (2018). Description and Engineering Phenomenon of Rockbursts. En Rockburst (pp. 3-26). Elsevier. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-805054-5.00001-9>.

Amadei, B., & Stephansson, O. (1997). Rock Stress and Its Measurement. Springer Netherlands. <https://doi.org/10.1007/978-94-011-5346-1>.

Brady, B. H. G., & Brown, E. T. (2005). Rock Mechanics for Underground Mining.pdf (Third edition). Springer Science + Business Media, Inc.

Cai, M. (2019). Rock support in strainburst-prone ground. International Journal of Mining Science and Technology, 29(4), 529-534. <https://doi.org/10.1016/j.ijmst.2019.06.008>.

Cai, M., Kaiser, P. K., Tasaka, Y., & Minami, M. (2007). Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 44(2), 247-265. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2006.07.005>.

Cai M, Kaiser P.K.(2018). Rockburst support reference book. Vol. 1: Rockburst phenomena and support characteristics: MIRARCO, Laurentian University, Sudbury, Ontario.

Carranza-Torres, C., & Fairhurst, C. (2002). Closing the circle. Geotechnical Engineering Conference, 1, 65.

Diederichs, M. S. (2007). The 2003 Canadian Geotechnical Colloquium: Mechanistic interpretation and practical application of damage and spalling prediction criteria for deep tunnelling. Canadian Geotechnical Journal, 44(9), 1082-1116. <https://doi.org/10.1139/T07-033>.

Diederichs, M. S. (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(3), 193-204. <https://doi.org/10.17159/2411-9717/2018/v118n3a1>.

Diederichs MS. Manuel Rocha medal recipient: rock fracture and collapse under low confinement conditions. Rock Mechanics and Rock Engineering 2003;36(5): 339e81.

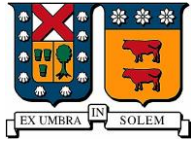
Diederichs MS, Martin CD. Measurement of spalling parameters from laboratory testing. In: Proceedings of eurock 2010. London: Taylor & Francis; 2010.

Diederichs MS, Eberhardt E, Fisher B. Consideration of stress and structural influence on high stress response in deep tunnelling e the Olmos Tunnel, Peru. In: Anagnostou G, Ehrbar H, editors. Proceedings of the world tunnel congress. CRC.

Drover, C., & Villaescusa, E. (2019). A comparison of seismic response to conventional and face destress blasting during deep tunnel development. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 11(5), 965-978. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2019.07.002>.

Drover, Christopher, Villaescusa, E., & Onederra, I. (2018). Face destressing blast design for hard rock tunnelling at great depth. Tunnelling and Underground Space Technology, 80, 257-268. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2018.06.021>.

Eberhardt, E. (2012a). The Hoek–Brown Failure Criterion. Rock Mechanics and Rock Engineering, 45(6), 981-988. <https://doi.org/10.1007/s00603-012-0276-4>.



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 7 – Referencias

- Eberhardt, E. (2012b). The Hoek–Brown Failure Criterion. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45(6), 981-988. <https://doi.org/10.1007/s00603-012-0276-4>.
- González de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica* (Pearson Educación, S. A.).
- Goodman. (1989). *Introduction to rock mechanics* (Second edition).
- Hajiabdolmajid, V., Kaiser, P. K., & Martin, C. D. (2002). Modelling brittle failure of rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39(6), 731-741. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(02\)00051-5](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(02)00051-5)
- Hajiabdolmajid, V., & Kaiser, P. (2003). Brittleness of rock and stability assessment in hard rock tunneling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 18(1), 35-48. [https://doi.org/10.1016/S0886-7798\(02\)00100-1](https://doi.org/10.1016/S0886-7798(02)00100-1).
- He, M., Xia, H., Jia, X., Gong, W., Zhao, F., & Liang, K. (2012). Studies on classification, criteria and control of rockbursts. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 4(2), 97-114. <https://doi.org/10.3724/SP.J.1235.2012.00097>.
- Hoek, E., Kaiser, P.K., and Bawden, W.F. 1995. Support of underground excavations in hard rock. A.A. Balkema, Rotterdam, p. 215.
- 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>.
- Hoek, E., & Diederichs, M. S. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43(2), 203-215. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2005.06.005>.
- Hoek, Evert. (2007). *Practical rock engineering*.
- Hoek, Evert, Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). *Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 Edition*. 7.
- Hoek, E., Kaiser, P.K., and Bawden, W.F. 1995. Support of underground excavations in hard rock. A.A. Balkema, Rotterdam, p. 215.
- Hudson, J., & Harrison, J. (1997). *Engineering Rock Mechanics* (Elsevier Science). Elsevier Science. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-043864-1.X5000-9>.
- ISRM. (1977). *International Society for rock mechanics commission on standardization of laboratory and field tests* (Vol. 15). Pergamon Press Ltda.
- Jung, W., et al., 2001. Effects of rock pressure on crack generation during tunnel blasting. *Jpn. Explosives Soc.* 62, 138–146.
- Kaiser, P.K., McCreath, D., Tannant, D, GRC/Camiro (1990-1995). *Rockburst Research Handbook*.
- Konicek, P. (2018). Destressing. En *Rockburst* (pp. 453-471). Elsevier. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-805054-5.00014-7>.



- Konicek, P., Konecny, P., & Ptacek, J. (2011). Destress rock blasting as a rockburst control technique. In Proceedings of the 12th international congress on rock mechanics, Beijing (pp. 1221-1226).
- Kusui, A., Villaescusa, E., & Funatsu, T. (2016). Mechanical behaviour of scaled-down unsupported tunnel walls in hard rock under high stress. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 60, 30-40. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2016.07.012>.
- Labuz, J. F., & Zang, A. (2012). Mohr–Coulomb Failure Criterion. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45(6), 975-979. <https://doi.org/10.1007/s00603-012-0281-7>.
- Li, C. C., Mikula, P., Simser, B., Hebblewhite, B., Joughin, W., Feng, X., & Xu, N. (2019). Discussions on rockburst and dynamic ground support in deep mines. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11(5), 1110-1118. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2019.06.001>.
- Loew, S., Barla, G., & Diederichs, M. (2005). *Engineering Geology of Alpine Tunnels: Past, Present and Future*. 35.
- Maidl, B., Thewes, M., & Maidl, U. (2013). *Handbook of Tunnel Engineering: Volume I: Structures and Methods*. Wiley-VCH Verlag GmbH. <https://doi.org/10.1002/9783433603499>.
- Marinos, P. G., Marinos, V., & Hoek, E. (2007). The geological strength index (GSI): A characterization tool for assessing engineering properties for rock masses.
- Martin, C. D., Kaiser, P. K., & McCreath, D. R. (1999). Hoek–Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. 36, 16.
- Mitri, H., & Saharan, M. R. (2005). Destress blasting in hard rock mines - A state of the art review. *CIM Bulletin*, 98(1091). Canadian Institute of Mining Metallurgy and Petroleum, Calgary. ISSN 0317-0926.
- Palmström, A. (1995). *Design and Construction of underground Structures*.
- Perras, M. A., & Diederichs, M. S. (2016). Predicting excavation damage zone depths in brittle rocks. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8(1), 60-74. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2015.11.004>.
- Ramírez, P., & Alejano, L. (2004). *Mecánica de rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes*.
- Read, J., & Stacey, P. (Eds.). (2010). *Guidelines for open pit slope design*. CSIRO Publ.
- Russo, G. (2014). An update of the “multiple graph” approach for the preliminary assessment of the excavation behaviour in rock tunnelling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 41, 74-81. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2013.11.006>.
- Tang, B., & Mitri, H. (2001). Numerical modelling of rock preconditioning by destress blasting. 11.
- Vazaios, I., Diederichs, M. S., & Vlachopoulos, N. (2019). Assessment of strain bursting in deep tunnelling by using the finite-discrete element method. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11(1), 12-37. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.06.007>.
- Wang, J.-A., & Park, H. D. (2001). Comprehensive prediction of rockburst based on analysis of strain energy in rocks. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16(1), 49-57. [https://doi.org/10.1016/S0886-7798\(01\)00030-X](https://doi.org/10.1016/S0886-7798(01)00030-X).



8 ANEXOS

8.1 PROPIEDADES DEL ENTORNO DE SIMULACIÓN 1

Tabla 26: Propiedades del entorno de simulación 1 para un UCS de 320 MPa.

