



# UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

## ESCUELA DE POSGRADO

### MAESTRÍA EN GEOTECNIA Y GEOMECÁNICA MINERA



#### TESIS

#### CARACTERIZACIÓN DEL DOMINIO GEOMECÁNICO PARA LA ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA Y ESTABILIDAD DE PILARES BARRERA EN LA MINA UNTUCA PUNO, PERÚ

PRESENTADA POR:

FREDY ALONSO VALERIANO NINA

PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE:

MAGISTER SCIENTIAE EN GEOTECNIA Y GEOMECÁNICA MINERA

PUNO, PERÚ

2022

## DEDICATORIA

Los entes superiores, por darme la oportunidad de vivir y por estar conmigo en cada paso que doy, por fortalecer mi corazón e iluminar mi mente y por haber puesto en mi camino a aquellas personas que han sido mi soporte y compañía durante esta vida.

Mi esposa Janeth Soledad Esteba, por ofrecerme día a día su amor, cariño, alegría, enseñanza, comprensión, locura y pasión. Eres lo mejor que tengo en esta vida.

Mi padre Bernardino Valeriano, por los ejemplos de perseverancia, fortaleza y constancia que lo caracterizan y que me ha infundado siempre, por el valor mostrado para salir adelante ante cualquier adversidad y por todo el apoyo durante mi formación personal y profesional.

Mi madre Ruth Amanda Nina, por darme la vida, por el cariño y comprensión que me brinda.

Mi hermano Evan Bernard, por ser el hermano pequeño que acompaña a mis padres estos últimos años.

Mi un gran maestro y amigo, Dr. Erasmo G. Carnero Carnero, quien desde la eternidad seguirá siendo guía de las futuras generaciones de Ingenieros Geólogos en el Perú.

Un gran amigo y compañero, M.Sc. Lucio R. Mamani Barraza, siempre te recordaremos MALURBA.

A los amantes de la Geomecánica y geotecnia, para que en el mundo se siga cultivando una ciencia tan maravillosa, en aras de entenderé el comportamiento del macizo rocoso y los suelos en estructuras de ingeniería y de la naturaleza.



## AGRADECIMIENTOS

A mi esposa Janeth Soledad Esteba Avalos, por ser la mejor compañera de vida.

A mis padres Bernardino Valeriano Huamán y Ruth Amanda Nina Nina, por todo lo que me han dado durante toda mi vida, les estaré eternamente agradecido.

A mis profesores compañeros y amigos de la Universidad Nacional del Altiplano – Puno, Escuela Profesional de Ingeniería de Minas y Escuela Profesional de Ingeniería de Geológica.

A la Universidad Nacional del Altiplano – Puno, mi alma mater, a mis estimados profesores de la Escuela de Posgrado del programa de Geotecnia y Geomecánica Minera.

A mis amigos del laboratorio de Mecánica de Rocas y Suelos de la Facultad de Ingeniería de Minas.

Al M.Sc. Fredy Elorrieta por su amistad y por compartir su pasión por la geomecánica.

Al M.Sc. David Córdova por sus enseñanzas y abrirme las puertas en esta etapa de mi vida en la consultoría.

A ITASCA por haberme permitido ser parte de *Itasca Education Partnership (IEP)* y poder utilizar el *software* 3DEC.

A Golder por haberme facilitado la licencia educativa del *software* FRACMAN.

Al Dr. Terry Wyles por haberme facilitado una licencia educativa del *software* Map3D para el desarrollo de esta tesis.

A 3GSM por haberme permitido utilizar el *software* ShapeMetriX UAV para el desarrollo de esta tesis.



## ÍNDICE GENERAL

	<b>Pág.</b>
DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTOS	ii
ÍNDICE GENERAL	iii
ÍNDICE DE TABLAS	viii
ÍNDICE DE FIGURAS	ix
ÍNDICE DE ANEXOS	xi
ÍNDICE DE ABREVIATURAS	xii
RESUMEN	xiv
ABSTRACT	xv
INTRODUCCIÓN	1

### CAPÍTULO I

#### REVISIÓN DE LITERATURA

1.1 Marco teórico	2
1.1.1 Geología de rocas metamórficas	2
1.1.2 Tipos de Metamorfismo	2
1.1.3 Metamorfismo Orogénico o Regional	3
1.1.4 Estructura de las rocas metamórficas	4
1.1.5 Características metamórficas	4
1.1.6 Geología estructural	5
1.1.6.1 Clasificación y descripción de discontinuidades	5
1.1.7 Caracterización de macizo rocoso	6
1.1.8 Métodos de caracterización de macizo rocoso	8
1.1.8.1 Método fotogramétrico	8
1.1.8.2 Mapeo geomecánico convencional de excavaciones subterráneas	10
1.1.9 Descripción de los datos de mapeo	10
1.1.9.1 Orientación de discontinuidad	10
1.1.9.2 Numero de conjuntos de discontinuidades	12
1.1.9.3 Frecuencia de discontinuidades	12
1.1.9.4 Espaciamiento de la discontinuidad	14
1.1.9.5 Persistencia o continuidad de la discontinuidad	17
1.1.9.6 Tamaño de bloque	17





1.1.9.7	Modelos de clasificación de macizo rocoso	17
1.1.9.8	Modelo estructural	20
1.1.9.9	Modelo Discrete Fracture Network (DFN)	20
1.1.10	Resistencia de roca intacta	20
1.1.10.1	Resistencia a la tracción	22
1.1.10.2	Resistencia a la compresión uniaxial	22
1.1.10.3	Resistencia a la carga puntual	23
1.1.10.4	Resistencia a la compresión confinada	25
1.1.11	Deformabilidad de roca intacta	25
1.1.12	Propiedades mecánicas del macizo rocoso	26
1.1.12.1	Criterio de resistencia empírica Hoek-Brown	27
1.1.12.2	Módulo de deformación del macizo rocoso	27
1.1.12.3	Relación de Poisson	29
1.1.13	Resistencia de las discontinuidades	29
1.1.13.1	Rugosidad de discontinuidades	29
1.1.13.2	Apertura de la discontinuidad	30
1.1.14	Esfuerzos in situ	30
1.1.15	Esfuerzos inducidos por excavaciones	32
1.1.16	Métodos de explotación	32
1.1.16.1	Método de cámaras y pilares	32
1.1.16.2	Tajeo desde niveles (Sublevel stoping)	33
1.1.17	Clasificación de pilares	33
1.1.17.1	Pilares de separación	34
1.1.18	Diseño y análisis de la estabilidad de pilares	34
1.1.19	Método empírico de resistencia de pilares	36
1.1.19.1	Fórmulas de resistencia de pilares	36
1.1.20	Métodos Analíticos	42
1.1.20.1	Esfuerzos promedio sobre el pilar utilizando el enfoque de área tributaria	43
1.1.21	Métodos numéricos	44
1.1.21.1	Modelo continuo	47
1.1.21.2	Modelo discontinuo	48
1.1.21.3	Modelos híbridos	49
1.1.21.4	Modelamiento numérico	49



1.1.22	Modos de falla en pilares	51
1.2	Definición de términos	52
1.3	Antecedentes	55

## **CAPÍTULO II**

### **PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

2.1	Identificación del problema	60
2.2	Enunciado del problema	62
2.2.1	Pregunta general	62
2.2.2	Preguntas específicas	62
2.3	Justificación	62
2.4	Objetivos	63
2.4.1	Objetivo general	63
2.4.2	Objetivos específicos	63
2.5	Hipótesis	63
2.5.1	Hipótesis general	63
2.5.2	Hipótesis específicas	64

## **CAPÍTULO III**

### **MATERIALES Y MÉTODOS**

3.1	Lugar de estudio	65
3.1.1	Localización del área de estudio y vías de acceso	65
3.2	Población	66
3.3	Muestra	66
3.4	Método de investigación	67
3.5	Descripción detallada de métodos por objetivos específicos	67
3.5.1	Revisión, compilación y elaboración de informes preliminares	67
3.5.2	Caracterización geológica	68
3.5.3	Caracterización estructural	68
3.5.3.1	Mapeo de estructuras expuestas	68
3.5.3.2	Familias de discontinuidades y orientación de juntas	70
3.5.3.3	Espaciamiento de las estructuras	71
3.5.3.4	Longitud de fractura	71
3.5.3.5	Apertura de las estructuras	71
3.5.3.6	Rugosidad	71
3.5.3.7	JRC (Joint Roughness Coefficient)	72



3.5.3.8	Relleno	72
3.5.3.9	Alteración de juntas	72
3.5.3.10	Agua en las discontinuidades	72
3.5.3.11	Resistencia de las paredes de las discontinuidades.	72
3.5.4	Caracterización de macizo rocoso	72
3.5.4.1	Propiedades de resistencia de roca intacta	73
3.5.4.2	Clasificación de macizo rocoso	74
3.5.4.3	Propiedades de resistencia del macizo rocoso	75
3.5.4.4	Propiedades de resistencia de las discontinuidades	75
3.5.5	Estimación de la resistencia y estabilidad de pilares	76
3.5.5.1	Esfuerzos estimados sobre el pilar	76
3.5.5.2	Estimación de la resistencia y estabilidad por métodos empíricos	77
3.5.5.3	Estimación de la resistencia y estabilidad por métodos numéricos	77
3.5.6	Interacción de los métodos	77
3.6	Materiales, equipos e instrumentos	77

## **CAPÍTULO IV**

### **RESULTADOS Y DISCUSIÓN**

4.1	Caracterización del dominio geomecánico	79
4.1.1	Caracterización geológica	79
4.1.1.1	Geología regional	79
4.1.1.2	Geología local	81
4.2	Caracterización estructural	82
4.2.1	Discontinuidades importantes	82
4.2.1.1	Fallas	82
4.2.2	Discontinuidades menores	83
4.2.2.1	Orientación de discontinuidades	83
4.2.2.2	Buzamiento y dirección de buzamiento	85
4.2.2.3	Espaciamiento de las discontinuidades	86
4.2.2.4	Persistencia o continuidad de la discontinuidad	87
4.3	Caracterización de macizo rocoso	87
4.3.1	Propiedades de roca intacta	87
4.3.1.1	Densidad y peso específico	87
4.3.1.2	Resistencia a la compresión uniaxial	88
4.3.1.3	Resistencia a la tracción	88



4.3.1.4	Resistencia a la compresión confinada	89
4.3.1.5	Deformabilidad de roca intacta	90
4.3.2	Clasificación de macizo rocoso	92
4.3.3	Propiedades mecánicas del macizo rocoso	94
4.3.3.1	Criterio de resistencia empírico de Hoek – Brown	94
4.3.3.2	Propiedades de deformación de macizo rocoso	95
4.3.4	Propiedades mecánicas de las discontinuidades	95
4.3.4.1	Resistencia al corte de las discontinuidades	95
4.4	Tensiones in situ	96
4.5	Método de explotación	97
4.5.1	Estructuras mineras en estudio	98
4.6	Estimación de la resistencia de los pilares	100
4.6.1	Resistencia de pilares por métodos empíricos	100
4.7	Resistencia y estabilidad de los pilares por métodos numéricos	104
4.7.1	Modelación numérica del problema	104
4.7.2	Estimación de esfuerzos en el pilar barrera	105
4.7.3	Estabilidad de pilares barrera por el método numérico	106
4.8	Interacción de los métodos de análisis	107
4.9	Discusión de resultados	108
	CONCLUSIONES	113
	RECOMENDACIONES	116
	BIBLIOGRAFÍA	117
	ANEXOS	127

Puno, 25 de marzo del 2022

**ÁREA:** Mecánica de rocas

**TEMA:** Geomecánica

**LÍNEA:** Estabilidad de excavaciones subterráneas



## ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
1. Tipos de metamorfismo	3
2. Clasificación de espaciamiento de discontinuidades	15
3. Accesibilidad a la zona de estudio	65
4. Valores de buzamiento y dirección de buzamiento de familias de discontinuidades	86
5. Valores estadísticos del espaciamiento de las familias de discontinuidades	86
6. Valores estadísticos de longitud de traza de las familias de discontinuidades	87
7. Propiedades de resistencia obtenidos de los ensayos de laboratorio realizados	90
8. Ubicación de estaciones geomecánicas	92
9. Resumen de valores de <i>RMR</i> 89, <i>Q</i> y <i>GSI</i> de las estaciones geomecánicas	93
10. Resumen de valores promedio de <i>RMR</i> 89, <i>Q</i> y <i>GSI</i>	94
11. Resumen de propiedades de resistencia del macizo rocoso	95
12. Resumen de valores de entrada para estimar los valores de resistencia al corte de las discontinuidades	96
13. Resumen de propiedades de resistencia al corte de las discontinuidades	96
14. Parametros geométricos y de esfuerzos de los pilares barrera evaluados	101
15. Resumen de factores de seguridad y estabilidad de pilares barrera considerando la formulación empírica de Obert y Duvall	102
16. Resumen de factores de seguridad y estabilidad de pilares barrera considerando la formulación empírica de Mark-Bieniawski	102
17. Resumen de factores de seguridad y estabilidad de pilares barrera considerando la formulación empírica de <i>CSIR-CIMFR</i>	103
18. Resumen de factores de seguridad y estabilidad de pilares barrera considerando la formulación empírica de Lunder y Pakalnis	104
19. Resumen de factores de seguridad obtenidos con la aplicación del método numérico	106

## ÍNDICE DE FIGURAS

	<b>Pág.</b>
1. Algunos de los principales factores geológicos que influyen en el comportamiento de ingeniería de una masa rocosa	7
2. Medidas de densidad de fracturas	15
3. Determinación del espaciamiento en base a observaciones en un afloramiento de roca que muestra 3 sets o familias de estructuras	16
4. GSI para macizos rocosos heterogéneos	19
5. Envoltente de resistencia generalizada para roca intacta	21
6. Resistencia a compresión uniaxial de roca esquistosa intacta en función de la dirección de carga con respecto a la esquistosidad.	23
7. Requisitos de forma de la muestra para (a) prueba diametral, (b) prueba axial, (c) prueba de bloque y (d) pedazo irregular	24
8. Deformabilidad de roca intacta	25
9. Diagrama idealizado que muestra la transición de una masa rocosa intacta a una fuertemente unida con un tamaño de muestra creciente	27
10. Deformación de macizo rocosos	28
11. El gráfico de estabilidad de la fórmula de confinamiento trazado con todas las historias de casos de las bases de datos combinadas	42
12. Carga transmitida por un solo pilar, suponiendo que la carga total de roca se distribuya uniformemente sobre todos los pilares	44
13. Promedio de la tensión vertical de los pilares en diseños típicos de pilares utilizando el método de área tributaria: vistas en planta	44
14. Idoneidad de diferentes métodos numéricos para el análisis de una excavación en un macizo rocoso fracturado. (a) Métodos continuos; (b) Ambos métodos continuos y <i>DEM</i> ; (c) <i>DEM</i> ; (d) Métodos continuos o esquema mixto	45
15. Representación combinada de un problema por <i>DEM</i> para el área de campo cercano cerca de una excavación y representación <i>BEM</i> para el área de campo lejano del modelo	45
16. Representación de un macizo rocoso fracturado: (a) el macizo rocoso fracturado, (b) modelo por <i>FEM</i> ; (c) modelo por <i>BEM</i> y (d) modelo por <i>DEM</i>	46
17. Flujograma de mapeo de estructuras expuestas por el método remoto, fotogrametría	69
	ix



18. Diagrama estereográfico de polos	83
19. Diagrama estereográfico de densidad de polos o de contorno	83
20. Diagrama estereográfico de planos mayores, utilizando los 646 datos registrados con el método fotogramétrico	84
21. Diagrama estereográfico de planos mayores, utilizando los 88 datos registrados con el método de contacto con el uso de una brújula	85
22. Resultados de ensayos de laboratorio de resistencia a la compresión no confinada de roca intacta	88
23. Resultados de ensayos de laboratorio de resistencia a la tracción indirecta de roca intacta	89
24. Resultados de envolventes de resistencia de Hoek-Brown	90
25. Resultados de ensayos de laboratorio para determinar el módulo de Young de la roca intacta	91
26. Resultados de ensayos de laboratorio para determinar la relación de Poisson de la roca intacta	91
27. (a) vista en planta de la ubicación de las estaciones geomecánicas y (b) vista en planta de la valoración <i>GSI</i> distribuida en las excavaciones subterráneas	93
28. Resultados de envolventes de resistencia de Hoek-Brown, para la estimación de las propiedades de resistencia del macizo rocoso considerando <i>GSI</i> 50, 55 y 60	94
29. Resultados de la orientación de esfuerzos obtenidos del <i>Word Stress Map</i>	97
30. (a) condición de esfuerzos verticales in situ. (b) condiciones de esfuerzos horizontales menores in situ	97
31. Vista en perspectiva 3D del diseño del método de explotación	98
32. Vista en perspectiva 3D de la distribución de los tajos de explotación	99
33. Vista en perspectiva 3D de la distribución de los pilares barrera	99
34. Vista en perspectiva 3D de la secuencia de explotación	100
35. Vista en perspectiva 3D del modelo numérico y las primeras 10 etapas de minado	105
36. (a) concentración de esfuerzos principales en los pilares barrera E, D y C en la etapa 3 de minado y (b) concentración de esfuerzos principales en los pilares barrera E, D, C, B, A en la etapa 17 de minado	106
37. (a) concentración de factores de resistencia alrededor del pilar E, en la etapa 3 de minado y (b) concentración de factores de resistencia alrededor del pilar E, en la etapa 17 de minado	107



## ÍNDICE DE ANEXOS

	<b>Pág.</b>
<b>1. Plano</b>	127
<b>2. Caracterización geomecánica</b>	128
<b>3. Resultados de ensayos de laboratorio</b>	153



## ÍNDICE DE ABREVIATURAS

$\sigma_p$	: resistencia del pilar
$\sigma_a$	: esfuerzo medio sobre el pilar
$\sigma_c$	: es la resistencia a la compresión simple de una muestra de laboratorio
$h$	: altura del pilar
$W_p$	: ancho de pilar
$W_e$	: ancho de pilar equivalente
$Z$	: profundidad a superficie
$UCS$	: Resistencia a la compresión uniaxial
$\sigma_t$	: resistencia a la tracción
$RMR$	: <i>Rock Mass Rating</i>
$RQD$	: <i>Rock Quality Designation</i>
$GSI$	: <i>Geological Strength Index</i>
$E_{rm}$	: módulo de Young de macizo rocoso
$\nu_{rm}$	: relación de Poisson de macizo rocoso
$K_{rm}$	: módulo volumétrico del macizo rocoso
$G_{rm}$	: módulo de corte del macizo rocoso
$JRC$	: coeficiente de rugosidad de la junta
$JCS$	: resistencia a la compresión de la pared de la junta
$K_n$	: constante de rigidez normal de la discontinuidad
$K_s$	: constante de rigidez al corte de la discontinuidad
$\varphi_b$	: ángulo de fricción básico
$\sigma_v$	: esfuerzo vertical
$\sigma_h$	: esfuerzo horizontal
$\gamma$	: peso unitario de la roca o densidad
$\sigma_1$	: esfuerzo principal mayor
$\sigma_2$	: esfuerzo principal medio
$\sigma_3$	: esfuerzo principal menor
$ISRM$	: <i>International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering</i>
$CSIR$	: <i>Council of Scientific &amp; Industrial Research</i>
$CIMFR$	: <i>Central Institute of Mining and Fuel Research</i>
$WSP$	: <i>Word Stress Map</i>
$\infty$	: infinito



- $\lambda_v$  : frecuencia volumétrica
- $\lambda$  : frecuencia lineal
- DFN* : *Discrete Fracture Network*
- PDF* : funciones de densidad probabilística
- $I_S$  : índice de carga puntual
- HB : Hoek – Brown
- Z : profundidad bajo la superficie
- FoS* : factor de seguridad
- 2D : dos dimensiones
- 3D : tres dimensiones
- FDM* : *Finite Difference Method*
- FEM* : *Finite Element Method*
- BEM* : *Boundary Element Method*
- DEM* : *Discrete Element Modeling*
- DDA* : *Discontinuous Deformation Analysis*
- FLAC* : *Fast Lagrangian Analysis of Continua*
- UDEC* : *Universal Distinct Element Code*
- SRF* : *Stress Reduction Factor*

## RESUMEN

La resistencia de pilares es parte fundamental para el diseño minero y la estabilidad de excavaciones subterráneas exitosas, este ha sido motivo de estudio en varias minas del mundo, de los cuales han resultado las propuestas de aplicación de métodos: empíricos, analíticos, numéricos y observacionales. Así, esta investigación tiene como objetivo describir cuales son las características del dominio geomecánico y estimar la resistencia y estabilidad de pilares barrera en la mina Untuca. El dominio geomecánico consistió en la realización de la caracterización geológica, estructural, hidrogeológica y de macizo rocoso para luego estimar la resistencia y estabilidad de pilares barrera que involucró la revisión y aplicación de métodos empíricos, analíticos y numéricos, los cuales proporcionaron diferentes factores de seguridad y condiciones de estabilidad, motivo de discusión. La metodología aplicada en la investigación fue descriptiva. Como resultados relevantes tenemos que las características geomecánica están representadas por esquistos porfiroblásticos, con discontinuidades verticales (paralelas y transversales a los tajeos), estratificación y esquistosidad, con condiciones hidrogeológicas secas y un valor de *GSI* entre 50 y 60 que representa a un macizo rocoso de regular resistencia. Los análisis de estabilidad utilizando la formulación empírica CSIR-CIMFR y el modelamiento número 3D presentaron los resultados más congruentes con las observaciones y condiciones de estabilidad presentes en el sitio, resultando que los pilares barrera A, B, C, D, E, L, M y N son inestables en la última etapa de minado con factores de seguridad menores a 1. Se recomienda el relleno de los tajos durante la explotación.

**Palabras clave:** fotogrametría, geomecánica, Map3D, modelo numérico y pilar barrera.

## ABSTRACT

The strength of pillars is a fundamental part for the mining design and the stability of successful underground excavations, this has been the subject of study during the last three centuries in various mines around the world, which has resulted in the proposed application of methods: empirical, analytical, numerical and observational. Thus, this research aims to describe the characteristics of the geomechanical domain and estimate the strength and stability of barrier pillars in the Untuca mine. The geomechanical domain consisted of carrying out the geological, structural, hydrogeological and rock mass characterization to then estimate the strength and stability of barrier pillars that involved the review and application of empirical, analytical and numerical methods, which provided different safety factors and stability conditions, reason for discussion. The methodology applied in the research was descriptive. As relevant results we have that the geomechanical characteristics are represented by porphyroblastic schists, with vertical discontinuities (parallel and transversal to the stopes), stratification and schistosity, with dry hydrogeological conditions and a GSI value between 50 and 60 that represents a rock mass of regular resistance. The stability analyzes using the CSIR-CIMFR empirical formulation and the 3D number modeling presented the most consistent results with the observations and stability conditions present at the site, resulting in barrier pillars A, B, C, D, E, L, M and N are unstable in the last stage of mining with safety factors less than 1. Filling the stopes during exploitation is recommended.

**Keywords:** barrier pillar, geomechanics, photogrammetry, Map3D and numerical modelling.

## INTRODUCCIÓN

La estimación de la resistencia y estabilidad de pilares mineros ha sido motivo de estudio durante las últimas décadas, es así como se han propuesto métodos y metodologías diversas para su aplicación. La resistencia de los pilares constituye una parte fundamental en la estabilidad de la mina, y lo es más aun cuando se desarrolla el método de cámaras y pilares. La definición de un dominio geomecánico es considerada en casi todos los métodos de análisis de estabilidad de pilares, algunas basándose en clasificaciones geomecánicas y otras valiéndose de las mismas para obtener parámetros de resistencia del macizo rocoso. Finalmente interactuando unas con otras; método empírico, analítico, numérico y observacional. El propósito de la presente investigación es mostrar la aplicación de los métodos empíricos, analíticos y numéricos que nos ayuden a la estimación de la resistencia y estabilidad de pilares barrera, teniendo como caso de estudio la mina Untuca.

El presente trabajo comprende la siguiente estructura: Resumen; Introducción; Capítulo I - revisión de la literatura, en el cual se presenta una amplia revisión bibliográfica referente a la caracterización geológica, estructural, de macizo rocoso, método de minado, estabilidad de pilares, descripción de los métodos empíricos, analíticos y numéricos para la estimación de la resistencia y estabilidad de pilares, también se realiza una revisión de los antecedentes relacionados al problema de estudio; Capítulo II - planteamiento del problema, se presenta una descripción del problema a estudiar, se definen los objetivos, y se plantean las hipótesis; Capítulo III - Materiales y métodos, comprende la ubicación donde se realiza el caso de estudio, la población y muestra, desarrollo del método y metodología de investigación, el proceso y procedimiento para la obtención de los resultados; Capítulo IV - Resultados y discusión, estos muestran los resultados obtenidos a detalle y el último ítem está comprendido por los Anexos.

## CAPÍTULO I

### REVISIÓN DE LITERATURA

#### 1.1 Marco teórico

##### 1.1.1 Geología de rocas metamórficas

El metamorfismo es la suma de todos los procesos que involucran la transformación mineralógica, textural y química de una roca ígnea, sedimentaria o metamórfica en una roca diferente (Bucher & Grapes, 2011), este tiene lugar cuando las rocas se someten a un ambiente físico o químico significativamente al de su formación inicial. Se trata de cambios de temperatura, presión y la introducción de fluidos químicamente activos (Tarbuck *et al.*, 2005). En este proceso las rocas también pueden sufrir cambios estructurales, los cambios que ocurren dentro de los dominios de la intemperie y la diagénesis se excluyen comúnmente (Winkler, 1974).

Para Sen (2014), el metamorfismo produce los siguientes cambios en la mineralogía y textura de las rocas: Recristalización, cambio del tamaño de grano. Neomineralización, crecimiento de nuevos minerales. Desarrollo de un tejido orientado, como la foliación (estructura plana generalizada, la cual está presente en toda la roca).

##### 1.1.2 Tipos de Metamorfismo

Sen (2014), indica que se han reconocido muchas clases diferentes de metamorfismo. Estas clasificaciones se basan en los agentes principales del metamorfismo, presión y temperatura, entorno geológico (es decir, local o regional) o un entorno relacionado a la tectónica de placas, esta clasificación también es aceptada por (Winkler, 1974). Sin embargo, Bucher & Grapes (2011) resumen de la siguiente manera los tipos de metamorfismo sobre la base del entorno geológico, Tabla 1.

Tabla 1

*Tipos de metamorfismo*

<b>Extensión Regional</b>	<b>Extensión Local</b>
Metamorfismo orogénico (metamorfismo regional)	Metamorfismo de contacto (ígneo)
- Metamorfismo por subducción	Metamorfismo cataclástico
- Metamorfismo por coalición	Metamorfismo de impacto
Metamorfismo del fondo del océano	Metamorfismo hidrotermal
Metamorfismo de entierro	

Fuente: (Bucher & Grapes, 2011).

Una subdivisión de este tipo es ciertamente útil, pero debe tenerse en cuenta que existen formas de transición entre estas categorías genéticas de metamorfismo.

### 1.1.3 Metamorfismo Orogénico o Regional

El metamorfismo orogénico está relacionado tanto geográficamente como genéticamente con los grandes cinturones orogénicos (Winkler, 1974). Este es el metamorfismo más significativo que afecta a las rocas de la corteza continental a gran escala (Bucher & Grapes, 2011). El término metamorfismo regional se puede utilizar como una palabra con el mismo significado. A veces, el término metamorfismo dinamo-térmico también se usa para significar lo mismo porque tanto la presión como la temperatura son factores importantes en este tipo de metamorfismo (Sen, 2014).

Un metamorfismo de tipo temprano a alta presión y baja temperatura está relacionado con un proceso de zona de subducción, mientras que un metamorfismo regional más joven posterior a un gradiente moderado de presión y temperatura se relaciona con la colisión continental, ver Tabla 1 (Bucher & Grapes, 2011). Es así que los cambios en los conjuntos de minerales de una zona a otra se toman para indicar un aumento continuo de la temperatura (Winkler, 1974).

Normalmente, la recristalización metamórfica en los cinturones orogénicos se acompaña de deformación. Tales rocas metamórficas exhiben un tejido penetrante con una orientación preferida de los granos minerales. (Philpotts & Ague, 2009) mencionan que la mayoría de las rocas afectadas presentan una foliación definida (pizarras, filitas, esquistos, gneises, etc.). El metamorfismo orogénico es un proceso duradero de millones o decenas de millones de años, por lo cual involucra una serie de distintos episodios de cristalización y deformación (Bucher & Grapes, 2011). Es así

que la deformación tiende a descomponer los minerales en granos y sub granos más pequeños, mientras que el calor del metamorfismo tiende a reconstruirlos nuevamente (Winter, 2014).

#### **1.1.4 Estructura de las rocas metamórficas**

Según Winter (2014), las estructuras son características de mayor escala que ocurren en la muestra de mano, afloramiento o escala regional. La mayoría de las rocas metamórficas se originan a partir de procesos tectónicos a gran escala (deformación) y cambios asociados en la presión y la temperatura. La estructura de las rocas metamórficas se utiliza para la clasificación de las rocas. Estas heredan información esencial sobre el tipo de entorno tectónico en el que se formaron y sobre la naturaleza del metamorfismo. Los aspectos estructurales y químicos (petrológicos) de las rocas metamórficas tienen la misma importancia en el estudio del metamorfismo y la caracterización de las rocas metamórficas requiere una descripción de su estructura. Algunas estructuras importantes y típicas de rocas metamórficas están definidas por términos descriptivos (Bucher & Grapes, 2011). Los más principales son descritos más adelante.

Hollocher (2014), indica que la deformación produce cambios en la forma de la roca, cuyo resultado se puede ver en fósiles o cristales deformados, la reorientación de los cristales para producir lineaciones y foliaciones de minerales y el plegamiento. Para Winter (2014) la foliación es un término general para cualquier elemento textural plano en una roca, mientras que la alineación se aplica de manera similar a los elementos lineales. Hollocher (2014), comenta que los términos foliación y clivaje en rocas metamórficas tienen definiciones formales, pero su uso coloquial en el campo es comúnmente aleatorio e intercambiable. Las juntas, las foliaciones, divisiones y lineamientos registran parte de la historia de deformación de la roca, cuyas medidas son esenciales para las interpretaciones estructurales.

#### **1.1.5 Características metamórficas**

La nomenclatura de rocas metamórficas utiliza criterios estructurales o de textura, la naturaleza del protolito de la roca (roca original de la que se derivó la roca) o los conjuntos minerales observados. No es totalmente racional y depende de usos locales o regionales. Por eso es útil en todos los casos describir brevemente la roca,



subrayando sus características texturales y mineralógicas en términos precisos. La textura describe los diferentes tipos de arreglos entre los minerales de una roca. Son el resultado de una competencia entre diferentes procesos de cristalización (Kornprobst, 2003).

### **1.1.6 Geología estructural**

La geología estructural se refiere típicamente a la observación, descripción e interpretación de estructuras que se pueden mapear en el campo (Fossen, 2010). Es así que, las rocas metamórficas deformadas muestran una amplia gama de estructuras tales como dislocaciones, subgranos, recrystalizaron microestructuras, pliegues, foliaciones, alineaciones minerales, *boudins*, estratificación metamórfica, porfiroblastos, leucosomas, zonas de cizalla localizadas y fracturadas (Hobbs & Ord, 2015).

Según (Schultz, 2019), las fracturas como juntas y fallas han sido reconocidas y descritas durante mucho tiempo por geólogos e ingenieros como expresiones de la deformación frágil de las rocas. Sin embargo, en ingeniería de rocas, discontinuidad es un término general destinado a incluir una amplia gama de defectos mecánicos, fallas o planos de debilidad en un macizo rocoso sin tener en cuenta sus orígenes. Las discontinuidades se caracterizan por tener una pequeña resistencia al corte, una pequeña resistencia a la tracción, una rigidez reducida, un ablandamiento por deformación y una gran conductividad del fluido en relación con la del macizo rocoso circundante.

Oyangüren *et al.* (1991), indica que la geología estructural es de mucho interés en el estudio de pilares, ya que un caso de inestabilidad observado es cuando el pilar es atravesado por una discontinuidad cuya resistencia al corte es inferior a su buzamiento, fallara, a menos que se coloquen elementos de contención adecuados. En estos casos, las dimensiones y el diseño de los pilares son principalmente geométricos y se basa en el levantamiento geotécnico de las discontinuidades de la mina.

#### **1.1.6.1 Clasificación y descripción de discontinuidades**

El término discontinuidad se refiere a cualquier discontinuidad mecánica en un macizo rocoso que tiene una resistencia a la tracción nula o baja. Para aplicaciones de ingeniería, la clasificación geométrica de discontinuidades más útil es la escala.

Las discontinuidades se pueden dividir en dos clases según su tamaño (Kusunose, 1995).

- Discontinuidades importantes; como fallas, diques, contactos y características relacionadas con un tamaño del mismo orden de magnitud que el del sitio a caracterizar. La posición en el espacio, las propiedades físicas y las características geométricas generalmente se establecen de manera determinista para cada una de estas discontinuidades principales; y
- Discontinuidades menores; como juntas, cizallas menores y planos de estratificación que, a efectos prácticos, representan una población infinita en el área de diseño. Como resultado, sus características geométricas y propiedades físicas deben estimarse mediante mediciones de una población muestreada representativa (más pequeña).

#### **1.1.7 Caracterización de macizo rocoso**

El comportamiento de las excavaciones en roca dependerá de la estructura del macizo rocoso. Según Stacey (2001), cuatro condiciones pueden ser consideradas: Condición de roca masiva, condición influenciada por una estructura principal, condición de macizo rocoso con familias de discontinuidades y condición de roca muy fracturada y alterada. En ese entender la caracterización del macizo rocoso debe realizarse para determinar cuál de estas condiciones es aplicable. También determinará qué método de análisis o diseño de estabilidad es el más apropiado. Por lo tanto, la caracterización del macizo rocoso es fundamental para la planificación de cualquier operación minera.

Uno de los aspectos clave de la ingeniería de rocas es el establecimiento de características representativas de resistencia y deformabilidad del macizo rocoso. Mientras que las simulaciones numéricas proporcionan un medio potencialmente útil para superar algunos de los límites de los métodos empíricos, los enfoques empíricos, como los sistemas de caracterización y clasificación de macizos rocosos, todavía representan un componente fundamental para muchas aplicaciones en la práctica de la minería y la ingeniería de rocas. Idealmente, los datos cualitativos y cuantitativos deben recopilarse como parte del proceso de caracterización del macizo rocoso, proporcionando los parámetros necesarios para un análisis de clasificación posterior. Los aspectos fundamentales de la caracterización de macizo rocoso incluyen: la

definición de un modelo geológico preciso, la recopilación de datos geotécnicos, la evaluación del papel de las estructuras geológicas principales y la determinación de las propiedades del macizo rocoso (Esterhuizen *et al.*, 2009).

Un macizo rocoso es un medio discontinuo tridimensional que se puede considerar como un conjunto de bloques. La distribución de tamaño, la forma y el grado de entramamiento de los bloques son funciones de la distribución y la naturaleza de al menos tres conjuntos principales de discontinuidad. Los macizos rocosos rara vez son uniformes o isotrópicos; incluso dentro de los límites de un área de diseño, es probable que se presente estructuras geológicas importantes, cambios significativos en la litología y una anisotropía prevaeciente. Es probable que la naturaleza y el grado de esta anisotropía y la heterogeneidad de las propiedades de la masa rocosa ejerzan una influencia considerable en la estabilidad de los pilares mineros (Villaescusa, 2014). Por lo que, la caracterización del macizo rocoso se centra en caracterizar las propiedades de la roca intacta, la intensidad, orientación, persistencia de las fracturas naturales (conjuntos de juntas) y las condiciones de cada conjunto de juntas. Para propósitos de ingeniería, es conveniente caracterizar de forma independiente la roca intacta, las discontinuidades individuales y el macizo rocoso (Potvin & Hadjigeorgiou, 2020).

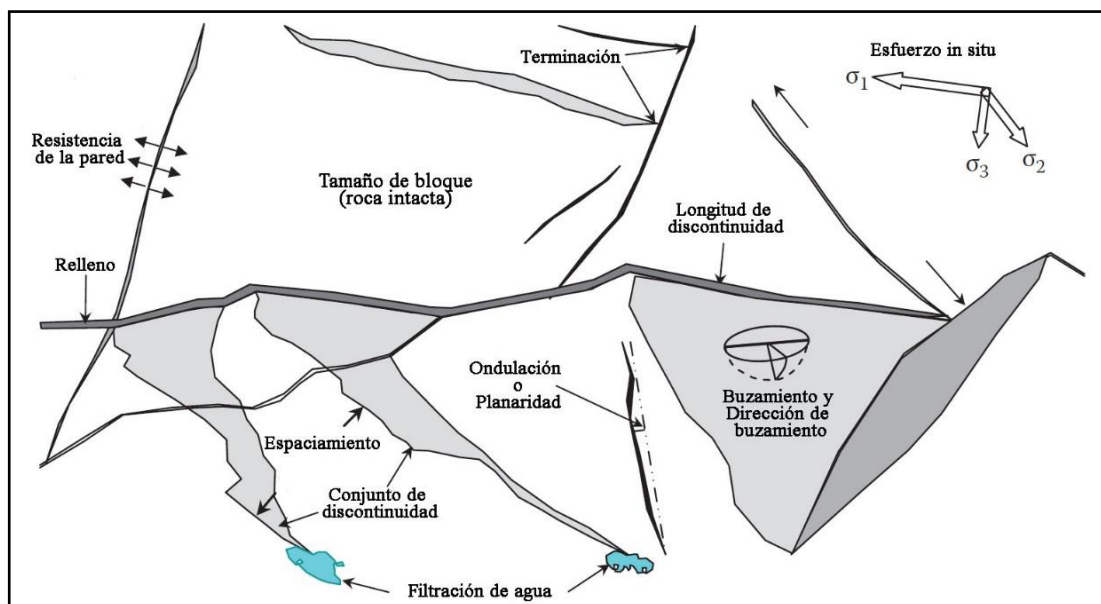


Figura 1. Algunos de los principales factores geológicos que influyen en el comportamiento de ingeniería de una masa rocosa

Fuente: (Villaescusa, 2014).

Según Villaescusa (2014), durante los últimos 35 años, se ha dedicado un gran esfuerzo a la caracterización de las familias de discontinuidades y a su modelación cuantitativa. La recopilación sistemática de información geomecánica junto con una apreciación de la mecánica de rocas y los factores geológicos son esenciales para la planificación y el diseño de excavaciones estables. Las características principales, Figura 1, incluyen las siguientes: roca intacta, esfuerzos *in situ*, número de conjuntos de discontinuidades, orientación de discontinuidad, frecuencia y espaciamiento de discontinuidad, persistencia y continuidad de la discontinuidad, forma y tamaño de bloque, rugosidad y planaridad, apertura, resistencia de la pared, relleno y filtración de agua.

### **1.1.8 Métodos de caracterización de macizo rocoso**

Según Suarez - Burgoa (2015), los métodos disponibles para la caracterización del macizo rocoso se pueden dividir en métodos remotos (método fotogramétrico y laser escáner) y métodos de contacto (mapeo). Es así que, Bordehore *et al.* (2016) indican que uno de los avances más significativos de las últimas décadas en mecánica de rocas consiste en el empleo de sensores remotos, los cuales nos permiten realizar una rápida recolección de información de la superficie del terreno en áreas inaccesibles o demasiado peligrosas para su estudio directo.

#### **1.1.8.1 Método fotogramétrico**

La fotogrametría es un tipo de técnica topográfica que permite extraer, a partir de un par o un conjunto de imágenes, las propiedades geométricas tridimensionales contenidas en una escena (Bordehore *et al.*, 2016), en esta investigación se aplicó para la obtención de la orientación de las discontinuidades en excavaciones mineras subterráneas. Los valores obtenidos fueron comparados con datos tomados de manera directa con el uso de una brújula en campo.

Existen diferentes técnicas de fotogrametría. Las técnicas de fotogrametría analítica ya se han utilizado antes para medir la geometría de las fracturas en las caras de las rocas expuestas. Con el último desarrollo de la tecnología de fotogrametría digital, la superficie del macizo rocoso se registra como las imágenes de una cámara digital, y el procedimiento (similar al de la fotogrametría analítica) para capturar datos 3D se puede realizar en una computadora con el *software* adecuado. Este método ha

sido aplicado para el mapeo de fracturas en túneles y se han desarrollado continuamente más aplicaciones en los últimos años (Ulusay, 2015). Para Bordehore *et al.* (2016) un término relacionado a este proceso se denomina *Structure-from-motion (SfM)* la cual es una moderna estrategia de post-procesado fotogramétrico consistente en la construcción tridimensional de una escena (y en su caso, de los parámetros de deformación de la cámara y de la posición y orientación de la misma).

Para Wittke (2014), el método de mapeo convencional que utiliza un dispositivo de equipo portátil es un proceso que requiere mucho tiempo. Además, puede ser peligroso si la superficie de la roca es inestable y, a menudo, una gran parte de la exposición es inaccesible. En tales casos, la fotogrametría, que permite medir la geometría de discontinuidad a partir de fotografías de superficies rocosas, es un método más seguro y proporciona un mayor acceso a la exposición. Mediante el uso de imágenes digitales seguidas de procesamiento de imágenes digitales, la técnica de mapeo fotogramétrico podría automatizarse. Utilizando estos métodos, factores como las orientaciones de discontinuidad, valores de espaciado y perfiles de rugosidad pueden determinarse, representarse y evaluarse directamente a partir de imágenes tridimensionales.

#### **a) Mapeo estructural digital y análisis**

Estos consisten es un sistema de análisis y mapeo estructural que toma imágenes capturadas con cámaras digitales y las convierte en imágenes 3D de alta precisión de la superficie del macizo rocoso. Estas imágenes en 3D se pueden utilizar para mapear y analizar la distribución de las discontinuidades presentes en el macizo rocoso. Esto permite cartografiar grandes áreas de forma rápida y segura, ya que no se requiere que el personal se acerque a pendientes peligrosas. El sistema tiene implementaciones tanto a cielo abierto como excavaciones subterráneas (Loui *et al.*, 2017).

El éxito de las técnicas láser y fotogramétricas depende del acceso, los puntos de vista disponibles, la exposición y la visibilidad/naturaleza reflectante de las discontinuidades, los datos recopilados de forma remota se pueden ingresar directamente en un modelo numérico de fracturas discretas (Hencher, 2015).

### **1.1.8.2 Mapeo geomecánico convencional de excavaciones subterráneas**

Según Brown (2002), el mapeo de exposiciones de masas rocosas naturales (afloramientos) o artificiales (excavadas) puede permitir que los parámetros de discontinuidad se caractericen con mayor detalle de lo que es posible con el registro de testigos de perforación. En particular, se puede obtener información importante sobre cómo terminan las discontinuidades, los tamaños de las discontinuidades y las mediciones confiables de la orientación de las discontinuidades a partir del mapeo de exposición. Villaescusa (2014) refiere que hay varios métodos disponibles para estimar las características del conjunto de discontinuidades geológicas, incluyendo el mapeo lineal, el mapeo de celda o ventana y el mapeo de franjas. Los datos recopilados se pueden dividir en dos clases: estructuras principales y características geológicas menores. A continuación, describimos cada uno de los métodos de mapeo.

#### **a) Mapeo de celdas**

Esta es una forma de mapeo de área o mapeo bidimensional en el que se establece un criterio de intercepción de área para recolectar los datos de campo. Las ventanas rectangulares o cuadradas, llamadas celdas, se definen a lo largo de las paredes de excavación (Villaescusa, 2014). El mapeo de áreas implica recolectar todos los datos dentro de un área específica, a menudo referida como una "ventana".

#### **b) Mapeo lineal**

El mapeo lineal implica medir o registrar las características geométricas y mecánicas de todas las discontinuidades que se cruzan con una línea de muestreo determinada. Cuando se realiza correctamente el mapeo lineal puede proporcionar cantidades significativas de datos de una muestra del macizo rocoso de forma estructurada y objetiva (Brown, 2002).

### **1.1.9 Descripción de los datos de mapeo**

#### **1.1.9.1 Orientación de discontinuidad**

Algunos de los términos comunes asociados con la orientación de discontinuidades son buzamiento, dirección de buzamiento y rumbo (Sivakugan *et al.*, 2013). La dirección de buzamiento se mide siguiendo la dirección de las agujas del reloj desde

el Norte, y su valor numérico se representa en grados sexagesimales de  $0^\circ$  a  $360^\circ$ . El buzamiento se mide en grados sexagesimales con valores  $0^\circ$  (correspondiente a un plano horizontal) a  $90^\circ$  (correspondiente a un plano vertical) (Suarez - Burgoa, 2015). La medida de las orientaciones se lleva a cabo habitualmente mediante una brújula magnética, midiendo la dirección del plano de la discontinuidad y el valor de la inclinación a lo largo de la línea de máxima pendiente. En los últimos años se ha desarrollado una serie de técnicas remotas que permiten identificar de forma semiautomática las familias que afectan a un macizo rocoso, así como la orientación de las mismas (Bordehore *et al.*, 2016).