REPORTE UCS 320 [MPa]							
Variables	Parámetros	Unidades	RM1	RM2	RM3	RM4	RM5
Propiedades del entorno	γ	$\frac{MN}{m^3}$	0,026	0,026	0,026	0,026	0,026
	σ_1	MPa	40	40	40	40	40
	σ_3	MPa	26	26	26	26	26
	K	[–]	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Propiedades de la roca intacta	$\sigma_{ci}(UCS)$	MPa	320	320	320	320	320
	σ_{ti}	MPa	-13	-13	-13	-13	-13
	a	[–]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	s	[–]	1	1	1	1	1
	m_i	[–]	25	25	25	25	25
	v_i	[–]	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	E_i	MPa	50.000	50.000	50.000	50.000	50.000
Propiedades de resistencia y deformación máximos del macizo rocoso	GSI	[–]	55	65	75	85	95
	D	[–]	0	0	0	0	0
	σ_{crm}	MPa	26	45	80	139	242
	σ_{trm}	MPa	-0,43	-0,91	-1,94	-4,13	-8,78
	a	[–]	0,5040	0,5020	0,5009	0,5004	0,5001
	s	[–]	0,0067	0,0205	0,0622	0,1889	0,5738
	m_b	[–]	5,0115	7,1626	10,2371	14,6313	20,9116
	v_{rm}	[–]	0,24	0,22	0,21	0,19	0,18
	E_{rm}	MPa	20.414	31.586	40.818	46.330	49.007
	Ψ	°	0	0	0	0	0
	$\sigma_{3máx}$	MPa	18	19	19	20	21
	c	MPa	9	11	14	20	31
	ϕ	°	51	54	56	58	59
Propiedades residuales del macizo rocoso	GSI_r	[–]	26	27	27	27	27
	σ_{crm_r}	MPa	4,22	4,51	4,59	4,51	4,31
	σ_{trm_r}	MPa	-0,05	-0,05	-0,05	-0,05	-0,05
	a_r	[–]	0,5286	0,5270	0,5265	0,5270	0,5281
	s_r	[–]	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003
	m_{b_r}	[–]	1,7994	1,8571	1,8737	1,8576	1,8174
	v_{rm_r}	[–]	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28
	E_{rm_r}	MPa	3.236	3.414	3.466	3.415	3.290



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 8 – Anexos

REPORTE UCS 320 [MPa]							
Variables	Parámetros	Unidades	RM1	RM2	RM3	RM4	RM5
Enfoque DISL	CI	MPa	160	160	160	160	160
	a_p / a_r	$[-]$	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75
	s_p / s_r	$[-]$	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010
	m_p / m_r	$[-]$	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6
Preacondicionamiento por tronadura	α	$[-]$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	β	$[-]$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	σ_1	MPa	32	32	32	32	32
	v_{pa}	$[-]$	0,36	0,33	0,31	0,29	0,27
	E_{pa}	MPa	10.207	15.793	20.409	23.165	24.504

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Tabla 27: Propiedades del entorno de simulación 1 para un UCS de 270 MPa.

REPORTE UCS 270 [MPa]							
Variables	Parámetros	Unidades	RM1	RM2	RM3	RM4	RM5
Propiedades del entorno	γ	$\frac{MN}{m^3}$	0,026	0,026	0,026	0,026	0,026
	σ_1	MPa	40	40	40	40	40
	σ_3	MPa	26	26	26	26	26
	K	$[-]$	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Propiedades de la roca intacta	$\sigma_{ci}(UCS)$	MPa	270	270	270	270	270
	σ_{ti}	MPa	11	11	11	11	11
	a	$[-]$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	s	$[-]$	1	1	1	1	1
	m_i	$[-]$	25	25	25	25	25
	v_i	$[-]$	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	E_i	MPa	50.000	50.000	50.000	50.000	50.000
Propiedades de resistencia y deformación máximos del macizo rocoso	GSI	$[-]$	55	65	75	85	95
	D	$[-]$	0	0	0	0	0
	σ_{crm}	MPa	22	38	67	117	205
	σ_{trm}	MPa	0,36	0,77	1,64	3,49	7,41
	a	$[-]$	0,5040	0,5020	0,5009	0,5004	0,5001
	s	$[-]$	0,0067	0,0205	0,0622	0,1889	0,5738
	m_b	$[-]$	5,0115	7,1626	10,2371	14,6313	20,9116
	v_{rm}	$[-]$	0,24	0,22	0,21	0,19	0,18
	E_{rm}	MPa	20.414	31.586	40.818	46.330	49.007



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 8 – Anexos

REPORTE UCS 270 [MPa]							
Variables	Parámetros	Unidades	RM1	RM2	RM3	RM4	RM5
	ψ	°	0	0	0	0	0
	$\sigma_{3máx}$	MPa	18	19	19	20	21
	c	MPa	8	10	12	17	27
	ϕ	°	50	53	55	57	58
Propiedades residuales del macizo rocoso	GSI_r	[–]	26	27	27	27	27
	σ_{crm_r}	MPa	3,56	3,80	3,87	3,81	3,64
	σ_{trm_r}	MPa	0,04	0,04	0,05	0,04	0,04
	a_r	[–]	0,5286	0,5270	0,5265	0,5270	0,5281
	s_r	[–]	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003
	m_{b_r}	[–]	1,7994	1,8571	1,8737	1,8576	1,8174
	v_{rm_r}	[–]	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28
	E_{rm_r}	MPa	3.236	3.414	3.466	3.415	3.290
Enfoque DISL	CI	MPa	135	135	135	135	135
	a_p / a_r	[–]	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75
	s_p / s_r	[–]	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010
	m_p / m_r	[–]	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6
Preacondicionamiento por tronadura	α	[–]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	β	[–]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	σ_1	MPa	32	32	32	32	32
	v_{pa}	[–]	0,36	0,33	0,31	0,29	0,27
	E_{pa}	MPa	10.207	15.793	20.409	23.165	24.504

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Tabla 28: Propiedades del entorno de simulación 1 para un UCS de 220 MPa.

REPORTE UCS 220 [MPa]							
Variables	Parámetros	Unidades	RM1	RM2	RM3	RM4	RM5
Propiedades del entorno	γ	$\frac{MN}{m^3}$	0,026	0,026	0,026	0,026	0,026
	σ_1	MPa	40	40	40	40	40
	σ_3	MPa	26	26	26	26	26
	K	[–]	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Propiedades de la roca	$\sigma_{ci}(UCS)$	MPa	220	220	220	220	220



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas
de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 8 – Anexos

REPORTE UCS 220 [MPa]							
Variables	Parámetros	Unidades	RM1	RM2	RM3	RM4	RM5
intacta	σ_{ti}	MPa	9	9	9	9	9
	a	[-]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	s	[-]	1	1	1	1	1
	m_i	[-]	25	25	25	25	25
	v_i	[-]	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	E_i	MPa	50.000	50.000	50.000	50.000	50.000
Propiedades de resistencia y deformación máximos del macizo rocoso	GSI	[-]	55	65	75	85	95
	D	[-]	0	0	0	0	0
	σ_{crm}	MPa	18	31	55	96	167
	σ_{trm}	MPa	0,30	0,63	1,34	2,84	6,04
	a	[-]	0,5040	0,5020	0,5009	0,5004	0,5001
	s	[-]	0,0067	0,0205	0,0622	0,1889	0,5738
	m_b	[-]	5,0115	7,1626	10,2371	14,6313	20,9116
	v_{rm}	[-]	0,24	0,22	0,21	0,19	0,18
	E_{rm}	MPa	20.414	31.586	40.818	46.330	49.007
	ψ	°	0	0	0	0	0
	$\sigma_{3máx}$	MPa	18	18	19	20	20
	c	MPa	8	9	11	15	23
	ϕ	°	49	51	54	56	57
Propiedades residuales del macizo rocoso	GSI_r	[-]	26	27	27	27	27
	σ_{crm_r}	MPa	2,90	3,10	3,16	3,10	2,96
	σ_{trm_r}	MPa	0,03	0,04	0,04	0,04	0,03
	a_r	[-]	0,5286	0,5270	0,5265	0,5270	0,5281
	s_r	[-]	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003
	m_{b_r}	[-]	1,7994	1,8571	1,8737	1,8576	1,8174
	v_{rm_r}	[-]	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28
	E_{rm_r}	MPa	3.236	3.414	3.466	3.415	3.290
Enfoque DISL	CI	MPa	110	110	110	110	110
	a_p / a_r	[-]	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75
	s_p / s_r	[-]	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010
	m_p / m_r	[-]	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6
Preacondicionamiento por tronadura	α	[-]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	β	[-]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	σ_1	MPa	32	32	32	32	32



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas
de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 8 – Anexos

REPORTE UCS 220 [MPa]							
Variables	Parámetros	Unidades	RM1	RM2	RM3	RM4	RM5
	v_{pa}	[–]	0,36	0,33	0,31	0,29	0,27
	E_{pa}	MPa	10.207	15.793	20.409	23.165	24.504

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Tabla 29: Propiedades del entorno de simulación 1 para un UCS de 170 MPa.