Al evaluar un mapeo con respecto a los datos de discontinuidad, debe tenerse en cuenta que las discontinuidades que corren aproximadamente paralelas a la superficie mapeada se intersecarán con mucha menos frecuencia que las que intersecan la superficie mapeada con un ángulo grande. Como consecuencia, cuanto menor es el ángulo entre la superficie mapeada y la discontinuidad, menor es la probabilidad de que la discontinuidad se cruce con la superficie mapeada. Por lo tanto, siempre se debe hacer un esfuerzo para lograr un muestreo no sesgado de discontinuidades (Wittke, 2014).

Los datos de orientación, obtenidos de la superficie de roca, puede ser presentada gráficamente en una proyección hemisférica. La forma más sencilla de hacer esto es trazar puntos que representen las normales a cada uno de los planos de discontinuidad medidos. Incluso puede ser factible usar símbolos de diferentes formas para representar tipos de discontinuidades (juntas, planos de estratificación, fallas, etc.) y usar diferentes tamaños de símbolos para representar el rango de tamaños de discontinuidad (Priest, 1985). Según Zhang (2016), para un gran número de discontinuidades, será más conveniente utilizar programas de computadora para ubicar y trazar los datos de orientación. La asignación de polos en un conjunto de discontinuidades generalmente se logra mediante una combinación de contorneado, examen visual de la estereofalsilla y conocimiento de las condiciones geológicas en el sitio.

Hay varios métodos estadísticos diferentes que se pueden aplicar para analizar la orientación de la discontinuidad en tres dimensiones. Algunos de estos métodos utilizan modelos estadísticos bastante sofisticados para discriminar entre grupos



superpuestos de normales de discontinuidad, determinar la orientación representativa y obtener una medida del grado de agrupamiento dentro de cada conjunto (Priest, 1985). Considerando que el objetivo principal de un análisis de orientación es establecer un modelo estadístico de la disposición de orientaciones de las discontinuidades contenidas dentro del macizo rocoso. A partir de los datos de orientación de discontinuidad recopilados, se puede construir un modelo estadístico que represente las características de orientación de discontinuidad del macizo rocoso. Las distribuciones de Fisher, Fisher Bivariada y Bingham proporcionaron números iguales de buenos ajustes (Brown, 2002). Si la variación de la orientación de las discontinuidades es aproximadamente simétrica radial en la esfera alrededor de una orientación media, entonces se puede usar la distribución de Fisher. El modelo de Fisher se define por una orientación de polos media y un parámetro de concentración,  $\kappa$  (kappa), que puede variar de 0 (los datos están esencialmente dispersos al azar en la esfera) a  $\infty$  (todas las orientaciones son exactamente iguales) (Golder, 2019).

### 1.1.9.2 Numero de conjuntos de discontinuidades

El comportamiento mecánico del macizo rocoso está muy condicionado por la existencia de dichas discontinuidades. Estas discontinuidades pueden ser sistemáticas, cuando aparecen en familias, conjuntos o *set* caracterizados por la existencia de una orientación predominante (como por ejemplo, los planos de estratificación), o singulares, cuando no se observa tendencia estadística en su orientación (como por ejemplo una falla) (Bordehore *et al.*, 2016). La determinación del número de familias existentes en un macizo rocoso se lleva a cabo mediante la representación estereográfica de las orientaciones medidas para cada discontinuidad, es necesario contrastar estos resultados con las observaciones visuales realizadas en campo (Priest, 1993). Es así que a partir de los resultados del análisis estadístico de los polos de orientación, es posible diferenciar y agrupar en forma visual algunas tendencias de orientaciones, que se las agrupa en familias de discontinuidades (Suarez - Burgoa, 2015).

### 1.1.9.3 Frecuencia de discontinuidades

La frecuencia de las discontinuidades es uno de los parámetros más importantes para describir las discontinuidades en un macizo rocoso. La intensidad se puede



expresar en términos de diferentes medidas en una, dos o tres dimensiones, incluyendo el espaciado de discontinuidad, lineal, frecuencia de área y volumétrica, *Rock Quality Designation (RQD)*, longitud de traza de discontinuidad por unidad de área de exposición de roca, y área de discontinuidad por unidad de volumen de masa rocosa (Zhang, 2016). Según Bordehore *et al.* (2016), se ha definido diversos índices para determinar la frecuencia de discontinuidades de los macizos rocosos. Las más útiles son las que registran el número de discontinuidades o la longitud de las trazas presentes en los afloramientos. Dentro de este grupo de parámetros, destacan los que miden el número de discontinuidades por unidad de longitud, unidad área y unidad de volumen.

#### **a) Frecuencia lineal**

Priest & Hudson (1981), señalan que cuando se producen discontinuidades en conjuntos o *sets*, la frecuencia de discontinuidad a lo largo de una línea de exploración es una función de la orientación de la línea de exploración. Demostraron que las distribuciones de espaciado de discontinuidades es una distribución exponencial negativa, siendo el espaciado medio de discontinuidades el recíproco del número promedio de discontinuidades por metro ( $\lambda$ ). Este valor puede calcularse simplemente dividiendo el número de intersecciones de la línea de exploración por la longitud total de la línea de exploración. Priest (1993), indica que la frecuencia lineal es la medida más simple, y más comúnmente utilizada.

#### **b) Frecuencia de área**

Debido a que muchas exposiciones de rocas son planas, o muy cercanas, a menudo es factible expresar la frecuencia de las discontinuidades en términos de frecuencia de área. Las discontinuidades que se cruzan con una exposición plana producirán líneas, que serán rectas si la exposición y las discontinuidades son planas. Es así como la ocurrencia de cada discontinuidad se puede representar por el punto medio de su traza en la exposición. La frecuencia de área se puede aplicar a todas las discontinuidades en una cara determinada o en un conjunto específico. Los valores resultantes de la frecuencia de área son sensibles o sesgadas por la orientación del plano de muestreo (Priest, 1993).

### c) Frecuencia volumétrica

Para Priest (1993), la frecuencia volumétrica, es la más fundamental de las tres medidas de frecuencia de discontinuidad. Esta frecuencia volumétrica se puede aplicar a todas las discontinuidades en un macizo rocoso dado por algún grupo específico de discontinuidades, como un conjunto definido por un grupo de orientaciones similares.

Al respecto Bordehore *et al.* (2016) indica que el valor de frecuencia volumétrica puede ser determinado de acuerdo a la expresión propuesta por Palmstrom (1982), donde  $S_1, S_2, S_3$ , etc. Son los espaciados medios de cada familia de juntas:

$$\lambda_v = \frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} + \frac{1}{S_3} + \dots \quad (1)$$

### d) Estimación de la densidad de fracturas

La densidad de la fractura se describe mediante el sistema  $P_{xy}$ , donde “x” representa la dimensión de la región de muestreo (el objeto que contiene las fracturas), mientras que “y” representa la dimensión de la fractura en sí. Por ejemplo, si uno está mapeando trazos de fractura en un afloramiento (2D), la región de muestreo es un área ( $L^2$ ), mientras que el objeto que se mide es la longitud del trazo de la fractura en la superficie (L). Por lo tanto, la métrica de intensidad para esta situación es  $P_{21}$ . Tenga en cuenta que a lo largo de la diagonal sombreada en verde en la figura siguiente ( $P_{10}, P_{21}, P_{32}$ ), todas las medidas tienen las mismas unidades, 1/L. Las medidas comunes utilizadas en la práctica son  $P_{10}$ , el número de intersecciones de fracturas por unidad de longitud de una línea de exploración, y  $P_{21}$ , la longitud total de fractura por unidad de área de un mapeo de superficie, Figura 2 (Golder, 2019).

#### 1.1.9.4 Espaciamiento de la discontinuidad

Es la distancia entre discontinuidades adyacentes medida a lo largo de una línea de muestreo (*scanline*). Si las discontinuidades son de un conjunto de discontinuidades particular, el espaciado se llama espaciado del conjunto. Cuando la línea de muestreo es normal a los planos de discontinuidad, el espaciado de conjunto se denomina espaciado de conjunto normal (Priest, 1993). La Tabla 2, presenta la terminología utilizada por *ISRM* (1978) para describir la magnitud del espaciado entre discontinuidades.

		Dimensión de medida				
		Numero de fracturas	Longitud de traza de fracturas	Área de fractura	Volumen de fractura	
		0	1	2	3	
Dimensión de la región de muestra	0	<b>P<sub>00</sub></b> [-] Número de muestras de fracturas por muestra puntual de macizo rocoso				<b>Medidas puntuales</b>
	Línea (Sondaje) 1	<b>P<sub>10</sub></b> [1/m] Número de fracturas por unidad de longitud del sondaje o <i>Scaline</i> (Frecuencia o densidad lineal)	<b>P<sub>11</sub></b> [-] Apertura total de fracturas por unidad de longitud de línea de exploración (porosidad lineal)			<b>Medidas lineales</b>
	Área (Traza en plano) 2	<b>P<sub>20</sub></b> [1/m <sup>2</sup> ] Número de centros de trazas por unidad de área de superficie de muestreo (densidad de área o densidad de trazas)	<b>P<sub>21</sub></b> [1/m] Longitud de las trazas de fractura por unidad de área de la superficie de muestreo (intensidad de área o intensidad de trazas)	<b>P<sub>21</sub></b> [-] Área de fractura por unidad de área del plano de muestreo (porosidad superficial)		<b>Medidas de área</b>
Volumen 3	<b>P<sub>30</sub></b> [1/m <sup>3</sup> ] Número de centros de fracturas por unidad de volumen de macizo rocoso (densidad volumétrica)		<b>P<sub>32</sub></b> [1/m] Área de fractura por unidad de volumen de macizo rocoso (intensidad volumétrica)	<b>P<sub>33</sub></b> [-] volumen de fracturas por unidad de volumen de macizo rocoso (porosidad volumétrica)	<b>Medidas volumétricas</b>	
		<b>Densidad</b>		<b>Intensidad</b>	<b>Porosidad</b>	

Figura 2. Medidas de densidad de fracturas

Fuente: (Golder Associates www.fracman.com)

Tabla 2

Clasificación de espaciamento de discontinuidades

Descripción	Espaciamento (mm)
Extremadamente Junto	< 20
Muy Junto	20 a 60
Junto	60 a 200
Moderado	200 a 600
Separado	600 a 2000
Muy Separado	2 000 a 6 000
Extremadamente Separado	> 6 000

Fuente: (Suarez - Burgoa, 2015)

El espaciamento de las juntas es muy importante al evaluar una estructura de macizo rocoso. La sola presencia de juntas reduce la resistencia de un macizo

rocoso y su espaciamiento gobierna el grado de tal reducción (Singh & Goel, 2011).

Para medir el espaciamiento se necesita una cinta métrica de mínimo 3 m de longitud, con divisiones en milímetros, y la brújula. El procedimiento a seguir es el siguiente, para cada familia de discontinuidad (Suarez - Burgoa, 2015).

- Elegir una superficie de afloramiento o una pared excavada y medir la orientación de cada una de las superficies.
- Definir una línea de trabajo, donde se colocará en forma paralela la cinta métrica, de tal manera que las trazas de la familia de discontinuidades a ser medidas sean lo más perpendiculares a ella.

Según Hudson & Priest (1979), los valores de espaciamiento dependiendo de su proceso de formación deben seguir una distribución exponencial negativa, uniforme o normal. Las simulaciones numéricas de combinaciones de distribuciones exponenciales, uniformes y normales resultaron ser similares a las distribuciones exponenciales negativas. Por tanto, la distribución de frecuencia de los valores de espaciado de un conjunto de discontinuidades tiende a seguir, en la mayoría de los casos, una distribución exponencial negativa. Esto ha sido verificado por un gran número de medidas de espaciado (Wittke, 2014).

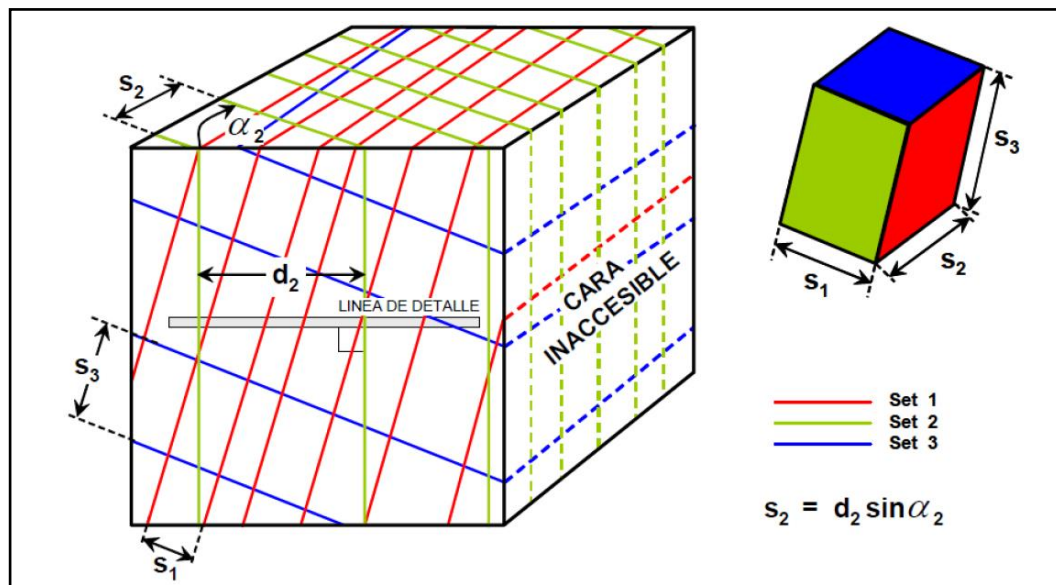


Figura 3. Determinación del espaciamiento en base a observaciones en un afloramiento de roca que muestra 3 sets o familias de estructuras

Fuente: Modificado de Hoek & Brown (1982)

#### **1.1.9.5 Persistencia o continuidad de la discontinuidad**

La persistencia de las discontinuidades pertenece a los parámetros estructurales más importantes porque puede afectar considerablemente la resistencia y deformabilidad del macizo rocoso. Las longitudes de las trazas de discontinuidades también deben determinarse sobre la base de un mapeo, y su evaluación estadística debe realizarse por separado para cada familia de juntas (Wittke, 1990). Las longitudes de trazas que terminan en roca o contra otras discontinuidades deben diferenciarse de las que se extienden fuera de la superficie expuesta.

Dado que las longitudes de las trazas son a menudo el único indicador de la persistencia de la discontinuidad, se han hecho varios intentos para derivar el tamaño de las discontinuidades a partir de las mediciones de longitud de las trazas. La mayoría de las consideraciones se basan en el supuesto de que las discontinuidades son planas y en forma de disco, aparecen con orientaciones regulares y están distribuidas aleatoriamente con respecto a su posición (Zhang, 2016).

#### **1.1.9.6 Tamaño de bloque**

El tamaño y la forma de los bloques de roca separados por discontinuidades de la roca circundante puede ser un parámetro crítico para la estabilidad de los taludes rocosos y las aberturas subterráneas, sin embargo en la mayoría de los casos, el tamaño del bloque es difícil, si no imposible, de medir directamente, ya que solo son visibles dos dimensiones de un bloque expuesto o un bloque parcialmente expuesto (Wittke, 2014).

#### **1.1.9.7 Modelos de clasificación de macizo rocoso**

Los sistemas de clasificación de macizos rocosos son los métodos empíricos desarrollados por investigadores basados en su experiencia en proyectos de ingeniería de rocas (Bordehore *et al.*, 2016). Un objetivo de las clasificaciones del macizo rocoso es dividirlo en dominios de características geotécnicas similares. La variabilidad y la heterogeneidad del macizo rocoso que potencialmente conducen a diferentes comportamientos mecánicos pueden determinarse utilizando clasificaciones de macizo rocoso convencionales (Barton, *et al.*, 1974; Bieniawski, 1989).

Tradicionalmente, la caracterización del macizo rocoso se ha logrado utilizando métodos de clasificación empíricos, incluido el *Geological Strength Index (GSI)* (Como se cita en Hoek *et al.* 1995, 2002), el sistema de Clasificación *Rock Mass Rating (RMR)* (Como se cita en Bieniawski, 1989) y el índice *Q* (Como se cita en Barton *et al.* 1974). Estos sistemas de clasificación son herramientas útiles que (1) identifican parámetros significativos que influyen en el comportamiento del macizo rocoso, (2) obtienen datos cuantitativos para el diseño de ingeniería y (3) proporcionan una medida cuantitativa para comparar condiciones geológicas en diferentes sitios. De diferentes maneras dentro de estos sistemas de clasificación, varias propiedades de discontinuidad como el espaciamiento y la continuidad, el *Rock Quality Designation (RQD)* y la rugosidad de discontinuidad se ponderan y combinan para dar un valor (o rango de valores) que describe las características del macizo rocoso. Los sistemas de clasificación de macizo rocoso como el *RMR*, el índice *Q* o el enfoque *GSI* desarrollado por Hoek-Brown se utilizan tradicionalmente para derivar propiedades para el análisis numérico de problemas de ingeniería de rocas. El *GSI* también se puede utilizar con algunos modelos empíricos para estimar las propiedades de deformación y resistencia del macizo rocoso (Zuo & Shen, 2020).

Estos esquemas de clasificación buscan asignar valores numéricos a esas propiedades o características del macizo rocoso que se considera que pueden influir en su comportamiento, y combinar estos valores individuales en una clasificación general para el macizo rocoso (Brady & Brown, 2006).

La evaluación de la estabilidad de los macizos rocosos, el conocimiento de los mecanismos intrínsecos y los posibles modos de falla están fuera de la capacidad de los sistemas de clasificación. Aunque se utilizan varios parámetros de entrada en los sistemas recientes de clasificación de macizos rocosos, como *RMR* y *Q*, faltan algunos factores clave, como la representación explícita de la discontinuidad, la orientación y el tamaño, los efectos de las voladuras, los procesos de túneles escalonados y deformación dependiente del tiempo. Por otro lado, aunque se obtiene la misma calificación de salida, el comportamiento del macizo rocoso podría ser diverso debido a varias combinaciones de parámetros de clasificación. Para un problema complicado de ingeniería subterránea, se deben aplicar al menos dos sistemas para el diseño preliminar, mientras que en conjunto con otros enfoques



como métodos analíticos, observaciones de campo y métodos numéricos son necesarios para una evaluación adicional (Palmstrom & Stille, 2015).

El sistema de clasificación general *GSI* hace hincapié en las observaciones geológicas básicas de las características del macizo rocoso y se desarrolló específicamente para la estimación de las propiedades de resistencia y deformación de los macizos rocosos. El corazón del sistema *GSI* es una cuidadosa descripción geológica de ingeniería de la masa rocosa que se encuentra en los proyectos de ingeniería. El valor de *GSI* se basa en la evaluación de los dos factores fundamentales, a saber, la estructura y el estado de las discontinuidades en el macizo rocoso que se puede estimar a partir del examen visual del macizo rocoso expuesto en afloramientos. Actualmente, hay muchas tablas *GSI* disponibles para tipos específicos de macizos rocosos. Cada uno de los gráficos *GSI* individuales describe el tipo de macizo rocoso particular con mayor detalle que el gráfico general. La Figura 4 es un gráfico *GSI* para macizos rocosos heterogéneos (Marinos & Hoek, 2018).

<b>INDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICA</b> <b>MACIZOS ROCOSOS ESTRATIFICADOS HETEROGENEOS</b> <small>(Marinos &amp; Hoek (2000))</small>		CONDICION ESTRUTURAS (PLANOS DE ESTRATIFICACION)				
COMPOSICION Y ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO		MUY BUENA Muy rugosas, superficies frescas o no Meteorizadas.	BUENA Rugosas, superficies algo meteorizadas.	REGULAR Lisas, superficies moderadamente meteorizadas y lateradas.	MALA Muy lisas, ocasionalmente pulidas, con pátinas compactas o rellenos con fragmentos angulosos.	MUY MALA Muy lisas y pulidas o de superficies muy meteorizadas, y con pátinas o rellenos de arcilla blanda.
<p><b>A.</b> Estratos gruesos de arenisca de mucha blocosidad. El efecto de posibles pátinas pelíticas en los planos de estratificación se ve minimizado por el confinamiento del macizo rocoso; sin embargo, en túneles poco profundos y/o taludes, estos planos de estratificación pueden generar inestabilidades controladas estructuralmente.</p>		70	A			20
<p><b>B.</b> Arenisca con lentes delgadas de limonita.</p>		60	B, C, D, E			
<p><b>C.</b> Arenisca y limonita, en estratos de similar potencia.</p>						
<p><b>D.</b> Limolitas o esquistos limosos con estratos de arenisca.</p>		50				
<p><b>E.</b> Limolitas débiles o esquistos arcillosos con estratos de arenisca.</p>						
<p><b>C, D, E y G:</b> Pueden estar más o menos plegados que lo indicado, pero esto no altera su resistencia. Si presentan deformación tectónica, fallamientos y pérdidas de continuidad, cambie estas categorías a <b>F</b> y <b>H</b>.</p>		40				10
<p><b>F.</b> Esquistos limosos o arcillosos, deformados tectónicamente, muy plegados y Cizallados, con estratos de arenisca deformados y quebrados, definiendo una estructura casi caótica.</p>		N/A	N/A			
<p><b>G.</b> Esquistos limosos o arcillosos no perturbados, con o sin intercalaciones de estratos delgados de arenisca.</p>						
<p><b>H.</b> Esquistos limosos o arcillosos, deformados tectónicamente, con una estructura caótica y bolsones de arcilla. Estratos delgados de arenisca quebrados en pequeños bloques de roca.</p>						

Figura 4. *GSI* para macizos rocosos heterogéneos

Fuente: (Marinos & Hoek, 2018)

### 1.1.9.8 Modelo estructural

Al establecer un modelo estructural, los resultados del mapeo deben resumirse para unidades de macizo rocoso homogéneo. Debido a las limitaciones existentes en la exploración de campo, es necesario extraer tanta información como sea posible de los datos recopilados (Wittke, 2014). Jing & Stephansson (2007) indican que la geometría del sistema de fracturas de los macizos rocosos es uno de los aspectos más importantes de la caracterización del modelo en la práctica de la ingeniería de rocas.

### 1.1.9.9 Modelo Discrete Fracture Network (DFN)

El uso de representaciones geométricas de redes de fracturas discretas para modelar la heterogeneidad de un macizo rocoso ha aumentado considerablemente en los últimos años. Un *DFN* proporciona una simulación más realista de la heterogeneidad del macizo rocoso (Loui *et al.*, 2017). El uso de los modelos *DFN* puede ser una herramienta eficaz para determinar las propiedades del macizo rocoso considerando la existencia de numerosas fracturas y anisotropía general (Feng, 2017b). Es importante aclarar que los modelos *DFN* son modelos estocásticos, por lo que la probabilidad de que ocurra una ocurrencia, como la inestabilidad del bloque o el tamaño, se puede determinar mediante la generación de múltiples escenarios. Estos juegan un papel crucial en el rendimiento y confiabilidad de los modelos *DEM*. El proceso clave es crear funciones de densidad probabilística (*PDF*) de parámetros geométricos de conjuntos de fracturas relacionados con las densidades, ubicaciones, orientaciones y tamaños, basándose en los resultados del mapeo de campo. En referencia a las formas de las fracturas individuales, Jing & Stephansson (2007) mencionan que la mayoría de códigos *DFN* son circulares, rectangulares o poligonales, ya que no se puede conocer completamente la forma de las fracturas subterráneas.

### 1.1.10 Resistencia de roca intacta

Las pruebas físicas de muestras de núcleo de roca adecuadas permiten la determinación de las propiedades mecánicas de roca intacta requeridas para el diseño de excavaciones subterráneas utilizando métodos de análisis numérico o clasificación de masa de roca. La resistencia de la roca intacta se mide comúnmente en las pruebas de compresión



uniaxial, carga puntual, tracción indirecta y compresión triaxial (Brady & Brown, 2006). Por lo general, se debe analizar un número limitado (pero representativo) de muestras cilíndricas de cada tipo de roca para UCS en un laboratorio adecuado equipado con una máquina de prueba rígida (Villaescusa, 2014). La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas e Ingeniería de Rocas (*ISRM*) ha publicado un conjunto completo de métodos de prueba sugeridos (Ulusay, 2015).

Cuando la roca intacta tiene una fábrica que presenta anisotropía tales como el clivaje, esquistosidad, estratificación o bandas gnéissicas entonces la resistencia medida variará de acuerdo con la orientación de la carga aplicada y el grado del efecto de debilitamiento de la fábrica (Hencher, 2015). Al respecto Hudson & Harrison (2000) indican que una roca anisotrópica tiene diferentes propiedades en diferentes direcciones. Estas propiedades pueden ser de cualquier tipo: por ejemplo, módulo de deformabilidad, resistencia, fragilidad, permeabilidad y frecuencia de discontinuidad.

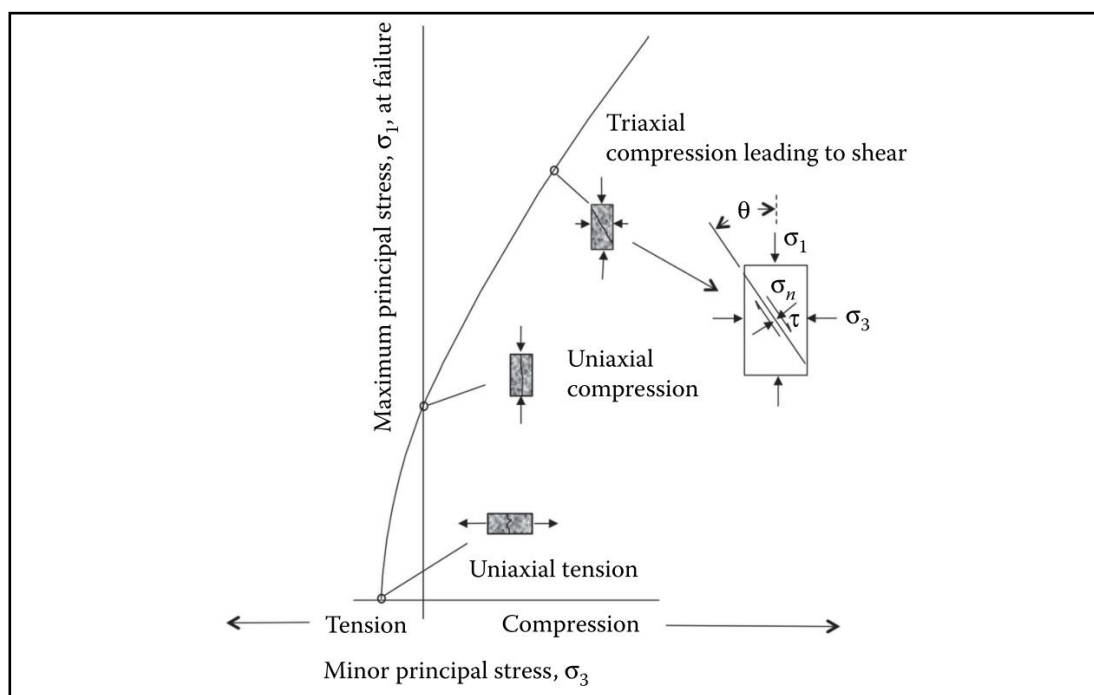


Figura 5. Envoltorio de resistencia generalizada para roca intacta

Fuente: (Hoek & Brown, 1982)

Según Saeidi *et al.* (2013) muchos investigadores indican que la mayoría de rocas sedimentarias y metamórficas, como esquistos y pizarra, muestran una fuerte anisotropía de resistencia. Todos los resultados obtenidos han demostrado que la resistencia de la roca varía con la orientación de la carga. Las resistencias máximas se encuentran generalmente cuando la tensión de compresión axial es casi normal o

paralela a los planos de anisotropía. La resistencia mínima se obtiene cuando el ángulo entre la tensión principal y los planos de apoyo se sitúa entre 30° y 60°.

#### 1.1.10.1 Resistencia a la tracción

La prueba brasileña es un método indirecto de prueba de tracción e implica la carga de discos de roca a lo largo de su diámetro bajo compresión. La carga provoca tensiones de tracción perpendiculares a la dirección de carga, lo que resulta en una falla por tracción (Aydan, 2019). Esta prueba se utiliza esencialmente como una prueba de índice. La prueba se lleva a cabo en discos de roca cortados a una relación de 0,5 de longitud a diámetro y un diámetro típico de 54 mm y sigue los procedimientos de *ASTM D3967* (2008) o los métodos recomendados por *ISRM*. La muestra se carga hasta que falla. La resistencia a la tracción,  $\sigma_t$ , se puede calcular a partir de una prueba brasileña utilizando la siguiente fórmula.

$$\sigma_t = 0,636 \frac{P}{D} t \quad (2)$$

Donde:

P es la carga de falla (N), D es el diámetro de la muestra de prueba (mm) y t es el espesor de la muestra de prueba.

Se ha encontrado que la relación entre la resistencia a la tracción brasileña y la directa varía de la unidad a más de diez a medida que aumenta la longitud de las fisuras preexistentes (Goodman, 1989).

#### 1.1.10.2 Resistencia a la compresión uniaxial

Es uno de los parámetros básicos que se utilizan en la ingeniería de rocas y una de las determinaciones de resistencia más comunes realizadas en núcleos de rocas. Forma la base para la mayoría de las evaluaciones de parámetros de macizos rocosos, incluidas las clasificaciones de macizos rocosos, y se utiliza en la mayoría de los esquemas de descripción para definir clases de rocas. La prueba se realiza generalmente siguiendo los procedimientos recomendados en *ASTM D2938* o por el *ISRM*. Las muestras suelen tener un diámetro de NX (54 mm). Las muestras deben tener dimensiones particulares, por lo general con una relación de diámetro de 2 a 3 (Hencher, 2015).

La prueba *UCS* también se conoce como prueba de resistencia a la compresión uniaxial. Aquí, una muestra de roca cilíndrica se somete a una carga axial, sin ningún confinamiento lateral. La carga axial se incrementa gradualmente hasta que la muestra falla. La tensión vertical normal en el espécimen, cuando se produce una falla, se conoce como resistencia a la compresión no confinada o resistencia a la compresión uniaxial, conocida con el nombre de *UCS*. Al monitorear las deformaciones verticales, se pueden calcular las deformaciones verticales normales. Al trazar la curva de tensión-deformación, se puede determinar el módulo de Young (*E*). Al monitorear la deformación lateral o circunferencial, la relación de Poisson también se puede calcular (Sivakugan *et al.*, 2013).

Wittke (2014) indica que la determinación de la resistencia a la compresión uniaxial de una roca intacta con estructura de grano plana requiere la realización de ensayos en probetas con diferentes ángulos de inclinación  $\beta$  del plano isotrópico con respecto a las caras de los extremos de la probeta, ver Figura 6.

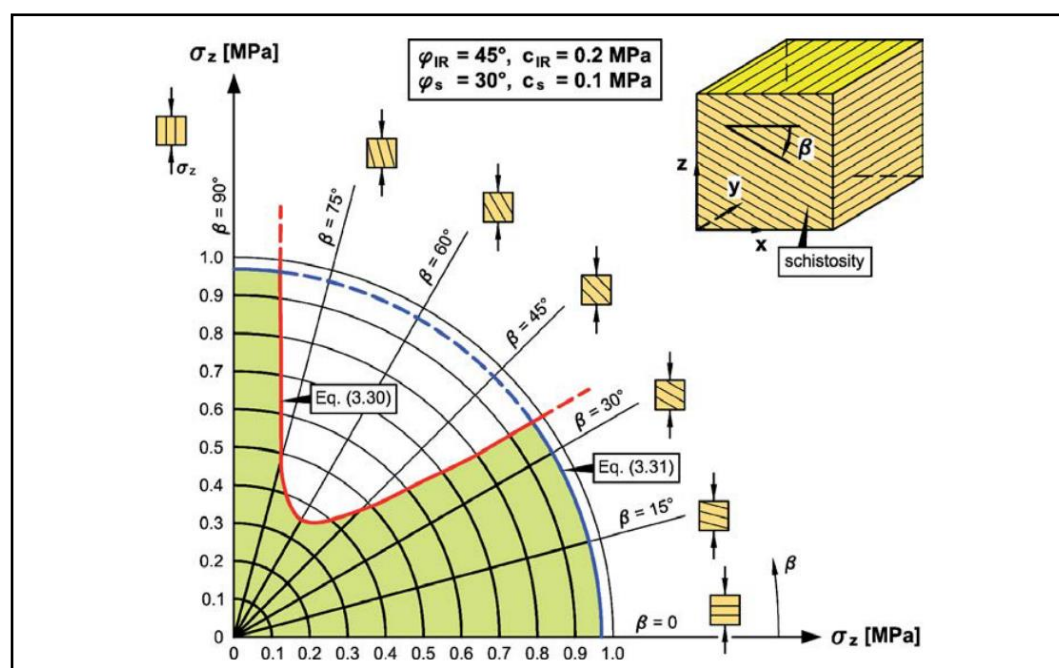


Figura 6. Resistencia a compresión uniaxial de roca esquistosa intacta en función de la dirección de carga con respecto a la esquistosidad

Fuente: (Wittke, 2014)

### 1.1.10.3 Resistencia a la carga puntual

La prueba de carga puntual se introdujo en la década de 1970 como una alternativa rápida y barata para la estimación del *UCS* de la roca intacta. Dependiendo del

tamaño de la muestra, se realizan correcciones para derivar un valor equivalente para una muestra de 50 mm de diámetro. El índice de resistencia se usa ampliamente para la clasificación de resistencia (Hencher, 2015). La prueba puede realizarse con un equipo portátil o utilizando un dispositivo de prueba de laboratorio. Por lo tanto, la prueba se puede realizar tanto en el campo como en el laboratorio (Wittke, 2014). Las rocas isotrópicas frágiles son más adecuadas para las pruebas de carga puntual que otras. No se recomienda realizar pruebas en rocas erosionadas, blandas y en rocas con gran anisotropía.

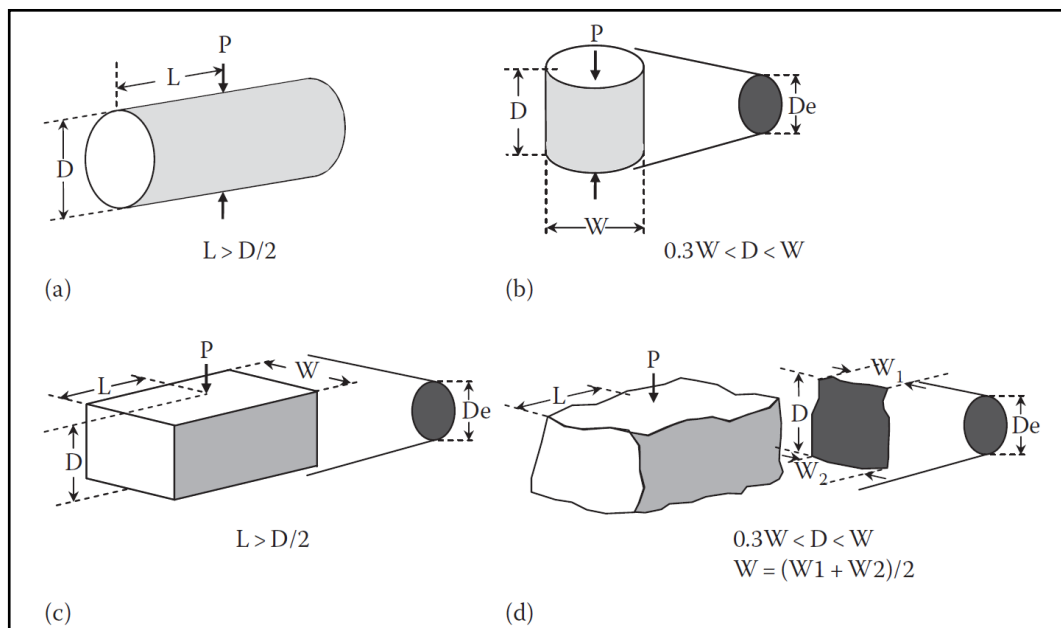


Figura 7. Requisitos de forma de la muestra para (a) prueba diametral, (b) prueba axial, (c) prueba de bloque y (d) pedazo irregular

Fuente: (Ulusay, 2015)

La resistencia a la carga puntual o índice de resistencia de carga puntual  $I_s$  (en MPa) se define de la siguiente manera

$$I_s = \frac{P}{D^2} \quad (3)$$

Donde:

P es la carga de rotura y

D es la distancia entre las puntas.

El ensayo de carga puntual se puede realizar en los tipos diametral, axial, irregular y bloque, tal como se presenta en la Figura 7 (Suarez - Burgoa, 2015).

#### 1.1.10.4 Resistencia a la compresión confinada

Se refiere a una prueba con compresión simultánea de un núcleo de roca y aplicación de presión de confinamiento axisimétrico. Los procedimientos recomendados se describen en la *ASTM D2664-67* (1974) y en un informe del comité *ISRM*. La mayoría de las rocas muestran un efecto de fortalecimiento considerable debido a la presión de confinamiento y se ha convertido en una rutina realizar pruebas de compresión triaxial en rocas (Goodman, 1989).

El ensayo triaxial consiste en aplicar una presión de confinamiento constante en dirección lateral (diametral) y la carga para la rotura de la probeta es aplicada en dirección axial. En este caso, los esfuerzos de rotura denominados como resistencia triaxial ( $\sigma_1$ ) es comparado con los esfuerzos de confinamiento como,  $\sigma_1 > \sigma_3 = \sigma_2$ , donde estos últimos esfuerzos actúan como el confinamiento (Debasis & Abiram, 2016).

#### 1.1.11 Deformabilidad de roca intacta

La propiedad de deformabilidad de la roca intacta está establecida por los siguientes módulos elásticos; módulo de Young, módulo de corte y sus equivalentes para juntas de roca individuales y la relación de Poisson, estos se miden de forma rutinaria como parte de las pruebas triaxiales en muestras de roca intacta o durante las pruebas de corte. Estos valores son datos de entrada para la realización de modelos numéricos o para investigación básica y se pueden utilizar ampliamente como parte de la estimación del módulo de masa rocosa citado por Hoek y Diederichs, 2006 (Hencher, 2015).

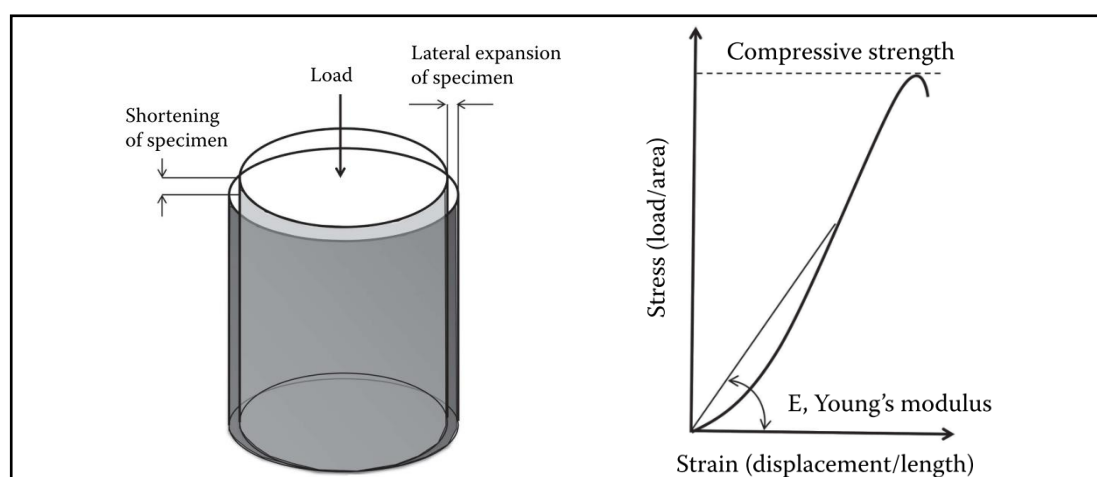


Figura 8. Deformabilidad de roca intacta

Fuente: (Hencher, 2015)

El ensayo de laboratorio consiste en realizar mediciones de acortamiento vertical y expansión lateral debido al efecto de compresión axial durante las pruebas de resistencia a la compresión. Se pueden definir diferentes módulos para cada etapa de la prueba si se considera necesario, para la mayoría de las rocas intactas, el valor está entre 0,25 y 0,35 (Hencher, 2015).

### **1.1.12 Propiedades mecánicas del macizo rocoso**

Para muchas aplicaciones existe la necesidad de intentar modelar el macizo rocoso, es decir, representar la roca como una serie de bloques de roca con fracturas. Para algunas situaciones, particularmente cuando se evalúa la resistencia y deformabilidad del macizo y donde no existe una anisotropía estructural particular relevante para el proyecto, entonces se podría suponer que el macizo rocoso es esencialmente un continuo. Esto está implícito en los modelos de Hoek-Brown como se expresa en el índice de resistencia geológica (*GSI*) discutido anteriormente (Hencher, 2015).

Uno de los problemas más desafiantes que se encuentran en el diseño de proyectos de ingeniería de rocas es la estimación de las propiedades de resistencia y deformación de los macizos rocosos. Después de obtener los datos de entrada de HB adquiridos a partir de pruebas de laboratorio, observaciones de condiciones geológicas y de excavación, la envolvente de falla de la roca y las propiedades del macizo rocoso se calculan con base en el criterio de HB correspondiente a ecuaciones empíricas. Luego, se llevan a cabo análisis numéricos o analíticos para realizar un diseño de proyecto para analizar el desplazamiento del macizo rocoso y compararlo con los resultados del monitoreo del desplazamiento en el sitio (Zuo & Shen, 2020).

La Figura 9, muestra el diagrama idealizado típico de HB que muestra la transición de rocas intactas a una masa rocosa cada vez más fracturada o articulada, que se puede utilizar para explicar el rango de aplicabilidad del sistema *GSI*. Esta muestra que el *GSI* debe usarse en casos de rocas intactas o macizos rocosos muy fracturados y no debe usarse en casos donde solo hay uno o dos conjuntos de discontinuidades. Se debe tener gran precaución cuando se aplica para macizos rocosos en bloques con la mínima anisotropía. Sin embargo, en un modelo numérico de macizo rocoso que contiene una sola discontinuidad bien definida, a veces es razonable asignar el *GSI* al macizo rocoso general y agregar la discontinuidad única como un elemento de falla en el modelo numérico (Zuo & Shen, 2020).



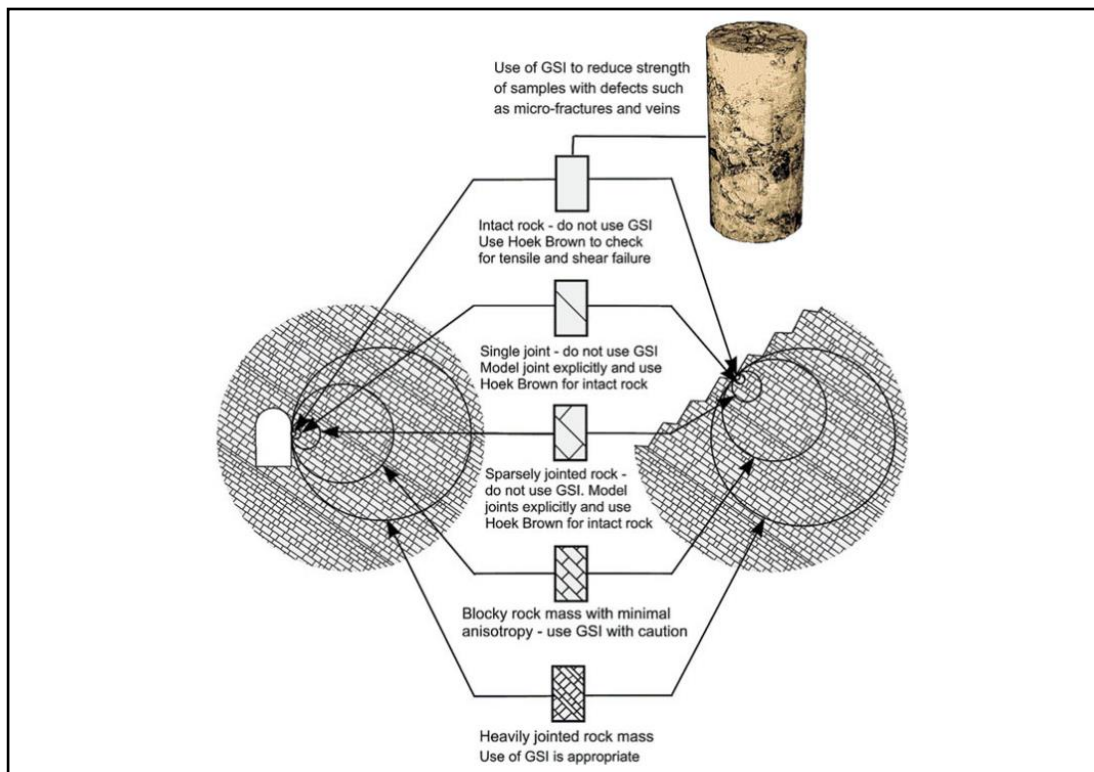


Figura 9. Diagrama idealizado que muestra la transición de una masa rocosa intacta a una fuertemente unida con un tamaño de muestra creciente

Fuente: (Hoek & Brown, 2018)

### 1.1.12.1 Criterio de resistencia empírica Hoek-Brown

El criterio de falla de Hoek-Brown (HB) es uno de los criterios de falla más utilizados en la ingeniería de rocas. Con base en el sistema de índice de resistencia geológica (*GSI*), se han propuesto varios modelos empíricos en paralelo con este criterio para estimar las propiedades de resistencia y deformación de los macizos rocosos, como la resistencia a la compresión uniaxial (*UCS*) y el módulo de deformación. Sin embargo, el sistema *GSI* no incorpora los efectos de la orientación conjunta sobre la calidad de un macizo rocoso. Esto significa que estos modelos empíricos no pueden capturar la resistencia del macizo rocoso anisotrópico causada por las orientaciones de las juntas (Zuo & Shen, 2020).