REPORTE UCS 170 [MPa]							
Variables	Parámetros	Unidades	RM1	RM2	RM3	RM4	RM5
Propiedades del entorno	γ	$\frac{MN}{m^3}$	0,026	0,026	0,026	0,026	0,026
	σ_1	MPa	40	40	40	40	40
	σ_3	MPa	26	26	26	26	26
	K	[–]	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Propiedades de la roca intacta	$\sigma_{ci}(UCS)$	MPa	170	170	170	170	170
	σ_{ti}	MPa	-7	-7	-7	-7	-7
	a	[–]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	s	[–]	1	1	1	1	1
	m_i	[–]	25	25	25	25	25
	v_i	[–]	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	E_i	MPa	50.000	50.000	50.000	50.000	50.000
Propiedades de resistencia y deformación máximos del macizo rocoso	GSI	[–]	55	65	75	85	95
	D	[–]	0	0	0	0	0
	σ_{crm}	MPa	14	24	42	74	129
	σ_{trm}	MPa	-0,23	-0,49	-1,03	-2,19	-4,66
	a	[–]	0,5040	0,5020	0,5009	0,5004	0,5001
	s	[–]	0,0067	0,0205	0,0622	0,1889	0,5738
	m_b	[–]	5,0115	7,1626	10,2371	14,6313	20,9116
	v_{rm}	[–]	0,24	0,22	0,21	0,19	0,18
	E_{rm}	MPa	20.414	31.586	40.818	46.330	49.007
	ψ	°	0	0	0	0	0
	$\sigma_{3m\acute{a}x}$	MPa	18	18	19	19	20
	c	MPa	7	8	10	13	19
	ϕ	°	47	50	52	54	56
Propiedades residuales del macizo rocoso	GSI_r	[–]	26	27	27	27	27
	σ_{crm_r}	MPa	2,24	2,40	2,44	2,40	2,29
	σ_{trm_r}	MPa	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03
	a_r	[–]	0,5286	0,5270	0,5265	0,5270	0,5281



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas
de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 8 – Anexos

REPORTE UCS 170 [MPa]							
Variables	Parámetros	Unidades	RM1	RM2	RM3	RM4	RM5
	s_r	[-]	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003
	m_{b_r}	[-]	1,7994	1,8571	1,8737	1,8576	1,8174
	v_{rm_r}	[-]	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28
	E_{rm_r}	MPa	3.236	3.414	3.466	3.415	3.290
Enfoque DISL	CI	MPa	85	85	85	85	85
	a_p / a_r	[-]	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75
	s_p / s_r	[-]	0,0625/ 0,0010	0,0625/ 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010
	m_p / m_r	[-]	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6
Preacondicionamiento por tronadura	α	[-]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	β	[-]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	σ_1	MPa	32	32	32	32	32
	v_{pa}	[-]	0,36	0,33	0,31	0,29	0,27
	E_{pa}	MPa	10.207	15.793	20.409	23.165	24.504

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Tabla 30: Propiedades del entorno de simulación 1 para un UCS de 120 MPa.

REPORTE UCS 120 [MPa]							
Variables	Parámetros	Unidades	RM1	RM2	RM3	RM4	RM5
Propiedades del entorno	γ	$\frac{MN}{m^3}$	0,026	0,026	0,026	0,026	0,026
	σ_1	MPa	40	40	40	40	40
	σ_3	MPa	26	26	26	26	26
	K	[-]	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Propiedades de la roca intacta	$\sigma_{ci}(UCS)$	MPa	120	120	120	120	120
	σ_{ti}	MPa	-5	-5	-5	-5	-5
	a	[-]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	s	[-]	1	1	1	1	1
	m_i	[-]	25	25	25	25	25
	v_i	[-]	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	E_i	MPa	50.000	50.000	50.000	50.000	50.000
Propiedades de resistencia y deformación máximos del macizo rocoso	GSI	[-]	55	65	75	85	95
	D	[-]	0	0	0	0	0
	σ_{crm}	MPa	10	17	30	52	91
	σ_{trm}	MPa	-0,16	-0,34	-0,73	-1,55	-3,29



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas
de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 8 – Anexos

REPORTE UCS 120 [MPa]							
Variables	Parámetros	Unidades	RM1	RM2	RM3	RM4	RM5
	a	[–]	0,5040	0,5020	0,5009	0,5004	0,5001
	s	[–]	0,0067	0,0205	0,0622	0,1889	0,5738
	m_b	[–]	5,0115	7,1626	10,2371	14,6313	20,9116
	v_{rm}	[–]	0,24	0,22	0,21	0,19	0,18
	E_{rm}	MPa	20.414	31.586	40.818	46.330	49.007
	ψ	°	0	0	0	0	0
	$\sigma_{3máx}$	MPa	17	18	18	19	20
	c	MPa	6	7	8	11	15
	ϕ	°	44	47	50	52	54
Propiedades residuales del macizo rocoso	GSI_r	[–]	26	27	27	27	27
	σ_{crm_r}	MPa	1,58	1,69	1,72	1,69	1,62
	σ_{trm_r}	MPa	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02
	a_r	[–]	0,5286	0,5270	0,5265	0,5270	0,5281
	s_r	[–]	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003
	m_{b_r}	[–]	1,7994	1,8571	1,8737	1,8576	1,8174
	v_{rm_r}	[–]	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28
	E_{rm_r}	MPa	3.236	3.414	3.466	3.415	3.290
Enfoque DISL	CI	MPa	60	60	60	60	60
	a_p / a_r	[–]	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75
	s_p / s_r	[–]	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010
	m_p / m_r	[–]	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6
Preacondicionamiento por tronadura	α	[–]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	β	[–]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	σ_1	MPa	32	32	32	32	32
	v_{pa}	[–]	0,36	0,33	0,31	0,29	0,27
	E_{pa}	MPa	10.207	15.793	20.409	23.165	24.504

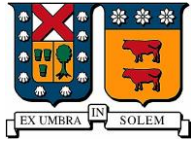
Fuente: Elaboración propia, 2021.



8.2 PROPIEDADES DEL ENTORNO DE SIMULACIÓN 2

Tabla 31: Propiedades del entorno de simulación 2 para un UCS de 320 MPa.

REPORTE UCS 320 [MPa]							
Variables	Parámetros	Unidades	RM1	RM2	RM3	RM4	RM5
Propiedades del entorno	γ	$\frac{MN}{m^3}$	0,026	0,026	0,026	0,026	0,026
	σ_1	MPa	80	80	80	80	80
	σ_3	MPa	53	53	53	53	53
	K	[–]	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Propiedades de la roca intacta	$\sigma_{ci}(UCS)$	MPa	320	320	320	320	320
	σ_{ti}	MPa	-13	-13	-13	-13	-13
	a	[–]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	s	[–]	1	1	1	1	1
	m_i	[–]	25	25	25	25	25
	ν_i	[–]	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	E_i	MPa	50.000	50.000	50.000	50.000	50.000
Propiedades de resistencia y deformación máximos del macizo rocoso	GSI	[–]	55	65	75	85	95
	D	[–]	0	0	0	0	0
	σ_{crm}	MPa	26	45	80	139	242
	σ_{trm}	MPa	-0,43	-0,91	-1,94	-4,13	-8,78
	a	[–]	0,5040	0,5020	0,5009	0,5004	0,5001
	s	[–]	0,0067	0,0205	0,0622	0,1889	0,5738
	m_b	[–]	5,0115	7,1626	10,2371	14,6313	20,9116
	ν_{rm}	[–]	0,24	0,22	0,21	0,19	0,18
	E_{rm}	MPa	20.414	31.586	40.818	46.330	49.007
	Ψ	°	0	0	0	0	0
	$\sigma_{3m\acute{a}x}$	MPa	35	36	37	39	40
	c	MPa	13	16	19	25	36
	ϕ	°	46	49	52	54	56
Propiedades residuales del macizo rocoso	GSI_r	[–]	26	27	27	27	27
	σ_{crm_r}	MPa	4,22	4,51	4,59	4,51	4,31
	σ_{trm_r}	MPa	-0,05	-0,05	-0,05	-0,05	-0,05
	a_r	[–]	0,5286	0,5270	0,5265	0,5270	0,5281
	s_r	[–]	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003
	m_{b_r}	[–]	1,7994	1,8571	1,8737	1,8576	1,8174
	ν_{rm_r}	[–]	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28
	E_{rm_r}	MPa	3.236	3.414	3.466	3.415	3.290
Enfoque DISL	CI	MPa	160	160	160	160	160
	a_p / a_r	[–]	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 8 – Anexos

REPORTE UCS 320 [MPa]							
Variables	Parámetros	Unidades	RM1	RM2	RM3	RM4	RM5
	s_p / s_r	[-]	0,0625/ 0,0010	0,0625/ 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010
	m_p / m_r	[-]	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6
Preacondicionamiento por tronadura	α	[-]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	β	[-]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	σ_1	MPa	64	64	64	64	64
	v_{pa}	[-]	0,36	0,33	0,31	0,29	0,27
	E_{pa}	MPa	10.207	15.793	20.409	23.165	24.504

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Tabla 32: Propiedades del entorno de simulación 2 para un UCS de 270 MPa.

REPORTE UCS 270 [MPa]							
Variables	Parámetros	Unidades	RM1	RM2	RM3	RM4	RM5
Propiedades del entorno	γ	$\frac{MN}{m^3}$	0,026	0,026	0,026	0,026	0,026
	σ_1	MPa	80	80	80	80	80
	σ_3	MPa	53	53	53	53	53
	K	[-]	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Propiedades de la roca intacta	$\sigma_{ci}(UCS)$	MPa	270	270	270	270	270
	σ_{ti}	MPa	-11	-11	-11	-11	-11
	a	[-]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	s	[-]	1	1	1	1	1
	m_i	[-]	25	25	25	25	25
	v_i	[-]	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	E_i	MPa	50.000	50.000	50.000	50.000	50.000
Propiedades de resistencia y deformación máximos del macizo rocoso	GSI	[-]	55	65	75	85	95
	D	[-]	0	0	0	0	0
	σ_{crm}	MPa	22	38	67	117	205
	σ_{trm}	MPa	-0,36	-0,77	-1,64	-3,49	-7,41
	a	[-]	0,5040	0,5020	0,5009	0,5004	0,5001
	s	[-]	0,0067	0,0205	0,0622	0,1889	0,5738
	m_b	[-]	5,0115	7,1626	10,2371	14,6313	20,9116
	v_{rm}	[-]	0,24	0,22	0,21	0,19	0,18
	E_{rm}	MPa	20.414	31.586	40.818	46.330	49.007
	ψ	°	0	0	0	0	0
	$\sigma_{3máx}$	MPa	35	36	37	38	40
	c	MPa	13	15	18	23	32



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 8 – Anexos

REPORTE UCS 270 [MPa]							
Variables	Parámetros	Unidades	RM1	RM2	RM3	RM4	RM5
	ϕ	°	45	48	50	53	55
Propiedades residuales del macizo rocoso	GSI_r	[-]	26	27	27	27	27
	σ_{crm_r}	MPa	3,56	3,80	3,87	3,81	3,64
	σ_{trm_r}	MPa	-0,04	-0,04	-0,05	-0,04	-0,04
	a_r	[-]	0,5286	0,5270	0,5265	0,5270	0,5281
	s_r	[-]	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003
	m_{b_r}	[-]	1,7994	1,8571	1,8737	1,8576	1,8174
	v_{rm_r}	[-]	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28
	E_{rm_r}	MPa	3.236	3.414	3.466	3.415	3.290
Enfoque DISL	CI	MPa	135	135	135	135	135
	a_p / a_r	[-]	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75
	s_p / s_r	[-]	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010
	m_p / m_r	[-]	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6
Preacondicionamiento por tronadura	α	[-]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	β	[-]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	σ_1	MPa	64	64	64	64	64
	v_{pa}	[-]	0,36	0,33	0,31	0,29	0,27
	E_{pa}	MPa	10.207	15.793	20.409	23.165	24.504

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Tabla 33: Propiedades del entorno de simulación 2 para un UCS de 220 MPa.

REPORTE UCS 220 [MPa]							
Variables	Parámetros	Unidades	RM1	RM2	RM3	RM4	RM5
Propiedades del entorno	γ	$\frac{MN}{m^3}$	0,026	0,026	0,026	0,026	0,026
	σ_1	MPa	80	80	80	80	80
	σ_3	MPa	53	53	53	53	53
	K	[-]	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Propiedades de la roca intacta	$\sigma_{ci}(UCS)$	MPa	220	220	220	220	220
	σ_{ti}	MPa	-9	-9	-9	-9	-9
	a	[-]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	s	[-]	1	1	1	1	1
	m_i	[-]	25	25	25	25	25
	v_i	[-]	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas
de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 8 – Anexos

REPORTE UCS 220 [MPa]							
Variables	Parámetros	Unidades	RM1	RM2	RM3	RM4	RM5
	E_i	MPa	50.000	50.000	50.000	50.000	50.000
Propiedades de resistencia y deformación máximas del macizo rocoso	GSI	[-]	55	65	75	85	95
	D	[-]	0	0	0	0	0
	σ_{crm}	MPa	18	31	55	96	167
	σ_{trm}	MPa	-0,30	-0,63	-1,34	-2,84	-6,04
	a	[-]	0,5040	0,5020	0,5009	0,5004	0,5001
	s	[-]	0,0067	0,0205	0,0622	0,1889	0,5738
	m_b	[-]	5,0115	7,1626	10,2371	14,6313	20,9116
	ν_{rm}	[-]	0,2375	0,2225	0,2075	0,1925	0,1775
	E_{rm}	MPa	20.414	31.585	40.818	46.330	49.007
	ψ	°	0	0	0	0	0
	$\sigma_{3máx}$	MPa	34	35	36	37	39
	c	MPa	12	14	16	21	28
	ϕ	°	43	46	48	51	53
Propiedades residuales del macizo rocoso	GSI_r	[-]	26	27	27	27	27
	σ_{crm_r}	MPa	2,90	3,10	3,16	3,10	2,96
	σ_{trm_r}	MPa	-0,03	-0,04	-0,04	-0,04	-0,03
	a_r	[-]	0,5286	0,5270	0,5265	0,5270	0,5281
	s_r	[-]	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003
	m_{b_r}	[-]	1,7994	1,8571	1,8737	1,8576	1,8174
	ν_{rm_r}	[-]	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28
	E_{rm_r}	MPa	3.236	3.414	3.466	3.415	3.290
Enfoque DISL	CI	MPa	110	110	110	110	110
	a_p / a_r	[-]	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75
	s_p / s_r	[-]	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010
	m_p / m_r	[-]	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6
Preacondicionamiento por tronadura	α	[-]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	β	[-]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	σ_1	MPa	64	64	64	64	64
	ν_{pa}	[-]	0,36	0,33	0,31	0,29	0,27
	E_{pa}	MPa	10.207	15.793	20.409	23.165	24.504

Fuente: Elaboración propia, 2021.



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas
de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 8 – Anexos

Tabla 34: Propiedades del entorno de simulación 2 para un UCS de 170 MPa.

REPORTE UCS 170 [MPa]							
Variables	Parámetros	Unidades	RM1	RM2	RM3	RM4	RM5
Propiedades del entorno	γ	$\frac{MN}{m^3}$	0,026	0,026	0,026	0,026	0,026
	σ_1	MPa	80	80	80	80	80
	σ_3	MPa	53	53	53	53	53
	K	[–]	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Propiedades de la roca intacta	$\sigma_{ci}(UCS)$	MPa	170	170	170	170	170
	σ_{ti}	MPa	-7	-7	-7	-7	-7
	a	[–]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	s	[–]	1	1	1	1	1
	m_i	[–]	25	25	25	25	25
	v_i	[–]	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	E_i	MPa	50.000	50.000	50.000	50.000	50.000
Propiedades de resistencia y deformación máximos del macizo rocoso	GSI	[–]	55	65	75	85	95
	D	[–]	0	0	0	0	0
	σ_{crm}	MPa	14	24	42	74	129
	σ_{trm}	MPa	-0,23	-0,49	-1,03	-2,19	-4,66
	a	[–]	0,5040	0,5020	0,5009	0,5004	0,5001
	s	[–]	0,0067	0,0205	0,0622	0,1889	0,5738
	m_b	[–]	5,0115	7,1626	10,2371	14,6313	20,9116
	v_{rm}	[–]	0,24	0,22	0,21	0,19	0,18
	E_{rm}	MPa	20.414	31.586	40.818	46.330	49.007
	ψ	°	0	0	0	0	0
	$\sigma_{3máx}$	MPa	34	35	36	37	38
	c	MPa	11	12	15	18	24
	ϕ	°	41	44	47	50	52
	GSI_r	[–]	26	27	27	27	27
Propiedades residuales del macizo rocoso	σ_{crm_r}	MPa	2,24	2,40	2,44	2,40	2,29
	σ_{trm_r}	MPa	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03
	a_r	[–]	0,5286	0,5270	0,5265	0,5270	0,5281
	s_r	[–]	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003
	m_{b_r}	[–]	1,7994	1,8571	1,8737	1,8576	1,8174
	v_{rm_r}	[–]	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28
	E_{rm_r}	MPa	3.236	3.414	3.466	3.415	3.290
	CI	MPa	85	85	85	85	85
Enfoque DISL	a_p / a_r	[–]	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas
de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 8 – Anexos

REPORTE UCS 170 [MPa]							
Variables	Parámetros	Unidades	RM1	RM2	RM3	RM4	RM5
	s_p / s_r	[-]	0,0625/ 0,0010	0,0625/ 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010
	m_p / m_r	[-]	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6
Preacondicionamiento por tronadura	α	[-]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	β	[-]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	σ_1	MPa	64	64	64	64	64
	v_{pa}	[-]	0,36	0,33	0,31	0,29	0,27
	E_{pa}	MPa	10.207	15.793	20.409	23.165	24.504

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Tabla 35: Propiedades del entorno de simulación 2 para un UCS de 120 MPa.