### 1.1.12.2 Módulo de deformación del macizo rocoso

#### a) Comportamiento elástico y módulo de Young.

Existen numerosos métodos para medir el módulo de deformación en el campo, todos sufren el mismo problema de que solo miden las condiciones localmente

(como para la medición de esfuerzos *in situ*) y, por lo tanto, están fuertemente influenciados por el grado local y la apertura de la fractura. Debido a los efectos de escala y la dificultad de extrapolar de una prueba local a una gran unidad de roca, generalmente se confía en las relaciones empíricas. Por lo general, los ingenieros predicen módulos de masa utilizando clasificaciones de macizos rocosos, hay algunos métodos que utilizan el módulo obtenido en laboratorio como punto de partida. Todos son propensos a errores potenciales considerables (Hencher, 2015).

El *GSI* está vinculado al criterio de resistencia del macizo rocoso de Hoek-Brown para macizos rocosos que pueden considerarse esencialmente isotrópicos, Figura 10. Hoek y Diederichs (2006) reexaminaron las numerosas ecuaciones empíricas que se han propuesto para predecir el módulo de deformación del macizo rocoso ( $E_{rm}$ ) y concluyeron que, en particular, existían grandes errores para macizos rocosos muy malos y muy buenos, pero finalmente presentaron la siguiente ecuación que se ajusta mejor a los datos de campo para macizos rocosos no perturbados (Hencher, 2015):

$$E_{rm} = 100 \left( \frac{1}{(1 + e^{(75 - GSI/11)})} \right) \quad (4)$$

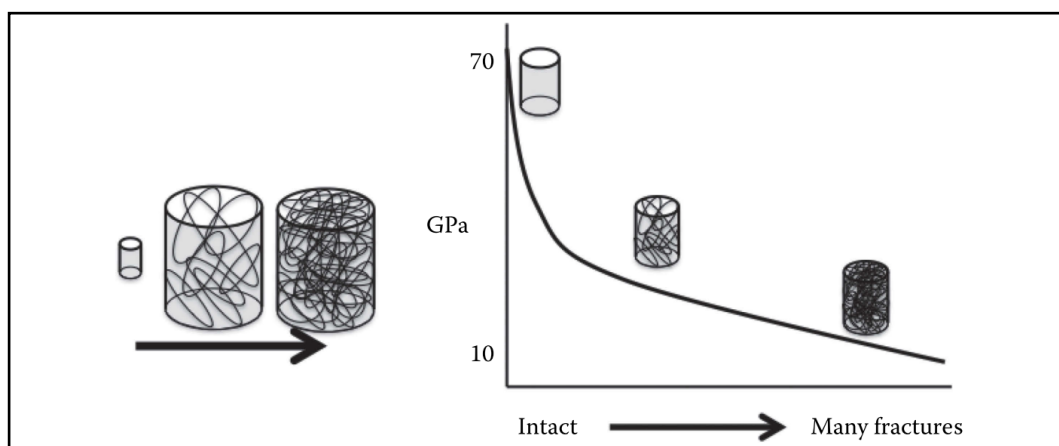


Figura 10. Deformación de macizo rocosos

Fuente: (Hencher, 2015)

Como habíamos mencionado, el módulo de deformación también es calculado a partir de los valores *RMR* obtenidos en campo y está dada por (Bieniaswski, 1989).

$$E_{rm} = (2RMR) - 100 \quad \text{para } RMR > 55 \quad (5)$$

$$E_{rm} = 10^{\frac{(RMR-10)}{40}} \quad \text{para } 10 < RMR < 55 \quad (6)$$



### 1.1.12.3 Relación de Poisson

Según (Vásárhelyi & Kovács, 2017), utilizando el  $GSI$  y el criterio de falla de Hoek-Brown, se presenta la relación considerando el valor de la relación de Poisson de la roca intacta ( $\nu_i$ ), esta ecuación es:

$$\nu_{rm} = -0,002GSI + \nu_i + 0,2 \quad (7)$$

También, la relación de Poisson del macizo rocoso se puede calcular a partir de la constante de material de Hoek-Brown ( $m_i$ ), así:

$$\nu_{rm} = -0,002GSI - 0,003m_i + 0,457 \quad (8)$$

Aparte de los módulos mencionados tenemos el módulo volumétrico ( $K$ ) y el módulo de corte ( $G$ ), los cuales son obtenidos a través de las siguientes relaciones (Debasis & Abiram, 2016).

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (9)$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (10)$$

## 1.1.13 Resistencia de las discontinuidades

### 1.1.13.1 Rugosidad de discontinuidades

Los perfiles de rugosidad de las discontinuidades se pueden registrar en dos dimensiones (perfilado lineal) y en tres dimensiones (perfilado plano). Pueden ser relevantes para la resistencia al corte en la dirección del deslizamiento potencial. En muchos casos, la dirección relevante es la dirección de inmersión (Wittke, 2014).

Para describir los perfiles de rugosidad registrados, se puede utilizar la nomenclatura sugerida por el *ISRM* (1978e). En una gran cantidad de artículos se sugieren descripciones matemáticas cuantitativas de los perfiles de rugosidad utilizando valores del  $JRC$ , parámetros estadísticos y fractales. Algunos también han intentado describir la resistencia al corte de las discontinuidades sobre la base de los perfiles de rugosidad registrados. Sin embargo, desde el punto de vista de

Wittke (2014), el valor práctico de tales enfoques es limitado dadas las incertidumbres asociadas con la determinación de los valores de *JRC*.

#### a) Resistencia al corte de las discontinuidades

Barton (1971, 1973, 1974, 1976) propuso un criterio de resistencia al corte bien conocido para las fracturas de roca que contiene una medida explícita de rugosidad, denominada coeficiente de rugosidad de la junta (*JRC*). El criterio está escrito como:

$$\sigma_t = \sigma_n \tan \left[ JRC \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_b \right] \quad (11)$$

donde  $\sigma_t$  es el esfuerzo cortante pico (resistencia al corte),  $\sigma_n$  la tensión normal que actúa sobre la superficie de fractura,  $\varphi_b$  es el ángulo de fricción básico de superficies lisas del material rocoso y el parámetro *JCS* (resistencia a la compresión de la pared de la junta), obtenido mediante pruebas de martillo de Schmidt para superficies de fractura erosionadas o simplemente la resistencia a la compresión de la roca intacta para superficies frescas de fractura (Jing & Stephansson, 2007).

#### 1.1.13.2 Apertura de la discontinuidad

Se han desarrollado varios métodos para medir las aberturas de discontinuidad en el campo y en el laboratorio. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que las aberturas visibles en una exposición de roca a menudo se alteran debido a la intemperie o debido a la excavación de rocas (*ISRM 1978e*). Además, la cantidad de aberturas o perfiles de apertura medidos no puede ser estadísticamente representativa para un conjunto de discontinuidades o incluso para una sola discontinuidad (Wittke, 2014).

#### 1.1.14 Esfuerzos in situ

Medir o estimar el tensor de esfuerzos in situ cumple una tarea fundamental e indispensable para el posterior análisis de la estabilidad de excavaciones subterráneas y taludes de roca. Los esfuerzos in situ son una parte integral de la teoría de la mecánica de rocas (Amadei & Stephansson, 1997). El macizo rocoso en profundidad está sujeta a tensiones resultantes del peso de los estratos suprayacentes y esfuerzos relacionados al origen tectónico. Los esfuerzos son estimados con la siguiente relación:

$$\sigma_v = \gamma z \quad (12)$$

Donde:

$\sigma_v$  es el esfuerzo vertical

$\gamma$  es el peso unitario de la roca y

$z$  es la profundidad bajo la superficie

Las mediciones de esfuerzos verticales en varios sitios en el mundo confirman esta relación, sin embargo hay una cantidad significativa de dispersión en las mediciones (Hoek, 2016).

Los esfuerzos horizontales son más difíciles de estimar, normalmente la relación entre el esfuerzo horizontal promedio y el esfuerzo vertical se denota con la letra  $k$ , tal que:

$$\sigma_h = k\sigma_v = k\gamma z \quad (13)$$

Donde:

$\sigma_h$  es el esfuerzo horizontal

Sheorey (1994), proporciono una ecuación simplificada que se puede utilizar para estimar la relación de esfuerzo horizontal a vertical  $k$ .

$$k = 0.25 + 7E_h \left( 0,001 + \frac{1}{z} \right) \quad (14)$$

Donde:

$E_h$ (GPa), es el módulo de deformación promedio de la parte superior de la corteza terrestre medida en dirección horizontal.

El *World Stress Map (WSM)* presentado por Heidbach *et al.* (2016) proporcionará una buena primera indicación de la posible complejidad del campo de esfuerzos regional y las posibles direcciones para el máximo esfuerzo de compresión horizontal (Peng & Zhang, 2007).

El campo de esfuerzos *in situ* se considera generalmente que es importante ya que estos valores son útiles en las disposiciones de diseño de la minería (Porathur *et al.*, 2017). Cuando se excava una abertura en esta roca, el campo de esfuerzos se interrumpe localmente y se induce un nuevo conjunto de esfuerzos en la roca que rodea

la abertura. El conocimiento de las magnitudes y direcciones de estos esfuerzos *in situ* e inducidos es un componente esencial del diseño de excavaciones subterráneas ya que, en muchos casos, se supera la resistencia de la roca y la inestabilidad resultante puede tener graves consecuencias en el comportamiento de las excavaciones (Hoek, 2016).

#### **1.1.15 Esfuerzos inducidos por excavaciones**

La ingeniería de rocas subterráneas implica realizar excavaciones en un material precargado, el proceso de construcción altera los componentes de esfuerzos en el macizo rocoso, aumentando las magnitudes en algunas localizaciones y reduciéndolas en otras (Hudson & Feng, 2015).

Según Hoek & Brown (1982), los esfuerzos en cualquier punto de un pilar dependen de:

- el esfuerzo promedio de los pilares que depende de la relación entre el área total excavada y el área total restante en los pilares, y
- la concentración de esfuerzos que es una función de la forma del pilar entre las excavaciones adyacentes.

#### **1.1.16 Métodos de explotación**

El diseño y selección de un método de minado requiere de un enfoque sistemático; algunos de los parámetros fundamentales que influyen el proceso de planificación y diseño son el buzamiento, tamaño y forma de un yacimiento; la calidad de roca y resistencia del mineral y la roca huésped, así como los aspectos relacionados con el valor económico del mineral (Brady & Brown, 2006).

Para Villaescusa (2014), la estabilidad del macizo rocoso influye enormemente en la elección del método de minado. Los macizos rocosos estables permiten extensas exposiciones de los techos y paredes de las excavaciones subterráneas.

##### **1.1.16.1 Método de cámaras y pilares**

Este método se caracteriza por realizar la extracción del mineral de una manera parcial, dejando pilares o columnas que sirven para sostener el techo. En estas explotaciones debe arrancarse la mayor cantidad posible de mineral, ajustando las

secciones de las cámaras y de los pilares a las cargas que deben resistir. La aplicación de este método es apropiada a yacimientos echados o con poca pendiente, se recomienda que no excedan los 30°. También es necesario que el macizo del techo y el mineral sea lo suficientemente resistente (Oyangüren *et al.*, 1991).

#### **1.1.16.2 Tajeo desde niveles (Sublevel stoping)**

El método de tajeo desde niveles es una variante del método de cámaras vacías de gran producción, que normalmente se emplea sólo en yacimientos muy regulares, en los que el mineral y la roca de contorno son resistentes. El método se caracteriza por su gran productividad debido a que las labores de preparación se realizan en su mayor parte dentro del mineral. El macizo rocoso debe ser estructuralmente estable. Esto requiere una alta resistencia de la roca a la compresión, unido a unas características estructurales favorables, sin juntas, fallas o planos de estratificación excesivos. Los métodos de tajeo abierto por subniveles se emplean para extraer yacimientos competentes grandes, masivos o tabulares, rodeados de rocas huéspedes competentes, que en general tienen pocas restricciones respecto a la forma, tamaño y continuidad de la mineralización. En macizos rocosos de buena calidad, los tajeos abiertos pueden ser excavaciones relativamente grandes. Al método se le conoce comúnmente por todo el mundo como *Open Stopping*, tajeo por subniveles, y tajeo por perforación de taladros largos (Villaescusa, 2014).

#### **1.1.17 Clasificación de pilares**

Los pilares pueden tomar muchas formas, dependiendo de los requisitos, y pueden ser variables en forma y tamaño. Su geometría a menudo estará determinada por la geometría y la variación en el grado del cuerpo del mineral. En muchos casos, dado que los pilares a menudo representan reservas de mineral a las que se puede acceder sin un desarrollo subterráneo adicional, se extraen o reducen de tamaño hacia el final de la vida útil de la mina (Belll, 1994).

La literatura no proporciona una definición estándar para el término "pilar subterráneo". Si se intenta elaborar una definición general, debe tenerse en cuenta que el pilar puede estar mineralizado o no, puede ser permanente o temporal, pero, en cualquier caso, debe hacerse referencia a la noción de estabilidad y seguridad.

Independientemente del método de extracción que se utilice, toda mina debe dejar pilares para estabilizar las estructuras subterráneas. Sin embargo, debido a las condiciones variables del terreno, los esfuerzos y las aplicaciones de múltiples pilares relacionadas con los métodos de minería y la geometría del yacimiento, no hay dos pilares idénticos. La forma del pilar, la carga que actúa sobre el pilar y la resistencia del material del pilar son los tres factores más importantes para considerar al diseñar un pilar. Al respecto Potvin (1985) sugiere una clasificación simple (para propósitos de diseño de pilares), reagrupando bajo la misma "categoría" pilares de forma similar que se someten a situaciones de carga similares; categoría I – pilares de placa, categoría II – pilares de separación, categoría III – pilares de trozo, categoría IV – pilares inclinados. Debido a que el comportamiento de la roca dura difiere mucho del de la roca blanda, estas categorías se dividen en dos subcategorías: (a) pilares de roca dura y (b) pilares de roca blanda. Hay que considerar que el ancho, alto y largo de los pilares pueden variar mucho dentro de una categoría, pero la forma general debe ser similar.

#### **1.1.17.1 Pilares de separación**

Los pilares de separación están sujetos a una carga vertical y horizontal. Están abiertos en su lado longitudinal. En el caso de un pilar de separación muy largo (en comparación con las otras dimensiones), la tensión horizontal puede tener un efecto insignificante y el problema puede estudiarse utilizando modelos bidimensionales (Potvin, 1985).

##### **a) Pilar barrera**

Es una pared que separa dos tajos, la longitud del pilar suele estar en la dirección del buzamiento del yacimiento y es continuo. Estos pilares transfieren la carga vertical desde el techo al piso, estabilizando la roca que cubre el área minada. Estos pueden recuperarse en una etapa posterior al minado (Potvin, 1985).

#### **1.1.18 Diseño y análisis de la estabilidad de pilares**

El diseño de pilares es uno de los aspectos más fundamentales en el método de minado de cámaras y pilares. Principalmente, las dimensiones del pilar fueron determinadas en gran medida por la experiencia basada en prueba y error, la intuición o las reglas generales establecidas. Pero hoy en día, se desarrollan varias fórmulas de diseño de

pilares, basadas en pruebas de laboratorio, pruebas de pilares a gran escala y análisis retrospectivo de historias de casos fallidos y exitosos (Feng, 2017a). Los pilares se componen de roca intacta y discontinuidades como fracturas, juntas y planos de estratificación. La presencia de discontinuidades da como resultado una resistencia general del pilar (resistencia del macizo rocoso) considerablemente menor que la resistencia del laboratorio. La resistencia del macizo rocoso se reduce aún más por el proceso de excavación por voladura, que daña y afloja la roca en la superficie volada (Kendorski, 2007).

El diseño del pilar y el análisis de estabilidad es un componente crítico del proceso de diseño. Aunque los conceptos fundamentales del factor de seguridad como la resistencia del pilar/esfuerzos promedio sobre pilar y la estabilidad del pilar se han comprendido durante algún tiempo, sin embargo, actualmente existen herramientas disponibles que permiten un análisis más cuantitativo de la resistencia y la estabilidad del pilar, es así que, más recientemente, las herramientas confiables de diseño de pilares numéricos y empíricos de roca dura se han puesto a disposición y se han implementado. En general, la resistencia y estabilidad de los pilares están controladas por un gran número de factores que incluyen la geología estructural, la resistencia a la compresión y la deformabilidad de la masa rocosa, las dimensiones de los pilares, incluida la relación ancho/altura, el grado de confinamiento, el porcentaje de extracción y la calidad de la perforación y voladura en el minado (Villaescusa, 2014).

El factor de seguridad se define como la relación entre la resistencia del pilar y la carga del pilar. Al diseñar un sistema de pilares, el factor de seguridad debe seleccionarse cuidadosamente, ya que debe compensar la variabilidad e incertidumbre relacionadas con la resistencia y los esfuerzos en los pilares y las inconsistencias mineras. Se puede seleccionar un factor de seguridad apropiado basándose en una evaluación subjetiva del desempeño del pilar o en un análisis estadístico de casos fallidos y estables Salamon & Munro (1967). A medida que disminuye el factor de seguridad, se puede esperar que aumente la probabilidad de falla del pilar. En teoría, el valor del factor de seguridad mayor que uno significa que el pilar es estable, mientras que los valores menores que uno significan inestable.

Cuando el pilar es atravesado por una discontinuidad cuya resistencia al corte es inferior a su buzamiento, fallará, a menos que se coloquen elementos de soporte

adecuados. En estos casos, las dimensiones del pilar no se deben fijar por comparación entre la carga a que está sometida y su resistencia, sino que se establecen de forma que la discontinuidad no quede sin base; es decir, el diseño de los pilares es principalmente geométrico y se basa en el levantamiento de las discontinuidades de la mina (Oyangüren *et al.*, 1991).

Para el diseño del pilar barrera según Porathur *et al.* (2017) implica tres pasos principales, a saber, la estimación de la resistencia del pilar, la estimación de la carga en el pilar y la determinación de factores de seguridad (FoS). También existen muchas fórmulas de diseño empírico para los pilares de barrera, varias de las cuales han sido mencionadas en (Feng, 2017a).

### **1.1.19 Método empírico de resistencia de pilares**

Este método empírico requiere datos de terreno donde se han observado fallas en pilares. Posteriormente se ajusta un criterio de falla a estos datos. La mayoría de los casos han sido recolectados en minas de carbón (Mark, 1999; Salamon & Munro, 1967).

Un estudio en minas en roca dura encontró que la resistencia de los pilares delgados con una relación ancho/altura menor que dos, es muy variable y sigue un proceso de falla diferente en comparación con los pilares cuadrados tradicionales (Esterhuizen *et al.*, 2006). Es así que la minería de paredes altas han desarrollado sus propias fórmulas de resistencia de pilares adecuadas para estos escenarios (Loui *et al.*, 2017).

#### **1.1.19.1 Fórmulas de resistencia de pilares**

La resistencia de los pilares depende del material que los constituye (roca o mineral) y de las discontinuidades geológicas (fallas, estratificación, juntas), que los atraviesan. Del material que constituye el pilar interesa, fundamentalmente, su resistencia a compresión simple que, depende, entre otros factores, de la forma y tamaño del pilar. De las discontinuidades interesa su orientación y su resistencia al corte (Oyangüren *et al.*, 1991).

Durante estas tres últimas décadas, ha habido muchas fórmulas de resistencia de los pilares propuestos por diversos autores. Entre ellos, algunos han sido modificados y utilizados en el diseño de pilares (Verma *et al.*, 2014). A continuación, se resumen



algunas de las fórmulas empíricas que se han utilizado en el diseño, resistencia y análisis de estabilidad de pilares barrera.

#### a) Fórmula de Obert y Duvall

Obert & Duvall (1967) propusieron una fórmula de resistencia de pilares en general para pilares cuadrados y rectangulares utilizados en minas subterráneas, pero basado principalmente en rocas resistentes como las que se encuentran en las minas de zinc y plomo (Kendorski, 2007). La fórmula propuesta por Obert & Duvall (1967) se presenta a continuación:

$$\sigma_p = \sigma_c \times (0,778 + 0,222 \times (W_p/h)) \quad (15)$$

Donde:

$\sigma_p$  es la resistencia del pilar (MPa)

$\sigma_c$  es la resistencia a la compresión simple de una muestra de laboratorio

$h$  es la altura del pilar (m)

$W_p$  es la anchura (m) de un pilar cuadrado o rectangular

En el caso de pilares rectangulares, la dimensión más pequeña se toma como  $W_p$ .

Según (Kendorski, 2007) esta formulación no intentó explicar la reducción de la resistencia de un pilar debido a los efectos de la escala o las discontinuidades.

#### b) Fórmula de Salamon y Munro

Salamon & Munro (1967) llevaron a cabo una investigación intensiva sobre la resistencia de los pilares de carbón de forma rectangular mediante el análisis estadístico de 96 pilares intactos y 27 colapsados en las minas de carbón de Sudáfrica. Las condiciones mineras australianas están bien representadas por la ecuación de Salamon-Munro. La ecuación generalizada es:

$$\sigma_p = K_0 \times h^\alpha \times W_p^\beta \quad (16)$$

Donde:

$\sigma_p$  es la resistencia del pilar, MPa

$K_0$  es la resistencia del cubo de roca = 7,176 kPa

$h$  es la altura del pilar (m)

$W_p$  es el ancho de un pilar cuadrado o rectangular (m)

$\alpha = -0,66$  y

$\beta = 0,46$ .

La razón principal de la popularidad de la ecuación de Salamon & Munro (1967) es que los datos utilizados fueron de las minas y la resistencia se tomó como la resistencia media de los pilares de carbón, en oposición a la resistencia de los especímenes de carbón. La ecuación de resistencia es aplicable a pilares delgados. Para evaluar la estabilidad a largo plazo de los pilares de carbón de la India, Sheorey *et al.* (1986) generalizó la ecuación como:

$$\sigma_p = 0.79K \times W_p^{0,46} / h^{0,66} \quad (17)$$

Donde  $K$  (resistencia del cubo) debe evaluarse mediante el análisis de muestras de 30 cm de tamaño. Si no existen datos sobre la resistencia a la compresión de muestras grandes, el enfoque tradicional es aplicar un factor de reducción a la resistencia  $UCS$  estimada a partir de muestras de roca pequeña (Vandergrift & Garcia, 2005), en un orden que oscila entre el 30 y el 70% (Iannacchione, 1999).

### c) Fórmula de Mark-Bieniawski

Mark (1999) propuso una nueva ecuación de resistencia del pilar que se conoce ampliamente como la ecuación de la resistencia del pilar de "Mark-Bieniawski". Según Porathur *et al.* (2017), en los EE. UU., La fórmula de la resistencia del pilar de Mark-Bieniawski para pilares delgados, junto con el enfoque tributario, se utiliza para calcular el factor de seguridad del pilar paralelo y el pilar de barrera en minas de carbón. Está dada por:

$$\sigma_p = \sigma_c \times \left( 0,64 + 0,54 \times \frac{W_p}{h} \right) \quad (18)$$

Donde:

$\sigma_p$  es el pilar de la red o la resistencia del pilar barrera

$\sigma_c$  es la resistencia a la compresión uniaxial de una muestra de laboratorio

$h$  es la altura de entrada a la minería

$W_p$  es el ancho del pilar paralelo o de barrera.

#### d) Fórmula CSIR-CIMFR

Según Porathur *et al.* (2017), la ecuación de resistencia de pilar *CSIR-CIMFR* se ha desarrollado a lo largo de un par de décadas después de analizar un gran número de observaciones de estabilidad pilar de una gama de escenarios de minería de la India. La ecuación de resistencia del pilar *CSIR-CIMFR* desarrollada Sheorey (1992) se presenta a continuación:

$$\sigma_p = 0,27 \times \sigma_c \times h^{-0,36} + \left(\frac{z}{250} + 1\right) \left(\frac{W_e}{h} - 1\right) \quad (19)$$

Donde:

$\sigma_p$  es la resistencia del pilar paralelo o barrera (MPa)

$z$  es la profundidad bajo la superficie (m)

$W_e$  es el ancho de pilar equivalente (m) =  $2W_p$  para pilar barrera

$W_p$  es el ancho del pilar corrido (m)

$h$  es la altura del área de trabajo (m)

$\sigma_c$  es la resistencia de 25 mm muestra cubica de carbón (MPa)

Cualquier desviación de ancho en el pilar dará lugar a una reducción de la resistencia del pilar y de este modo su factor de seguridad (*CSIR-CIMFR*, 2008). Por lo tanto, para tener en cuenta la desviación en el ancho del pilar, se aplica la siguiente corrección y, en consecuencia, se calcula la resistencia del pilar.

$$W_d = W_p \pm 2dL \quad (20)$$

Donde:

$W_d$  es el ancho desviado (m)

$W_p$  es el ancho del pilar *web* (m)

$d$  es el porcentaje de desviación con respecto a la longitud de corte web

$L$  es la longitud máxima de corte de extracción (m)

### e) Fórmula CSIRO

La fórmula de la resistencia que se obtiene a continuación se obtiene del mejor ajuste lineal de los datos de Duncan Fama *et al.* (1995).

$$\sigma_{p_{CSIROPART}} = 6,36 \times (0,41 + 0,59W_p/h) \quad \text{para } 0,5 \leq W_p/h \leq 2,0 \quad (21)$$

Donde:

$\sigma_p$  es la resistencia del pilar

Wagner (1974) propone la ecuación:

$$\sigma_{p_{WAGNER}} = 6,00 \times \left( 0,64 + \frac{0,36W_e}{h} \right) \quad (22)$$

con  $W_e = 2W_p$  para pilares rectangulares muy largos de ancho transversal  $W_p$  y altura  $h$ .

Definiendo  $W_e = \left[ 0,69 + 0,44W_p/h \right] W_p$  para  $0,5 \leq W_p/h \leq 3,0$  y  $W_e = 2W_p$

para  $W_p/h \geq 3,0$  en la ecuación anterior la fórmula empírica propuesta por CSIRO se convierte en:

$$\sigma_{p_{CSIRO}} = 6,00 \times \left[ 0,64 + \frac{0,36 \left( 0,69 + \frac{0,44W_p}{h} \right) W_p}{h} \right] \quad \text{para } 0,5 \leq W_p/h \leq 3,0 \quad (23)$$

y la ecuación ultima es aplicada considerando la relación  $W_p/h \geq 3,0$ .

### f) Fórmula de Lunder y Pakalnis

Para el diseño de pilares en minas de roca dura, Lunder & Pakalnis (1997) propusieron un método de estimación de la resistencia de los pilares que integraba los resultados del análisis del área tributaria y del elemento de contorno en la denominada fórmula de confinamiento. Se buscó reconciliar las expresiones altamente empíricas para la resistencia de los pilares con aquellas derivadas de

principios más rigurosos basados en criterios convencionales de resistencia de rocas y los estados de tensión y confinamiento que se desarrollan en un pilar.

Propuso la siguiente expresión:

$$\sigma_p = K \times \sigma_c (C_1 + C_2 k) \quad (24)$$

Donde:

$K$  es un factor que relaciona la resistencia de la roca a la escala de los pilares de la mina con la resistencia del material rocoso a escala de laboratorio

$C_1$  y  $C_2$  son constantes empíricas

$k$  es un factor que representa la resistencia del pilar debido a fricción en el núcleo del pilar bajo las condiciones de tensión de confinamiento que se desarrolla en el pilar.

A partir de la base de datos de observaciones de pilares, se determinó que  $K$  se encuentra en el rango de 0,30 a 0,51, a partir del cual se propuso un valor representativo de 0,44. El efecto del confinamiento en el interior de los pilares se investigó mediante un análisis bidimensional de elementos de contorno de varias formas de pilares. Se propuso que una relación entre la relación de aspecto ancho/alto del pilar y un término  $C_{pav}$  que representa el "confinamiento promedio del pilar" podría expresarse mediante.

$$C_{pav} = 0,46 \left[ \log \left( \frac{W_p}{h} \right) + 0,75 \right] \quad (25)$$

El factor  $k$  es la representación de la fricción interna movilizada en pilares se derivó de diagramas de círculos de Mohr de estados de tensión en el cuerpo de pilares. La relación propuesta entre el estado de confinamiento del pilar y la fricción interna del pilar fue:

$$k = \tan \{ a \cos [ (1 - C_{pav}) / (1 + C_{pav}) ] \} \quad (26)$$

El gran conjunto de datos sobre las observaciones de campo del desempeño de los pilares utilizados por Lunder y Pakalnis se registra en la Figura 11, donde la tensión del pilar (normalizada en términos de la resistencia del material rocoso) se representa como una función de la relación ancho/altura y el estado normalizado de

confinamiento ( $C_{pav}$ ) respectivamente. A partir de las observaciones de campo, fue posible separar los modos de comportamiento de los pilares en los dominios de "fallidos" Pilares "parcialmente fallidos" e "intactos". Mediante la elección adecuada de los parámetros  $C_1$  y  $C_2$ , se podrían construir límites entre los dominios. Con los valores derivados de  $C_1 = 0,68$  y  $C_2 = 0,52$ , la expresión resultante para la resistencia del pilar es (Lunder, 1994).

$$\sigma_p = 0,44 \sigma_c(0,68 + 0,52 k) \quad (27)$$

En la Figura 11, las líneas fronterizas entre los dominios "fallidos" y "parcialmente fallidos" corresponden a un factor de seguridad de la unidad. Aquellos entre los dominios "parcialmente fallado" e "intacto" corresponden a un factor de seguridad de 1.4 (Brady & Brown, 2006).

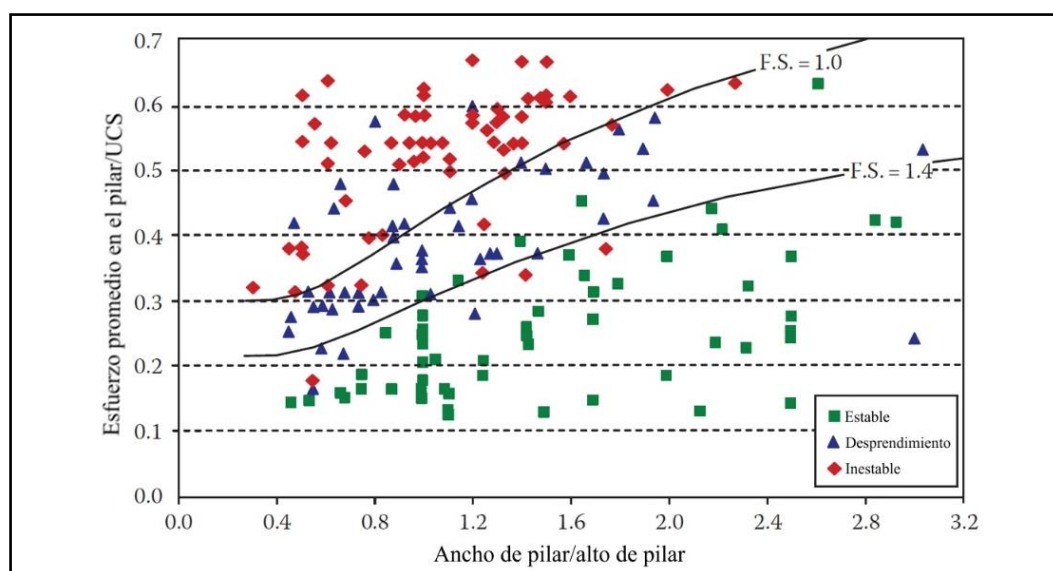


Figura 11. El gráfico de estabilidad de la fórmula de confinamiento trazado con todas las historias de casos de las bases de datos combinadas

Fuente: (Lunder, 1994)

### 1.1.20 Métodos Analíticos

En los métodos analíticos, las soluciones de forma cerrada normalmente se derivan sobre la base de teorías o leyes. Probablemente sea el enfoque más antiguo y accesible. En la ingeniería de rocas subterráneas, se han desarrollado muchas soluciones para evaluar la estabilidad del macizo rocoso y predecir las deformaciones y fallas alrededor de las excavaciones (Xing *et al.*, 2020). Pero los métodos analíticos se han aplicado para el análisis de problemas subterráneos simples; Los mecanismos de falla relevantes

o el comportamiento de los macizos rocosos pueden estudiarse hasta cierto punto. Sin embargo, los problemas resueltos son generalmente para casos con material rocoso isotrópico homogéneo, excavación simétrica, suposición de deformación plana, etc. Es difícil o imposible derivar soluciones de forma cerrada para problemas complejos. Es así que los métodos analíticos han sido suplidos por los métodos numéricos como los elementos finitos (Pande *et al.*, 1990) y los elementos de contorno (Brady & Brown, 2006), estos se utilizan a menudo hoy en día para calcular las tensiones alrededor de excavaciones de forma compleja y las soluciones analíticas para formas simplificadas como perforaciones cilíndricas o grietas elípticas (Jaeger *et al.*, 2007).

Suponiendo que las concentraciones de tensión en los pilares son insuficientes para fallar la roca en sí, un pilar sigue siendo vulnerable a fallas progresivas después de la inestabilidad de bloques. La estabilidad de bloques de pilares se pueden discutir utilizando la teoría de bloques propuesta por Goodman & Shi (1985), el cual es un método de cálculo tridimensional, que utiliza el enfoque de la geometría analítica para estudiar a fondo los sistemas de discontinuidad de un macizo rocoso y su interacción mutua, para identificar los “bloques clave” cuya estabilidad determina la estabilidad de toda la excavación (Gattinoni *et al.*, 2014).

#### **1.1.20.1 Esfuerzos promedio sobre el pilar utilizando el enfoque de área tributaria**

La metodología clásica de diseño de pilares. Consiste en tres pasos: (1) Estimar la carga del pilar, (2) Estimar la resistencia del pilar y (3) Calcular el factor de seguridad del pilar. Feng, 2017a, indica que el enfoque más simple para determinar la carga del pilar es mediante la teoría del área tributaria, Figura 12.

El enfoque del análisis de esfuerzos para el diseño del pilar requiere que la carga que actúa sobre el pilar se determine utilizando técnicas analíticas o numéricas. Luego se debe evaluar la resistencia promedio de los pilares y luego se puede usar la “relación de resistencia del pilar/esfuerzos”, para estimar la estabilidad de los pilares. El enfoque más simple para evaluar la estabilidad del pilar utiliza la técnica de “área de pilar equivalente” o “área tributaria” para estimar las cargas en el pilar (Villaescusa, 2014). Para el caso de pilares barrera, estas tienen la formulación que se presenta en la Figura 13.

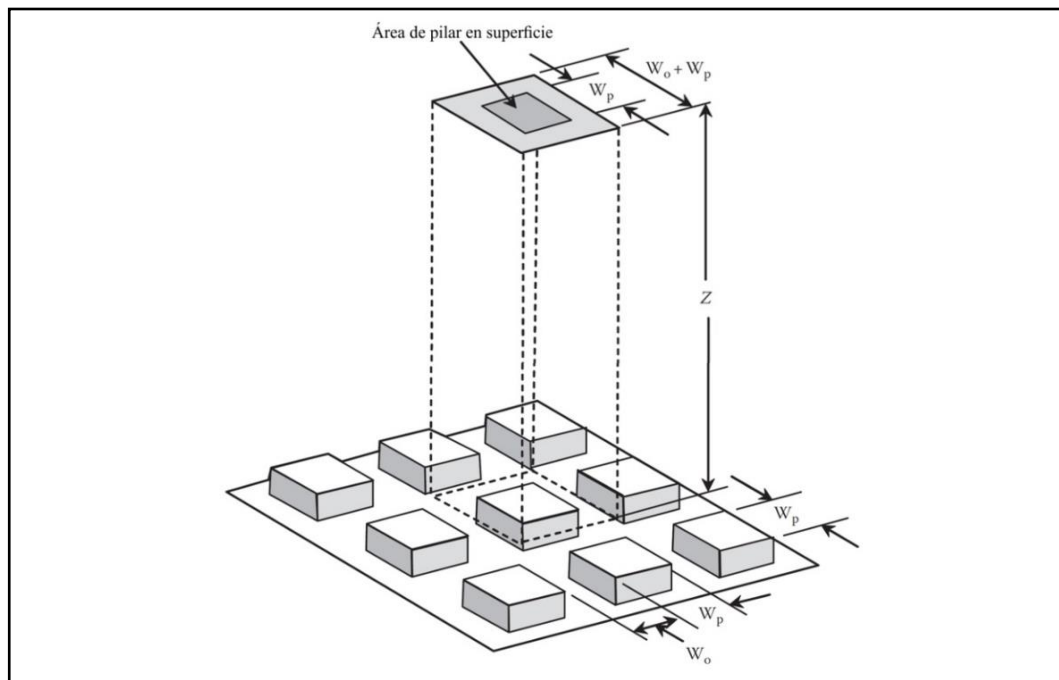


Figura 12. Carga transmitida por un solo pilar, suponiendo que la carga total de roca se distribuya uniformemente sobre todos los pilares

Fuente: (Hoek & Brown, 1982)

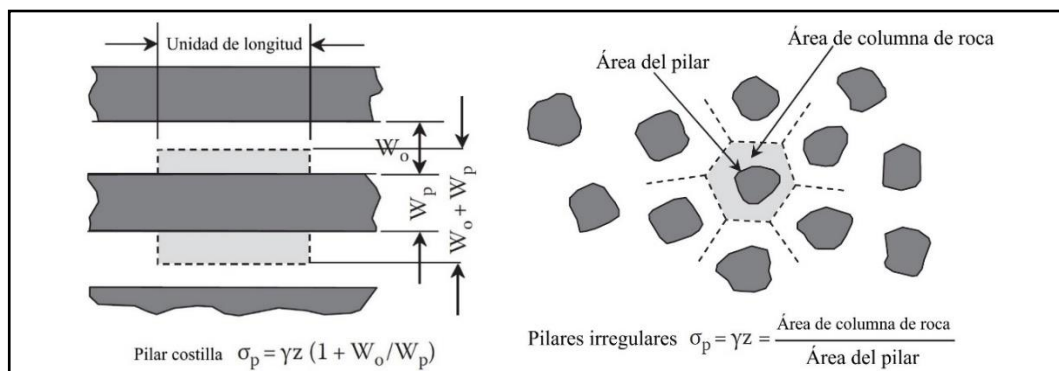


Figura 13. Promedio de la tensión vertical de los pilares en diseños típicos de pilares utilizando el método de área tributaria: vistas en planta

Fuente: (Hoek & Brown, 1982)

La teoría del área equivalente no tiene en cuenta ciertos parámetros geométricos de los pilares, como altura, longitud, situación, ni tampoco la relación longitud profundidad de la explotación. Los componentes horizontales de las tensiones naturales tampoco se consideran (Oyangüren *et al.*, 1991).

### 1.1.21 Métodos numéricos

Los métodos numéricos comúnmente utilizados en la ingeniería de rocas se clasifican como enfoques continuos, discontinuos e híbridos, Figura 14.



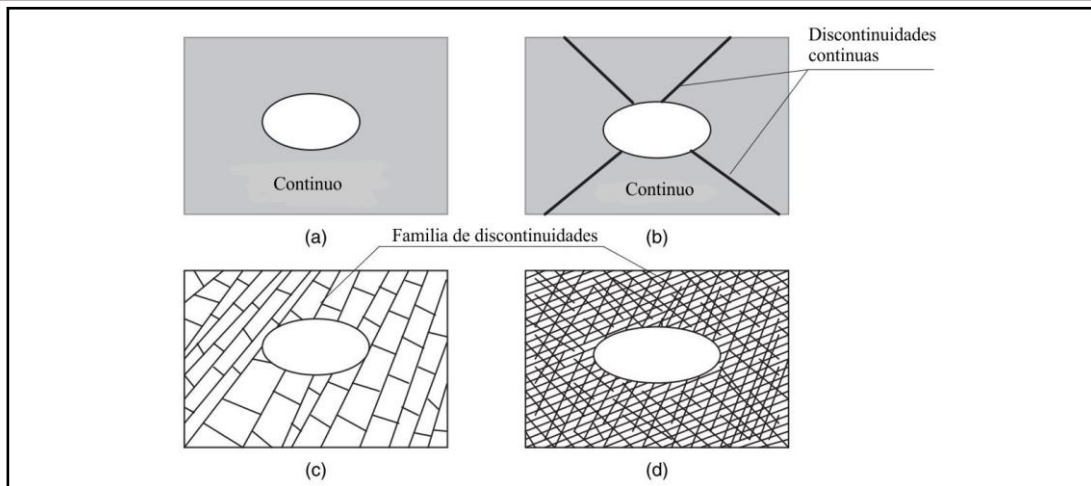


Figura 14. Idoneidad de diferentes métodos numéricos para el análisis de una excavación en un macizo rocoso fracturado. (a) métodos continuos; (b) ambos métodos continuos y *DEM*; (c) *DEM*; (d) métodos continuos o esquema mixto

Fuente: (Jing & Stephansson, 2007)

En los métodos continuos, el material rocoso se considera continuo; las discontinuidades se pueden modelar como los elementos con propiedades materiales diferentes de la roca intacta o como los elementos especiales de unión (Xing *et al.*, 2020). Por el contrario, el macizo rocoso en los modelos discontinuos se representa como un conjunto de bloques que pueden deformarse e interactuar con bloques vecinos, lo que permite la simulación de mecanismos complejos de falla del macizo rocoso (Potvin & Hadjigeorgiou, 2020).

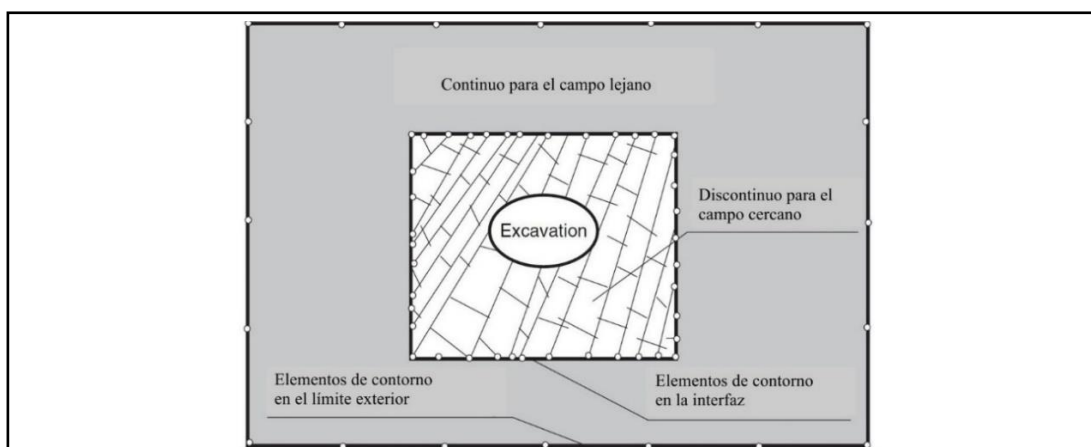


Figura 15. Representación combinada de un problema por *DEM* para el área de campo cercano cerca de una excavación y representación *BEM* para el área de campo lejano del modelo

Fuente: (Jing & Stephansson, 2007)

En el modelado numérico de macizos rocosos fracturados, el uso de un sistema continuo o discreto para un problema práctico no siempre depende únicamente de la geometría o geología del problema. También depende, en gran medida, del tamaño del problema, la dimensión del área o volumen de interés (por ejemplo, una excavación), el número de unidades discretas (bloques), la capacidad computacional de la computadora y el proceso de conceptualización. En la práctica, a menudo es útil combinar el uso de ambas técnicas (Jing & Stephansson, 2007).

La Figura 16, ilustra la representación de un macizo rocoso fracturado por los modelos *FEM*, *BEM* y *DEM*. Desde el punto de vista geométrico, la representación *DEM* es una representación más natural y, por lo tanto, puede ser una representación más realista de macizos rocosos fracturados. El modelo *BEM* es el más simple para representar la geometría del problema (Jing & Stephansson, 2007).