REPORTE UCS 120 [MPa]							
Variables	Parámetros	Unidades	RM1	RM2	RM3	RM4	RM5
Propiedades del entorno	γ	$\frac{MN}{m^3}$	0,026	0,026	0,026	0,026	0,026
	σ_1	MPa	80	80	80	80	80
	σ_3	MPa	53	53	53	53	53
	K	[-]	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Propiedades de la roca intacta	$\sigma_{ci}(UCS)$	MPa	120	120	120	120	120
	σ_{ti}	MPa	-5	-5	-5	-5	-5
	a	[-]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	s	[-]	1	1	1	1	1
	m_i	[-]	25	25	25	25	25
	v_i	[-]	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	E_i	MPa	50.000	50.000	50.000	50.000	50.000
Propiedades de resistencia y deformación máximos del macizo rocoso	GSI	[-]	55	65	75	85	95
	D	[-]	0	0	0	0	0
	σ_{crm}	MPa	10	17	30	52	91
	σ_{trm}	MPa	-0,16	-0,34	-0,73	-1,55	-3,29
	a	[-]	0,5040	0,5020	0,5009	0,5004	0,5001
	s	[-]	0,0067	0,0205	0,0622	0,1889	0,5738
	m_b	[-]	5,0115	7,1626	10,2371	14,6313	20,9116
	v_{rm}	[-]	0,24	0,22	0,21	0,19	0,18
	E_{rm}	MPa	20.414	31.586	40.818	46.330	49.007
	ψ	°	0	0	0	0	0

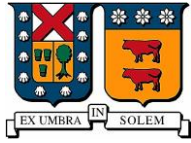


Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas
de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 8 – Anexos

REPORTE UCS 120 [MPa]							
Variables	Parámetros	Unidades	RM1	RM2	RM3	RM4	RM5
	$\sigma_{3máx}$	MPa	33	34	35	36	38
	c	MPa	9	11	13	15	20
	ϕ	°	39	42	44	47	49
Propiedades residuales del macizo rocoso	GSI_r	[–]	26	27	27	27	27
	σ_{crm_r}	MPa	1,58	1,69	1,72	1,69	1,62
	σ_{trm_r}	MPa	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02
	a_r	[–]	0,5286	0,5270	0,5265	0,5270	0,5281
	s_r	[–]	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003
	m_{b_r}	[–]	1,7994	1,8571	1,8737	1,8576	1,8174
	v_{rm_r}	[–]	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28
	E_{rm_r}	MPa	3.236	3.414	3.466	3.415	3.290
Enfoque DISL	CI	MPa	60	60	60	60	60
	a_p / a_r	[–]	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75	0,25 / 0,75
	s_p / s_r	[–]	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010	0,0625 / 0,0010
	m_p / m_r	[–]	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6	1,5650 / 6
Preacondicionamiento por tronadura	α	[–]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	β	[–]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	σ_1	MPa	64	64	64	64	64
	v_{pa}	[–]	0,36	0,33	0,31	0,29	0,27
	E_{pa}	MPa	10.207	15.793	20.409	23.165	24.504

Fuente: Elaboración propia, 2021.



8.3 ENVOLVENTES DE FALLA DE HOEK & BROWN PARA EL ENTORNO DE SIMULACIÓN 1

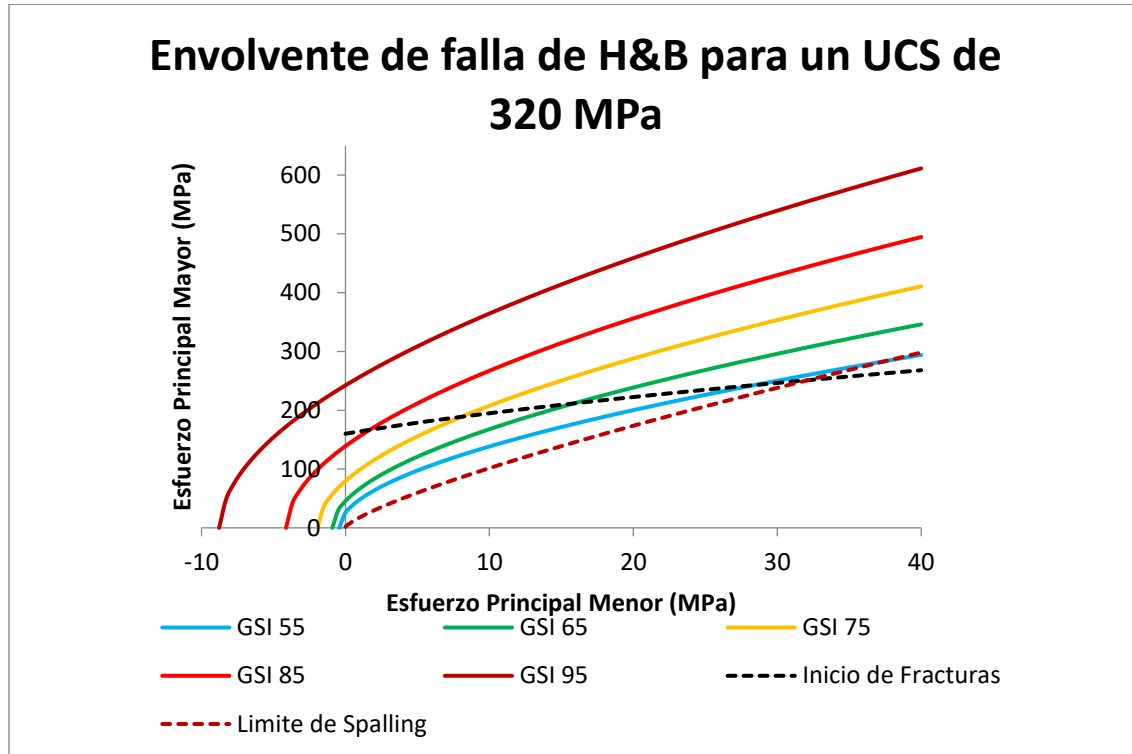


Ilustración 93: Envoltentes de falla de Hoek & Brown (2002; 2019) a escala de macizo rocoso para un UCS de 320 MPa (entorno de simulación 1).

Fuente: Elaboración propia, 2021.

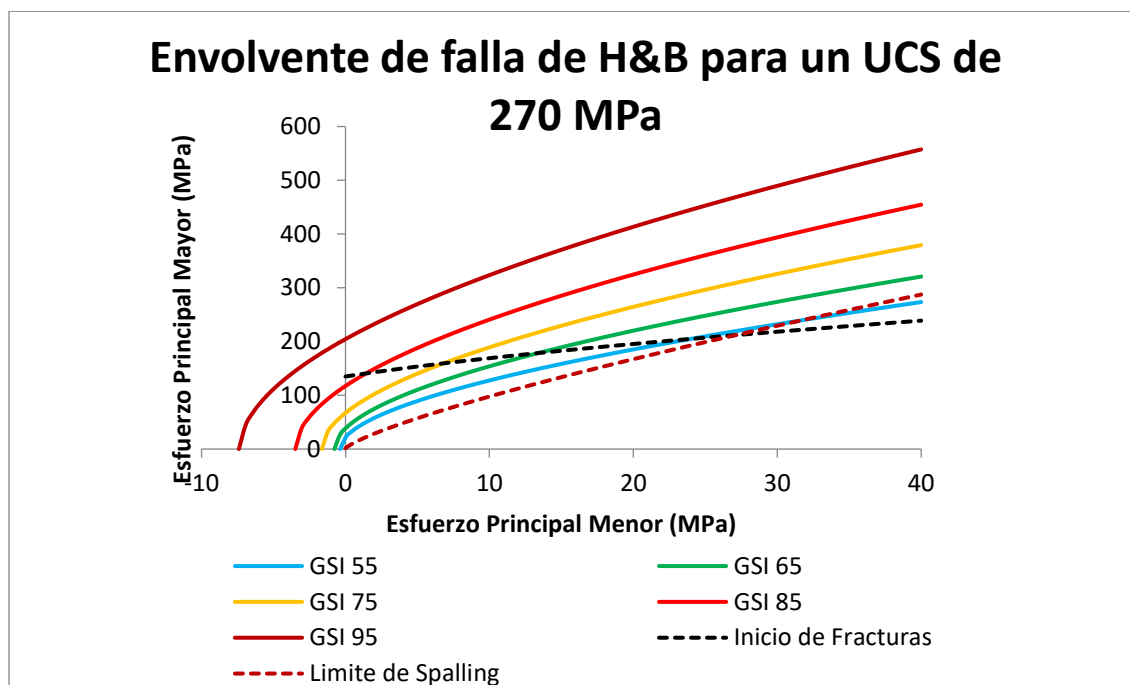


Ilustración 94: Envoltentes de falla de Hoek & Brown (2002; 2019) a escala de macizo rocoso para un UCS de 270 MPa (entorno de simulación 1).

Fuente: Elaboración propia, 2021.

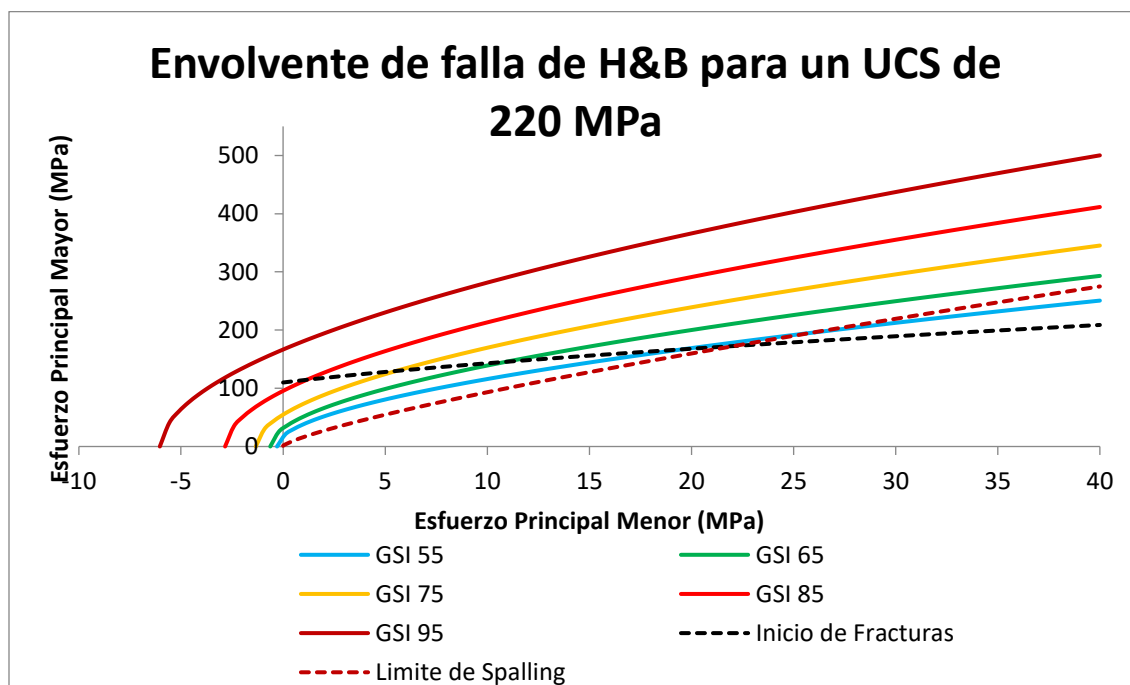


Ilustración 95: Envoltentes de falla de Hoek & Brown (2002; 2019) a escala de macizo rocoso para un UCS de 220 MPa (entorno de simulación 1).

Fuente: Elaboración propia, 2021.

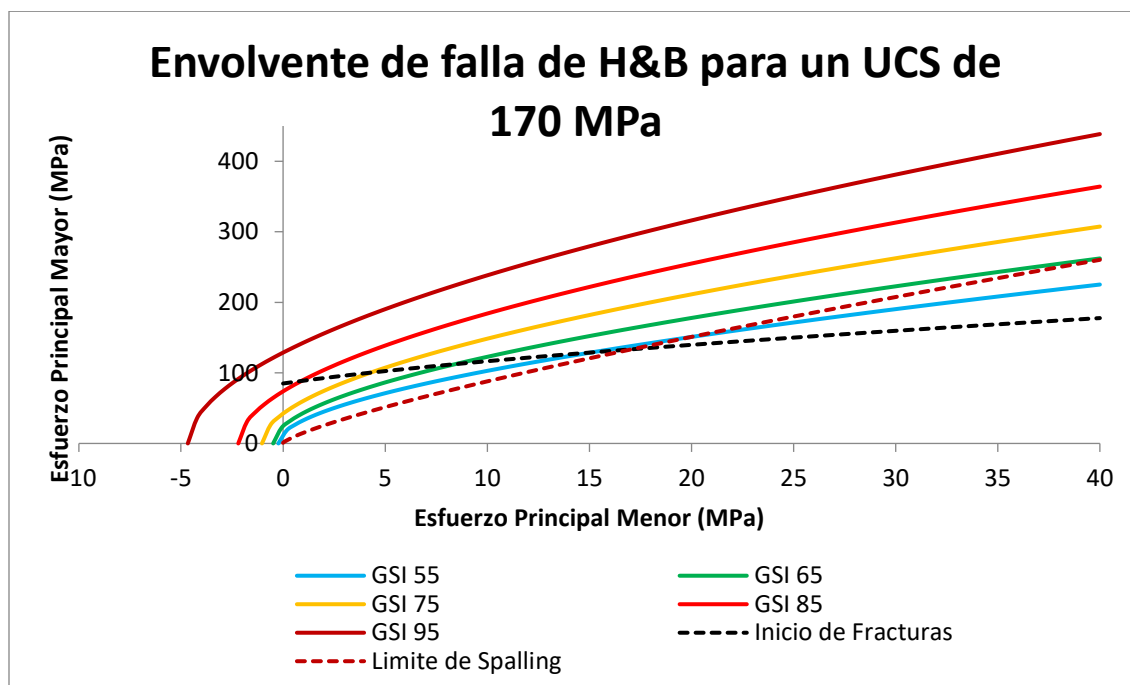


Ilustración 96: Envoltentes de falla de Hoek & Brown (2002; 2019) a escala de macizo rocoso para un UCS de 170 MPa (entorno de simulación 1).

Fuente: Elaboración propia, 2021.

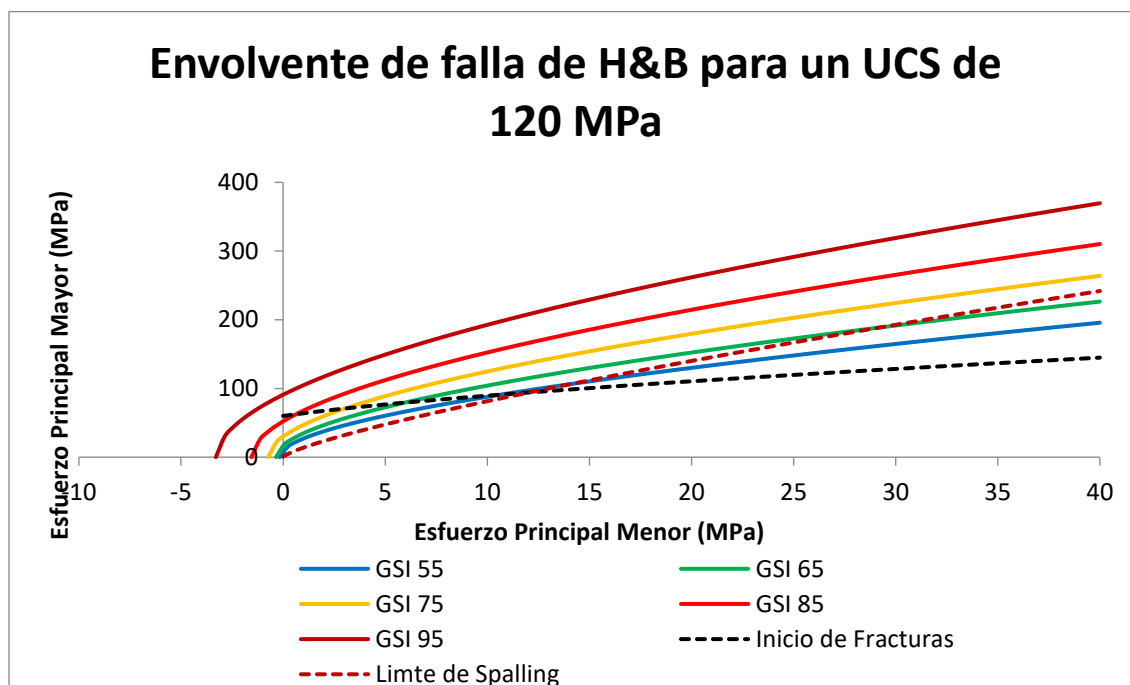


Ilustración 97: Envoltentes de falla de Hoek & Brown (2002; 2019) a escala de macizo rocoso para un UCS de 120 MPa (entorno de simulación 1).