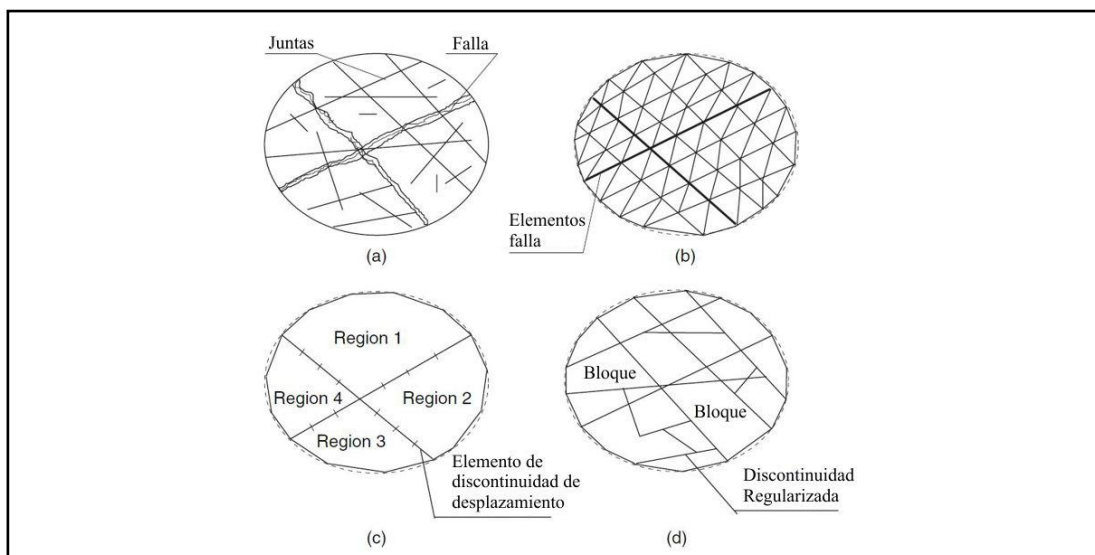


Figura 16. Representación de un macizo rocoso fracturado: (a) el macizo rocoso fracturado, (b) modelo por *FEM*; (c) modelo por *BEM* y (d) modelo por *DEM*

Fuente: (Jing, 2003)

Este método es poderoso para ocuparse de las complejidades, incluidas las incertidumbres del macizo rocoso y las propiedades de discontinuidad, los diversos patrones geométricos de discontinuidades, el complejo macizo rocoso y los comportamientos constitutivos de la discontinuidad, la construcción y los efectos del sostenimiento, etc. Dependiendo del problema específico que deba resolverse, se debe seleccionar una herramienta numérica adecuada. Se requiere una buena comprensión

de las fortalezas y limitaciones de los códigos numéricos y de las condiciones específicas del sitio. Debido a las complejas condiciones geológicas y las construcciones de la mina, la variabilidad y la incertidumbre en la estimación de las propiedades mecánicas, etc., la evaluación de la estabilidad del macizo rocoso para una mina subterránea es realmente desafiante y difícil (Xing *et al.*, 2020).

#### **1.1.21.1 Modelo continuo**

Existen tres métodos continuos bien conocidos, estos son: el método de diferencias finitas (*FDM*), el método de elementos finitos (*FEM*) y el método de elementos de contorno (*BEM*). Los enfoques continuos, se han aplicado con éxito en la mecánica de rocas y la ingeniería de rocas durante muchas décadas (Xing *et al.*, 2020).

##### **a) Método de diferencias finitas (FDM)**

El *FDM* apareció como el primero de los tres métodos. Su concepto básico es resolver las ecuaciones diferenciales parciales reemplazando las derivadas parciales con diferencias definidas en puntos vecinos de la cuadrícula. La solución de las ecuaciones es directa y eficiente sin formar ecuaciones matriciales globales. Esta característica distintiva hace que *FDM* sea bueno para lidiar con el comportamiento no lineal de los materiales rocosos. El código informático representativo basado en *FDM* es el *Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC)* (Xing *et al.*, 2020).

##### **b) Método de elementos finitos (FEM)**

A diferencia de *FDM*, el *FEM* usa el esquema de solución implícita. Después de la discretización, los supuestos locales se realizan seleccionando funciones de forma apropiadas (funciones de interpolación) de las variables desconocidas para satisfacer las ecuaciones que gobiernan el elemento. Las ecuaciones globales están formadas y deben resolverse. El *FEM* se usa ampliamente para los problemas de mecánica de rocas en la ingeniería civil debido a la capacidad de manejar la heterogeneidad del material, la deformabilidad no lineal y las condiciones de contorno complejas, los esfuerzos *in situ* y la gravedad (Xing *et al.*, 2020).

##### **c) Método de elementos de contorno (BEM)**

El *BEM* es una técnica numérica general que resuelve ecuaciones integrales de límites. Los procedimientos de solución incluyen la discretización de la frontera, la

aproximación de la solución de funciones localmente en elementos de frontera por funciones de forma, la incorporación de condiciones de frontera y la estimación de desplazamientos y tensiones dentro del dominio (Jing & Hudson, 1990).

Map3D es un *software* tridimensional de elementos de contorno que proporciona un punto de partida para un análisis de un problema en el que la geometría tridimensional de las aberturas es importante. Dicho análisis tridimensional proporciona una clara indicación de las concentraciones de tensión y de la influencia de la geometría tridimensional del problema (Evert Hoek *et al.*, 1998).

#### **1.1.21.2 Modelo discontinuo**

El método se aplica principalmente para problemas de rocas fracturadas, las unidades pueden ser bloques de roca, la formulación del *DEM* se basa en los contactos entre los miembros individuales, su cinemática y sus mecanismos de deformación si son deformables. Para problemas de ingeniería de roca, los bloques de roca se definen mediante la intersección de fracturas cuyas ubicaciones, orientaciones y dimensiones se requieren para la determinación de la geometría del problema (Jing & Stephansson, 2007).

##### **a) Método de elementos distintos (DEM)**

En el método de elementos distintos, el macizo rocoso se puede modelar como bloques rígidos o deformables; las discontinuidades se modelan explícitamente como interacciones de frontera distintas. Este método utiliza el esquema de solución explícita para que no sea necesario formar una matriz durante el proceso de cálculo. Por lo tanto, se denomina como el enfoque explícito del método de elementos discretos (*DEM*). Debido a la adopción de un esquema explícito, el método de elementos diferenciados es capaz de acomodar comportamientos constitutivos complejos tanto para el material intacto como para las discontinuidades (Itasca, 2007). Los dos códigos de elementos distintos, *UDEC* (Cundall, 1980) y *3DEC* (Cundall, 1988; Hart *et al.*, 1988), se utilizan para el modelado numérico 2D y 3D respectivamente (Jing & Stephansson, 2007).

Adoptando este enfoque, la parte interna del macizo rocoso se divide en elementos geoméricamente simples, cada uno con propiedades específicas. El comportamiento colectivo y la interacción de estos elementos simplificados modela

el comportamiento general más complejo del macizo rocoso (Gattinoni *et al.*, 2014).

### 1.1.21.3 Modelos híbridos

El método híbrido se desarrolló para aprovechar las fortalezas de los diferentes métodos y evitar las desventajas de los métodos múltiples. Los modelos híbridos comúnmente utilizados en la ingeniería de rocas incluyen los modelos *BEM/FEM*, *DEM/BEM* y *DEM/FEM* (Xing *et al.*, 2020).

### 1.1.21.4 Modelamiento numérico

Cuando una excavación avanza y se extrae roca de ella, la tensión que anteriormente estaba presente en el macizo rocoso se redistribuye alrededor de la abertura recién creada. Se pueden usar modelos numéricos para calcular el componente de la redistribución de esfuerzos en puntos preespecificados, tanto dentro del macizo rocoso como en el límite de las excavaciones (Yves & Paul, 2003). Por ejemplo, al modelar un pilar de una mina, las áreas donde los esfuerzos son mayores de un tercio a la mitad de la resistencia de la roca intacta, según lo determinado por una prueba *UCS*, a menudo son propensas a problemas de estabilidad. Una particularidad de los modelos numérico es que son particularmente útiles para comparar diferentes escenarios de secuencias de explotación.

Las herramientas de análisis numérico han estado disponibles para los profesionales de la mecánica de rocas durante casi 30 años. Los ejemplos incluyen paquetes de *software* de *Itasca Consulting Group Inc.*, *Rocscience Inc.* y *Map3D International Ltd.* Las primeras versiones del software proporcionaron los medios para estudiar el comportamiento del macizo rocoso y la inestabilidad potencial, ya sea perfectamente elástica o con la inclusión del rendimiento del macizo rocoso, predominantemente en 2D (deformación plana, tensión plana o análisis simétricos de ejes). Con los avances en el poder de la computación llegó la capacidad de modelar geometrías más grandes y complejas en 3D. Los analistas tienen la opción de simulaciones 2D o 3D, geometrías complejas locales o de toda la mina y soluciones elásticas y elastoplásticas, con o sin soporte de suelo adicional, y una amplia gama de posibles modelos constitutivos de macizos rocosos (Potvin & Hadji Georgiou, 2020).

Estos modelos se utilizan en la ingeniería con dos propósitos diferentes pero interconectados, estos son: diseño; el cual consiste en la optimización de un sistema de ingeniería basado en criterios redefinidos y mecánica; este abarca el desarrollo o mejor comprensión de un sistema natural o de ingeniería. La mayoría de los ingenieros prácticos se preocupan por los primeros, donde deben optimizar el diseño de algunas bases de construcción en criterios como la economía y la estabilidad. Los ingenieros de investigación y los científicos se ocupan principalmente del segundo aspecto. Sin embargo, sigue habiendo una fuerte interdependencia entre los dos campos, ya que una nueva comprensión conduce a mejores métodos y herramientas de diseño, y la necesidad de diseños mejores o más complejos impulsa la investigación (Jager & Ryder, 1999)

Los ingenieros de rocas tienen tres tipos principales de modelos a su disposición. Estos son; modelos físicos, analíticos y numéricos. Si bien los últimos 30 años han sido testigos de grandes desarrollos en las técnicas analíticas e informáticas, que incluyen el modelado numérico tridimensional, las técnicas de diseño empírico todavía están en uso, especialmente en la minería (Hudson, 1993).

Brown (1987) proporciona un resumen y una introducción a las técnicas computacionales utilizadas en la mecánica de rocas para los modelos continuos (métodos de elementos finitos, diferencias finitas y elementos de contorno) y discontinua (elementos discretos). La selección de la herramienta adecuada es una función tanto del conocimiento de las condiciones geotécnicas existentes como de la capacidad de un código en particular para representar con precisión estas de una manera que puede llevar a un diseño exitoso.

Las producciones típicas de modelado numérico incluyen esfuerzos y deformaciones, que a su vez pueden ser comparados con criterios empíricos de rotura establecidos para los dominios diferentes dentro de un cuerpo mineralizado (Brady & Brown, 2006). Cualquier modelo de predicción debe ser validado con datos del campo y observaciones.

En minería los enfoques de modelado numérico se pueden clasificar en tres categorías amplias, cada una de las cuales requiere una metodología diferente y diferentes tipos y niveles de datos. Estas categorías son: elástico o elastoplástico, 2D o 3D, continuo o discontinuo. Con el modelado 2D, se realizan suposiciones las

cuales están relacionadas con la geometría, el campo de tensión y los mecanismos de falla, ya que estos se limitan al plano de análisis. Los análisis en 2D son más fáciles de configurar y más rápidos de ejecutar, y los resultados son fáciles de mostrar. Finalmente Potvin & Hadjigeorgiou (2020) mencionan que, el análisis 2D es adecuado para análisis hipotéticos y pruebas de numerosos escenarios, pero generalmente no es capaz de representar adecuadamente la geometría real de la mina 3D, el campo de tensión, los mecanismos de falla y deformación.

#### **a) Modelamiento numérico para el diseño de pilares**

Tanto el modelo numérico tridimensional lineal elástico como el no elástico se pueden utilizar para el diseño de pilares. Para el análisis lineal elástico, las geometrías de pilares tridimensionales se pueden representar en casi cualquier detalle requerido que incorpore secuenciación. Los modelos elásticos generalmente se ejecutan como modelos de un solo material, ya que la incorporación de múltiples materiales geológicos generalmente tiene un efecto limitado en el resultado final de esfuerzos. Algunos modelos permiten la inclusión de un número limitado de discontinuidades geológicas importantes. Los *softwares* MAP3D (Wiles, 2006) y Examine3D (*Rocscience Inc*, 1990) son típicos *software* de análisis numérico elástico tridimensional utilizados en minería. La salida de estos modelos generalmente es relativamente sencilla de interpretar con contornos de esfuerzo principal y el factor de seguridad que se muestra a menudo. Actualmente, el modelado tridimensional no lineal se puede realizar utilizando varios códigos de elementos finitos disponibles comercialmente, como *FLAC3D* y *3DEC*. Cada una de estas técnicas puede ser muy útil dependiendo del problema específico a resolver. En todos los casos, sin embargo, la clave para una predicción exitosa del comportamiento del macizo rocoso es la capacidad de cuantificar la falla del macizo rocoso y su comportamiento después de la falla. Se requiere la selección de un modelo constitutivo no lineal realista para proporcionar la relación entre las tensiones y deformaciones que pueden ser sostenidas por un macizo rocoso duro y fracturado (Villaescusa, 2014).

#### **1.1.22 Modos de falla en pilares**

Las variedades de configuraciones de carga en la práctica son tales que no predomina ningún modo único de rotura de rocas. De hecho, la flexión, el corte, la tensión y la



compresión pueden resultar una de las más críticas debido a que los casos son particulares. La flexión se refiere a la falla por flexión, con desarrollo y propagación de grietas por tracción. Esto puede tender a ocurrir en las paredes de los pilares tipo barrera con discontinuidades de buzamiento pronunciado, las capas se vuelcan hacia el espacio libre. La falla por corte se refiere a la formación de una superficie de ruptura donde los esfuerzos de corte se han vuelto críticos, seguidos de la liberación del esfuerzo de corte cuando la roca sufre un desplazamiento a lo largo de la superficie de ruptura. La falla por compresión, en un pilar de una mina, la extracción excesiva de mineral también puede provocar la falla del pilar por división y cizallamiento, aunque la destrucción de la capacidad de carga del pilar a través del incremento y la unión de las grietas a veces se denomina “falla por compresión” (Goodman, 1989).

## 1.2 Definición de términos

### - Estructura

La disposición de partes de una masa rocosa independientemente de la escala, incluidas las interrelaciones geométricas entre las partes, sus formas y características internas. Los términos micro, meso y mega pueden usarse como prefijo para describir la escala; micro, se utiliza para una escala de sección delgada; meso, para espécimen de mano y escala de afloramiento; mega, para escalas más grandes (Bucher & Grapes, 2011).

### - Capa

Uno de una secuencia de cuerpos rocosos en forma de tabla casi paralelos. Se hace referencia a la secuencia como capas (expresiones equivalentes: bandas y laminado).

### - Filitas

Rocas metamórficas, bien foliadas y de grano fino, con láminas de silicatos generalmente demasiado pequeñas para identificar, pero lo suficientemente gruesas como para dar a las superficies de clivaje de la roca una reflectividad similar a la del satén. La mayoría de las filitas derivaban de las lutitas, pero son posibles otros protolitos (Hollocher, 2014).

### - Foliación



Suele ser una estructura planar tectónica formada en el régimen plástico. Las foliaciones se caracterizan por el aplanamiento a través de la estructura. También se utiliza para estructuras primarias como camas o capas magmáticas, en cuyo caso se debe utilizar el término foliación primaria (en contraste con la foliación secundaria o tectónica) (Fossen, 2010).

- **Esquistosidad**

Tipo de foliación característico de rocas metamórficas de grano grueso. Estas rocas tienen una disposición paralela de minerales laminares, como las micas.

- **Clivaje**

Un tipo de foliación que consiste en un conjunto regular de superficies o sub paralelas muy separadas producidas por la deformación a lo largo de la cual un cuerpo de roca generalmente se dividirá preferentemente.

- **Lineación**

Estructura lineal formada por tensión tectónica, ejemplo; agujas anfibólicas rotadas en una anfibolita, agregados estirados de cuarzo y feldespato en un gneis granítico, o estrías en una superficie de falla. Los objetos lineales son omnipresentes (rocas metamórficas) o limitados a una superficie de fractura (régimen frágil) (Fossen, 2010).

- **Homogéneo**

De composición uniforme. La homogeneidad es una medida de la continuidad física de la masa rocosa basada en la distribución de discontinuidades.

- **Isotrópico**

Tener las mismas propiedades físicas y, por lo tanto, la misma reacción a aplicar la tensión en todas las direcciones.

- **Anisotrópico**

Tener diferentes propiedades físicas en diferentes direcciones. Un material anisotrópico reacciona de manera diferente en diferentes direcciones a la misma tensión aplicada.

- **Estructura geológica**

Planos naturales de debilidad en la masa rocosa que preceden a la minería. El término incluye fallas, plegamientos, cizallas, uniones, camas, foliación y esquistosidad.

- **Discontinuidad**

Una rotura mecánica en el tejido de la masa rocosa a través de la cual puede haber o no un desplazamiento relativo.

- **Junta**

Una sola fractura en una roca con o sin una pequeña cantidad (<1 cm) de cualquiera de desplazamiento de dilatación o de cizallamiento (las juntas pueden estar rellenas por depósitos minerales durante o después de su formación) (Bucher & Grapes, 2011).

- **Fractura**

Cualquier discontinuidad planar natural o inducida por la minería entre bloques de roca. Las fracturas pueden ser de tracción (extensional), en cuyo caso las superficies de fractura se separan más, o se cortan, en cuyo caso las superficies de fractura se deslizan una sobre la otra.

- **Falla**

Se considera que una estructura está en un estado fallido cuando ya no puede realizar su tarea prevista. En la ingeniería de terrenos, el fallo generalmente se debe a un movimiento excesivo a lo largo de las fracturas naturales o inducidas por la minería.

- **Falla estable**

Falla de roca que se produce de manera controlada; es decir, con una advertencia adecuada y sin la liberación repentina de grandes cantidades de energía cinética.

- **Falla inestable**

Falla de roca que se produce de manera incontrolada; es decir, con poca o ninguna advertencia y con la liberación repentina de grandes cantidades de energía.

### 1.3 Antecedentes

Esterhuizen (1992), concluye que la anisotropía del macizo rocoso tiene un efecto significativo en la resistencia del pilar. También, indica que al diseñar pilares no es suficiente tomar en cuenta las juntas de manera simplificada reduciendo la resistencia del macizo rocoso, la relativa orientación de las juntas en referencia a la orientación de cargas, así como también la relación de ancho y altura de los pilares debería ser considerada.

Riquelme (2015), describe una metodología de análisis de nube de puntos 3D capaz de identificar familias de discontinuidades, localizar planos en el espacio y clasificar nube de puntos. Con esta información desarrolla una metodología que permite calcular el espaciado normal de las diferentes familias de discontinuidades de manera automatizada. La metodología de obtención de información de las familias de discontinuidades proporciona resultados muy satisfactorios.

Bishop (2020), concluye que la fotogrametría se puede aplicar de numerosas formas para mejorar la seguridad y la visualización de grandes minas subterráneas. Demostrando que la fotogrametría es uno de esos métodos de teledetección que se puede aplicar en las minas subterráneas. También recomienda utilizar una cámara tipo *DSLR*, debido a que la configuración manual de una cámara digital puede mejorar en gran medida la confiabilidad de los levantamientos de fotogrametría al reducir el desenfoque de la imagen, controlar el ruido del *ISO* excesivo y evitar imágenes desenfocadas.

Paul & Preston (2014), destacan las capacidades de la fotogrametría, el cual es eficiente, flexible y se adapta bien a la gran escala de las excavaciones subterráneas. Las fotografías de alta resolución fueron valiosas para mapear las estructuras del pilar. Además, a medida que mejoren las técnicas para la adquisición rápida de nubes de puntos 3D, la metodología de seguimiento y caracterización de daños presentada será más fácil de aplicar. Los datos de mapeo como orientación, la longitud de la traza y los datos de intensidad se utilizaron para generar un modelo *Discrete Fracture Networks (DFNs)* que fueron simplificados para la entrada en códigos numéricos de elementos distintos. Se descubrió que el mapeo de fotomodelos es altamente efectivo, ya que permite la recopilación de un gran conjunto de datos en áreas que de otro modo serían inaccesibles. La capacidad de volver a los modelos y recopilar datos adicionales es muy útil. Se recomienda el mapeo

fotogramétrico de pilares para proyectos futuros, especialmente si se esperan conjuntos de juntas poco comunes.

Zhang (2014), concluye que la orientación y el tamaño de los conjuntos de discontinuidades influyen significativamente en la resistencia máxima, la resistencia residual posterior al pico, el módulo de deformación y la relación de rigidez lateral de los pilares. La resistencia máxima del pilar exhibe una tendencia en forma de U donde la resistencia disminuye al mínimo cuando la inclinación de la junta está entre  $15^\circ$  y  $45^\circ$ , y aumenta a un máximo cuando la inclinación del conjunto de la junta es de  $90^\circ$ . La resistencia máxima del pilar es significativamente mayor cuando se simulan conjuntos de discontinuidades más cortos, y la resistencia disminuye con el incremento de estos.

Potvin (1985), establece métodos de diseño de pilares subdivididos en cuatro grupos; métodos de experiencia, métodos empíricos, métodos analíticos, métodos matemáticos. Indica que el diseño de pilares subterráneos es un trabajo progresivo y considera que la observación subterránea cuidadosa, y que el monitoreo y la medición de los mismos deben proporcionar retroalimentación sobre cada diseño.

Maritz (2015), indica que, desde la década de 1960, se derivaron varias ecuaciones, cada una tratando de calcular correctamente la resistencia de los pilares. Estos primeros intentos argumentaron que la resistencia sólo se rige por el ancho del pilar en relación con la altura de minado. Lo cual se ha aplicado en la industria minera con relativo éxito.

Lunder (1994), concluye que los métodos de estimación de resistencia empíricos permitirán aumentar el éxito del diseño y el nivel de seguridad en áreas donde se usan pilares. Debe observarse que este enfoque es aplicable a modos de falla progresivos y no está sujeto a modos de falla con planos de falla discretos que interceptan el pilar.

Kendorski (2007), concluye que la metodología de diseño de minas es viable si los profesionales experimentados utilizan formulaciones empíricas tales como los métodos de Hedley-Grant, Stacey-Page y Hardy-Agapito con una comprensión cuidadosa de los orígenes y las limitaciones de los métodos. El acuerdo de los tres métodos para un pilar estrecho que muestra claramente las características y el comportamiento es alentador, y el profesional debe buscar historias de casos para refinar aún más los métodos.

Esterhuizen (2007), concluye que los estudios empíricos muestran que la resistencia de los pilares delgados es más variable que la de los pilares más anchos. Mencionando que

la mayor variabilidad implica que se requieren mayores factores de seguridad al diseñar pilares delgados para tener en cuenta la variabilidad. Los pilares delgados son más sensibles a la presencia de discontinuidades inclinadas que los pilares más anchos. Los modelos numéricos mostraron que las discontinuidades inclinadas relativamente fuertes pueden reducir la resistencia de los pilares delgados hasta en un 70%, mientras que los pilares más anchos se ven afectados en mucho menor grado. Esta sensibilidad puede explicar en parte la gran variabilidad en la resistencia del pilar delgado observada en los resultados de los estudios publicados sobre la resistencia del pilar determinada empíricamente.

Maybee (2000), comparó los diferentes métodos para estimar los esfuerzos presentes en los pilares y se encontró que la teoría del área tributaria dio resultados aceptables para geometrías simples, pero sólo proporcionó el esfuerzo principal promedio en el pilar. Considerando que los modelos numéricos son más adecuados para determinar las tensiones en los pilares, los cuales pueden ser de dos o tres dimensiones.

Lopez (2017), concluye que el análisis de esfuerzos medios por el método del área tributaria resultó ser una herramienta de gran utilidad en la fase de evaluación preliminar de la estabilidad de los pilares y que los resultados obtenidos tienden a ser más conservadores en relación con los resultados de las simulaciones numéricas. Indicando que el software *FLAC3D* resultó ser una herramienta computacional extremadamente valiosa y versátil en el estudio.

Elmo (2006), aplicó un nuevo método de modelación numérica para los macizos rocosos naturalmente fracturados al modelado de pilares mineros. Concluyendo que los métodos numéricos y las técnicas informáticas se han convertido en componentes integrados en estudios para la mecánica de rocas y la ingeniería de rocas; las técnicas numéricas más avanzadas para la mecánica de rocas incluyen métodos continuos (método de diferencias finitas, *FDM*, método de elementos finitos, *FEM* y método de elementos de contorno, *BEM*) y métodos discontinuos (método de elementos discretos, *MED* y método de red de fractura discreta, *DFN*).

Vardar *et al.* (2017), concluyen que los modelos numéricos enriquecidos con parámetros geotécnicos bien cuantificados pueden proveer apreciaciones útiles. Estos modelos numéricos también pueden ser utilizados para evaluar otros parámetros controlantes de estabilidad del pilar como las condiciones de contactos, comportamiento del piso, efecto

de discontinuidades horizontales. Los experimentos del laboratorio también pueden proveer aportes iniciales fidedignos para los modelos numéricos para extrapolar los resultados para la escala de campo y aumentar el nivel de confiabilidad de los análisis.

Iannacchione (1999), resalta que los diseños de pilares que estudio fueron desarrollados a través de simulaciones numéricas, estos han requerido una discusión de observaciones de campo para su confirmación. Proporcionando las pautas para que los planificadores y trabajadores mineros puedan reconocer los peligros potenciales que existen al diseñar pilares en roca. Refiriendo que este enfoque puede ayudar a formar parte de un plan integral, proactivo y de control, para mejorar la seguridad en minas subterráneas.

Soltani (2015), concluye que el diseño con modelos numéricos aparece como un método prometedor y flexible para lograr operaciones mineras seguras y eficientes.

Fahrman (2016), menciona que el diseño seguro de excavaciones subterráneas requiere una comprensión de la respuesta del macizo rocoso a la futura excavación, para lo cual ha utilizado modelos numéricos esto para evaluar la estabilidad de las cámaras y pilares de minas.

Malli *et al.* (2017), indican que es complejo determinar el tamaño del pilar económico que garantice la estabilidad de la mina durante las operaciones de producción y la seguridad laboral, realizan el estudio recuperación de pilares usando el método de elementos finitos, relacionando la producción de mineral con las tensiones verticales que componen el pilar aumentan y la seguridad del pilar está en riesgo.

Kongolo (1998), realizó la clasificación de macizo rocoso, para la determinación de la resistencia de pilares por métodos empíricos, modelamiento numérico y observaciones de campo. Obteniendo que las resistencias promedio de los pilares estimados por modelos numéricos elásticos *BEM* resultan valores que son más del doble de los predichos por la fórmula de Salamon y 1,2 veces mayores que los evaluados por la ecuación de Obert-Duvall.

Martin & Maybee (2000), mencionan que los análisis de elementos finitos bidimensionales utilizando los parámetros convencionales de Hoek - Brown para los pilares de roca dura típicos (*GSI* de 40, 60 y 80) predijeron las envolventes de falla del pilar que no estaban de acuerdo con las envolventes de falla empírica observadas. Sugiere que las envolventes convencionales de falla de Hoek - Brown pronostican la resistencia

de los pilares de roca dura porque el proceso de falla está fundamentalmente controlado por un proceso de pérdida de cohesión y, en la práctica, propone que el componente de resistencia a la fricción puede ser ignorado para pilares con relación ancho/alto menor de 1,5.

Kim *et al.* (2019), realizaron una comparación del cálculo del factor de seguridad, *FoS*, empleando modelos numéricos (*FoS* entre 1,16 y 1,86) y métodos analíticos (*FoS* entre 7,35 y 36,36) ha revelado que los resultados obtenidos a través del modelado numérico son más conservadores desde el punto de vista del diseño.

Muaka *et al.* (2017), estudiaron el comportamiento de los pilares utilizando modelos numéricos 2D, utilizó un enfoque de elementos discretos, para tener en cuenta las juntas dentro del macizo rocoso. Utilizó un enfoque de red de fracturas discretas (*DFN*) para asimilar los datos estructurales del mapeo realizado en la mina, estocásticamente se generó varios modelos *DFN* a partir de los cuales se realizaron secciones 2D, los cuales fueron importados al programa 2D *UDEC*. Finalmente se encontró que los modelos replicaron satisfactoriamente el comportamiento del pilar y los mecanismos de falla observados, así como la resistencia pico esperadas para el pilar.

Elmo & Stead (2010), indican que el entendimiento del comportamiento de una falla progresiva es importante para el diseño de pilares, para lo cual usa un híbrido *FEM/DEM* en el código *ELFEN* para el estudio de modos de falla de pilares con discontinuidades. La aproximación a la determinación de la resistencia es que la anisotropía, heterogeneidad de la distribución espacial y la influencia de las discontinuidades son completamente tomadas en consideración en la determinación de las deformaciones resultantes y los mecanismos de falla, así se considerara que la simulación se realiza de manera más realística, el análisis ha demostrado que la resistencia de pilares delgados es predominantemente influenciada por la ocurrencia de fracturas naturales, y que estos pilares delgados son particularmente altamente sensibles a la presencia de discontinuidades inclinadas.

## CAPÍTULO II

### PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

#### 2.1 Identificación del problema

La estimación de la resistencia de pilares en una mina constituye una parte fundamental en la estabilidad de pilares y el diseño geomecánico de una mina, cuando se realiza una explotación por el método de cámaras y pilares. Estos han sido motivo de estudio durante los últimos tres siglos en varias minas en el mundo, principalmente en minas de carbón, los cuales se han enfocado en la aplicación de métodos; empíricos, analíticos, numéricos y observacionales. La utilización de estos métodos siempre está relacionada con una adecuada definición del dominio geomecánico, es así como, durante los últimos años, la ciencia de la mecánica de rocas ha implementado nuevas técnicas y tecnologías modernas para la caracterización geomecánica de macizos rocosos, caracterización estructural, simulación y modelamiento numérico. Actualmente se cuenta con programas informáticos con los cuales es posible visualizar, caracterizar, simular ensayos de campo y laboratorio, evaluar la estabilidad de excavaciones subterráneas mineras a través de modelos numéricos en dos y tres dimensiones, con el objetivo de estudiar las condiciones más cercanas a las presentadas en el terreno, estos siempre están acompañados con los trabajos de campo, laboratorio y gabinete.

Para la estimación de resistencia y estabilidad de excavaciones mineras, en la literatura, los métodos empíricos presentan variadas ecuaciones empíricas, algunas se basan en clasificaciones geomecánicas y consideran el macizo rocoso como un medio isotrópico y continuo. Los métodos analíticos se adoptan principalmente en conjuntos de fracturas regulares y consideran el macizo rocoso como un medio isotrópico continuo. Obviamente, los dos métodos antes mencionados sufren de simplicidad y suposiciones



poco realistas y causan un grado desconocido de incertidumbre. Es así como los métodos numéricos se vienen implementando en mayor medida ya que a través de ellos se puede calcular la capacidad de deformación y la resistencia del macizo rocoso fracturado. Algunos de los métodos numéricos utilizados son; el método de elementos finitos (*FEM*), el método de elementos de borde (*BEM*) y el método de elementos discretos (*DEM*). Los métodos observacionales también han progresado gracias a la utilización de nuevas tecnologías.

Durante varios años la mina Untuca ha desarrollado un minado convencional a través del método híbrido de cámaras y pilares con relleno detrítico de manera ascendente en el cual se desarrollaban cámaras de 6 m de ancho y 2,4 m de alto los cuales podían llegar hasta los 20 m con relleno hasta el último tajeo de explotación. Los pilares mineros eran individuales y cuadrados, los cuales tenían dimensiones de 5 m en ambos lados. La mina Untuca como parte de la mecanización del minado ha desarrollado un proyecto, para la implementación del método de minado masivo mediante subniveles con taladros largos y pilares barrera, el cual representará un cambio notable en las dimensiones de las excavaciones subterráneas. Para la aplicación de este nuevo método de minado se han desarrollado estudios geomecánicos los cuales fueron desarrollados por el área de planeamiento y geomecánica de la compañía minera. Es así como se viene planeando el desarrollando los futuros trabajos con las siguientes dimensiones; cámaras de 9 m de ancho, de 15 a 25 m de alto y una longitud entre 100 a 150 m, estas últimas dimensiones dependen de las características geométricas del yacimiento mineralizado económico y pilares barrera en la longitud de minado de 5 m de ancho.

La presente investigación pretende estimar la resistencia y estabilidad de los pilares barreras diseñados por el área de planeamiento en función al modelo de recursos con una ley mayor a 2,0 gr/ton de Au. Como parte de la investigación se pretende realizar la caracterización geológica, estructural, hidrogeológica y de macizo rocoso con el fin de establecer un dominio geomecánico en rocas metamórficas utilizando métodos de caracterización remota y de contacto. Cuya información es necesaria para la aplicación de métodos empíricos, analíticos y numéricos con el fin de estimar la resistencia y estabilidad de los pilares barrera, de los resultados se espera obtener varios factores de seguridad aplicando los métodos indicados y así validar el diseño realizado. Es probable que los pilares sean estables y seguros, considerando que este método es aplicado en otros sectores de la mina y otras minas en el mundo.

Ante lo expuesto se plantean las siguientes preguntas de investigación.

## **2.2 Enunciado del problema**

### **2.2.1 Pregunta general**

- ¿Cuáles son las características del dominio geomecánico para la estimación de la resistencia y estabilidad de pilares barrera en la mina Untuca, Puno, Perú?

### **2.2.2 Preguntas específicas**

- ¿Cuáles son las características geológicas, estructurales y de macizo rocoso que corresponden al dominio geomecánico presente en la mina Untuca, Puno, Perú?
- ¿Cuál es la resistencia y estabilidad de pilares barrera utilizando método empírico, analítico y numérico en la mina Untuca, Puno, Perú?
- ¿Cómo interactúa el método empírico, analítico y numérico para la estimación de la resistencia y estabilidad de pilares barrera en la mina Untuca, Puno, Perú?

## **2.3 Justificación**

Las características geomecánicas del sitio son variables, considerando la anisotropía de las rocas metamórficas presentes en la mina Untuca. Por lo tanto, las características geológicas, estructurales, hidrogeológicas y de macizo rocoso son variables. Para definir un adecuado dominio geomecánico es importante interactuar técnicas de caracterización remota y de contacto. Para la presente investigación se ha considerado la aplicación de técnicas fotogramétricas que ayudaran de sobre manera en la caracterización estructural de macizos rocosos fracturados en la mina Untuca.

La estimación de la resistencia de pilares mineros, el cual se ha realizado comúnmente mediante enfoques empíricos, que sufre de simplicidad y suposiciones poco realistas y causa un grado desconocido de incertidumbre. La investigación propone la aplicación de varias metodologías empíricas, el uso del criterio analítico de área tributaria y la utilización de métodos numéricos 3D, los cuales incluyen la posibilidad de representar de mejor manera las geometrías de las excavaciones subterráneas y las condiciones de esfuerzos en los pilares barrera.

En el caso de la mina Untuca, las características geomecánicas del sitio y la dimensión de cámaras y pilares, tiene la necesidad de realizar estimaciones utilizando e interactuando los métodos disponibles, para la obtención de resultados más acertados y conforme a la realidad del sitio.

Los resultados producto de la presente investigación son muy importantes debido a que los enfoques empíricos clásicos, analíticos y el uso de procedimientos numéricos, podría llevar a un resultado más acertado de la resistencia de pilares y su estabilidad, ya que estas deberán de garantizar la seguridad del personal y equipos durante el minado subterráneo. También estas podrían incrementar el nivel de producción, mayores reservas explotables y la rentabilidad del negocio minero.

## **2.4 Objetivos**

### **2.4.1 Objetivo general**

Caracterizar el dominio geomecánico para la estimación de la resistencia y estabilidad de pilares barrera en la mina Untuca, Puno, Perú.

### **2.4.2 Objetivos específicos**

- Realizar la caracterización geológica, estructural y de macizo rocoso que corresponden al dominio geomecánico presente en la mina Untuca, Puno, Perú
- Estimar la resistencia y estabilidad de pilares barrera utilizando el método empírico, analítico y numérico en la mina Untuca, Puno, Perú
- Describir cómo interactúan el método empírico, analítico y numérico en la estimación de la resistencia y estabilidad de pilares barrera en la mina Untuca, Puno, Perú

## **2.5 Hipótesis**

### **2.5.1 Hipótesis general**

Las características del dominio geomecánico están constituidas por las características geológicas de las rocas metamórficas y las estructuras discontinuas que presentan características variables de espaciamiento, longitud de traza, rugosidad y relleno conformando un macizo rocoso de calidad regular sin presencia de agua subterránea

por lo cual se tiene pilares barrera resistentes y estables con la aplicación de los métodos empíricos, analíticos y numéricos.

### 2.5.2 Hipótesis específicas

- Las características geológicas, estructurales, hidrogeológicas y de macizo rocoso constituyen un solo dominio geomecánico que esta caracterizado por rocas metamórficas, estructuras persistentes, discontinuidades rugosas, sin relleno, sin presencia de agua en las discontinuidades, con un macizo rocoso de calidad regular.
- La resistencia y estabilidad es variable para cada uno de los pilares, considerando sus diferencias geométricas y el método empírico, analítico y numérico utilizado, Los factores de seguridad de los pilares barrera son mayores a 1, asegurando la estabilidad de los pilares barrera de la mina Untuca.
- Los métodos empíricos, analíticos y numéricos interactúan unos con otros para la estimación de la resistencia de los pilares barrera y juntos ayudan a determinar los resultados más representativos sobre la estabilidad de pilares barrera en la mina Untuca.

## CAPÍTULO III

### MATERIALES Y MÉTODOS

#### 3.1 Lugar de estudio

##### 3.1.1 Localización del área de estudio y vías de acceso

La mina Untuca está situada en el paraje Cochapata, distrito de Quiaca, provincia de Sandia, departamento de Puno, en las estribaciones orientales de la Cordillera Oriental del Sur del Perú, con altitudes que van de 3 900 msnm hasta 5 000 msnm.

Es accesible desde la ciudad de Lima por vía aérea hasta la ciudad de Juliaca, con un recorrido de 880 km. También es accesible por carretera asfaltada por la vía Lima – Arequipa – Juliaca, con un recorrido de 1 272 Km. A partir de Juliaca existen tres alternativas para llegar a mina Untuca. La primera por la vía Huancané (carretera asfaltada) – Cojata – Trapiche – Ananea – Untuca (carretera afirmada), con un recorrido de 225 km. La segunda por la vía Huancané – Putina – Ananea – Untuca, con un recorrido de 238 km. La tercera, por la vía Huancané siguiendo por los poblados de Azángaro – Muñani – Oriental – Ananea – Untuca, con un recorrido de 261 km.

Tabla 3

*Accesibilidad a la zona de estudio*

Tramo	Distancia (Km)	Tipo
Juliaca - Putina	90	Asfaltada-afirmada
Putina – Desvió Ananea	50	Afirmada
Desvío Ananea - Centro poblado Untuca	48	Afirmada
Centro Poblado Untuca - Unidad Minera	6	Afirmada
Total	194	

### 3.2 Población

La población en estudio la conforman 14 pilares barrera, su dimensión y ubicación han sido determinadas por el área de planeamiento mina en función al modelo de recursos con una ley mayor a 2,0 gr/ton Au.

### 3.3 Muestra

El muestreo considerado para la presente investigación es de tipo no probabilístico (no aleatorio), ya que los mapeos realizados para la caracterización geomecánica del pilar no se pueden realizar donde están exactamente ubicados los pilares barrera, en los cuales debería de realizarse un mapeo representativo por cada pilar.

Los mapeos se realizaron en labores de acceso, cercanos a la ubicación de los pilares barrera, es así, que se consiguió realizar la caracterización del dominio geomecánico representativo para la zona de estudio.

El tamaño de muestra se determinó utilizando la fórmula para un muestreo probabilístico simple:

$$n = \frac{S^2}{v^2} \quad (31)$$

Donde:

$n$  = Tamaño de muestra

$S^2$  = Varianza de la muestra =  $p(1-p)$

$p$  = Probabilidad por nivel de significancia

$V^2$  = Varianza de la población (error estándar)

$N$  = Tamaño de población

Como se conoce el tamaño de la población el número de muestras se ajustó a la siguiente expresión:

$$n' = \frac{n}{1 + \left(\frac{n}{N}\right)} \quad (32)$$

Considerando que nuestro error estándar sea no mayor de 5% y teniendo en consideración la variabilidad del macizo rocoso se propone alcanzar una probabilidad de ocurrencia del 85%.

Entonces:

$$n = \frac{0,85 \times (1 - 0,85)}{(0,05)^2}$$

$$n = 51$$

$$n' = \frac{51}{1 + \left(\frac{51}{14}\right)}$$

$$n' = 11$$

Finalmente, se determinó la realización de 11 estaciones geomecánicas que permitieron realizar la caracterización del dominio geomecánico del área de estudio y la estimación de la resistencia y estabilidad de los 14 pilares barrera.

### **3.4 Método de investigación**

Consideramos a la presente investigación dentro del diseño metodológico no experimental, transeccional, descriptivo cuantitativo, en razón a las variables desarrolladas en la investigación

### **3.5 Descripción detallada de métodos por objetivos específicos**

Así, para que sea posible atender a nuestros objetivos anteriormente descritos, fueron cumplidos los siguientes pasos:

#### **3.5.1 Revisión, compilación y elaboración de informes preliminares**

Al iniciar una investigación en cualquier área de la ingeniería sin duda la información viene a ser la base y el sustento con la que podremos tener nuestras ideas claras con respecto a lo que queremos investigar, por lo cual para la presente investigación se ha revisado una amplia bibliografía de textos, artículos de investigación y presentaciones orales de diversos autores, de diferentes nacionalidades los cuales escriben en relación a la ingeniería de rocas y su aplicación en la minería subterránea con pilares.

También se revisó la idoneidad y la aplicación de diferentes métodos de caracterización geológica, estructural y geomecánica de los macizos rocosos, los cuales son importantes y serán descritos dentro de la presente investigación.

Con la información diversa que se obtuvo de las bibliografías existentes en relación con el estudio de la resistencia y estabilidad de pilares mineros y visita a minas donde aplican este método de minado se formó una idea general de los problemas de estabilidad en pilares a analizar.

### **3.5.2 Caracterización geológica**

Se realizó la caracterización geológica la cual consistió en identificar las formaciones geológicas presentes en el área de estudio, mediante la descripción litológica e identificación de estructuras, para este ítem se contó con el apoyo de los informes geológicos realizados por el departamento de geología y las consultas y debates con los geólogos de campo.

### **3.5.3 Caracterización estructural**

Se realizó la caracterización estructural de estructuras mayores y menores, en el desarrollo de las excavaciones subterráneas. Para definir las características de las estructuras menores que presenta el macizo rocoso, se realizó el mapeo de estructuras expuestas utilizando el método remoto (fotogrametría) y el método de contacto (mapeo de ventanas).

#### **3.5.3.1 Mapeo de estructuras expuestas**

El mapeo superficial de estructuras expuestas se realizó durante la construcción de las labores de desarrollo de la mina subterránea.

##### **a) Método remoto**

El método remoto consistió en la aplicación de la fotogrametría para la obtención de datos de orientación de discontinuidades siguiendo el flujograma de la Figura 17.

Para la realización de este mapeo se utilizó una cámara *DSLR* digital EOS Rebel T3i y fue necesario el levantamiento topográfico de puntos de control, el cual fue realizado como parte del levantamiento topográfico de los avances diarios.



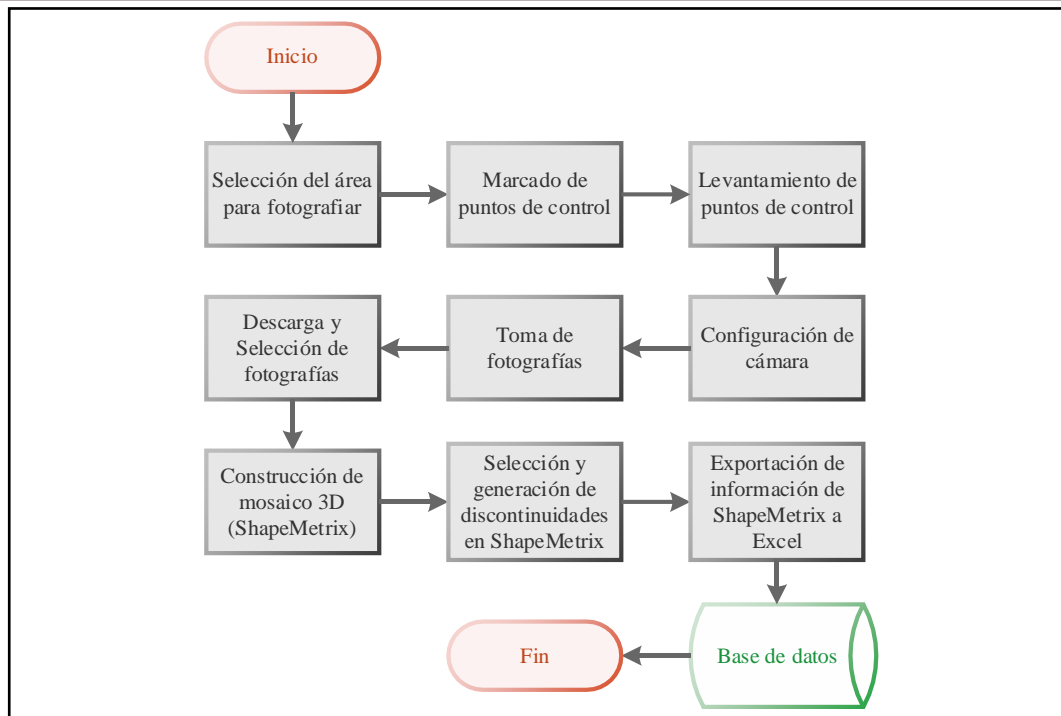


Figura 17. Flujograma de mapeo de estructuras expuestas por el método remoto, fotogrametría.