Fuente: Elaboración propia, 2021.



8.4 ENVOLVENTES DE FALLA DE HOEK & BROWN PARA EL ENTORNO DE SIMULACIÓN 2

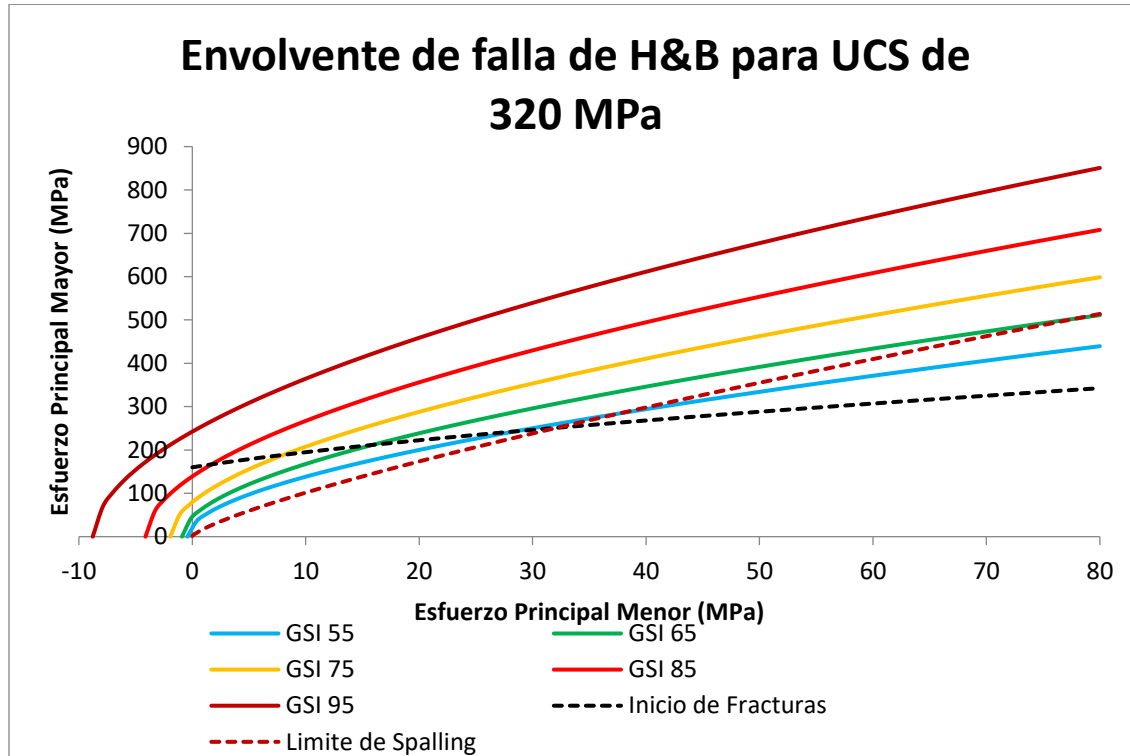


Ilustración 98: Envloventes de falla de Hoek & Brown (2002; 2019) a escala de macizo rocoso para un UCS de 320 MPa (entorno de simulación 2).

Fuente: Elaboración propia, 2021.

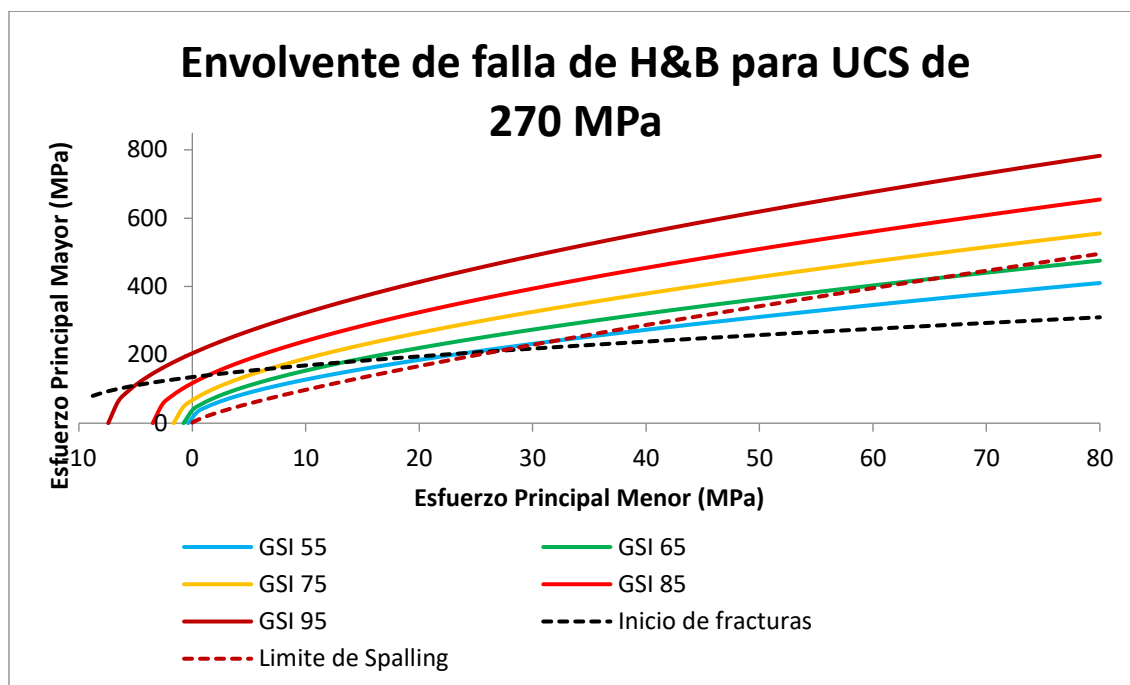


Ilustración 99: Envoltentes de falla de Hoek & Brown (2002; 2019) a escala de macizo rocoso para un UCS de 270 MPa (entorno de simulación 2).

Fuente: Elaboración propia, 2021.

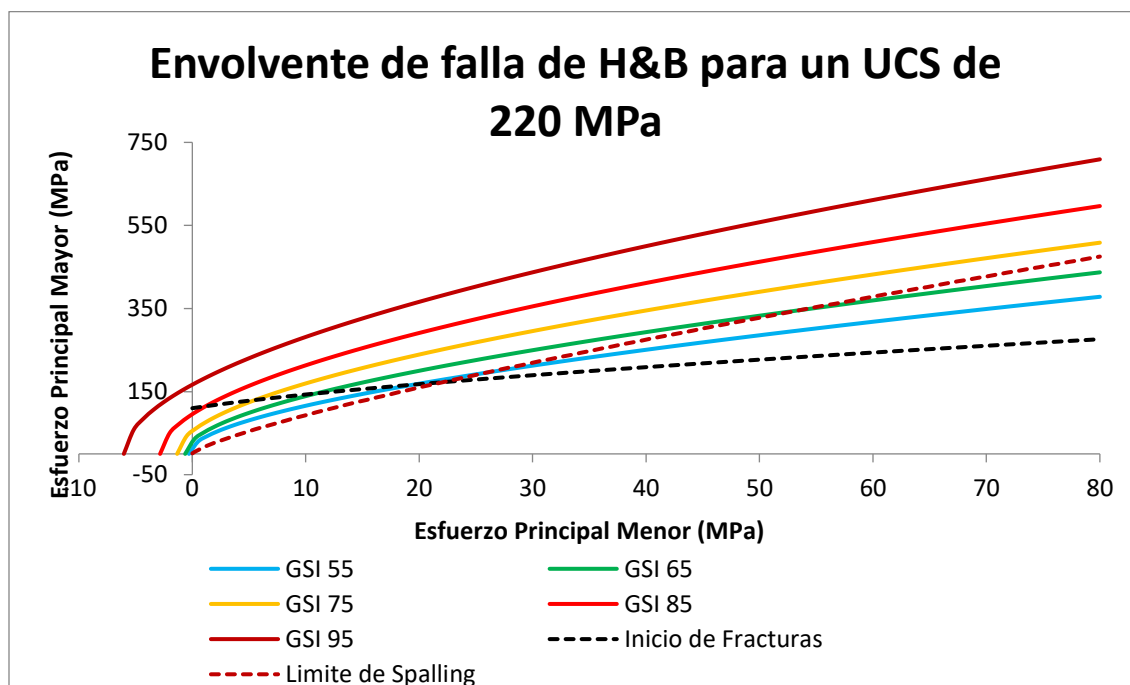


Ilustración 100: Envoltentes de falla de Hoek & Brown (2002; 2019) a escala de macizo rocoso para un UCS de 220 MPa (entorno de simulación 2).

Fuente: Elaboración propia, 2021.