#### b) Método de contacto

Para complementar la información obtenida por el método fotogramétrico, se realizó el mapeo de contacto, el cual consistió en realizar una descripción cuantitativa y cualitativa de las estructuras presentes a detalle, los parámetros tomados en consideración están normados por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas e Ingeniería de Rocas (*ISRM*) las cuales son; buzamiento, dirección de buzamiento, *JCS* (*Joint Wall Compressive Strength*), *JRC* (*Joint Roughness Coefficient*), *UCS* (*uniaxial Compressive Strength*), *RQD* (*Rock Quality Designation*), espaciamiento, persistencia, apertura, rugosidad, relleno, meteorización y agua en las discontinuidades, estos como parte de la clasificación *RMR* (*Rock Mass Rating*), también se realizó la valoración de la clasificación *Q* (*Tunnelling Quality Index*) y valoración *GSI* (*Geological Strength Index*). Los mismos que se presentan en el Anexo 02-A.

Para el mapeo de contacto se utilizó; peine de Barton, picota, flexómetro y brújula.

Los 646 datos tomados en campo fueron agrupados en familias de discontinuidades principales a través del análisis estereográfico realizado con la ayuda del *software* Dips v.7.0.

Los parámetros tomados cuantitativamente (buzamiento, dirección de buzamiento) fueron agrupados y ajustados a la distribución K de Fisher. Los valores de espaciamiento, longitud de traza fueron agrupados a través de distribuciones estadísticas, con la ayuda del *software* Cristal Ball de la compañía Oracle, con la cual calculamos; la media, desviación estándar, valor mínimo, valor máximo y la distribución estadística a la cual mejor se ajustan los datos.

### 3.5.3.2 Familias de discontinuidades y orientación de juntas

Con la utilización del método remoto de la fotogrametría se logró obtener un total de 646 datos de dirección de buzamiento y buzamiento, así como 88 datos con el método de contacto haciendo uso de una brújula Brunton.

Los datos de orientación de discontinuidades fueron procesados en el *software* Dips v.7.0 de Rocscience. La representación de polos de los datos de orientación de discontinuidades fueron proyectados en el estereograma de hemisferio inferior equiangular, estos son expresados en puntos de manera dispersa en un diagrama de ploteo de polos general y de manera agrupada en un diagrama del ploteo de polos por familias, la dispersión de polos se debe a la variabilidad que presentan las orientaciones de las estructuras y los posibles errores en la toma de datos estructurales en el campo pueden estar asociados a; la metodología utilizada para la toma de datos en campo, rugosidad de las discontinuidades, errores humanos en la medición y fallas en la brújula. Por lo cual se considera importante la información obtenida por el método remoto.

Debido a la variabilidad de puntos ploteados en el estereograma, es que surge la necesidad de representarlos mediante un diagrama de densidad de polos, estos nos muestran con mayor detalle la agrupación estadística de los datos tomados en el campo a través de porcentajes y su representación de esta por colores. Estos porcentajes dependen del número de discontinuidades mapeadas en el campo y la agrupación de estos en un determinado sector del estereograma el cual considera la orientación de la discontinuidad.

Luego de identificar las familias, a través de un diagrama de planos representamos el valor de orientación promedio de la familia de discontinuidades. Estos resultados

son presentados en el Anexo 02-C. Tomando en consideración que se obtuvo información por el método remoto y de contacto, estos fueron comparados.

### **3.5.3.3 Espaciamiento de las estructuras**

El espaciado de las discontinuidades fue obtenido con la ayuda del *software* ShapeMetriX® a través de las imágenes de ortomosaico generadas y el mapeo digital de las discontinuidades más relevantes, estos se agruparon por familias de discontinuidades y son representados estadísticamente a través de polígonos de frecuencia que nos muestran la distribución estadística a la que mejor se ajustan los valores de espaciado, los resultados se presentan en el Anexo 02-D.

### **3.5.3.4 Longitud de fractura**

Este concepto hace referencia a la extensión o tamaño de las discontinuidades, sus dimensiones se cuantificaron con la ayuda del *software* ShapeMetriX® a través de las imágenes de ortomosaico generadas y el mapeo digital como se muestra en el Anexo 02-D. Los datos de longitud de fractura fueron agrupados por familias de discontinuidades y representados estadísticamente a través de polígonos de frecuencia que nos muestran la distribución estadística a la que mejor se ajustan los valores de longitud de fractura para cada una de las familias de discontinuidades, estos se presentan en el Anexo 02-D. En la investigación se considera las longitudes de trazas como persistencia de la discontinuidad.

### **3.5.3.5 Apertura de las estructuras**

La apertura de las discontinuidades fue estimada con la ayuda de una regla graduada en milímetros. Los valores de apertura fueron realizados de manera visual y agrupados en cerrada, muy angosta, angosta, abierta y muy abierta.

### **3.5.3.6 Rugosidad**

Fueron identificados los tipos de rugosidad en el campo con la ayuda de perfiles de rugosidad y valores asociados al coeficiente de rugosidad *JRC*, la rugosidad de la discontinuidad fue realizada en función a la escala de 10 centímetros, se utilizó un perfilómetro o peine de Barton.

### **3.5.3.7 JRC (Joint Roughness Coefficient)**

Los diferentes valores de *JRC* fueron obtenidos como se indica en el ítem de rugosidad.

### **3.5.3.8 Relleno**

Los rellenos fueron caracterizados de manera visual y categorizados en duros y blandos, según su dimensión estos se consideraron mayores a 5 mm o menores a 5 mm o simplemente sin relleno, esto debido a la facilidad para la toma de datos en el campo y por ser estos los más importantes considerados para la clasificación *RMR*.

### **3.5.3.9 Alteración de juntas**

La caracterización de la alteración de las juntas se realizó de manera visual y se tomó un valor general para las discontinuidades en cada una de las estaciones geomecánicas.

### **3.5.3.10 Agua en las discontinuidades**

La verificación de la condición de aguas subterráneas se realizó de manera visual, tomando en consideración las siguientes condiciones; completamente seco, húmedo, mojado, goteando y fluyendo.

### **3.5.3.11 Resistencia de las paredes de las discontinuidades.**

Los valores de resistencia de las paredes de las discontinuidades se tomaron en campo con el martillo Schmidt, posteriormente estos valores fueron corregidos tomando en consideración la orientación del martillo al ejecutar el ensayo y el peso unitario de la roca. Este valor permitió valorar el *JCS* (*Joint Compressive Strength*).

## **3.5.4 Caracterización de macizo rocoso**

La caracterización del macizo rocoso consistió en definir las propiedades mecánicas de la roca intacta, discontinuidades y del macizo rocoso: Para la determinación de las propiedades físicas de la roca intacta se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio; resistencia a la compresión no confinada, resistencia a la tracción indirecta, resistencia a la compresión confinada, propiedades de deformabilidad

(módulo de Young y relación de Poisson), considerando la orientación de carga aplicada respecto a los planos de foliación de la roca metamórfica.

Como información básica para la determinación de las propiedades de macizo rocoso se realizó la clasificación y valoración del macizo rocoso en 11 estaciones geomecánicas en las cuales se estimó el *RMR* versión 89, *Q* y *GSI*, presentando los valores mínimos y máximos (Anexo 02-A) y posteriormente se realizó un análisis estadístico en el cual también se determinó la distribución estadística de los datos, con la ayuda del *software* Cristal Ball de la compañía Oracle (Anexo 02-B). Finalmente, las propiedades de resistencia y el módulo de Young del macizo rocoso fueron estimados con el criterio de resistencia de Hoek – Brown y para la estimación de la relación de Poisson, se ha considerado la formulación propuesta por Vásárhelyi & Kovács (2017).

#### **3.5.4.1 Propiedades de resistencia de roca intacta**

Para la valoración geotécnica de la roca intacta que constituye el macizo rocoso de los pilares en la mina Untuca, se realizó con el cumplimiento de normas y estándares de calidad para la preparación y ejecución de ensayos en el laboratorio tales como las dadas por la *ISRM* y las normas *ASTM*. Las pruebas fueron certificadas por el Laboratorio de Mecánica de Rocas de la Universidad Nacional de Ingeniería, Anexo 03-A.

##### **a) Densidad y peso específico**

Se realizaron 12 ensayos, los cuales fueron realizados tomando en consideración la norma *ASTM C 97-02* y las sugerencias realizadas por la *ISRM*.

##### **b) Resistencia a la compresión uniaxial (UCS)**

Se realizaron 06 ensayos, los cuales fueron realizados cumpliéndose todos los procedimientos y protocolos de trabajo en laboratorio normados por la *ASTM D 2938-95* y las sugerencias realizadas por la *ISRM*. En los ensayos realizados se ha considerado la orientación del esfuerzo aplicado respecto a los planos de foliación de la roca metamórfica con ángulos de  $0^\circ$ ,  $45^\circ$  y  $90^\circ$ . El ensayo también considero la determinación de las constantes elásticas (módulo de Young y relación de Poisson) normada por la *ASTM D7012-04*.

### c) Ensayo de tracción indirecta

Se realizaron 18 ensayos, los cuales fueron realizados cumpliéndose todos los procedimientos y protocolos de trabajo en laboratorio normados por la *ASTM D 3967-95* y las sugerencias realizadas por la *ISRM*. En los ensayos realizados se ha considerado la orientación del esfuerzo aplicado respecto a los planos de foliación de la roca metamórfica con ángulos de  $0^\circ$ ,  $45^\circ$  y  $90^\circ$ .

### d) Ensayo de compresión triaxial

Se realizaron 06 ensayos, los cuales fueron realizados cumpliéndose todos los procedimientos y protocolos de trabajo en laboratorio normados por la *ASTM D 2664-95* y las sugerencias realizadas por la *ISRM*. En los ensayos realizados se ha considerado la orientación del esfuerzo aplicado respecto a los planos de foliación de la roca metamórfica con ángulos de  $0^\circ$ ,  $45^\circ$  y  $90^\circ$ .

El ensayo triaxial consistió en aplicar esfuerzos en las paredes de la muestra cilíndrica con la ayuda de una camiseta especial y una celda llamada celda de Hoek a diferentes presiones de confinamiento ( $\sigma_3$ ), este ensayo permitió obtener diferentes valores de resistencia a la compresión ( $\sigma_1$ ) para diferentes presiones de confinamiento, los gráficos de los ensayos se muestran en el Anexo 03.

Los valores obtenidos fueron procesados en el *software* RocData v.4.0, para estimar los parámetros de roca intacta tales como;  $m_i$ ,  $E_i$ ,  $m_b$ ,  $a$ ,  $s$ , ángulo de fricción interna ( $\varphi$ ), cohesión interna, resistencia a la tracción ( $\sigma_t$ ), resistencia a la compresión ( $\sigma_c$ ) y el módulo de Young ( $E_m$ ) para los ángulos de foliación ensayados.

### 3.5.4.2 Clasificación de macizo rocoso

#### a) Clasificación Rock Mass Rating (RMR-1989)

Para la determinación del *RMR* se toman los valores obtenidos en campo, Anexo 02-A, tomando en consideración los siguientes parámetros (*UCS*, *RQD*, espaciamiento de las estructuras, condición de las estructuras y la condición de aguas). Se realizó un análisis estadístico en el cual también se determinó la distribución estadística de los valores *RMR*, con la ayuda del *software* Cristal Ball de la compañía Oracle, estos resultados se presentan en el Anexo 02-B.

### **b) Clasificación Tunneling Quality Index (Q)**

Para la determinación del  $Q$  se toman los valores obtenidos en campo, Anexo 02-A, tomando en consideración los siguientes parámetros ( $RQD$ ,  $J_n$  – número de familias de discontinuidades,  $J_r$  – número de rugosidad de las discontinuidades,  $J_a$  – número de alteración de las discontinuidades,  $J_w$  – factor de reducción por presencia de agua en las discontinuidades,  $SRF$  – factor de reducción de esfuerzos).

Se realizó un análisis estadístico en el cual también se determinó la distribución estadística de los valores  $Q$ , con la ayuda del *software* Cristal Ball de la compañía Oracle, estos resultados se presentan en el Anexo 02-B.

### **c) Valoración Geological Strength Index (GSI)**

Los valores de  $GSI$  se estimaron considerando la composición y estructura del macizo rocoso versus las condiciones de las estructuras (planos de estratificación) que fueron obtenidos en los trabajos de campo, Anexo 02-A.

Se realizó un análisis estadístico en el cual también se determinó la distribución estadística de los valores  $GSI$ , con la ayuda del *software* Cristal Ball de la compañía Oracle, estos resultados se presentan en el Anexo 02-B.

### **3.5.4.3 Propiedades de resistencia del macizo rocoso**

#### **a) Criterio de resistencia generalizado de Hoek – Brown – Diederichs (2006)**

Se realizó la estimación de las propiedades de resistencia del macizo rocoso que constituye la mina Untuca, con la ayuda del *software* RocData v.4.0 de la compañía Rocscience. Obteniéndose envolventes de resistencia para el macizo rocoso, considerado los resultados variados de resistencia de roca intacta al considerar la orientación del esfuerzo aplicado respecto a los planos de foliación de la roca metamórfica con ángulos de  $0^\circ$ ,  $45^\circ$  y  $90^\circ$ .

### **3.5.4.4 Propiedades de resistencia de las discontinuidades**

#### **a) Criterio de resistencia de Barton – Bandis y Mohr - Coulomb**

La estabilidad de los pilares en la mina Untuca está controlada por las discontinuidades, por lo cual es necesario realizar una valoración de la resistencia

de discontinuidades que puede ser valorada por dos criterios; el de Barton – Bandis y Mohr – Coulomb. Los parámetros se presentan en el Anexo 02, estos podrían ser considerados en futuros análisis de estabilidad de bloques de roca por el método de equilibrio límite y numérico (*DEM*). También, a través de los ensayos de corte directo en discontinuidades aplicando el criterio de Mohr – Coulomb se estimó los valores de cohesión y ángulo de fricción, estos son presentados en el Anexo 03.

### **3.5.5 Estimación de la resistencia y estabilidad de pilares**

#### **3.5.5.1 Esfuerzos estimados sobre el pilar**

La estimación de los esfuerzos actuantes sobre los pilares fue realizada admitiéndose una metodología analítica simplificada conocida como la teoría de área tributaria y por modelamiento numérico 3D.

##### **a) Esfuerzos estimados por la teoría del área tributaria**

Se realizó la estimación de la condición de esfuerzos en cada uno de los pilares barrera, para lo cual se ha realizado secciones longitudinales en los pilares, considerando la superficie topográfica se determinó una profundidad a la cual se encuentra cada uno de los pilares y se ha considerado un valor representativo de densidad de material el cual fue obtenido en función a los ensayos de laboratorio realizados. Es importante aclarar que el efecto de la localización del pilar dentro del manto mineralizado fue ignorado; así, los pilares que se ubican en la parte central absorben una misma carga que los pilares ubicados en los límites del manto, lo cual no es rigurosamente verdadero. Estos resultados fueron correlacionados, para la proposición de un campo de esfuerzos inducidos en el área de explotación.

##### **b) Esfuerzos estimados calculados por métodos numéricos**

El modelo numérico fue construido considerando la topografía superficial, diseño de pilares propuesto por el área de planeamiento, condiciones de esfuerzos *in situ*, propiedades de resistencia de macizo rocoso. Para la estimación de los esfuerzos se ha utilizado el método numérico de elementos de contorno con el *software* Map3D, considerando el valor de tensión  $\sigma_1$  (esfuerzo principal mayor) en el centro del pilar en altura y longitud.



### **3.5.5.2 Estimación de la resistencia y estabilidad por métodos empíricos**

Para la investigación se ha considerado las formulaciones empíricas de Obert y Duvall (1967), Mark-Bieniawski (1999), *CSIR-CIMFR* (1992) y Lunder y Pakalnis (1997), por ser formulaciones empíricas relacionadas y establecidas en condiciones similares a las que se estudiaron, pilares barrera altos y en roca dura, se buscó obtener un acuerdo entre los resultados de cada uno de los métodos, para lo cual se realizaron las estimaciones de la resistencia de estabilidad de los pilares considerando el criterio de área tributaria (método analítico) y el método numérico para cada uno de las formulaciones empíricas.

### **3.5.5.3 Estimación de la resistencia y estabilidad por métodos numéricos**

La estimación de la resistencia de pilares con el apoyo de métodos numéricos se explica en el ítem 3.5.5.1, en el que con la ayuda de este se estima los esfuerzos sobre cada uno de los pilares. La aplicabilidad de los métodos numéricos y su interacción con el método empírico se muestra en los resultados al utilizarlos en la estimación de factores de seguridad en la cual la resistencia del pilar se estimó por métodos empíricos.

También se estimó la estabilidad de los pilares barrera considerando solo los resultados de Factor de Seguridad (*FoS*) obtenidos del método numérico. Para este modelamiento se toma en consideración la geometría de las excavaciones subterráneas planeadas, las propiedades mecánicas obtenidas para el dominio geomecánico y los esfuerzos *in situ* estimados para la zona en estudio.

### **3.5.6 Interacción de los métodos**

Finalmente, se realiza una descripción de la interacción entre los métodos de análisis utilizados para la estimación de la resistencia y estabilidad de los pilares.

## **3.6 Materiales, equipos e instrumentos**

Los materiales empleados en la ejecución de la investigación fueron los siguientes:

- Brújula estructural
- Peine de Barton



- Martillo Schmidt tipo L
- Martillo de geólogo
- Lupa de geólogo
- Flexómetro
- Cinta métrica
- Libreta geológica
- Útiles de escritorio
- Laptop
- Cámara DSL Canon T3i
- *Softwares* especializados (RocData, Dips, Map3D, Cristal Ball, Microsoft Excel, ShapeMetriX®, Microsoft Word)

## CAPÍTULO IV

### RESULTADOS Y DISCUSIÓN

#### 4.1 Caracterización del dominio geomecánico

##### 4.1.1 Caracterización geológica

###### 4.1.1.1 Geología regional

El área del Yacimiento se encuentra enmarcada en la Cordillera Oriental en el sur de Perú. La columna estratigráfica está conformada por rocas cuyas edades están comprendidas entre el Paleozoico inferior y Cenozoico (Cuaternario). Se ha podido distinguir las siguientes unidades estratigráficas Grupo San José, Formación Sandia, Formación Ananea, así como depósitos cuaternarios.

###### a) Paleozoico inferior

###### - Grupo San José

El Grupo San José aflora en el área de estudio en franjas con dirección noroeste a sureste afectado por fallas inversas y normales. En la quebrada Ananea (sector campamento minero Cartagena), se reconoció afloramientos de pizarras grafitosas laminadas (aspecto limoso) delgadas muy finas intercaladas con algunos estratos de cuarcitas finas grises; estos niveles presentan algunas coloraciones rojizas por efectos de oxidación de la pirita que se encuentra en algunos niveles.

###### - Formación Sandia

Es la unidad lito estratigráfica más antigua del Paleozoico en el área. Fue definido inicialmente por Laubacher (1978) en el valle de Sandia, constituida por una

secuencia detrítica de pizarras oscuras e intercaladas con cuarcitas que van de metros a milímetros de ancho. Se ha catalogado como edad Caradociana del Ordovícico. Por tratarse de una sedimentación impuesta por las filitas y lutitas, cuyas estructuras internas corresponden a *flaser bedding*, *lenticular bedding*, *wave bedding* y otras, indicarían que la formación se habría sedimentado en un ambiente de llanura tidal.

- Formación Ananea

Fue denominada así por Laubacher (1978) en la Cordillera Oriental. Consiste en una gruesa serie de esquistos pizarrosos con composición mineralógica de muscovita, cuarzo, sericita, clorita, que están afectados por un metamorfismo de tipo epizonal. Se intercala algunos bancos masivos de areniscas de grano fino. Sus contactos estratigráficos con la formación infrayacente están relacionados a un fallamiento inverso que muestra a la Formación Sandia cabalgando sobre la Formación Ananea, mientras que el contacto con la formación suprayacente no se observa. Catalogado perteneciente al Silúrico-Devónico.

**b) Cenozoico**

Presenta tres depósitos cuaternarios, dos del Holoceno (depósitos aluviales y depósitos coluviales) y uno del Pleistoceno (depósitos morrénicos).

- Depósitos Aluviales

Constituido por material de grava, arena compuestos por fragmentos de filitas, pizarras, cuarcitas, cuarzo; y limo – arcilla. Su espesor varía de acuerdo con la topografía del lugar. Se encuentran generalmente rellenando quebradas. Se encuentran presente principalmente en las quebradas Choquechambi, Iscaycruz, etc.

- Depósitos Coluviales

Constituidos por material original de la roca preexistente, de recorrido corto, que se han depositado mayormente al final de una pendiente moderado - fuerte en los ríos y quebradas, formando conos aluviales. Se encuentran en las cumbres (pequeños), quebradas (Azoguine, Ananea, etc) y ríos (Untuca, Choquechambi, etc.).

- Depósitos Morrénicos

Constituido por material removido y acarreado por el hielo de fragmentos de pizarra, cuarcita, filitas, cuarzo, granitos, etc. Con una matriz arena – arcillosa. Estos depósitos se depositaron en varias etapas de glaciación, formando tipos diferentes de morrenas (lenguas glaciares, laterales, etc.). Se encuentra expuesta en las quebradas (Queñuani, Azoguine, etc.), alrededor de la laguna Ananea y en otras pequeñas. Estos depósitos tienen gran importancia económica debido a su contenido de valores económicos, formando yacimientos tipo placer.

**c) Rocas Intrusivas**

Se localizan al NW del área de estudio en el Cerro Utccuccaca, de composición granítico ácido que ha intruído a las rocas del Paleozoico Inferior (Formación Sandía). Probablemente controlada por un sistema de fallamiento de dirección NW. En la zona intruída se observan rocas esquistosas, producto del metamorfismo de contactos.

**4.1.1.2 Geología local**

La mineralización se desarrolla en esquistos del Grupo San José pertenecientes al Ordovícico medio - inferior. Las unidades litológicas que afloran son de edades del paleozoico inferior y está comprendida por una secuencia de esquistos mineralizados (sulfuros) pertenecientes a la Formación San José (de textura porfidoblastica de andalucita y cordierita), infrayaciendo a la secuencia de filitas esquistosas con intercalación de bandas de metarenisca de la Formación Sandía Inferior pertenecientes al periodo (Ordovícico superior) en donde presenta valores anómalos y un paquete de cuarcita gris/blanco con potencias variables que varía de 2 a 30 metros, emplazados por vetas de cuarzo lechoso, cuarzo gris, pirita oquerosa, pirrotita y arsenopirita (en parches).

- Grupo San José (Ordovícico medio inferior)

Secuencia de esquistos porfidoblasticos y lodolíticos con intercalación de cuarcitas. El primero con intercalación de metareniscas de potencias milimétricas, con porfidoblastos de andalucita que llega a medir hasta los 2 cm de tamaño. El segundo con blastos de lodolita (cordierita).

- Formación Sandia Inferior (Ordovícico superior)

Secuencia de filitas esquistosas con intercalación de metareniscas.

#### a) Mineralización

La mineralización de oro está controlada por cuarzo gris con muscovita y sulfuros (pirita oquerosa - pirrotita - arsenopirita), en forma de venillas, lentes y parches. Las venillas son principalmente discontinuas. También presenta pirita singenética el cual no tiene valores económicos.

#### b) Alteración

La alteración, está controlado por estructuras de sílice los cuales tienen intensidades variables de silicificación y sericitización (muscovita). También los procesos supergenos dan lugar a la presencia de óxidos, posible alteración de la pirrotita y arsenopirita.

## 4.2 Caracterización estructural

### 4.2.1 Discontinuidades importantes

#### 4.2.1.1 Fallas

Localmente el sector de Cruz de Oro está controlado por fallas normales que presentan un azimut de 300°-350° y un buzamiento de 30°-60° NW. Los cuales generan desplazamientos de movimiento débil y algunos fuertes. El fracturamiento es débil a moderado el cual es rellenado por vetillas de cuarzo blanquecino. También se presentan estructuras de cuarzo blanquecino con espesores menores a 7 m los cuales se emplazan en las fallas y en la misma dirección de estratificación y otros en menor cantidad cortantes a la estratificación. Finalmente, las zonas de falla limitan la mineralización tanto hacia el NE y SW.

La investigación se limitó a realizar el mapeo de discontinuidades importantes como fallas, sin embargo, tal como menciona (Oyangüren *et al.*, 1991), la estabilidad del pilar puede estar perjudicada cuando este es atravesado por una discontinuidad importante (falla), es por ello que estos deben de estar reconocidos y registrados en los planos geomecánicos durante el desarrollo y explotación de la mina.

## 4.2.2 Discontinuidades menores

### 4.2.2.1 Orientación de discontinuidades

La representación de la orientación de las 646 discontinuidades obtenidas utilizando el método de mapeo remoto (fotogrametría), es representada a través de diagrama de polos, Figura 18, las orientaciones son representadas por los puntos de color azul.

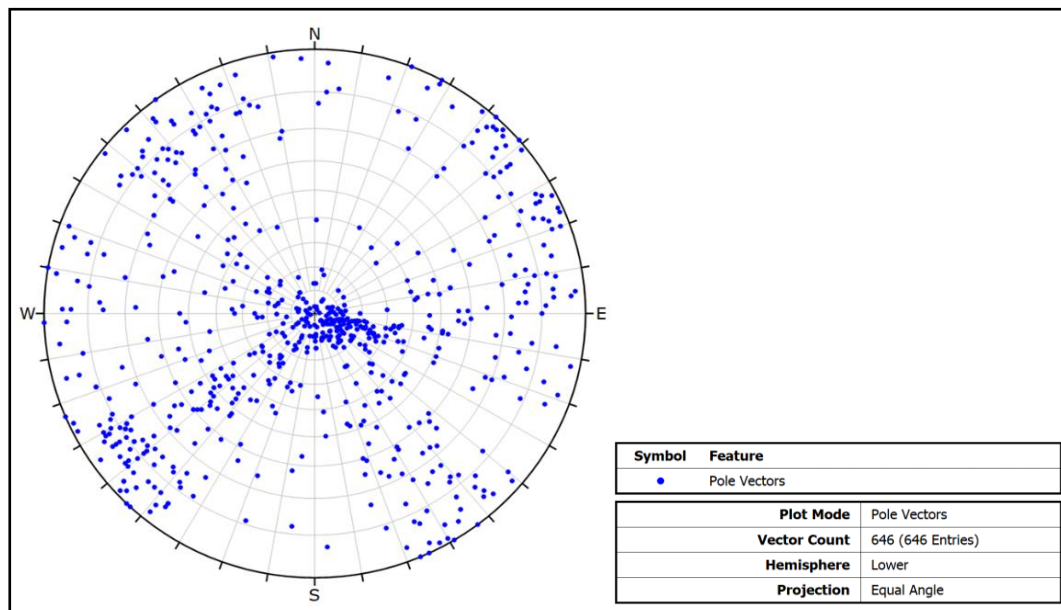


Figura 18. Diagrama estereográfico de polos

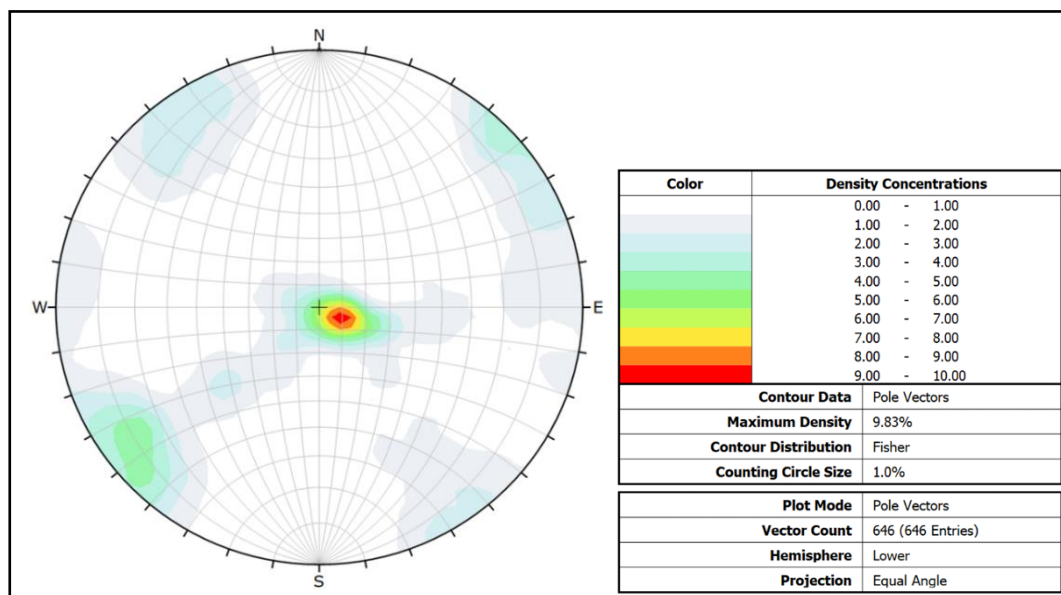


Figura 19. Diagrama estereográfico de densidad de polos o de contorno.

A través del análisis estadístico que representa el diagrama de densidad de polos se diferencian y agrupan cuatro tendencias de orientación de discontinuidades, Figura

19, estos contornos están representados de coloración celeste, verde, amarillo y rojo de acuerdo con la semejanza de orientación de discontinuidades, estos resultados fueron verificados y comparados con los 88 datos de orientación obtenidos con la brújula.

La Figura 20, muestra las 04 familias de discontinuidades principales identificadas con las siguientes orientaciones (buzamiento/dirección de buzamiento); familia 01 ( $09^\circ/304^\circ$ ) representa las capas de estratos que corresponden a la roca metamórfica, familia 02 ( $86^\circ/52^\circ$ ) representa las discontinuidades transversales a los pilares barrera, familia 03 ( $84^\circ/144^\circ$ ) representa las discontinuidades longitudinales a los pilares barrera, familia 04 ( $49^\circ/49^\circ$ ) representa la esquistosidad producto al metamorfismo.

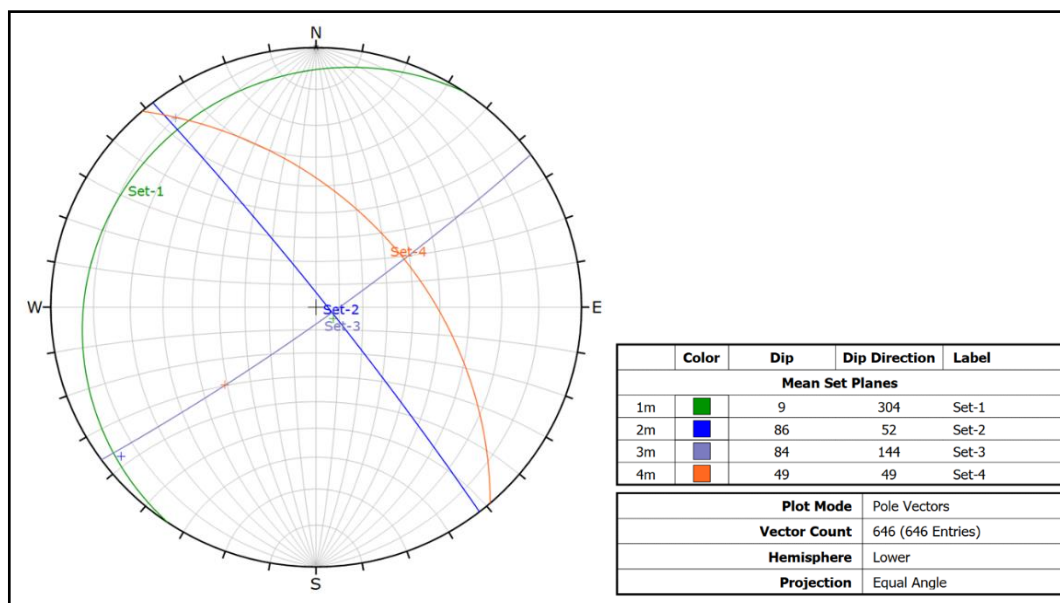


Figura 20. Diagrama estereográfico de planos mayores, utilizando los 646 datos registrados con el método fotogramétrico.

Los resultados de planos mayores obtenidos con los datos de caracterización remota, Figura 20, fueron comparados con los obtenidos producto de la caracterización manual, Figura 21. Se verificó que los planos mayores representativos tienen similitud aceptable considerando que estos no varían más de  $20^\circ$  en buzamiento y dirección de buzamiento. Según la investigación realizada, la obtención de los valores de orientación de las discontinuidades utilizando el método remoto de fotogrametría es aceptable y de valiosa contribución debido a que se pudo realizar el registro de la orientación de discontinuidades horizontales, difíciles de



medir con la brújula, e inaccesibles alrededor de las excavaciones subterráneas con y sin sostenimiento.

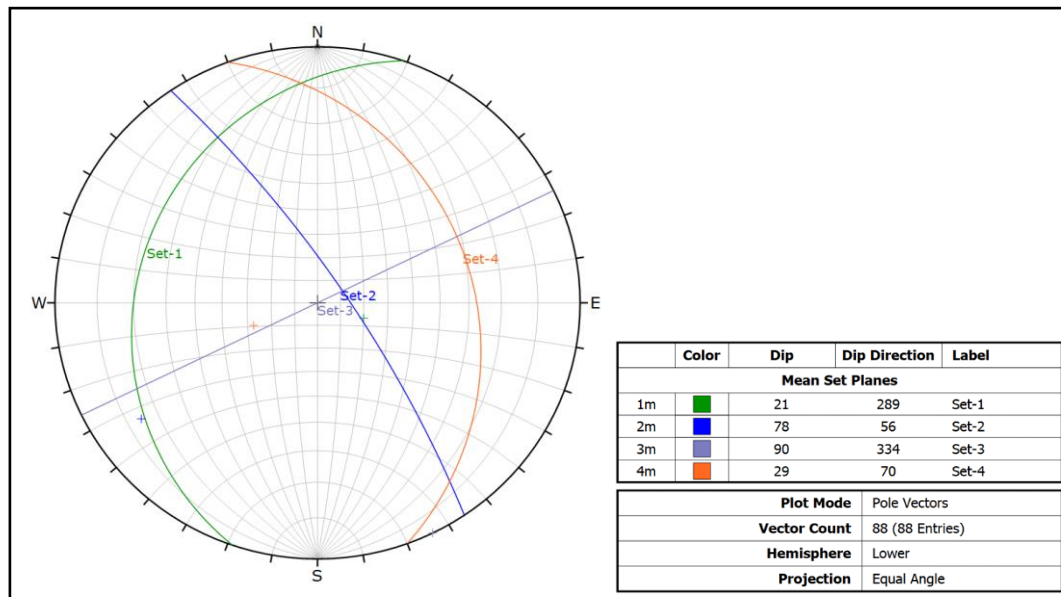


Figura 21. Diagrama estereográfico de planos mayores, utilizando los 88 datos registrados con el método de contacto con el uso de una brújula.

Las limitaciones para aplicar el método remoto de fotogrametría fueron; la iluminación en la excavación subterránea y los gases emitidos por las maquinarias mineras. Estos factores no permiten capturar una buena imagen, así como la humedad hace que la cámara se empañe, lo cual imposibilita la captura de buenas fotografías. Consideramos importante el tipo de cámara a utilizar y sugerimos utilizar una cámara tipo *DSLR*.

Para esta investigación se ha considerado la utilización del *software* ShapeMetriX® (Pötsch *et al.*, 2007) por tener las siguientes características; *software* comercial utilizado en varias minas en el mundo, fácil utilización al presentar una interfase muy amigable para la visualización y caracterización de discontinuidades adicionalmente permite estimar el espaciamiento y la longitud de traza, entre otras características.

#### 4.2.2.2 Buzamiento y dirección de buzamiento

Los valores de orientación de las discontinuidades obtenidos producto al análisis estadístico por familia de discontinuidades, se presentan en el Anexo 02-C-1, la Tabla 4 resumen los valores obtenidos producto al análisis realizado.

Los valores obtenidos de dirección de buzamiento y buzamiento fueron ajustados por el modelo estadístico de Fisher ( $k$ ) el cual establece la disposición de las orientaciones de las discontinuidades contenidas en el macizo rocoso. Las discontinuidades de la familia 4 (esquistosidad) presentan la menor variación de orientación, mientras que las discontinuidades de la familia 1 (capa horizontal) presenta la mayor variación de orientación, la variabilidad de estos últimos valores podría estar relacionado alto grado de anisotropía que presentan las rocas metamórficas.

Tabla 4

*Valores de buzamiento y dirección de buzamiento de familias de discontinuidades*

Familia	Buzamiento	Dirección de Buzamiento	Distribución Estadística Fisher's ( $k$ )
1	09°	304°	35.05
2	86°	52°	53.43
3	84°	144°	49.20
4	49°	49°	156.91

El método fotogramétrico contribuyo en la obtención de datos estructurales difíciles de obtener como es el caso de las estructuras casi horizontales, también en la obtención de mayor cantidad de datos, en comparación con los que se obtienen utilizando una brújula debido a la accesibilidad y tiempo que involucra.

#### 4.2.2.3 Espaciamiento de las discontinuidades

Los resultados se agruparon por familias de discontinuidades y los polígonos de frecuencia que nos muestran la distribución estadística se presentan en el Anexo 02-D, los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 5.

Tabla 5

*Valores estadísticos del espaciamiento de las familias de discontinuidades*

Familia	Espaciamiento Promedio (m)	Desviación Estándar (m)	Valor Mínimo (m)	Valor Máximo (m)	Distribución Estadística
1	2,37	1,71	0,50	12,00	Lognormal
2	1,54	1,27	0,50	7,65	Lognormal
3	2,42	1,73	0,50	8,75	Exponencial
4	1,09	0,49	0,50	2.85	Lognormal

Los espaciados promedios fueron obtenidos considerando el mapeo remoto de las estructuras más relevantes, sin embargo, en el caso de las discontinuidades que corresponden a la familia 1 (capas horizontales) estas presentan capas muy finas que dificultan su medición, es así como, considerando esta condición se optó por considerar las discontinuidades que quedaron expuestas en la pared de la excavación involucradas en la formación de cuñas subterráneas.

#### 4.2.2.4 Persistencia o continuidad de la discontinuidad

Los resultados se agruparon por familias de discontinuidades, considerando la recomendación realizada por (Wittke, 1990) y los polígonos de frecuencia que nos muestran la distribución estadística se presentan en el Anexo 02-D, los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 6.

Tabla 6

*Valores estadísticos de longitud de traza de las familias de discontinuidades*

Familia	Longitud de Fractura Promedio (m)	Desviación estándar (m)	Valor Mínimo (m)	Valor Máximo (m)	Distribución estadística
1	1,48	1,13	0,50	9,50	Lognormal
2	1,55	1,40	0,50	13,45	Lognormal
3	1,37	0,99	0,50	8,90	Exponencial
4	1,26	0,65	0,50	3,16	Lognormal

Los valores de espaciamiento y longitud de traza obtenidos fueron verificados considerando el tamaño de bloques evidenciados durante los trabajos de campo en las excavaciones subterráneas.

### 4.3 Caracterización de macizo rocoso

#### 4.3.1 Propiedades de roca intacta

##### 4.3.1.1 Densidad y peso específico

Los resultados obtenidos por los ensayos de laboratorio realizados nos dieron un valor promedio de densidad seca igual a  $2,83 \text{ g/cm}^3$  y un peso específico de  $27,63 \text{ kN/m}^3$ , el detalle de estos se presenta en el Anexo 04.

### 4.3.1.2 Resistencia a la compresión uniaxial

La Figura 22, muestra gráficamente los resultados obtenidos de los ensayos de resistencia a la compresión uniaxial realizados en una roca metamórfica esquistosa, considerando la orientación de carga aplicada con respecto a los planos de foliación de la roca. Los valores promedio de los ensayos fueron: 51,27 MPa (0°), 33,81 MPa (45°) y 71,69 MPa (90°). Los valores más altos se han obtenido cuando el ángulo de aplicación de compresión es normal (90°) a la foliación y los valores más bajos cuando este ángulo es de 45°.

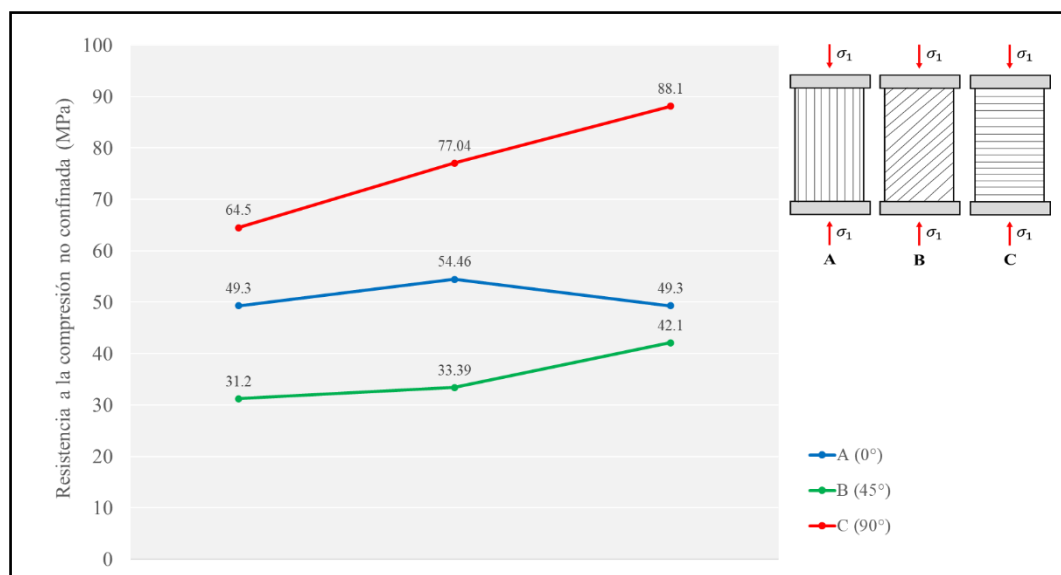


Figura 22. Resultados de ensayos de laboratorio de resistencia a la compresión no confinada de roca intacta

Los resultados han demostrado que las resistencias máximas se encuentran generalmente cuando la tensión de compresión axial es casi normal o paralela a los planos de anisotropía y que la resistencia mínima se obtiene cuando el ángulo entre la tensión principal y los planos de apoyo se sitúa entre 30° y 60°.

### 4.3.1.3 Resistencia a la tracción

La Figura 23, muestra los resultados de los ensayos de resistencia a la tracción indirecta realizados en una roca metamórfica esquistosa, considerando la orientación de carga aplicada con respecto a los planos de foliación de la roca también muestra diferentes valores de resistencia. Los valores promedio de los resultados obtenidos fueron: 5,85 MPa (0°), 9,32 MPa (45°) y 12,65 MPa (90°), demostrando que los valores de mayor resistencia a la tracción indirecta se

presentan cuando la orientación de carga aplicada es normal ( $90^\circ$ ) al plano de foliación de la roca anisotrópica, así como la resistencia a la compresión uniaxial. Sin embargo, la menor resistencia a la tracción indirecta ocurre cuando la carga compresiva es aplicada paralela a los planos de foliación, el cual está relacionado a la superficie de falla de la probeta de roca y la superficie más débil de la roca metamórfica.

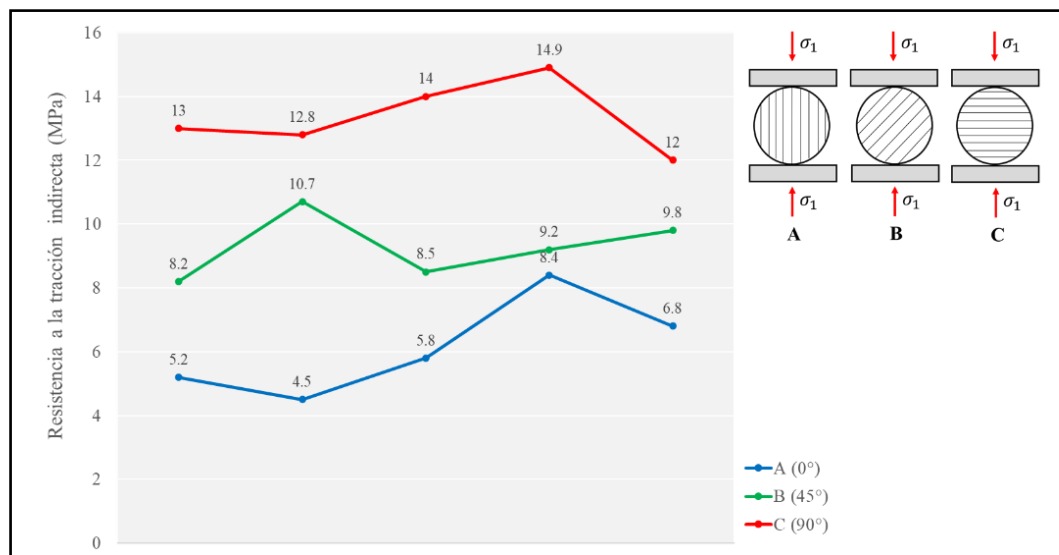


Figura 23. Resultados de ensayos de laboratorio de resistencia a la tracción indirecta de roca intacta

#### 4.3.1.4 Resistencia a la compresión confinada

La Figura 24, muestra las envolventes de resistencia utilizando el criterio de resistencia de Hoek y Brown obtenidas para la estimación de las propiedades de resistencia de roca intacta con los datos de ensayos de laboratorio triaxiales realizados para 03 casos en los que se ha considerado la orientación de carga axial aplicada con respecto a los planos de foliación de la roca metamórfica.

La Tabla 7, muestra el resumen de los parámetros de resistencia de roca intacta obtenidos a través de los ensayos de laboratorio, considerando la orientación de carga axial aplicada respecto a la foliación de la roca metamórfica. La anisotropía de la roca intacta limita y dificulta la selección de un valor definido para los análisis numéricos, sin embargo, actualmente ya existen modelos numéricos capaces de tomar en consideración estos resultados y utilizarlos adecuadamente en la solución de problemas de ingeniería de rocas.

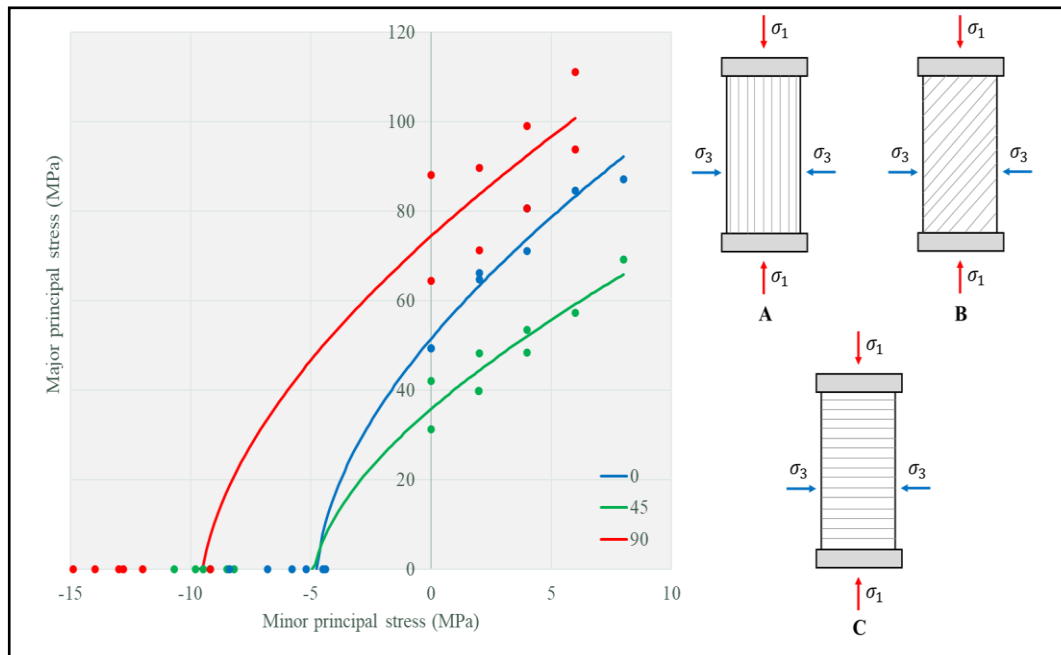


Figura 24. Resultados de envolventes de resistencia de Hoek-Brown

Tabla 7

Propiedades de resistencia obtenidos de los ensayos de laboratorio realizados

Propiedad	Ángulo entre orientación de carga y foliación		
	0°	45°	90°
Litología	Filita Porfiroblástica	Filita Porfiroblástica	Filita Porfiroblástica
Peso Específico Absoluto (KN/m <sup>3</sup> )	27,63	27,63	27,63
Resistencia a la compresión (MPa)	53,65	40,30	76,68
Módulo de Young (MPa)	15225	10870	12210
Relación de Poisson	0,28	0,30	0,30
Módulo volumétrico (MPa)	5971	4197	4714
Módulo de Corte (MPa)	11278	8837	9927
Cohesión (Mpa)	11,14	10,32	17,18
Fricción (°)	41,61	32,85	36,76
Tracción (Mpa)	-5,85	-9,32	-12,65
m <sub>i</sub>	8,86	4,26	5,85

#### 4.3.1.5 Deformabilidad de roca intacta

Los resultados de deformabilidad de la roca intacta se muestran en la Figura 25 y 26. Los valores promedio para el módulo de Young de los ensayos realizados son; 15,23 GPa (0°), 10,87 GPa (45°) y 12,21 GPa (90°). Y los valores de coeficiente de Poisson son; 0,28 (0°), 0,30 (45°) y 0,30 (90°). Los parámetros de deformabilidad

determinados a través de los ensayos de laboratorio en rocas anisotrópicas están influenciados por la anisotropía de la roca y el lugar donde se instalan los *strain gauge*.

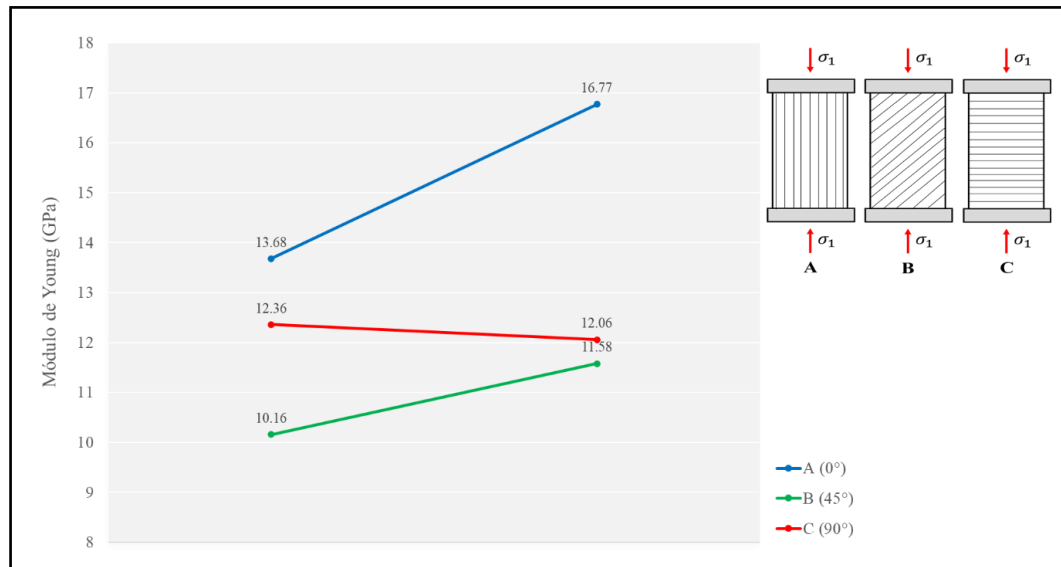


Figura 25. Resultados de ensayos de laboratorio para determinar el módulo de Young de la roca intacta

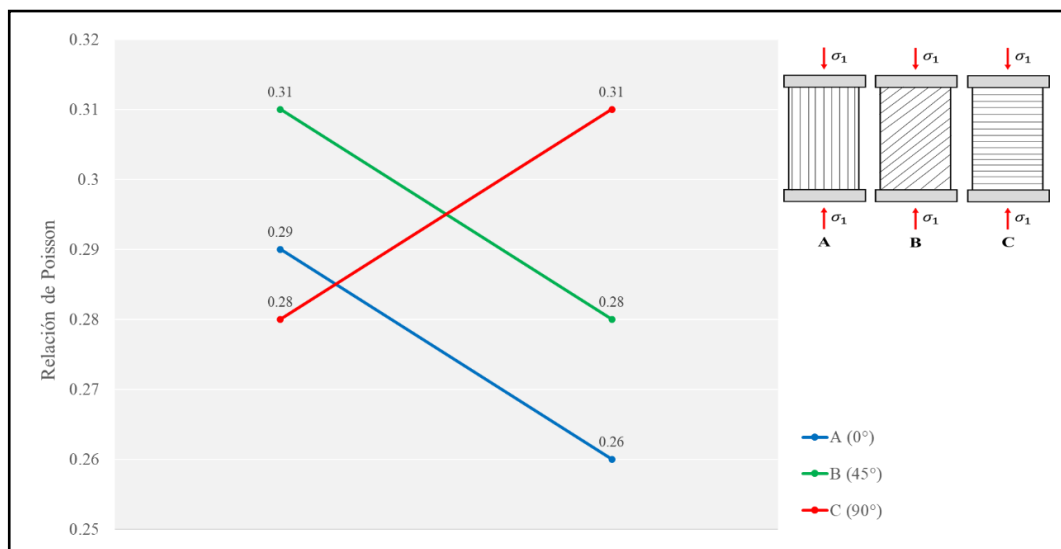


Figura 26. Resultados de ensayos de laboratorio para determinar la relación de Poisson de la roca intacta

Los resultados obtenidos para el módulo de Young fueron variados, según la orientación de carga axial aplicada respecto a la foliación de la roca metamórfica. Respecto a los resultados obtenidos de la relación de Poisson de la roca anisotrópica, este es muy variable considerando que su estimación involucra la

medición de las deformaciones transversales y axiales en diferentes puntos de la probeta de roca intacta durante el ensayo de compresión uniaxial.

### 4.3.2 Clasificación de macizo rocoso

La Tabla 8, resume la ubicación de las 11 estaciones geomecánicas realizadas a través de técnicas de caracterización remota y de contacto. Se indica el nombre de la excavación y las coordenadas de ubicación; Este, Norte y elevación.

Tabla 8

*Ubicación de estaciones geomecánicas*

Estación	Ubicación	Este	Norte	Elevación
1	Rampa 500 Portada	458 597,431	8 390 616,484	4 493,172
2	Rampa 501 - B	458 497,617	8 390 540,425	4 484,638
3	Galería 10E Nv. 4460	458 586,006	8 390 471,987	4 478,767
4	Rampa 501 - A	458 525,574	8 390 463,126	4 471,323
5	Rampa 500	458 508,879	8 390 503,125	4 464,486
6	Inclinado C Nv. 4460	458 583,271	8 390 457,520	4 467,260
7	Galería 11E Nv. 4460	458 590,657	8 390 475,054	4 466,932
8	Gal 09 Nv. 4475	458 622,386	8 390 406,457	4 484,184
9	Inclinado I Nv. 4460	458 615,889	8 390 368,393	4 489,034
10	Tajo 08 Nv. 4460	458 655,093	8 390 362,998	4 488,032
11	Tajo 11E Nv. 4475	458 689,729	8 390 374,971	4 481,791

La Figura 27 (a) muestra la ubicación espacial vista en planta de las estaciones geomecánicas realizadas en las excavaciones subterráneas. La Figura 27 (b) muestra los resultados obtenidos de la valoración *GSI* distribuidos en las excavaciones subterráneas, considerando estos resultados podemos presumir que el macizo rocoso no es muy variable en la zona de estudio y corresponde a un solo dominio geomecánico, considerando la condición de estructuras (planos de estratificación) versus la composición y estructura del macizo rocoso estudiado por (Marinos & Hoek, 2001).

Los valores de clasificación y valoración de macizo rocoso obtenidos se resumen en la Tabla 9, este presenta el valor mínimo, máximo y promedio para cada una de las estaciones geomecánicas realizadas. Las fichas completas de caracterización de las discontinuidades, valoración del *GSI* y clasificación del macizo rocoso realizado por los sistemas de clasificación *RMR* e índice *Q* de las 11 estaciones geomecánicas subterráneas (EG), se presentan detallados en el Anexo 02-A.



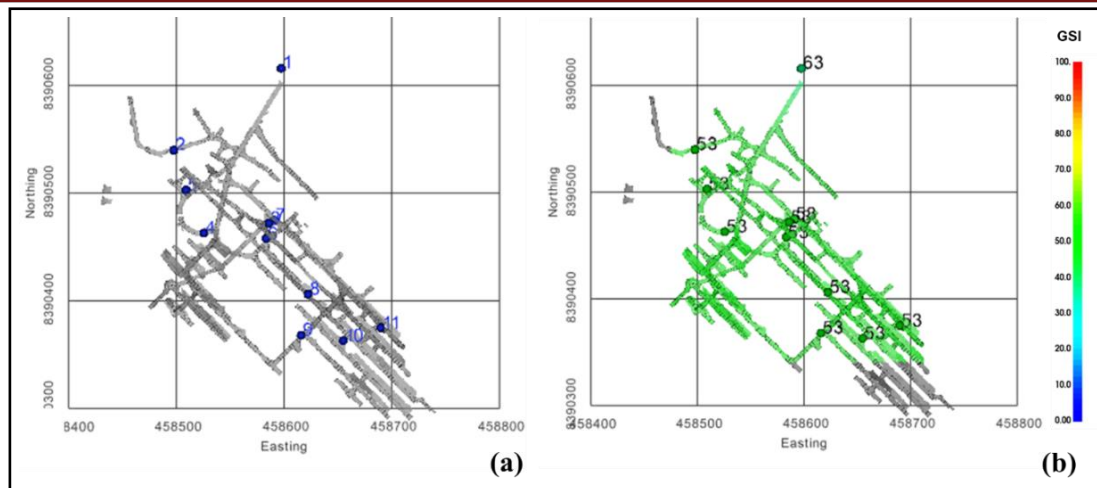


Figura 27. (a) vista en planta de la ubicación de las estaciones geomecánicas y (b) vista en planta de la valoración GSI distribuida en las excavaciones subterráneas

Tabla 9

Resumen de valores de *RMR 89*, *Q* y *GSI* de las estaciones geomecánicas

Estación	<i>RMR</i> (1989)			<i>Q</i>			<i>GSI</i>		
	Min.	Máx.	Prom.	Min.	Máx.	Prom.	Min.	Máx.	Prom.
1	68	84	76,00	8,00	10,11	9,06	60	65	62,50
2	56	82	69,00	1,33	6,08	3,71	50	55	52,50
3	67	86	76,50	7,44	9,56	8,50	50	55	52,50
4	59	82	70,50	4,08	5,92	5,00	50	55	52,50
5	68	86	77,00	6,89	9,00	7,95	50	55	52,50
6	59	87	73,00	6,00	8,11	7,06	50	55	52,50
7	67	86	76,50	4,92	6,75	5,84	50	55	52,50
8	64	84	74,00	4,89	7,00	5,95	50	55	52,50
9	65	87	76,00	4,46	6,29	5,38	50	55	52,50
10	63	82	72,50	6,72	8,83	7,78	50	55	52,50
11	57	87	72,00	4,17	6,00	5,09	50	55	52,50

Luego de definir que tenemos un solo dominio geomecánico, los valores de *RMR*, *Q* y *GSI* fueron agrupados. Los resultados obtenidos y el análisis estadístico de los mismo se detallan en el Anexo 02-B, teniendo como resumen la Tabla 10. Finalmente, los resultados muestran que el macizo rocoso que caracteriza la zona de estudio es de calidad regular.

Estos resultados serán utilizados en la estimación de las propiedades de resistencia del macizo rocoso y el análisis de estabilidad de los pilares barrera. La información

también es válida para realizar otras evaluaciones y estudios de ingeniería de roca en la mina subterránea.

Tabla 10

Resumen de valores promedio de RMR 89,  $Q$  y  $GSI$

Valoración	Promedio	Desviación estándar	Distribución estadística
$RMR$	74	10,71	Lognormal
$Q$	7	2,15	Normal
$GSI$	55	4,89	Lognormal

### 4.3.3 Propiedades mecánicas del macizo rocoso

#### 4.3.3.1 Criterio de resistencia empírico de Hoek – Brown

La Figura 28, presenta las envolventes de resistencia para valores de  $GSI$  de 50, 55 y 60. Los cuales están en función a la desviación estándar obtenida para el  $GSI$  del macizo rocoso presente en la Mina Untuca.

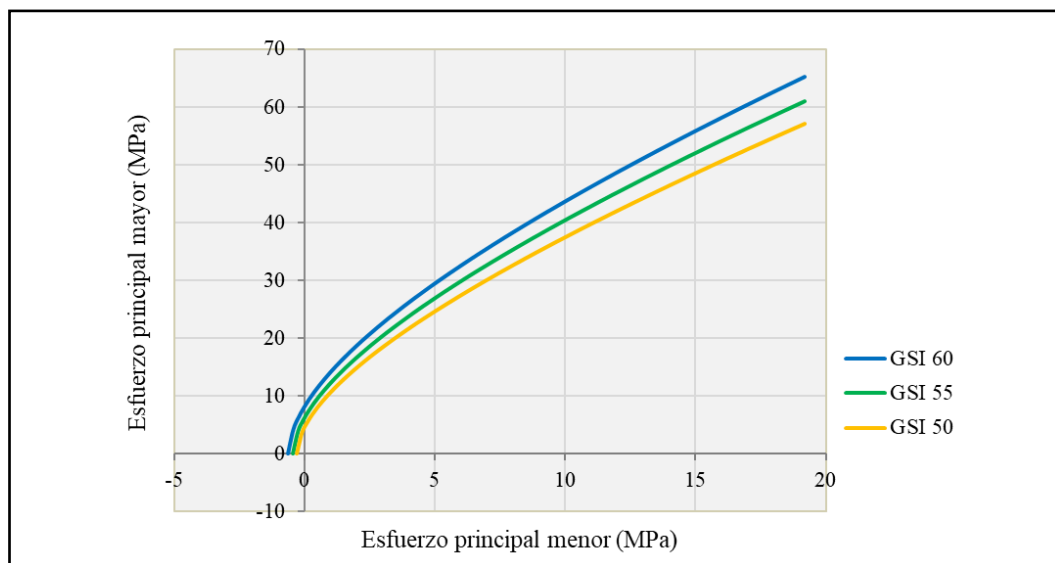


Figura 28. Resultados de envolventes de resistencia de Hoek-Brown, para la estimación de las propiedades de resistencia del macizo rocoso considerando  $GSI$  50, 55 y 60

La Tabla 11, muestra el resumen de los parámetros de roca intacta representativos, las propiedades de resistencia del macizo rocoso obtenidas a través del criterio generalizado de Hoek y Brown considerado tres diferentes valores de  $GSI$ . Así los otros parámetros de macizo rocoso fueron estimados por correlaciones empíricas y analíticas.

Tabla 11

*Resumen de propiedades de resistencia del macizo rocoso*

Litología		Filita Porfiroblástica		
<i>Geological Strength Index, GSI</i>	(adim.)	50	55	60
<b>Parámetros de roca intacta</b>				
Densidad de roca, $\rho$	(g/cm <sup>3</sup> )	2,80	2,80	2,80
Resistencia a la compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$	(MPa)	76,68	76,68	76,68
Constante de la roca intacta, $m_i$	(adim.)	5,848	5,848	5,848
Módulo de deformación, $E_i$	(MPa)	12 210	12 210	12 210
<b>Criterio de Hoek - Brown</b>				
Constante de macizo rocoso, $m_b$	(adim.)	0,981	1,172	1,401
Coefficiente, $s$	(adim.)	0,004	0,007	0,012
Coefficiente, $a$	(adim.)	0,506	0,504	0,503
Resistencia a la compresión simple de macizo rocoso, $\sigma_{cmr}$	(MPa)	4,618	6,168	8,205
Resistencia a la tracción de macizo rocoso, $\sigma_{tmr}$	(MPa)	-0,302	-0,441	-0,643
Módulo de deformación del macizo rocoso, $E_{mr}$	(MPa)	3 751	4 985	6 349
<b>Formulación Vásárhelyi &amp; Kovács, 2017</b>				
Relación de Poisson del macizo rocoso, $\nu_{mr}$	(adim.)	0,34	0,33	0,32
<b>Formulación Analítica</b>				
Módulo de corte del macizo rocoso, $G$	(MPa)	1 400	1 875	2 406
Módulo volumétrico del macizo rocoso, $K$	(MPa)	3 894	4 872	5 861
<b>Criterio de Mohr – Coulomb (ajuste)</b>				
Ángulo de Fricción del macizo rocoso, $\phi$	(°)	26,07	27,45	28,83
Cohesión del macizo rocoso	(MPa)	3,25	3,57	3,95

#### 4.3.3.2 Propiedades de deformación de macizo rocoso

Los resultados obtenidos de las propiedades de deformación se presentan en la Tabla 11.

#### 4.3.4 Propiedades mecánicas de las discontinuidades

##### 4.3.4.1 Resistencia al corte de las discontinuidades

Para la estimación de la resistencia de las discontinuidades se ha utilizado valores obtenidos de la caracterización de las discontinuidades presentadas en el Anexo 02-A, la Tabla 12 resume los valores considerados para la estimación de la resistencia de las discontinuidades en base al criterio de resistencia empírico de Barton-Bandis, que considera el coeficiente de rugosidad de la junta (*JRC*), resistencia a la

compresión de la pared de la junta (*JCS*), ángulo de fricción básico y residual, y la tensión normal, considerando las recomendaciones de (Jing & Stephansson, 2007).

Tabla 12

*Resumen de valores de entrada para estimar los valores de resistencia al corte de las discontinuidades*

Familia de discontinuidad	Orientación (°)	<i>JRC</i> (adm)	<i>JCS</i> (MPa)	Ángulo de fricción residual (°)	Ángulo de fricción básico (°)	Tensión Normal (Pa)
				$\varphi_r$	$\varphi_b$	$\sigma_n$
Capa Horizontal	09°/304°	8	76,68	25,00	28,8	4 000 000
Fractura Transversal	86°/52°	12	53,65	25,00	27,7	4 000 000
Fractura Longitudinal	84°/144°	9	53,65	25,00	28,8	4 000 000
Esquistosidad	49°/49°	10	40,30	25,00	28,5	4 000 000

Los resultados estimados de las propiedades de resistencia al corte y constantes de rigidez de las discontinuidades se presentan en la Tabla 13.

Tabla 13

*Resumen de propiedades de resistencia al corte de las discontinuidades*

Familia de discontinuidad	Orientación (°)	Constante de rigidez normal	Constante de rigidez de corte	Ángulo de fricción	Cohesión
		<i>Kn</i> (GPa/m)	<i>Ks</i> (GPa/m)	$\varphi$ (°)	<i>c</i> (Pa)
Capa Horizontal	09°/304°	33,93	3,39	28,8	98 500
Fractura Transversal	86°/52°	43,83	4,38	27,7	91 500
Fractura Longitudinal	84°/144°	26,79	2,68	28,8	98 500
Esquistosidad	49°/49°	20,57	2,06	28,5	94 000

#### 4.4 Tensiones in situ

La orientación de los esfuerzos obtenidos del *Word Stress Map* se presenta en la Figura 29. El esfuerzo principal  $\sigma_1$  es casi vertical, el esfuerzo principal  $\sigma_2$  y el esfuerzo principal  $\sigma_3$  son casi horizontales. Es así como para la estimación de la magnitud de esfuerzos verticales los valores fueron realizados considerando el concepto de carga litológica, el cual está sustentado a través de los gráficos publicados por Hoek & Brown (1982) en relación con las mediciones de esfuerzos *in situ* y la profundidad donde se realizaron los ensayos.

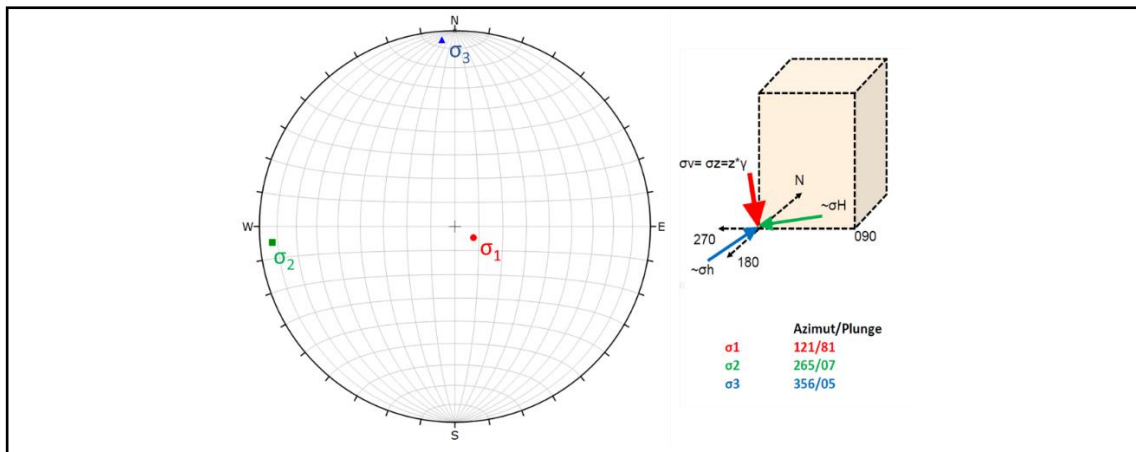


Figura 29. Resultados de la orientación de esfuerzos obtenidos del *Word Stress Map*

Las magnitudes de esfuerzos horizontales fueron ajustados al contorno de la superficie topográfica variable, considerando el criterio de (Sheorey, 1994). Es así, como las magnitudes de esfuerzos es variable en cada uno de los pilares barrera, los resultados obtenidos son presentados en la Tabla 14. La orientación de esfuerzos obtenidos fue parte de los valores ingresados al modelo numérico construido por ser un componente esencial en el diseño de excavaciones subterráneas tal como precisa (Hoek, 2016).

La Figura 30, muestra la condición de esfuerzos *in situ* antes de la realización de excavaciones subterráneas en el *software* Map3D.

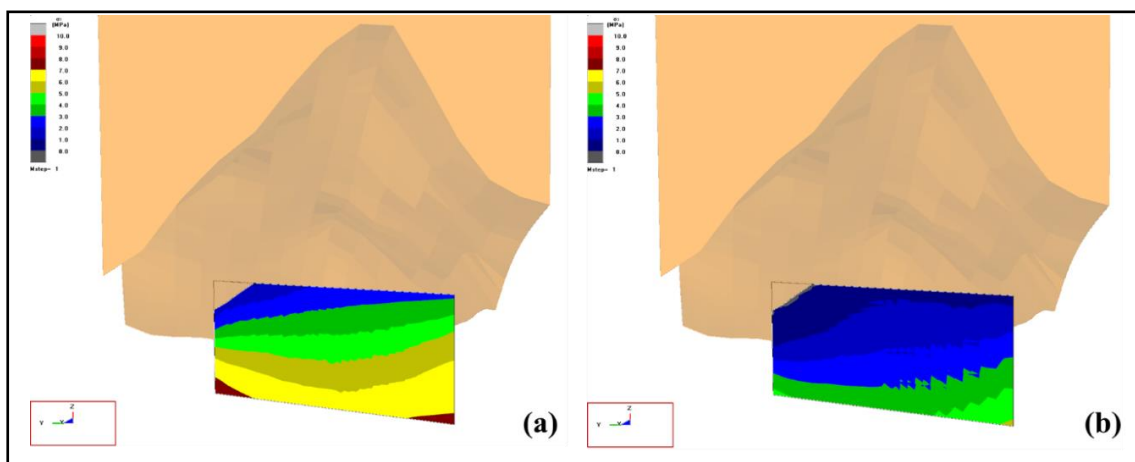


Figura 30. (a) condición de esfuerzos verticales *in situ*. (b) condiciones de esfuerzos horizontales menores *in situ*

#### 4.5 Método de explotación

El método de explotación fue estimado de acuerdo con criterios; geológicos como la forma, buzamiento, dimensión y profundidad de la estructura mineralizada; geomecánicos como la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta y calidad de

macizo rocoso; y otros criterios operativos que fueron mencionados por Brady & Brown (2006).

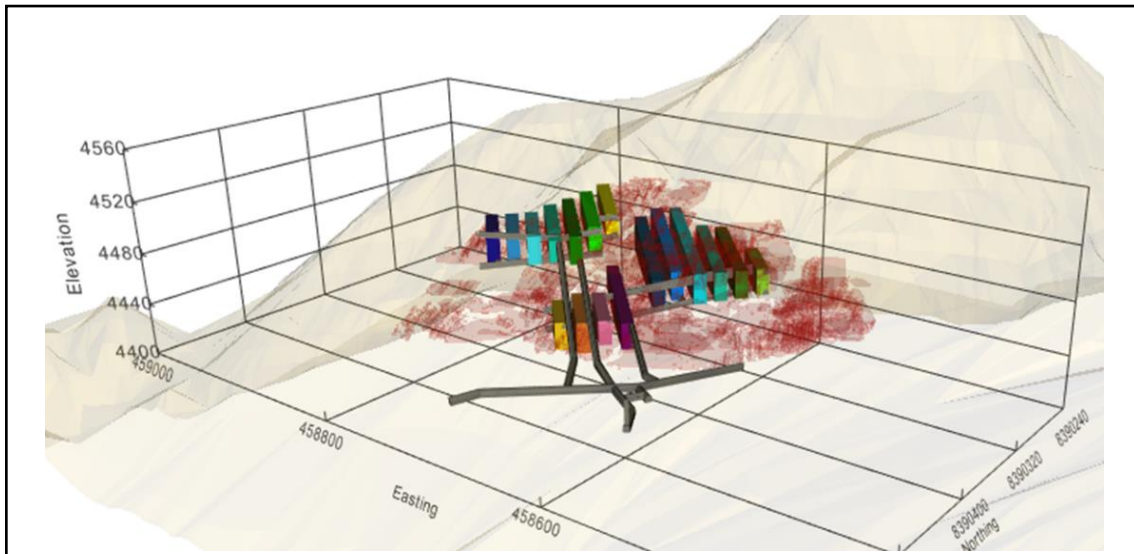


Figura 31. Vista en perspectiva 3D del diseño del método de explotación

La Figura 31 muestra el diseño de las excavaciones de desarrollo (rampa, galerías y subniveles) y explotación (pilares barrera y tajos) propuesta por el departamento de planeamiento mina. El diseño en general está constituido en base al método de cámaras y pilares y tajeo desde subniveles con perforación de taladros largos verticales. Las cámaras o tajos tienen un ancho de 9 m y los pilares barrera son de 5 m de ancho, su longitud y altura es variable según la longitud y potencia económica del manto mineralizado (zona roja). El método de minado y ancho de los pilares barrera fue propuesto debido a la experiencia y los buenos resultados obtenidos en yacimientos cercanos.

#### 4.5.1 Estructuras mineras en estudio

Como parte del diseño de las excavaciones mineras es posible identificar tres sectores de explotación, los tajos de explotación fueron distribuidas en dos niveles, considerando los dos mantos de mineralización reconocidos A (superior) y B (inferior), la identificación de los tajos se realizó por números que van de forma ascendente en dirección NE – SW y letras según al manto, tal como se muestra en la Figura 32.

Así como los tajos, los pilares que separan los mismo también fueron identificados, con letras, estos son presentados en la Figura 33. Los pilares barrera son de altura y



longitud variada debido a que están alineadas a las dimensiones del manto mineralizado.

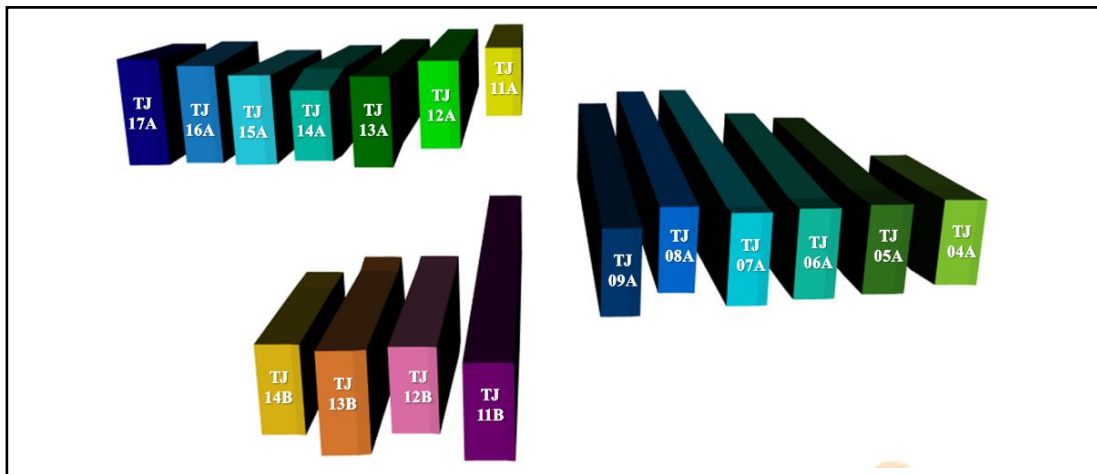


Figura 32. Vista en perspectiva 3D de la distribución de los tajos de explotación

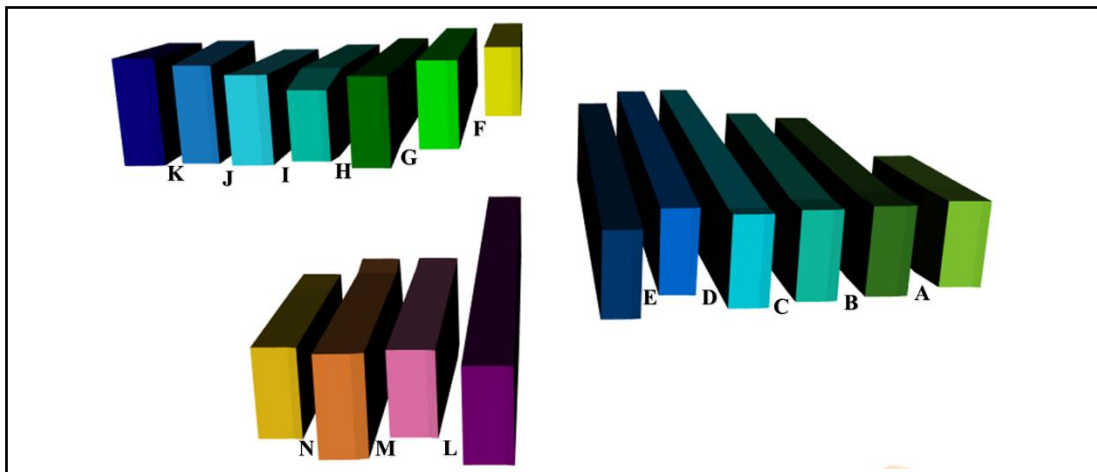


Figura 33. Vista en perspectiva 3D de la distribución de los pilares barrera

La secuencia de explotación es importante, para evaluar la estabilidad de los pilares a medida que se va realizando la explotación de la mina y los modelos numéricos son una herramienta útil para mostrar las condiciones de esfuerzos y estabilidad de pilares barrera a razón de las etapas y secuencias de minado, la Figura 34 muestra la secuencia de minado asignado para la explotación de la mina Untuca, que también fue incluida en los análisis por modelamiento numérico.

La presente investigación se limitó a realizar la evaluación de la mejor secuencia de minado para la explotación del yacimiento. Sin embargo, esta podría realizarse con la información presentada sobre la caracterización del dominio geomecánico y la aplicación de métodos numéricos, considerando varios escenarios de secuencias de explotación en razón a la estabilidad de los pilares barrera.

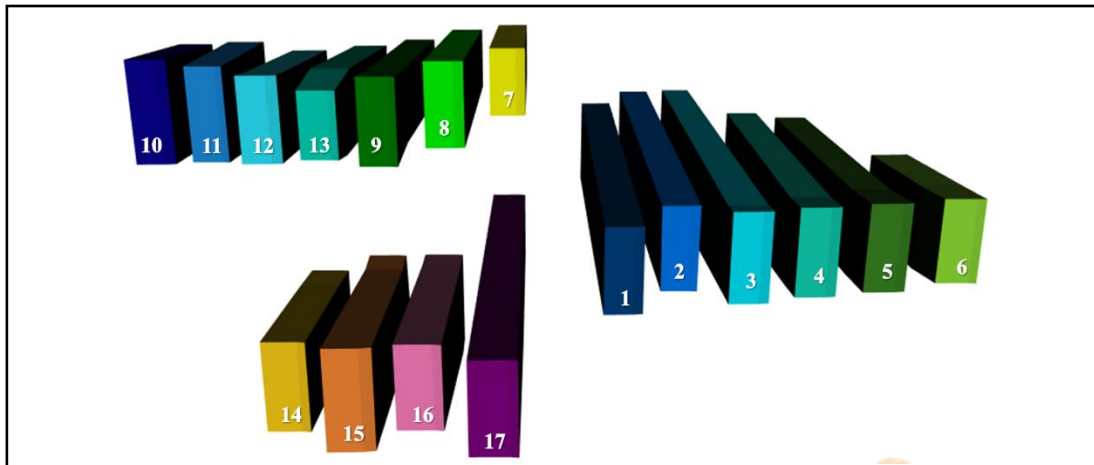


Figura 34. Vista en perspectiva 3D de la secuencia de explotación.

## 4.6 Estimación de la resistencia de los pilares

### 4.6.1 Resistencia de pilares por métodos empíricos

La mayoría de las ecuaciones empíricas utilizadas convencionalmente para obtener la resistencia de los pilares enfatizan la relación ancho-espesor del pilar ( $W_p/h$ ) y la resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso que constituye el pilar. La estimación de este último parámetro depende directamente de la resistencia de la roca intacta y otros parámetros geomecánicos previamente caracterizados, es por ello la importancia de caracterizar el dominio geomecánico.

Es necesario recordar que la estimación de la resistencia de los pilares se hace comúnmente mediante metodologías empíricas, agregando el *back analysis* y datos de campo, en este contexto, dichos procedimientos resultan de experiencias y realidades muy específicas para cada mina. Por tanto, consideramos que la extrapolación pura y simple de estas formulaciones a cualquier caso debe ser analizada con mucha cautela.

Para la presente investigación se ha tratado de adoptar dichas formulaciones en un contexto más amplio, con el fin de calibrar la mayor o menor representatividad de cada una de ellas para el contexto de la mina Untuca.

Es así como, se estimaron los valores de resistencia de los pilares barrera de la Mina Untuca utilizando las formulaciones empíricas de Obert y Duvall (1967), Mark-Bieniawski (1999), *CSIR-CIMFR* (1992) y Lunder y Pakalnis (1997), con base en los parámetros geomecánicos representativos del dominio geomecánico caracterizado.



La Tabla 14, resume todos los parámetros geométricos y de condición de esfuerzos para cada uno de los pilares barrera, los cuales son: nombre de pilar, ancho de pilar barrera, longitud de cámara de explotación, longitud del pilar barrera, altura del pilar barrera, relación ancho/alto del pilar barrera, ancho equivalente del pilar barrera, profundidad a la que se encuentra el pilar barrera desde el terreno superficial y esfuerzos en el pilar barrera. Los esfuerzos fueron obtenidos utilizando el método numérico de elementos de borde (*BEM*) con el *software* Map3D y el método analítico de área tributaria.

Tabla 14

*Parámetros geométricos y de esfuerzos de los pilares barrera evaluados*

Pilar	Ancho pilar	Ancho cámara	Longitud pilar	Altura pilar	Relación Ancho/Alto	Ancho Equiv. del Pilar	Profund. a superf.	Esfuerzo en Pilar Barrera	
	Wp (m)	Wo (m)	L (m)	h (m)	Wp/h	We (m)	Z (m)	Método Numérico $\sigma_a$ (MPa)	Método Analítico - Área Tributaria $\sigma_a$ (MPa)
A	5	9	46	17	0,29	9,02	147	9,00	7,94
B	5	9	87	21	0,24	9,46	133	8,30	7,18
C	5	9	87	27	0,19	9,46	97	8,40	5,24
D	5	9	129	30	0,17	9,63	72	7,70	3,89
E	5	9	120	25	0,20	9,60	83	7,50	4,48
F	5	9	75	16	0,31	9,38	47	5,40	2,54
G	5	9	86	18	0,28	9,45	33	5,90	1,78
H	5	9	76	18	0,28	9,38	29	6,50	1,57
I	5	9	55	20	0,25	9,17	8	5,80	0,43
J	5	9	36	25	0,20	8,78	8	5,50	0,43
K	5	9	37	25	0,20	8,81	17	5,30	0,92
L	5	9	55	17	0,29	9,17	131	9,00	7,07
M	5	9	56	21	0,24	9,18	131	8,80	7,07
N	5	9	45	19	0,26	9,00	131	8,50	7,07

La Tabla 15, muestra los factores de seguridad obtenidos utilizando la formulación empírica de Obert y Duvall, teniendo como resultado factores de seguridad mayores a 1 y condiciones de estabilidad de los pilares barrera favorables para el minado considerando los esfuerzos en el pilar barrera obtenidos por el método numérico y analítico. La Tabla 16, muestra los factores de seguridad obtenidos utilizando la formulación empírica de Mark-Bieniawski, resultados similares a los obtenidos por la de Obert y Duvall.

Tabla 15

*Resumen de factores de seguridad y estabilidad de pilares barrera considerando la formulación empírica de Obert y Duvall*

Pilar	Longitud pilar	Altura pilar	Profun. a superf.	Resistencia del pilar	Factor de Seguridad - Numérico	Factor de Seguridad - Analítico	Condición de Estabilidad
	L (m)	h (m)	Z (m)	$\sigma_p$ (MPa)	$\sigma_p/\sigma_a$	$\sigma_p/\sigma_a$	
A	46	17	147	64,93	7,21	8,18	Estable
B	87	21	133	63,98	7,71	8,91	Estable
C	87	27	97	63,07	7,51	12,04	Estable
D	129	30	72	62,76	8,15	16,14	Estable
E	120	25	83	63,32	8,44	14,13	Estable
F	75	16	47	65,25	12,08	25,71	Estable
G	86	18	33	64,65	10,96	36,28	Estable
H	76	18	29	64,65	9,95	41,29	Estable
I	55	20	8	64,18	11,07	148,56	Estable
J	36	25	8	63,32	11,51	146,59	Estable
K	37	25	17	63,32	11,95	68,98	Estable
L	55	17	131	64,93	7,21	9,18	Estable
M	56	21	131	63,98	7,27	9,04	Estable
N	45	19	131	64,40	7,58	9,10	Estable

Tabla 16

*Resumen de factores de seguridad y estabilidad de pilares barrera considerando la formulación empírica de Mark-Bieniawski*

Pilar	Longitud pilar	Altura pilar	Profun. a superf.	Resistencia del pilar	Factor de Seguridad - Numérico	Factor de Seguridad - Analítico	Condición de Estabilidad
	L (m)	h (m)	Z (m)	$\sigma_p$ (MPa)	$\sigma_p/\sigma_a$	$\sigma_p/\sigma_a$	
A	46	17	147	61,51	6,83	7,75	Estable
B	87	21	133	59,18	7,13	8,24	Estable
C	87	27	97	56,98	6,78	10,88	Estable
D	129	30	72	56,21	7,30	14,46	Estable
E	120	25	83	57,60	7,68	12,85	Estable
F	75	16	47	62,27	11,53	24,54	Estable
G	86	18	33	60,83	10,31	34,14	Estable
H	76	18	29	60,83	9,36	38,84	Estable
I	55	20	8	59,68	10,29	138,14	Estable
J	36	25	8	57,60	10,47	133,32	Estable
K	37	25	17	57,60	10,87	62,74	Estable
L	55	17	131	61,51	6,83	8,70	Estable
M	56	21	131	59,18	6,73	8,37	Estable
N	45	19	131	60,22	7,08	8,51	Estable

La Tabla 17, muestra los factores de seguridad obtenidos utilizando la formulación empírica de *CSIR-CIMFR*, teniendo como resultado factores de seguridad menores a 1, para los pilares A, B, C, D, E, L, M y N. Lo cual significa la inestabilidad de todo el sistema de pilares barrera. Los resultados obtenidos contradicen a los resultados obtenidos por las formulaciones empíricas propuestas por Obert y Duvall (1967), Mark-Bieniawski (1999) y Lunder y Pakalnis (1997). Los factores de seguridad obtenidos considerando los esfuerzos en el pilar barrera por el método numérico son menores a los obtenidos por el método analítico.

Tabla 17

*Resumen de factores de seguridad y estabilidad de pilares barrera considerando la formulación empírica de CSIR-CIMFR*

Pilar	Longitud pilar	Altura pilar	Profun. a superf.	Resistencia del pilar	Factor de Seguridad - Numérico	Factor de Seguridad - Analítico	Condición de Estabilidad
	L (m)	h (m)	Z (m)	$\sigma_p$ (MPa)	$\sigma_p/\sigma_a$	$\sigma_p/\sigma_a$	
A	46	17	147	6,84	0,76	0,86	Inestable
B	87	21	133	6,15	0,74	0,86	Inestable
C	87	27	97	5,47	0,65	1,04	Inestable
D	129	30	72	5,25	0,68	1,35	Inestable
E	120	25	83	5,73	0,76	1,28	Inestable
F	75	16	47	7,22	1,34	2,84	Estable
G	86	18	33	6,84	1,16	3,84	Estable
H	76	18	29	6,85	1,05	4,37	Estable
I	55	20	8	6,56	1,13	15,17	Estable
J	36	25	8	5,91	1,07	13,67	Estable
K	37	25	17	5,88	1,11	6,41	Estable
L	55	17	131	6,87	0,76	0,97	Inestable
M	56	21	131	6,15	0,70	0,87	Inestable
N	45	19	131	6,48	0,76	0,92	Inestable

La Tabla 18, muestra los factores de seguridad obtenidos utilizando la formulación empírica de Lunder y Pakalnis, teniendo como resultado factores de seguridad mayores a 1 y condiciones de estabilidad de los pilares barrera favorables para el minado considerando los esfuerzos en el pilar barrera obtenidos por el método numérico y analítico.