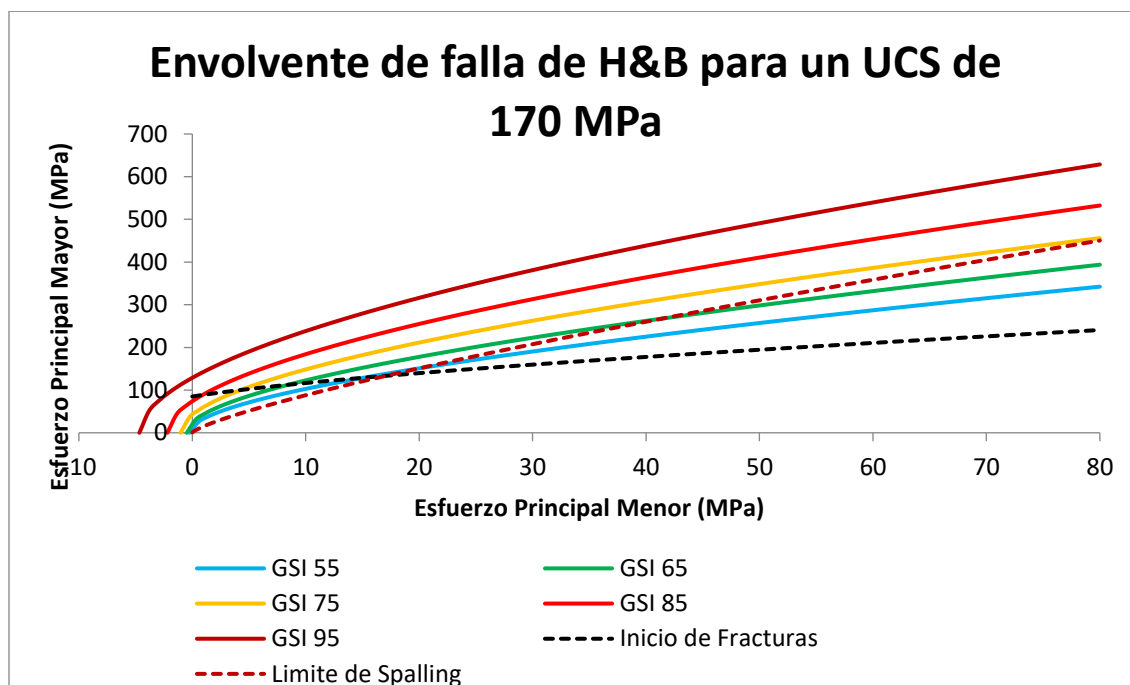


Ilustración 101: Envolventes de falla de Hoek & Brown (2002; 2019) a escala de macizo rocoso para un UCS de 170 MPa (entorno de simulación 2).

Fuente: Elaboración propia, 2021.

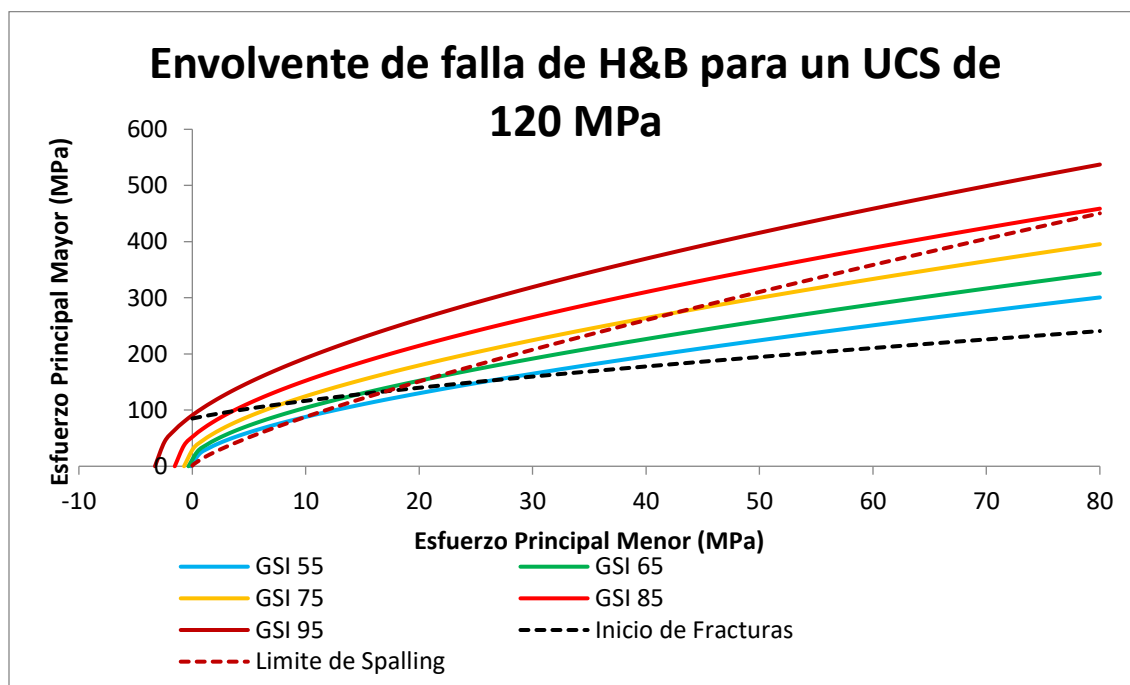


Ilustración 102: Envolventes de falla de Hoek & Brown (2002; 2019) a escala de macizo rocoso para un UCS de 120 MPa (entorno de simulación 2).

Fuente: Elaboración propia, 2021.



8.5 EVENTOS DE ESTALLIDOS DE ROCAS SEGÚN CATEGORÍAS DE UCS Y GSI

Tabla 36: Eventos y ocurrencia de estallidos de rocas según categoría de UCS.

UCS [MPa]	Túnel sin medida de mitigación de ER		Túnel con Soporte		Túnel con PA		Túnel con PA y Soporte		N° total de ER	N° total de casos simulados	Ocurrencia de ER
	N° de ER	N° de casos	N° de ER	N° de casos	N° de ER	N° de casos	N° de ER	N° de casos			
120	5	5	5	5	5	5	5	5	20	20	100%
170	5	5	5	5	5	5	5	5	20	20	100%
220	5	5	5	5	5	5	0	5	15	20	75%
270	5	5	0	5	5	5	0	5	10	20	50%
320	5	5	0	5	0	5	0	5	5	20	25%

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Tabla 37: Límites máximos de spalling y perturbación según categoría de UCS.

UCS	Túnel sin medida de mitigación de ER		Túnel con Soporte		Túnel con PA		Túnel con PA y Soporte	
	Límite de Spalling	Límite de perturbación	Límite de Spalling	Límite de perturbación	Límite de Spalling	Límite de perturbación	Límite de Spalling	Límite de perturbación
120	1,8	3,0	1,2	1,5	2,1	2,3	1,2	1,3
170	1,8	2,3	1,1	1,2	1,5	1,8	1,1	1,1
220	1,5	1,8	1,0	1,1	1,3	1,8	0,0	0,0
270	1,5	1,8	0,0	0,0	1,3	1,7	0,0	0,0
320	1,3	1,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Tabla 38: Eventos y ocurrencia de estallidos de rocas según categoría de GSI.

GSI	Túnel sin medida de mitigación de ER		Túnel con Soporte		Túnel con PA		Túnel con PA y Soporte		N° total de ER	N° total de modelos	Ocurrencia de ER
	N° de ER	N° de casos	N° de ER	N° de casos	N° de ER	N° de casos	N° de ER	N° de casos			
55	5	5	3	5	4	5	2	5	14	20	70%
65	5	5	3	5	4	5	2	5	14	20	70%
75	5	5	3	5	4	5	2	5	14	20	70%
85	5	5	3	5	4	5	2	5	14	20	70%
95	5	5	3	5	4	5	2	5	14	20	70%

Fuente: Elaboración propia, 2021.



Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil de Minas
“Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas
de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos”

Capítulo 8 – Anexos

Tabla 39: Límites máximos de spalling y perturbación según categoría de UCS.

GSI	Túnel sin medida de mitigación de ER		Túnel con Soporte		Túnel con PA		Túnel con PA y Soporte	
	Límite de Spalling	Límite de perturbación	Límite de Spalling	Límite de perturbación	Límite de Spalling	Límite de perturbación	Límite de Spalling	Límite de perturbación
55	1,8	3,0	1,2	1,5	2,1	2,3	1,1	1,3
65	1,8	2,3	1,2	1,5	2,0	2,2	1,2	1,3
75	1,8	2,3	1,1	1,3	2,1	2,3	1,2	1,3
85	1,8	2,3	1,2	1,5	2,0	2,2	1,2	1,3
95	1,8	2,3	1,1	1,3	2,1	2,3	1,2	1,3

Fuente: Elaboración propia, 2021.