Como lo habíamos mencionado, algo que podemos notar para todos los casos estudiados, es que los factores de seguridad considerando los esfuerzos en el pilar

barrera obtenidos por el método numérico son menores a los obtenidos por el método analítico. Esta diferencia se debe a que los esfuerzos considerados en el modelo numérico representan la condición de esfuerzos inducidos considerando la última etapa de minado, este tema se revisara en el ítem 4.8. Sin embargo, el método analítico no toma en consideración las etapas de minado ni los esfuerzos inducidos.

Tabla 18

*Resumen de factores de seguridad y estabilidad de pilares barrera considerando la formulación empírica de Lunder y Pakalnis*

Pilar	Longitud pilar	Altura pilar	Profun. a superf.	Resistencia del pilar		Factor de Seguridad - Numérico	Factor de Seguridad - Analítico	Condición de Estabilidad	
	L (m)	h (m)	Z (m)	C <sub>pav</sub>	$\kappa$	$\sigma_p$ (MPa)	$\sigma_p/\sigma_a$		
A	46	17	147	0,001	0,072	24,3	2,70	3,06	Estable
B	87	21	133	0,000	0,026	23,5	2,83	3,27	Estable
C	87	27	97	0,000	0,002	23,1	2,75	4,41	Estable
D	129	30	72	0,000	0,001	23,0	2,99	5,93	Estable
E	120	25	83	0,000	0,007	23,2	3,09	5,17	Estable
F	75	16	47	0,003	0,114	25,1	4,64	9,87	Estable
G	86	18	33	0,001	0,068	24,2	4,11	13,60	Estable
H	76	18	29	0,001	0,065	24,2	3,72	15,44	Estable
I	55	20	8	0,000	0,030	23,6	4,06	54,55	Estable
J	36	25	8	0,000	0,002	23,1	4,20	53,43	Estable
K	37	25	17	0,000	0,003	23,1	4,36	25,14	Estable
L	55	17	131	0,002	0,078	24,4	2,71	3,45	Estable
M	56	21	131	0,000	0,021	23,4	2,66	3,31	Estable
N	45	19	131	0,000	0,037	23,7	2,79	3,35	Estable

Finalmente, los resultados obtenidos considerando la formulación empírica de *CSIR-CIMFR* parecen ser los más aceptables para este tipo de pilares altos, esbeltos y en roca dura. Los resultados obtenidos fueron más realistas y representan las condiciones de estabilidad presentes en los pilares de la mina Untuca.

#### 4.7 Resistencia y estabilidad de los pilares por métodos numéricos

##### 4.7.1 Modelación numérica del problema

Se ha construido el modelo numérico global del diseño realizado para la explotación de la mina Untuca, como se puede observar en la Figura 35, el modelo ha incluido la topografía superficial real y las excavaciones subterráneas en un espacio 3D. También

se muestra las etapas de minado construidos en el *software* Map3D, una limitación a considerar es que solo se puede visualizar las 10 primeras etapas de minado. Sin embargo, se pueden programar hasta 100 etapas de minado, que pueden incluir la excavación y relleno de estas excavaciones mineras.

El método numérico utilizado para la estimación de la resistencia y estabilidad de pilares barrera fue el método continuo de elementos de contorno (*BEM*).

#### 4.7.2 Estimación de esfuerzos en el pilar barrera

Se realizó la estimación de esfuerzos máximos en los pilares barrera considerando el minado de todos los tajos, la estimación se realizó en el centro en longitud y altura del pilar barrera, esto debido a que representa la zona más crítica del pilar, el resultado de los mismo fue incluido en la estimación de la estabilidad por métodos empíricos, Tablas 14, 15, 16, 17 y 18.

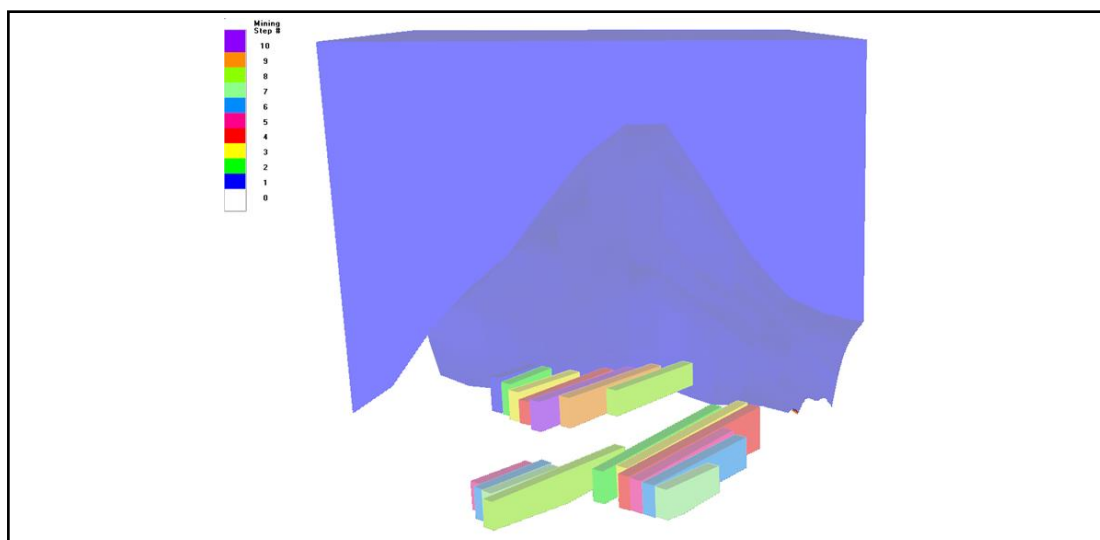


Figura 35. Vista en perspectiva 3D del modelo numérico y las primeras 10 etapas de minado

La Figura 36, muestra la distribución de esfuerzos verticales en dos etapas de minado distintos, en la etapa 3 de minado los pilares E, D y C muestran esfuerzos de hasta 7 MPa, pero al finalizar el minado de todos los tajos, etapa 17, los pilares E, D y C concentran esfuerzos de hasta 10 MPa. Es así como el modelamiento realizado con el *software* Map3D es muy versátil y de mucha ayuda en las operaciones mineras, debido a que te permite evaluar la estabilidad considerando diferentes secuencias de minado.

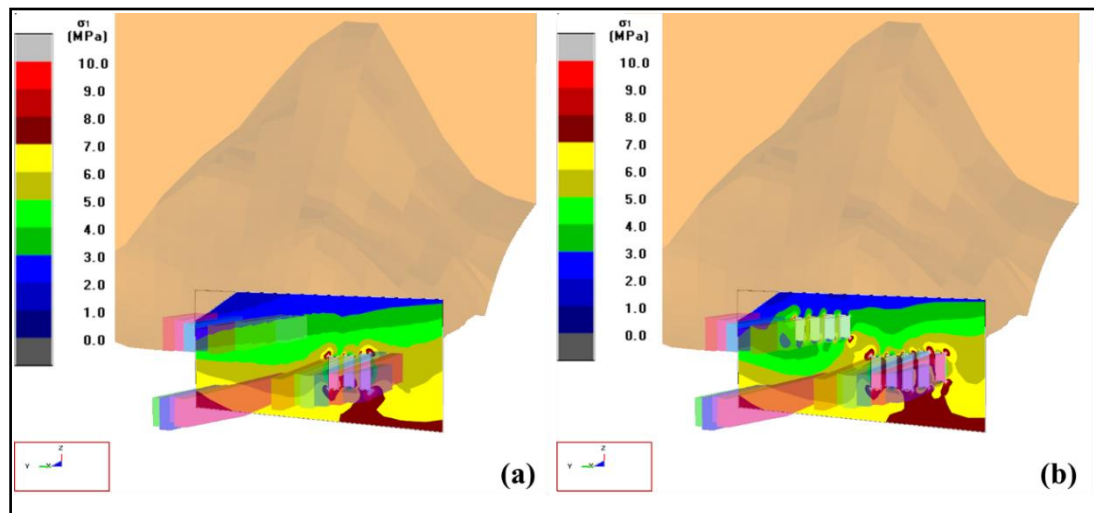


Figura 36. (a) concentración de esfuerzos principales en los pilares barrera E, D y C en la etapa 3 de minado y (b) concentración de esfuerzos principales en los pilares barrera E, D, C, B, A en la etapa 17 de minado.

#### 4.7.3 Estabilidad de pilares barrera por el método numérico

Los resultados de factores de resistencia para la estimación de la estabilidad de los pilares barrera obtenidos con la aplicación del método numérico se resumen en la Tabla 19.

Tabla 19

*Resumen de factores de seguridad obtenidos con la aplicación del método numérico*

Pilar	Ancho Pilar Wp (m)	Longitud pilar L (m)	Altura pilar h (m)	Relación Ancho/Alto Wp/h	Profun. a superf. Z (m)	Factor de Resistencia A
A	5	46	17	0,29	147	0,92
B	5	87	21	0,24	133	1,00
C	5	87	27	0,19	97	0,98
D	5	129	30	0,17	72	1,00
E	5	120	25	0,20	83	1,00
F	5	75	16	0,31	47	1,40
G	5	86	18	0,28	33	1,30
H	5	76	18	0,28	29	1,20
I	5	55	20	0,25	8	1,20
J	5	36	25	0,20	8	1,50
K	5	37	25	0,20	17	1,60
L	5	55	17	0,29	131	1,00
M	5	56	21	0,24	131	0,95
N	5	45	19	0,26	131	1,00

Resultado de las simulaciones numéricas se estimó que los pilares A, B, C, D, E, L, M y N son inestables en la última etapa de minado, considerando estos resultados se sugiere poder modificar el ancho de pilar o en su defecto rellenar los tajos explotados involucrados con los pilares barrera inestables.

La Figura 37, muestra la concentración de factores de resistencia para el caso del pilar E, se puede observar que en la etapa 3 del minado este se encuentra estable, sin embargo, en la última etapa de minado, se espera que el pilar barrera falle. Considerando que los pilares se inestabilizan a medida que se realiza el minado se sugiere el relleno de los mismo durante la explotación de cada tajeo. El relleno garantizará la estabilidad de los pilares, así como la estabilidad global de las excavaciones cercanas y de toda la mina.

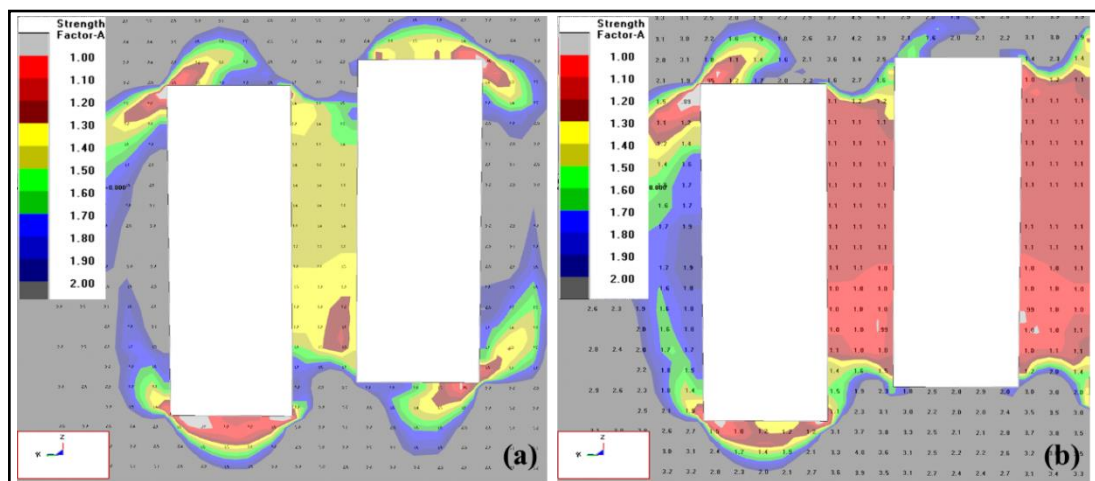


Figura 37. (a) concentración de factores de resistencia alrededor del pilar E, en la etapa 3 de minado y (b) concentración de factores de resistencia alrededor del pilar E, en la etapa 17 de minado

Finalmente, el modelo numérico fue útil considerando los parámetros geomecánicos cuantificados por el dominio geomecánico realizado. Los resultados obtenidos utilizando la formulación empírica *CSIR-CIMFR* y el método numérico guardan relación y se consideran acertados, debido a que durante el proceso de minado se presentaron inestabilidades en los pilares corridos.

#### 4.8 Interacción de los métodos de análisis

La investigación muestra la aplicación de los diferentes métodos para la estimación de la resistencia y estabilidad de pilares barrera obtenido diferentes valores de resistencia y



factores de seguridad. Como se puede apreciar en la Tabla 14, los esfuerzos en el pilar barrera fueron obtenidos con la aplicación del método numérico continuo y el método analítico de área tributaria, ambos resultados fueron utilizados para la obtención de los factores de seguridad con el uso de las formulaciones empíricas de Obert y Duvall (1967), Mark-Bieniawski (1999), *CSIR-CIMFR* (1992) y Lunder y Pakalnis (1997), los resultados fueron presentados en las Tablas 15,16, 17 y 18. En esta etapa de la investigación realizada se resalta la integración e interacción de estas metodologías para evidenciar sus potencialidades y limitaciones para el diseño de pilares barrera en roca dura.

Sin duda el aporte más relevante en la investigación fue realizada por la aplicación del método numérico, a través de la cual se pudo estimar los esfuerzos en el pilar barrera y los factores de resistencia y estabilidad considerando la última etapa de explotación. Algo que no es posible estimar con los métodos empíricos y analíticos.

Finalmente, la interacción de los métodos de análisis nos permitió considerar a la formulación empírica de *CSIR-CIMFR* como el resultado más representativo para el diseño de pilares barrera en roca dura aplicando el método empírico, estos fueron soportados con los resultados obtenidos del análisis de estabilidad a través del método numérico y las condiciones de estabilidad de los pilares barrera presentes en la mina Untuca.

#### **4.9 Discusión de resultados**

El tipo de metamorfismo en el área de estudio, considerando la clasificación realizada por Bucher & Grapes (2011) es orogénico o regional, tal como indico Winkler (1974), este tipo de metamorfismo está relacionado con los grandes cinturones orogénicos, los andes peruanos. Las rocas metamórficas presentes en el área de estudio tienen orientaciones preferentes de los granos minerales tal como mencionan Philpotts & Ague (2009), estas rocas presentan una foliación definida. Así mismo se evidencio granos y sub granos relacionados al proceso de deformación mencionado por Winter (2014).

Los resultados de orientación de discontinuidades fueron contrastados con las observaciones visuales realizadas en campo, tal como lo sugiere Priest (1993); Suarez - Burgoa (2015). También los resultados obtenidos por el método remoto y de contacto fueron comparados, la variación de estos resultados está asociados a la diferencia de cantidad de datos registrado por cada método y probablemente a la falta de corrección de



los datos manuales considerando la declinación magnética así como el posible registro sesgado de discontinuidades en el método de contacto mencionado por Wittke (2014). Así, utilizando el método remoto de la fotogrametría fue posible obtener mayor cantidad de información de las estructuras geológicas, confirmando los buenos resultados obtenidos por Bordehore *et al.* (2016). Así mismo coincidimos con la recomendación realizada por Bishop *et al.* (2020) al sugerir utilizar una cámara tipo DSLR para los trabajos de fotogrametría en espacios subterráneos. Los valores de orientación presentados fueron ajustados considerando lo indicado por Brown (2002) que afirma que la distribución de Fisher proporciona un buen ajuste para los datos de orientación. Sin embargo, hay que considerar que los datos pueden ser ajustados a varios modelos estadísticos mencionados en Zhang (2016). Debido a la buena cantidad de datos obtenida con la utilización del método fotogramétrico esto hace posible que la información se pueda representar estadísticamente, estas capacidades son resaltadas por Paul & Preston (2014).

Considerando lo mencionado por Paul & Preston (2014). Los datos de orientación, longitud de traza, espaciamentos obtenidos en esta parte de la investigación podrían ser utilizados para generar un modelo *DFN*, los cuales podrían ser simplificados para la entrada en códigos numéricos de elementos distintos con el objetivo de realizar análisis de estabilidad de excavaciones subterráneas en la mina.

Los valores de resistencia a la compresión uniaxial obtenidos fueron variables considerando la orientación de carga aplicada con respecto a los planos de foliación de la roca, la variación de estos valores de resistencia fueron indicados por Hencher (2015); Hudson & Harrison (2000); Saeidi *et al.* (2013) haciendo referencia a que la roca anisotrópica tiene diferentes propiedades en diferentes direcciones, al respecto Saeidi *et al.* (2013) menciona a varios investigadores que obtuvieron resultados similares. Así también, los resultados obtenidos para el módulo de Young de la roca intacta son validados con resultados obtenidos por Wittke (1990) donde al igual que los resultados presentados en la Figura 25, el módulo de Young considerando que la orientación de carga axial es perpendicular a los planos de foliación (caso C) será menor al obtenido considerando una orientación de carga axial paralela (caso A). Finalmente los resultados de relación de Poisson obtenidos están en el rango de 0,25 y 0,35 indicados por Hencher (2015).

Para la clasificación del macizo rocoso se ha considerado la utilización de más de dos sistemas de clasificación que es necesaria para evaluar problemas de ingeniería subterránea, algo que fue recomendado por Palmstrom & Stille (2015), recomendación con la que estamos muy de acuerdo.

Los valores de resistencia al corte y constantes de rigidez de las discontinuidades están sustentadas en base a las formulaciones presentadas por Barton (2007), las cuales consideramos muy versátiles y aplicables.

Las tensiones *in situ* estimados del *Word Stress Map* son aceptables para la investigación considerando lo realizado por Hoek (2016); Peng & Zhang (2007).

La estabilidad de los pilares barrera estudiados, implicó la realización de tres pasos, así como lo menciona Porathur *et al.* (2017); la estimación de la resistencia del pilar, la estimación de la carga en el pilar y la determinación de los factores de seguridad. Estos pasos fueron muy oportunos y aplicados con éxito en esta investigación. Los métodos empíricos utilizados fueron los recomendados para el estudio de pilares barrera por Verma *et al.* (2014) y estos fueron las formulaciones empíricas de (Obert & Duvall, 1967) Obert y Duvall (1967), Mark-Bieniawski (1999), *CSIR-CIMFR* (1992) y Lunder y Pakalnis (1997), los resultados con la aplicación de los mismos representan con éxito la variabilidad de resultados esperada para cada formulación empírica.

Los resultados de factores de seguridad obtenidos utilizando la formulación empírica de Obert y Duvall están sobre valorados, pese a que esta formulación fue desarrollada para el estudio de pilares cuadrados y rectangulares en minas metálicas basada en rocas resistentes (Kendorski, 2007), considerando los resultados obtenidos esta formulación no podría ser utilizada en el estudio de pilares barrera.

Los resultados de factores de seguridad obtenidos utilizando la formulación empírica de Mark-Bieniawski también parecen ser sobre valorados, pese a que la formulación empírica fue desarrollada para el diseño de pilares barrera, pero en minas de carbón por Mark (1987). Por lo cual consideramos que esta formulación no es aplicable para el estudio de pilares barrera en roca dura.

Los resultados de factores de seguridad y estabilidad utilizando la formulación empírica de *CSIR-CIMFR* contradicen a los resultados obtenidos por las formulaciones empíricas propuestas por Obert y Duvall (1967), Mark-Bieniawski (1999) y Lunder y Pakalnis

(1997). Es así como los resultados obtenidos por esta formulación empírica si representan las condiciones de estabilidad presentes en los pilares barrera de la mina Untuca.

Los factores de seguridad obtenidos resultan ser más coherentes que los obtenidos con las ecuaciones empíricas de Obert y Duvall (1967) y Mark-Bieniawski (1999), sin embargo, al saber que los pilares barrera de la mina Untuca fallaron, esta formulación sobre valora el factor de seguridad de pilares barrera, pese a que fue formulada por Lunder (1994) para el diseño de pilares en roca dura. Por lo tanto, no es aplicable en el estudio de pilares barrera en roca dura.

Respecto a los factores de seguridad obtenidos utilizando el método numérico se observó que estos son menores a los obtenidos por el método analítico, al respecto Kim *et al.* (2019) obtuvo conclusiones similares con el uso de ambos métodos.

Así, considerando los resultados obtenidos de factor de seguridad y condición de estabilidad del pilar barrera utilizando las formulaciones empíricas coincidimos con lo mencionado por Scovazzo & Boyd (1995) al referirse que ninguna ecuación puede ser apropiada para todas las situaciones y que las ecuaciones empíricas deberán de ser usadas en diseños preliminares. También se consideró lo indicado por Kendorski (2007) que recomienda la revisión de los orígenes y limitaciones de cada uno de los métodos. Sin embargo, los resultados de factores de seguridad obtenidos fueron muy variables considerando las cuatro formulaciones empíricas utilizadas. Estos resultados son corroborados por Esterhuizen (2007) el cual concluye que los resultados obtenidos por las formulaciones empíricas para la estimación de la resistencia de los pilares delgados, como los pilares corridos en la mina Untuca, son más variables que los obtenidos para pilares más anchos o esbeltos.

El método numérico utilizado fue seleccionado por ser el más simple para representar la geometría del problema en 3D y proporcionar las concentraciones de esfuerzos en los pilares de forma clara validando lo mencionado por (Hoek (2016) y Jing & Stephansson (2007). Al igual que Lopez (2017) y Maybee (2000) consideramos que los modelos numéricos son más adecuados para determinar los esfuerzos en los pilares y son útiles para comparar diferentes escenarios de secuencias de explotación (Yves & Paul, 2003).

En este punto resaltamos y estamos de acuerdo con lo mencionado por Potvin (1985), al indicar que el diseño de pilares es un trabajo progresivo de observación, medición y

monitoreo que servirá para la retroalimentación del diseño. Los resultados obtenidos en esta investigación, con la aplicación del método empírico, analítico y numérico cumplen con lo mencionado por Brady & Brown (2006) por tener resultados y modelos que fueron validados con los datos de campo y observaciones.

Los trabajos de Fahrman (2016); Iannacchione (1999); Kim et al. (2019); Soltani (2015); Vardar et al. (2017) también obtuvieron buenos resultados con la aplicación de los métodos numéricos. Estos no hacen referencia a los resultados con métodos empíricos, por lo cual este estudio es el primero que valida la formulación empírica CSIR-CIMFR (1992) aplicado en pilares barrera delgados en roca dura.

Es importante considerar que los pilares corridos por ser delgados son más susceptibles a la presencia de discontinuidades inclinadas persistentes como fallas, esto fue mencionado por Elmo & Stead (2010); Esterhuizen (2007) que indicaron que la presencia de discontinuidades inclinadas disminuye la resistencia del pilar y ocasionará la falla del pilar y en el peor de los casos esta puede ocasionar la inestabilidad de los pilares contiguos, generando la inestabilidad global de un sector de la mina. Este es un aspecto muy importante para tomar en cuenta durante la operación de la mina Untuca.

En esta oportunidad el método numérico utilizado no considera el conjunto de discontinuidades que compone el macizo rocoso, que según Zhang (2014), Esterhuizen (1992) influyen en la resistencia del pilar. Considerando lo mencionado, en los últimos años se ha desarrollado la aplicación de métodos numéricos más sofisticados que aproximan las características geométricas y de resistencia del macizo rocoso que compone los pilares, ejemplo de ello se tienen los trabajos de Elmo (2006), Elmo & Stead (2010) y Muaka *et al.* (2017). Estos podrían desarrollarse para los pilares barrera de la mina Untuca, teniendo como base la información del dominio geomecánico presentado en la investigación.

## CONCLUSIONES

El dominio geomecánico caracterizado para los pilares barrera de la mina Untuca de manera general está representada por; esquistos porfiroblásticos, 4 familias de discontinuidades, sin presencia de aguas subterráneas, roca regular con un valor  $UCS$  representativo de 50 MPa y un valor  $GSI$  igual a 50. Las características descritas del dominio geomecánico en la presente investigación proporcionaron información y datos suficientes para la aplicación de los métodos utilizados en la estimación de la resistencia de pilares barrera y las condiciones de estabilidad al finalizar el minado subterráneo.

Las características geomecánicas de los pilares barrera en la mina Untuca está caracterizada por rocas metamórficas que corresponden al Grupo San José, petrológicamente se reconocen esquistos porfiroblásticos que tienen intensidades variables de silicificación y sericitización (muscovita). Estructuralmente el sector está controlado por fallas normales con dirección  $300^{\circ}$ - $350^{\circ}$  NE / $30^{\circ}$ - $60^{\circ}$  NW. Con la aplicación de la fotogrametría se ha logrado mapear 646 estructuras menores (discontinuidades) en 11 estaciones geomecánicas subterráneas, se identificó 4 familias de discontinuidades principales las cuales están representadas por las capas de estratos (foliación), discontinuidades transversales y longitudinales a los pilares barrera y la esquistosidad producto al metamorfismo. Estimándose el espaciamiento promedio de las estructuras entre 1 y 2,42 m y la persistencia promedio entre 1,26 y 1,55 m. Los ensayos de laboratorio dieron como resultado valores y parámetros de resistencia variables debido a que se ha considerado la orientación de aplicación de fuerza con respecto a los planos de foliación de la roca metamórfica, es así como los valores de resistencia a la compresión no confinada varían entre 33,81 y 71,69 MPa. La clasificación del macizo rocoso realizado ha demostrado que la roca es de una calidad regular teniendo un  $GSI$  promedio entre 52,50 y 62,50 MPa. Con la caracterización geomecánica realizada se ha obtenido un dominio geomecánico para toda la zona en estudio, debido a que se ha evidenciado que la calidad y características del macizo en su conjunto no es muy variable en el espacio. Las propiedades mecánicas del macizo rocoso fueron estimadas utilizando el criterio empírico de Hoek-Brown, teniendo como valores representativos;  $m_b$  entre 0,981 y 1,401,  $s$  entre 0,004 y 0,012,  $a$  entre 0,503 y 0,506,  $\sigma_{cmr}$  entre 4,618 y 8,205 MPa,  $\sigma_{tmr}$  entre 0,302 y 0,643 MPa,  $E_{mr}$  entre 3 751 y 6 349 MPa y  $\nu_{mr}$  entre 0.32 y 0.34. También se ha obtenido el ángulo de fricción para el macizo rocoso que tiene un valor entre  $26,07^{\circ}$  y  $28,83^{\circ}$  y una cohesión entre 3,25 y 3,95 MPa. La información descrita anteriormente

constituye la información más relevante del dominio geomecánico de la mina Untuca. Para los análisis numéricos es necesario incluir la orientación de los esfuerzos in situ, estos fueron obtenidos del *Word Stress Map* y son las siguientes (*azimut/plunge*);  $\sigma_1$  ( $121^\circ/81^\circ$ ),  $\sigma_2$  ( $265^\circ/07^\circ$ ) y  $\sigma_3$  ( $356^\circ/05^\circ$ ).

Se ha estimado la resistencia y estabilidad de los pilares barrera de la mina Untuca considerando la utilización e integración del método empírico, analítico y numérico, obteniéndose resultados que muestran la variabilidad de factores de seguridad y condiciones de estabilidad aplicando las formulaciones empíricas. Los resultados obtenidos con la aplicación de las formulaciones empíricas de Obert y Duvall (1967), Mark-Bieniawski (1999) y Lunder y Pakalnis (1997) indicaban que los pilares barrera presentan factores de seguridad no menores a 6,73 para las dos primeras formulaciones y 2,66 para la última formulación. Estos resultados no representaron las condiciones de estabilidad observadas en campo, sin embargo, el criterio empírico que mejor se ajustó a las condiciones de los pilares barrera es la formulación *CSIR-CIMFR* desarrollada en la India por Sheorey, teniendo como resultado factores de seguridad menores a 1 para los pilares A, B, C, D, E, L, M y N. Así también, se pudo determinar los factores de resistencia (seguridad) de los 14 pilares barrera con la utilización del método numérico de elementos de contorno, *software* Map3D, los resultados mostraron que los pilares A, B, C, D, E, L, M y N son inestables considerando la última etapa de minado. Los dos últimos resultados se relacionan al estimar la estabilidad de los pilares barrera, lo que significa que tendremos la inestabilidad de todo el sistema de pilares barrera diseñado. Considerando que no es posible modificar el diseño preliminar y que tenemos varios pilares inestables se sugiere que los tajeos de explotación se rellenen en su totalidad, para lo cual se tendrá que evaluar alternativas de relleno.

La interacción de los métodos de análisis es importante para la evaluación y solución de problemas en ingeniería de rocas, para el presente estudio la aplicación de los métodos empíricos nos ha demostrado que es necesario tener mucho cuidado con la elección de la formulación empírica a utilizar, la aplicación del modelamiento numérico ha permitido validar los resultados obtenidos por el método numérico *CSIR-CIMFR* e invalidar otros. Así también, el método analítico ha contribuido en la estimación de esfuerzos en el pilar a través de la teoría del área tributaria, sin embargo, con más certeza y objetividad estos también fueron determinados utilizando el modelamiento numérico 3D. Finalmente los métodos utilizados para la estimación de la resistencia y estabilidad de pilares barrera



fueron de soporte unos con otros, esta interacción contribuyo a revisar y seleccionar el método empírico cuyo resultado se ajuste a las condiciones de estabilidad que se presentaron en campo. Así como validar los resultados obtenidos a través de la aplicación de los métodos numéricos continuos en tres dimensiones.

## RECOMENDACIONES

Para complementar los trabajos realizados se recomienda complementar con la caracterización de sondajes diamantinos, luego de esto las características geomecánicas podrían detallarse espacialmente en un modelo geológico, estructural, hidrogeológico y de macizo rocoso 3D. Lo que haría posible la elaboración de un modelo de zonificación geomecánica por dominios. Considerando lo mencionado, con esta información sería posible realizar análisis de estabilidad de pilares con la aplicación de modelos numéricos en los cuales podamos incluir la zonificación geomecánica con cierto detalle, así obtener resultados más aproximados con lo observado en campo.

Se recomienda la implementación de un procedimiento de actualización de información geomecánica, la cual deberá de estar debidamente almacenada en una base de datos que considere la ubicación de la información tomada en campo durante los trabajos de caracterización geomecánica. La información geomecánica debería de observarse en cualquier *software* de visualización, de esta manera podremos definir más dominios geomecánicos presentes en la mina Untuca.

Considerando la información correspondiente al dominio geomecánico, se recomienda estimar la resistencia y estabilidad de pilares considerando la generación del modelo de fractura discreta (*DFN*) el cual representa adecuadamente la orientación, tamaño y distribución de las discontinuidades y la aplicación de modelos numéricos de elementos distintos 3D que considera las propiedades mecánicas de la roca intacta y las discontinuidades en el análisis.

Se recomienda que para todo estudio y análisis de estabilidad de excavaciones se debe de tomar en consideración el uso de los criterios empíricos, analíticos y numéricos, así, la integración de estos resultados siempre será de gran apoyo al momento de tomar decisiones.



## BIBLIOGRAFÍA

- Amadei, B., & Stephansson, O. (1997). *Rock stress and its measurement* (1<sup>a</sup> ed.). Springer. <https://doi.org/10.1007/978-94-011-5346-1>
- Anthony R. Philpotts. (2003). *Petrography of igneous and metamorphic rocks* (2<sup>a</sup> ed.). Waveland Press.
- Aydan, Ö. (2019). *Rock mechanics and rock engineering: Fundamentals of rock mechanics* (1<sup>a</sup> ed., Vol. 1). CRC Press Taylor & Francis Group.
- Barton, N. (2007). *Rock quality, seismic velocity, attenuation and anisotropy*. Taylor & Francis.
- Bell, F. G. (1994). *Engineering in rock masses* (1<sup>a</sup> ed.). Butterworth-Heinemann.
- Bieniaswski, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classifications*. John Wiley & Sons.
- Bishop, R. E. (2020). *Applications of close-range terrestrial 3D photogrammetry to improve safety in underground stone mines to improve safety in underground stone mines*. Virginia Polytechnic Institute.
- Bishop, R. E., Chen, C., Karmis, M. E., & Bishop, R. E. (2020). *Applications of close-range terrestrial 3D photogrammetry to improve safety in underground stone mines to improve safety in underground stone mines*.
- Bordehore, L. J., Jover, R. T., Rodríguez, M. A., & Fernández, A. A. (2016). *Manual de estaciones geomecánicas: Descripción de macizos rocosos en afloramientos*. Ed. ETSI Minas. Universidad Politécnica de Madrid. Grupo de Proyectos de Ingeniería.
- Brady, B., & Brown, E. (2006). *Rock mechanics for underground mining* (3<sup>a</sup> ed.). Kluwer Academic Publishers.
- Brown, E. (1987). *Analytical and computational methods in engineering rock mechanics*. Allen & Unwin.
- Brown, E. T. (2002). *Block caving geomechanics*. Julius Kruttschnitt Mineral Research Centre.

- Bucher, K., & Grapes, R. (2011). *Petrogenesis of metamorphic rocks* (8<sup>a</sup> ed.). Springer.  
<https://doi.org/10.1007/978-3-540-74169-5>
- Debasis, D., & Abiram, K. V. (2016). *Fundamentals and applications of rock mechanics*. PHI Learning.
- Duncan Fama, M. E., Trueman, R., & Craig, M. S. (1995). Two- and three-dimensional elasto-plastic analysis for coal pillar design and its application to highwall mining. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and*, 32(3), 215–225.  
[https://doi.org/10.1016/0148-9062\(94\)00045-5](https://doi.org/10.1016/0148-9062(94)00045-5)
- Elmo, D. (2006). *Evaluation of a hybrid FEM/DEM approach for determination of rock mass strength using a combination of discontinuity mapping and fracture mechanics modelling , with particular emphasis on modelling of jointed pillars*. University of Exeter.
- Elmo, D., & Stead, D. (2010). An integrated numerical modelling-discrete fracture network approach applied to the characterisation of rock mass strength of naturally fractured pillars. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 43(1), 3–19.  
<https://doi.org/10.1007/s00603-009-0027-3>
- Esterhuizen, G. (1992). Jointing effects on pillar strength. *Proceedings of the 19th Conference on Ground Control in Mining*, 7(1), 286–290.  
[https://doi.org/10.1016/0886-7798\(92\)90134-4](https://doi.org/10.1016/0886-7798(92)90134-4)
- Esterhuizen, G., Iannacchione, A., Ellenberger, J., & Dolinar, D. (2006). Pillar stability issues based on a survey of pillar performance in underground limestone mines. *Proceedings of the 25th International Conference on Ground Control in Mining*, 354–361.
- Esterhuizen, G., Mark, C., Klemetti, T., & Tuchman, R. (2009). *Proceedings of the international workshop on numerical modeling for underground mine excavation design*. 109.
- Esterhuizen, G. S. (2007). An evaluation of the strength of slender pillars. *Transactions-Society for Mining Metallurgy and Exploration Incorporated*, 320, 69.

- Fahrman, B. P. (2016). *Numerical modeling of room-and-pillar coal mine ground response* (Número February). Virginia Polytechnic Institute and State University.
- Feng, X.-T. (Ed.). (2017a). *Rock mechanics and engineering. Volume 5: Surface and underground projects*. CRC Press.
- Feng, X.-T. (Ed.). (2017b). *Rock mechanics and engineering. Volume 1: Principles. 1*, 770. <https://doi.org/10.1201/9781315364261>
- Fossen, H. (2010). *Structural geology*. Cambridge University Press.
- Gattinoni, P., Pizzarotti, E. M., & Scesi, L. (2014). *Engineering geology for underground works*. Springer. <https://doi.org/10.1007/978-94-007-7850-4>
- Golder. (2019). *FracMan 7.7 Workbook* (p. 368). Golder.
- Goodman, R. E. (1989). *Introduction to rock mechanics* (2<sup>a</sup> ed.). John Wiley & Sons.
- Goodman, R. E., & Shi, G. (1985). *Block theory and its application to rock engineering*. Prentice-Hall.
- Heidbach, O., Barth, A., Müller, B., Reinecker, J., Stephansson, O., Tingay, M., & Zang, A. (2016). *WSM quality ranking scheme, database description and analysis guidelines for stress indicator: Vol. Report 16-*. <https://doi.org/DOI:http://doi.org/10.2312/wsm.2016.001>
- Hencher, S. (2015). *Practical rock mechanics*. CRC Press.
- Hobbs, B., & Ord, A. (2015). *The structural geology: Volume I, Principles: The mechanics of deforming metamorphic rocks*. Elsevier Inc.
- Hoek, E. (2016). *Practical rock engineering*. Rocscience Inc. <https://www.rocscience.com/documents/hoek/corner/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf>
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1982). *Underground excavations in rock*. Institution of Mining and Metallurgy.

- Hoek, E., & Brown, E. T. (2018). The Hoek-Brown failure criterion and GSI – 2018 edition. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*.  
<https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.08.001>
- Hollocher, K. (2014). *A pictorial guide to metamorphic rocks in the field*. CRC Press Taylor & Francis Group.
- Hudson, J. A. (Ed.). (1993). *Comprehensive rock engineering: Principles, practice and projects. Volume 4, excavation, support and monitoring*. Pergamon Press.
- Hudson, J. A., & Feng, X.-T. (2015). *Rock engineering risk*. CRC Press.
- Hudson, J. A., & Harrison, J. P. (1997). *Engineering rock mechanics : An introduction to the principles*. Elsevier.
- Hudson, J. A., & Priest, S. D. (1979). Discontinuities and rock mass geometry. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and*, 16(6), 339–362.  
[https://doi.org/10.1016/0148-9062\(79\)90001-9](https://doi.org/10.1016/0148-9062(79)90001-9)
- Iannacchione, A. T. (1999). Analysis of pillar design practices and techniques for U.S. limestone mines. En *Transactions of the Institution of Mining and Metallurgy Section a-Mining Industry* (Vol. 108, pp. 152–160).
- Jaeger, J. C., Cook, N. G. W., & Zimmerman, R. W. (2007). *Fundamental of rock mechanics* (4<sup>a</sup> ed.). Blackwell Publishing Ltd.
- Jager, A. J., & Ryder, J. A. (Eds.). (1999). *A handbook on rock engineering practice for tabular hard rock mines*. The Safety in Mines Research Advisory Committee (SIMRAC).
- Jing, L. (2003). *A review of techniques , advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering*. 39(4), 283–353.  
[https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(03\)00013-3](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(03)00013-3)
- Jing, L., & Hudson, J. A. (1990). *Numerical methods in rock mechanics* (Vol. 39, Número 4). Wiley. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(02\)00065-5](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(02)00065-5)
- Jing, L., & Stephansson, O. (2007). *Fundamentals of discrete element methods for rock engineering: Theory and applications* (Vol. 85). Elsevier Science.



- Kendorski, F. S. (2007). Towards and improved stone mine pillar design methodology: Observations from a mistake. *Proceedings of the 26th International Conference on Ground Control in Mining*, 6.
- Kim, J. G., Abdellah, W. R., & Yang, H. S. (2019). Parametric stability analysis of pillar performance at Nohyun limestone mine, South Korea—a case study. *Arabian Journal of Geosciences*, 12(12). <https://doi.org/10.1007/s12517-019-4550-6>
- Kongolo, N. (1998). *Determination of pillar strength from Kamoto room and pillar collapse by numerical approach*. University of the Witwatersrand.
- Kornprobst, J. (2003). Metamorphic rocks and their geodynamic significance: A petrografical handbook. En *Petrology and Structural Geology* (Vol. 12). KluwerAcademic Publishers.
- Kusunose, K. (1995). Fracture mechanics of rocks. En *Journal of Physics of the Earth* (Vol. 43, Número 4). <https://doi.org/10.4294/jpe1952.43.479>
- Lopez, M. I. M. (2017). *Modelação numérica para o dimensionamento de pilares de minas subterrâneas*. Universidade Federal de Ouro Preto.
- Loui, J., Pal, P., Shen, B., & Karekal, S. (2017). *Highwall mining: Aplicability, design & safety*. CRC Press Taylor & Francis Group.
- Lunder, P. J. (1994). *Hard rock pillar strength estimation an applied empirical approach*. University of British Columbia.
- Lunder, P. J., & Pakalnis, R. C. (1997). Determination of the strength of hard-rock mine pillars. *CIM Bulletin*, 90(1013), 51–55.
- Mallı, T., Yetkin, M. E., Özfirat, M. K., & Kahraman, B. (2017). Numerical analysis of underground space and pillar design in metalliferous mine. *Journal of African Earth Sciences*, 134, 365–372. <https://doi.org/10.1016/j.jafrearsci.2017.07.018>
- Marinos, P., & Hoek, E. (2001). Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 60(2), 85–92. <https://doi.org/10.1007/s100640000090>

- Marinos, P., & Hoek, E. (2018). GSI: A geologically friendly tool for rock mass strength estimation. *ISRM International Symposium 2000, IS 2000*.
- Maritz, J. A. (2015). *The effect of shear stresses on pillar strength* (Número 97245586). University of Pretoria.
- Mark, C. (1987). *Analysis of longwall pillar stability*. Pennsylvania State University.
- Mark, C. (1999). Empirical methods for coal pillar design. *Proceedings of the 2nd international on workshop coal pillar mechanics and design, National Institute for Occupational Safety and Health, Report IC, 9448, 145–154*.  
<http://www.cdc.gov/Niosh/pdfs/99-114.pdf#page=143>
- Martin, C. D., & Maybee, W. G. (2000). The strength of hard-rock pillars. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 37*(8), 1239–1246.  
[https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(00\)00032-0](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(00)00032-0)
- Maybee, W. G. (2000). *Pillar design in hard brittle rocks*. Laurentian University.
- Muaka, J., Duma, S., Mushangwe, P., Gardener, L., Chindedza, T., Walls, J., & Joughin, W. (2017). Modelling hard rock jointed pillars using a distinct element and discrete fracture network approach considering the effect of a clay-filled shear structure. *Deep Mining 2017: Eighth International Conference on Deep and High Stress Mining – J Wesseloo (ed.)*, 311–328.
- Obert, L., & Duvall, W. (1967). *Rock mechanics and the design of structures in rock*. Wiley.
- Oyangüren, P. R., Irizar, L. de la C., Huerta, R. L., & Obeso, E. G. (1991). *Mecánica de rocas aplicada a la minería metálica subterránea*. Instituto Geológico y Minero de España.
- Palmstrom, A., & Stille, H. (2015). *Rock engineering* (2<sup>a</sup> ed.). ICE Publishing.
- Pande, G. N., Beer, G., & Williams, J. R. (1990). *Numerical methods in rock mechanics*. Wiley.
- Paul, R., & Preston, E. (2014). *Application of photogrammetry to estimates of mine pillar damage and strength*. Simon Fraser University.

- Peng, S., & Zhang, J. (2007). *Engineering geology for underground rocks*. Springer.
- Philpotts, A., & Ague, J. (2009). *Principles of igneous and metamorphic petrology* (2<sup>a</sup> ed.). Cambridge University Press. <https://doi.org/10.1017/cbo9780511813429>
- Porathur, J. L., Roy, P. P., Shen, B., & Karekal, S. (2017). *Highwall mining: Applicability, design & safety*. CRC Press.
- Potvin, Y. (1985). *Investigation of underground mine pillar design procedures*. University of British Columbia.
- Potvin, Y., & Hadjigeorgiou, J. (2020). *Ground support for underground mines*. Australian Centre for Geomechanics.
- Priest, S. (1985). *Hemispherical projection methods in rock mechanics*. George Allen & Unwin Ltd.
- Priest, S. (1993). Discontinuity analysis for rock engineering. En *Chapman & Hall* (1<sup>a</sup> ed.). Chapman & Hall. <https://doi.org/0.1007/978-94-011-1498-1>
- Priest, S., & Hudson, J. (1981). Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline surveys. *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics*, 18, 183–197.
- Riquelme, A. (2015). *Uso de nubes de puntos 3D para identificación y caracterización de familias de discontinuidades planas en afloramientos rocosos y evaluación de la calidad geomecánica*. Universidad de Alicante.
- Saeidi, O., Vaneghi, R. G., Rasouli, V., & Gholami, R. (2013a). A modified empirical criterion for strength of transversely anisotropic rocks with metamorphic origin. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 72(2), 257–269. <https://doi.org/10.1007/s10064-013-0472-9>
- Saeidi, O., Vaneghi, R. G., Rasouli, V., & Gholami, R. (2013b). A modified empirical criterion for strength of transversely anisotropic rocks with metamorphic origin. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 72(2), 257–269. <https://doi.org/10.1007/s10064-013-0472-9>



- Salamon, M. D. G., & Munro, A. H. (1967). A study of the strength of coal pillars. *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, 68(2), 55–67.
- Schultz, R. A. (2019). *Geologic fracture mechanics*. Cambridge University Press.  
<https://doi.org/10.1017/9781316996737>
- Sen, G. (2014). *Petrology: Principles and practice*. Springer-Verlag.  
<https://doi.org/10.1007/978-3-642-38800-2>
- Sheorey, P. (1994). A theory for In Situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 31(4), 193. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(94\)91070-7](https://doi.org/10.1016/0148-9062(94)91070-7)
- Singh, B., & Goel, R. K. (2011). *Engineering rock mass classification*. Elsevier Inc.
- Sivakugan, N., Shukla, S. K., & Das, B. M. (2013). *Rock mechanics: An introduction* (1<sup>a</sup> ed.). CRC Press.
- Soltani, A. (2015). *Analysis of the armps database using FLAC3D; A pillar stability comparison for room and pillar coal mines during development*. University of Kentucky.
- Stacey, T. R. (2001). *Best practice rock engineering handbook for “other ” Mines* (Número December).
- Suarez - Burgoa, L. o. (2015). *Descripción del macizo rocoso* (2<sup>a</sup> ed.).
- Tarback, E. J., Lutgens, F. K., & Tasa, D. (2005). *Ciencias de la tierra una introducción a la geología física* (8<sup>a</sup> ed.). Pearson Educación S.A.  
<https://doi.org/10.1016/j.chemolab.2011.03.010>
- Ulusay, R. (Ed.). (2015). *The ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 2007-2014*. Springer International Publishing Switzerland.  
<https://doi.org/10.1007/978-3-319-07713-0>
- Vandergrift, T., & Garcia, J. (2005). Highwall mining in a multiple-seam, Western United States setting design and performance. *24th International Conference on Ground Control in Mining*, 1–7.



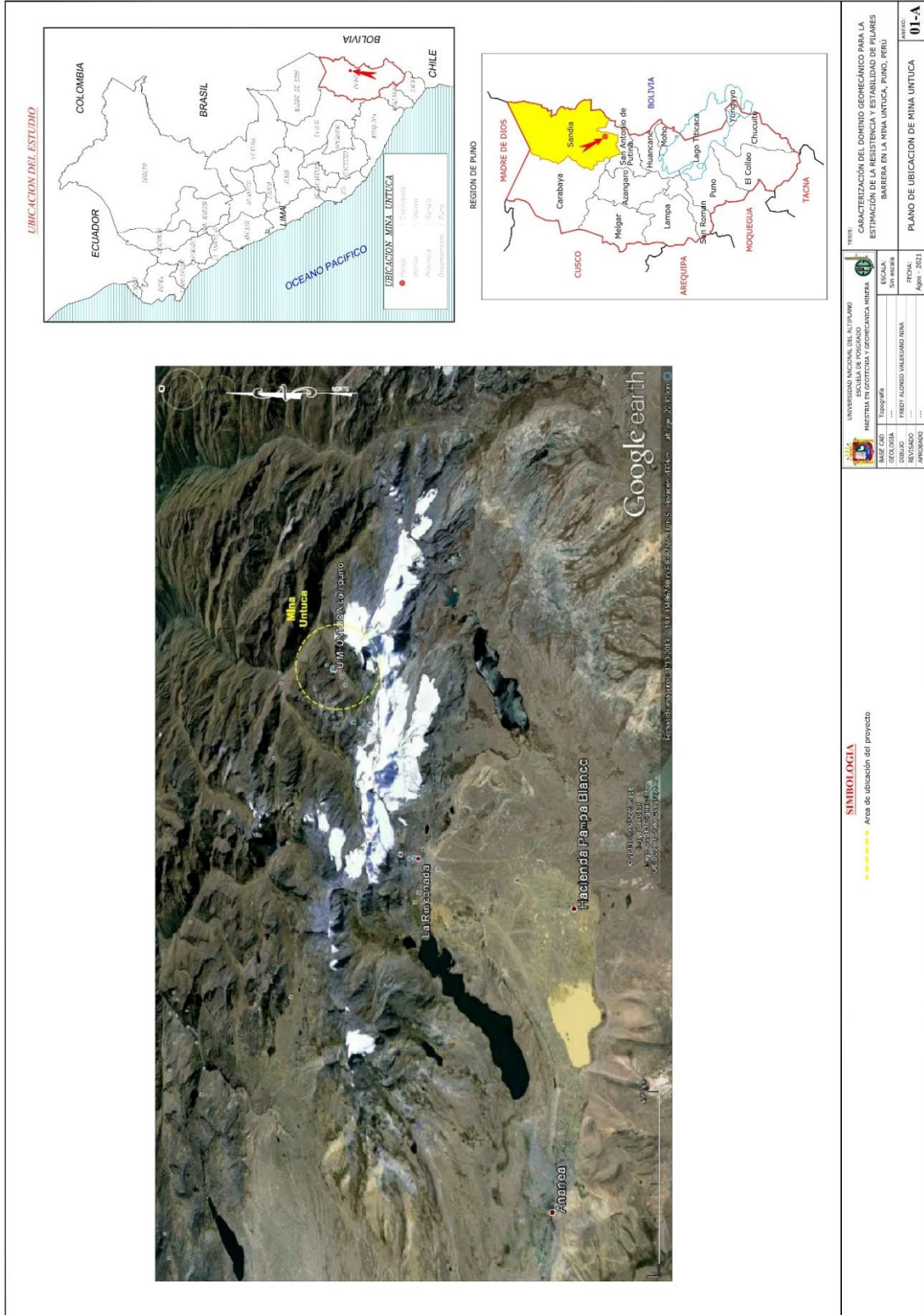
- Vardar, O., Tahmasebinia, F., Zhang, C., Canbulat, I., & Saydam, S. (2017). A review of uncontrolled pillar failures. *Procedia Engineering*, 191(June), 631–637. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.05.227>.
- Vásárhelyi, B., & Kovács, D. (2017). Empirical methods of calculating the mechanical parameters of the rock mass. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 61(1), 39–50. <https://doi.org/10.3311/PPci.10095>
- Verma, C. P., Porathur, J. L., Thote, N. R., Roy, P. P., & Karekal, S. (2014). Empirical approaches for design of web pillars in highwall mining: Review and analysis. *Geotechnical and Geological Engineering*, 32(2), 587–599. <https://doi.org/10.1007/s10706-013-9713-8>
- Villaescusa, E. (2014). *Geotechnical design for sublevel open stopping*. CRC Press Taylor & Francis Group. <https://doi.org/10.1201/b16702>
- Winkler, H. G. F. (1974). *Petrogenesis of metamorphic rocks* (E. Froese (Ed.)). Springer. <https://doi.org/10.1007/978-1-4612-9828-1>
- Winter, J. D. (2014). *Principles of igneous and metamorphic petrology*. Pearson Education Limited.
- Wittke, W. (1990). *Rock mechanics theory and applications with case histories*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH.
- Wittke, W. (2014). *Rock mechanics based on an anisotropic jointed rock model (AJRM)*. Wilhelm Ernst & Sohn.
- Xing, Y., Kulatilake, P. H. S. W., & Sandbak, L. (2020). *Rock mass stability around underground excavations in a mine a case study*. CRC Press Taylor & Francis Group.
- Yves, P., & Paul, N. (2003). *Management of rockfall risks in underground metalliferous mines: A reference manual*. Minerals Council of Australia 2003.
- Zhang, L. (2016). *Engineering properties of rocks* (2<sup>a</sup> ed.). Butterworth-Heinemann.
- Zhang, Y. (2014). *Modelling hard rock pillars using a synthetic rock mass approach*. Simon Fraser University.



Zuo, J., & Shen, J. (2020). *The Hoek-Brown failure criterion—From theory to application*. Springer. <https://doi.org/10.1007/978-981-15-1769-3>

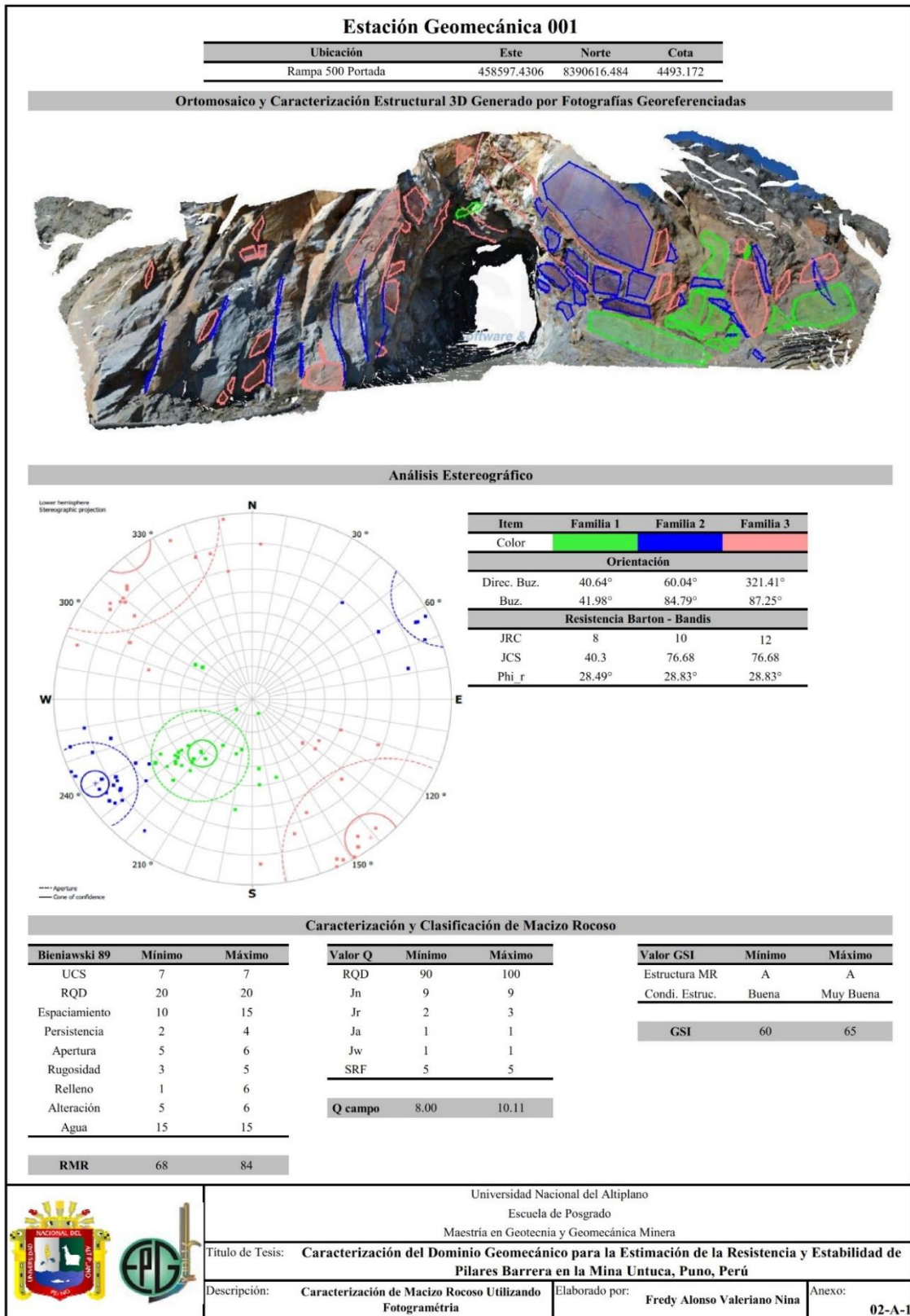
ANEXOS

Anexo 1. Plano

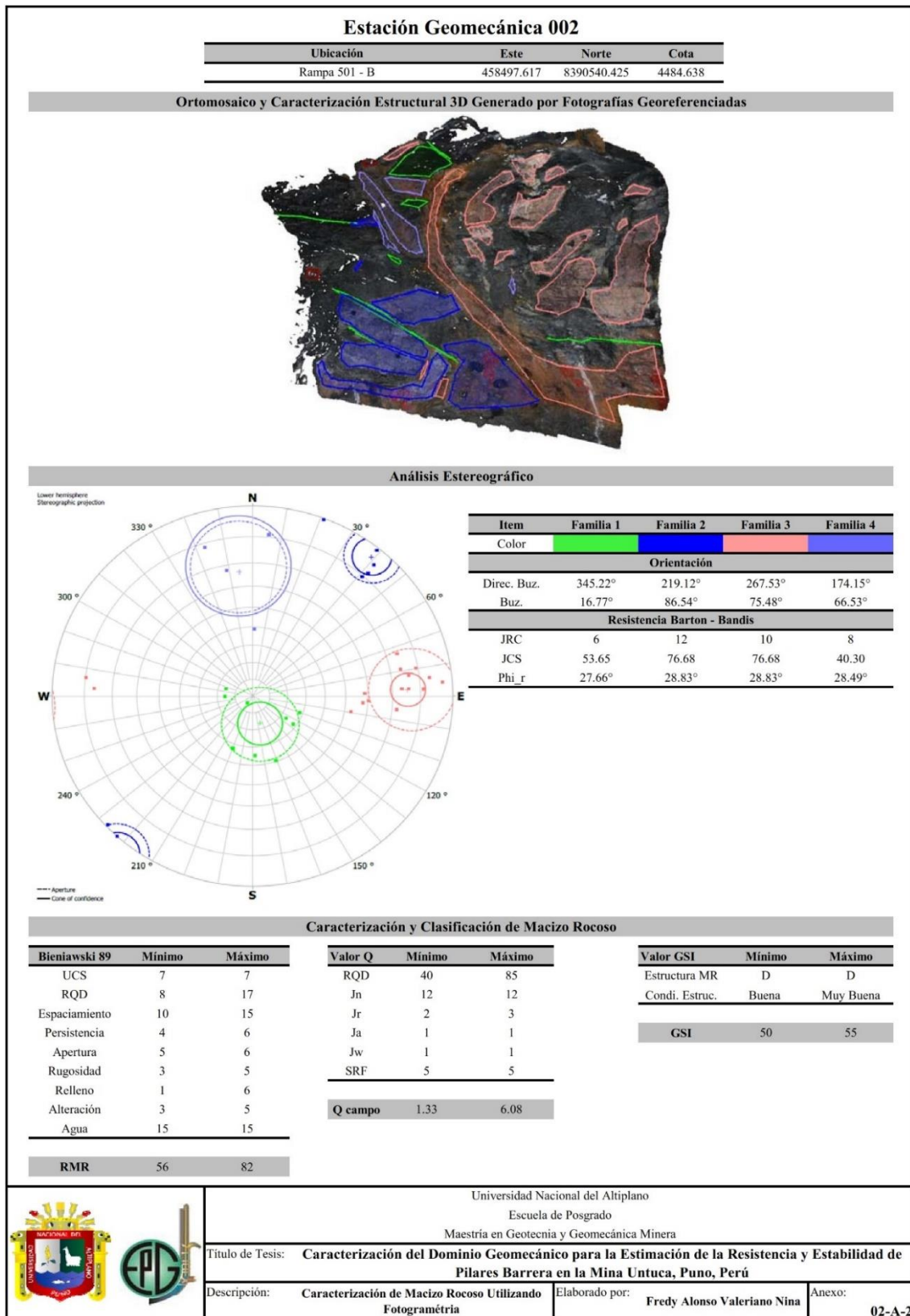


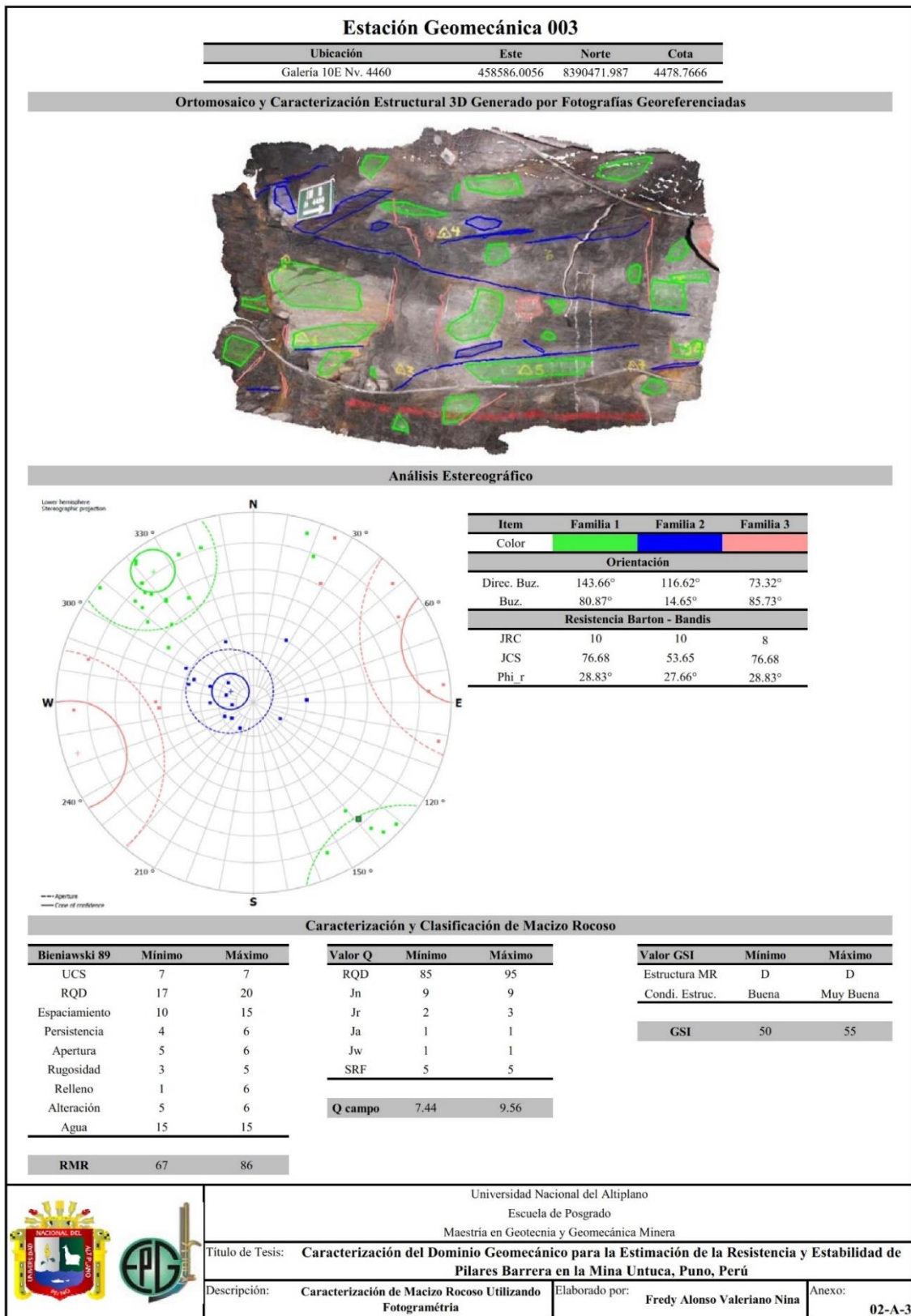
<p>UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO ESCUELA DE POSGRADO MAESTRÍA EN GEOTECNIA Y GEOMECÁNICA MINERA</p>		<p>TÍTULO: CARACTERIZACIÓN DEL DOMINIO GEOMECÁNICO PARA LA ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA Y ESTABILIDAD DE PILARES BARREERA EN LA MINA UNTUCA, PUNO, PERÚ</p>
<p>BASE CAD: Topografía</p>	<p>ESCALA: Sin Escala</p>	<p>PLANO DE UBICACIÓN DE MINA UNTUCA</p>
<p>ELABORADO: FREDY ALONSO VALESIANO MINA</p>	<p>FECHA: Año 2021</p>	<p>NÚMERO: 01-A</p>
<p>REVISADO: ---</p>	<p>APROBADO: ---</p>	

## Anexo 2. Caracterización geomecánica









### Estación Geomecánica 004

Ubicación	Este	Norte	Cota
Rampa 501 - A	458525.574	8390463.126	4471.323

**Ortomosaico y Caracterización Estructural 3D Generado por Fotografías Georeferenciadas**

**Análisis Estereográfico**

Lower hemisphere  
Stereographic projection

--- Aperture  
--- Cone of confidence

Item	Familia 1	Familia 2	Familia 3	Familia 4
Color				
<b>Orientación</b>				
Direc. Buz.	325.51	304.31°	48.71°	105.37°
Buz.	86.34°	11.74°	82.41°	87.87°
<b>Resistencia Barton - Bandis</b>				
JRC	16	10	12	8
JCS	76.68	53.65	76.68	76.68
Phi <sub>r</sub>	28.83°	27.66°	28.83°	28.83°

**Caracterización y Clasificación de Macizo Rocoso**

Bieniawski 89	Mínimo	Máximo	Valor Q	Mínimo	Máximo	Valor GSI	Mínimo	Máximo
UCS	7	7	RQD	73	83	Estructura MR	D	D
RQD	13	17	J <sub>n</sub>	12	12	Condi. Estruct.	Buena	Muy Buena
Espaciamiento	8	15	J <sub>r</sub>	2	3	<b>GSI</b>	50	55
Persistencia	4	6	J <sub>a</sub>	1	1			
Apertura	5	6	J <sub>w</sub>	1	1			
Rugosidad	3	5	SRF	5	5			
Relleno	1	6	<b>Q campo</b>	4.08	5.92			
Alteración	3	5						
Agua	15	15						
<b>RMR</b>	59	82						

Universidad Nacional del Altiplano  
Escuela de Posgrado  
Maestría en Geotecnia y Geomecánica Minera

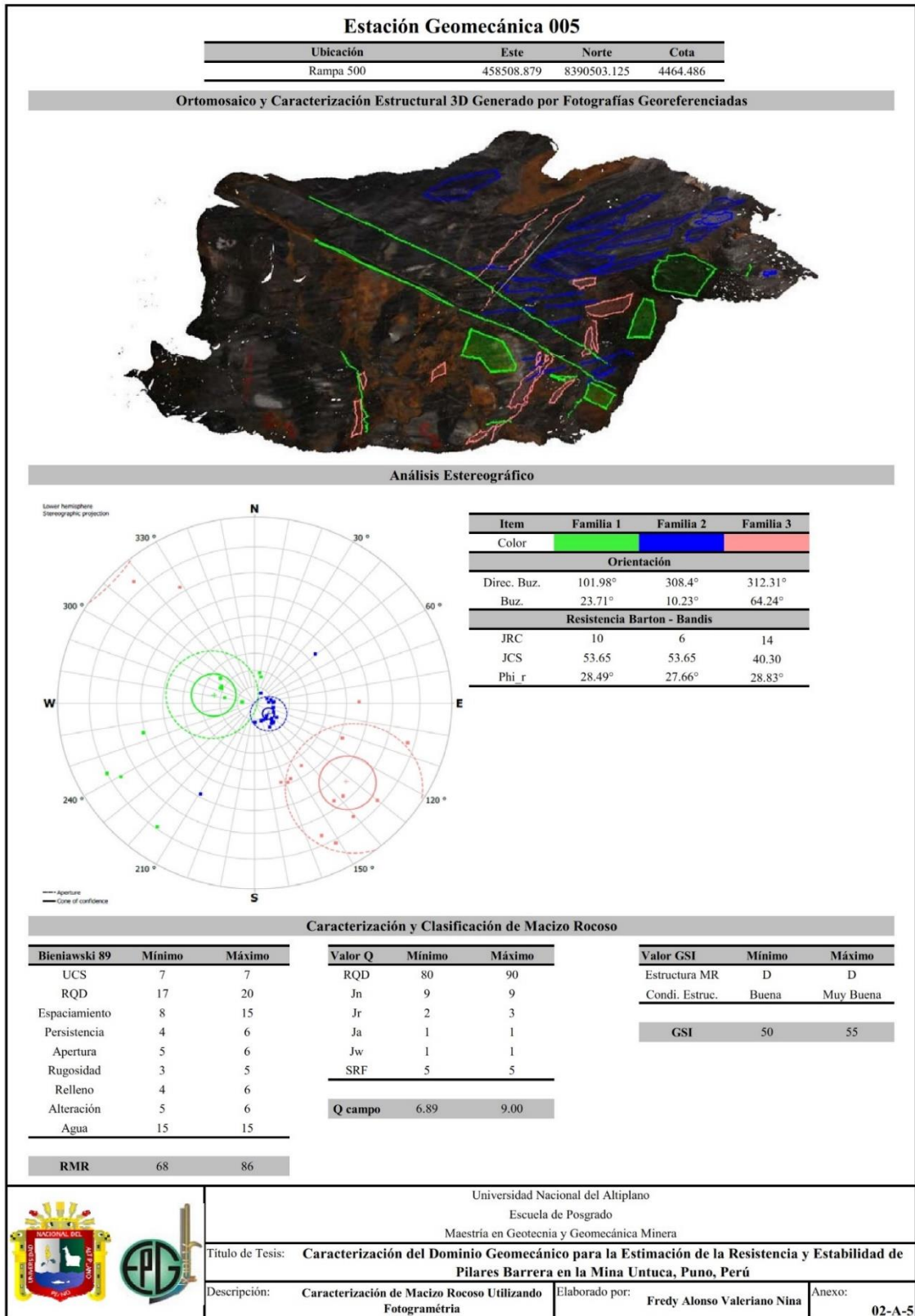
Título de Tesis: **Caracterización del Dominio Geomecánico para la Estimación de la Resistencia y Estabilidad de Pilares Barrera en la Mina Untuca, Puno, Perú**

Descripción: **Caracterización de Macizo Rocoso Utilizando Fotogrametría**

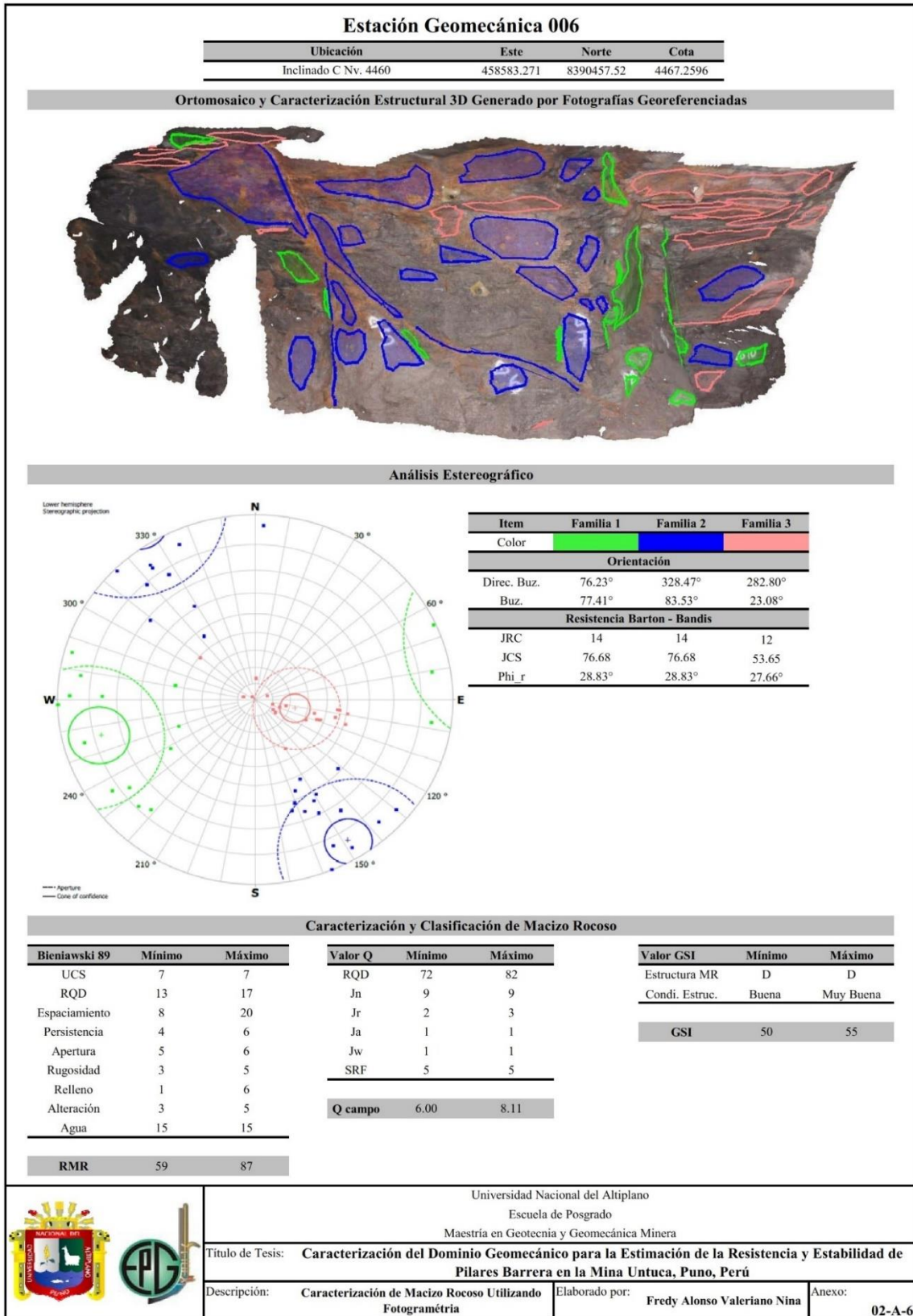
Elaborado por: **Fredy Alonso Valeriano Nina**

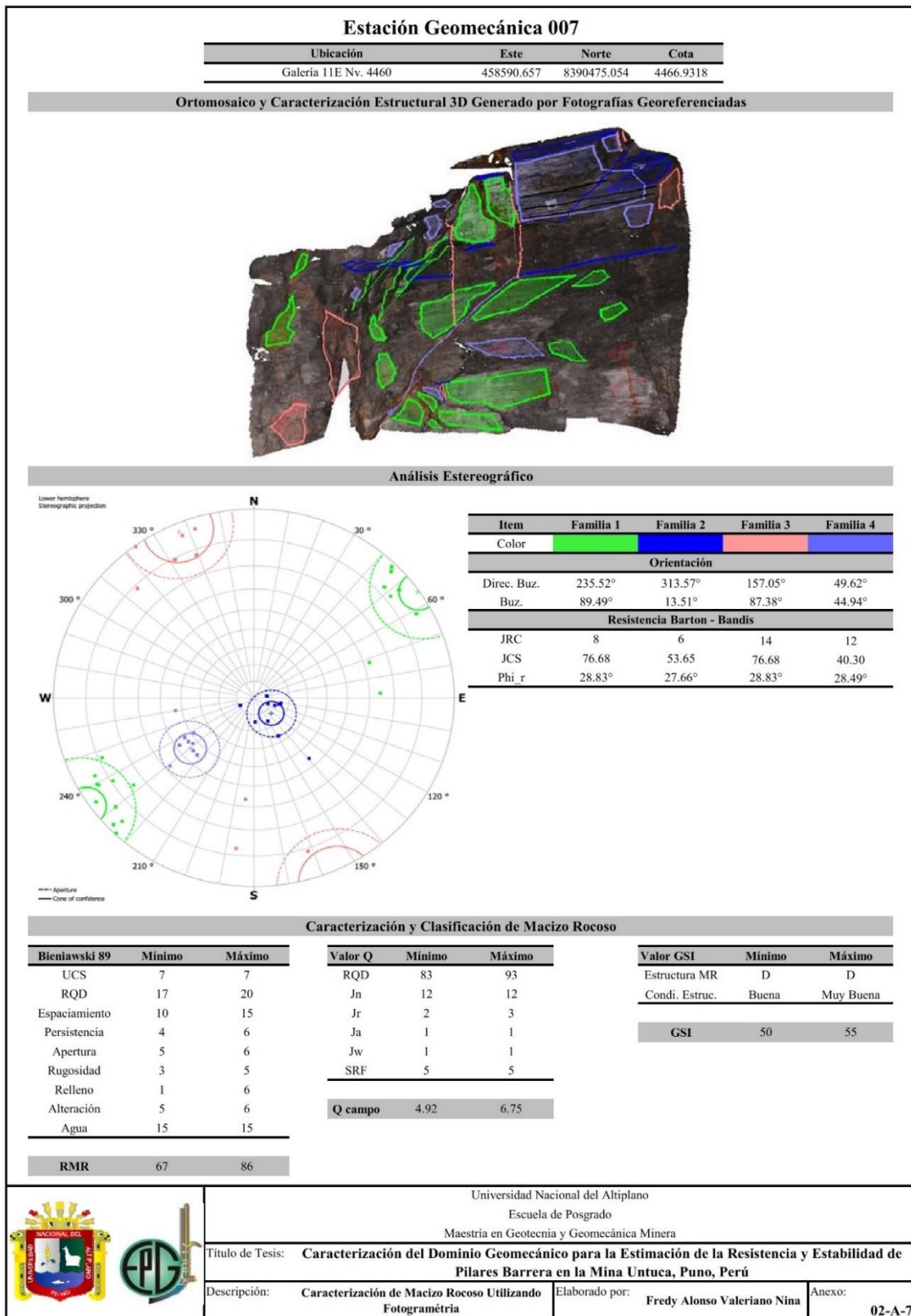
Anexo: **02-A-4**







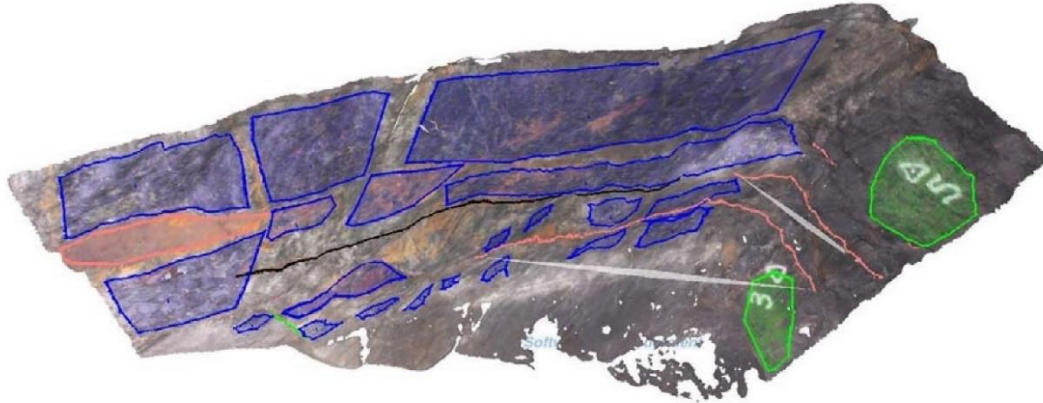




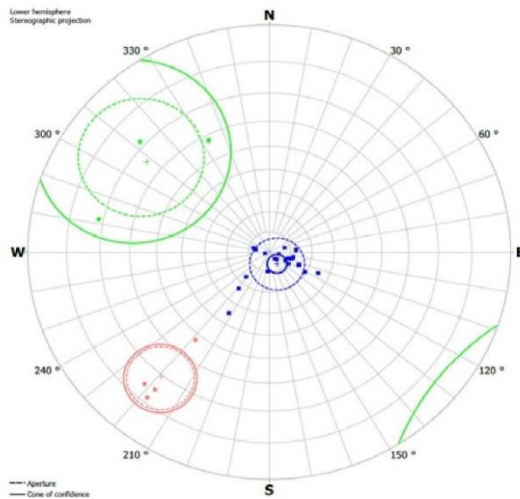
### Estación Geomecánica 008

Ubicación	Este	Norte	Cota
Gal 09 Nv. 4475	458622.386	8390406.457	4484.184

#### Ortomosaico y Caracterización Estructural 3D Generado por Fotografías Georeferenciadas



#### Análisis Estereográfico



Item	Familia 1	Familia 2	Familia 3
Color	Green	Blue	Red
<b>Orientación</b>			
Direc. Buz.	128.11°	329.01°	39.09°
Buz.	65.62°	6.89°	70.45°
<b>Resistencia Barton - Bandis</b>			
JRC	10	6	12
JCS	40.30	53.65	76.68
Phi <sub>r</sub>	28.49°	27.66°	28.83°

#### Caracterización y Clasificación de Macizo Rocoso

Bieniawski 89	Mínimo	Máximo
UCS	7	7
RQD	13	13
Espaciamiento	8	20
Persistencia	4	6
Apertura	5	6
Rugosidad	3	5
Relleno	4	6
Alteración	5	6
Agua	15	15

Valor Q	Mínimo	Máximo
RQD	62	72
J <sub>n</sub>	9	9
J <sub>r</sub>	2	3
J <sub>a</sub>	1	1
J <sub>w</sub>	1	1
SRF	5	5

Valor GSI	Mínimo	Máximo
Estructura MR	D	D
Condi. Estruct.	Buena	Muy Buena

<b>GSI</b>	<b>50</b>	<b>55</b>
------------	-----------	-----------

<b>Q campo</b>	<b>4.89</b>	<b>7.00</b>
----------------	-------------	-------------

<b>RMR</b>	<b>64</b>	<b>84</b>
------------	-----------	-----------



Universidad Nacional del Altiplano

Escuela de Posgrado

Maestría en Geotecnia y Geomecánica Minera

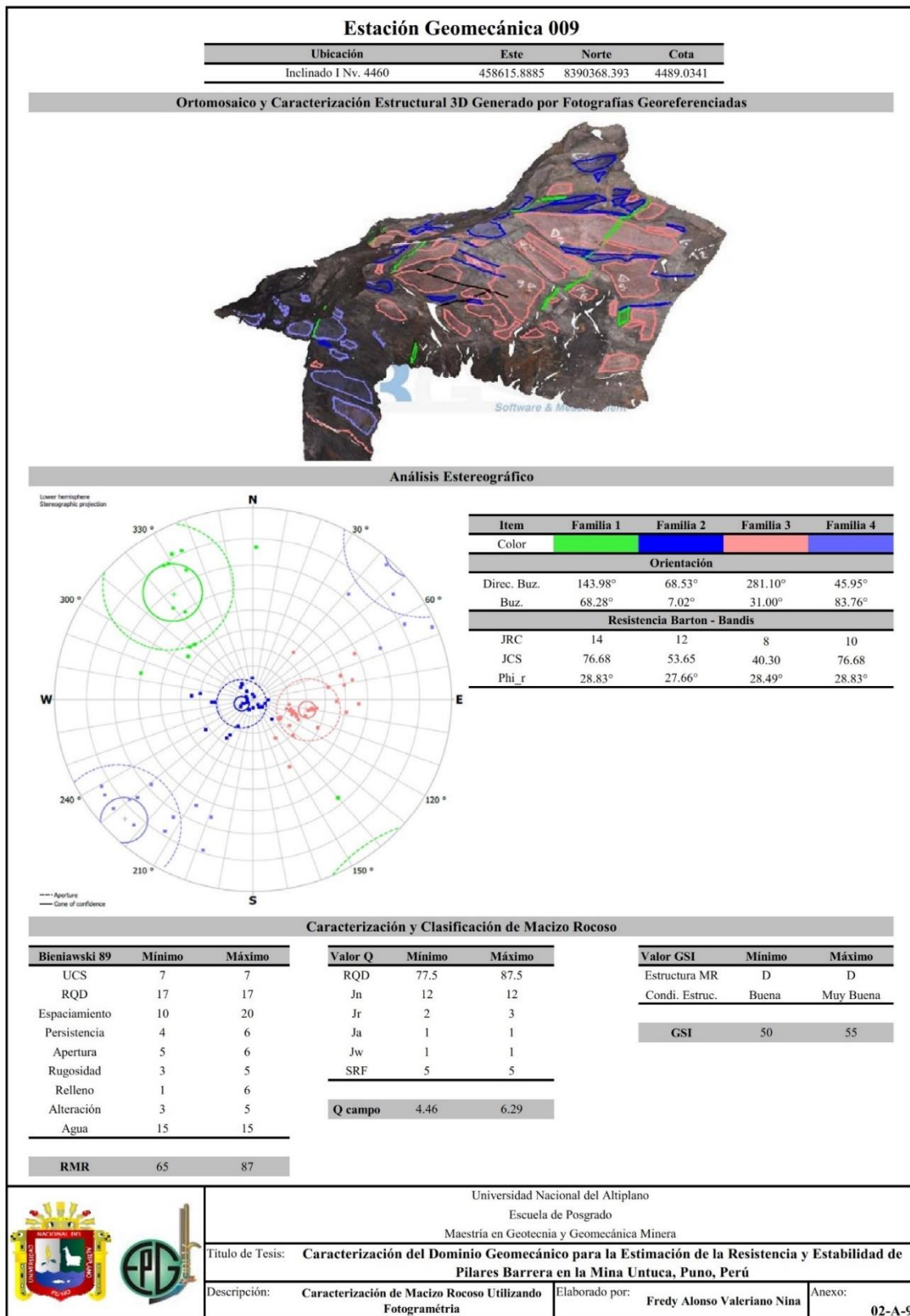
Título de Tesis: **Caracterización del Dominio Geomecánico para la Estimación de la Resistencia y Estabilidad de Pilares Barrera en la Mina Untuca, Puno, Perú**

Descripción: **Caracterización de Macizo Rocoso Utilizando Fotogrametría**

Elaborado por: **Fredy Alonso Valeriano Nina**

Anexo: **02-A-8**

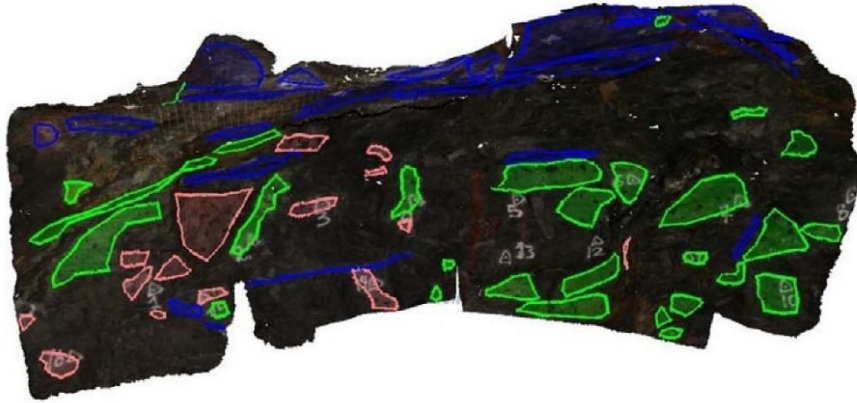




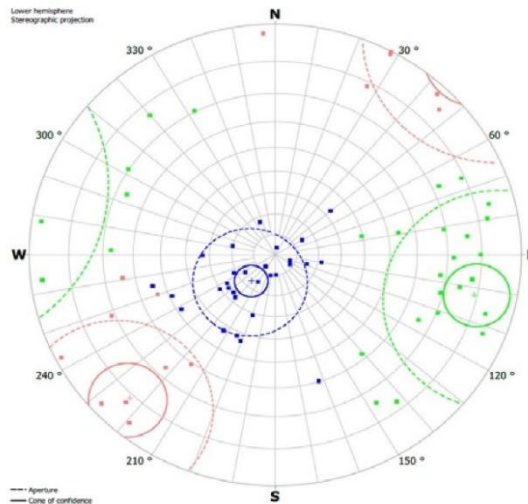
### Estación Geomecánica 010

Ubicación	Este	Norte	Cota
Tajo 08 Nv. 4460	458655.0933	8390362.998	4488.0315

#### Ortomosaico y Caracterización Estructural 3D Generado por Fotografías Georeferenciadas



#### Análisis Estereográfico



Item	Familia 1	Familia 2	Familia 3
Color	Green	Blue	Red
<b>Orientación</b>			
Direc. Buz.	282.14°	40.47°	43.58°
Buz.	79.27°	17.03°	81.17°
<b>Resistencia Barton - Bandis</b>			
JRC	12	8	14
JCS	76.68	53.65	76.68
Phi r	28.83°	27.66°	28.83°

#### Caracterización y Clasificación de Macizo Rocoso

Bieniawski 89	Mínimo	Máximo	Valor Q	Mínimo	Máximo	Valor GSI	Mínimo	Máximo
UCS	7	7	RQD	78.5	88.5	Estructura MR	D	D
RQD	17	17	Jn	9	9	Condi. Estruct.	Buena	Muy Buena
Espaciamiento	8	15	Jr	2	3	<b>GSI</b>		
Persistencia	4	6	Ja	1	1	50		
Apertura	5	6	Jw	1	1	55		
Rugosidad	3	5	SRF	5	5			
Relleno	1	6	<b>Q campo</b>		6.72		8.83	
Alteración	3	5						
Agua	15	15						
<b>RMR</b>		63		82				



Universidad Nacional del Altiplano  
Escuela de Posgrado  
Maestría en Geotecnia y Geomecánica Minera

Título de Tesis: **Caracterización del Dominio Geomecánico para la Estimación de la Resistencia y Estabilidad de Pilares Barrera en la Mina Untuca, Puno, Perú**

Descripción: **Caracterización de Macizo Rocoso Utilizando Fotogrametría**

Elaborado por: **Fredy Alonso Valeriano Nina**

Anexo: **02-A-10**

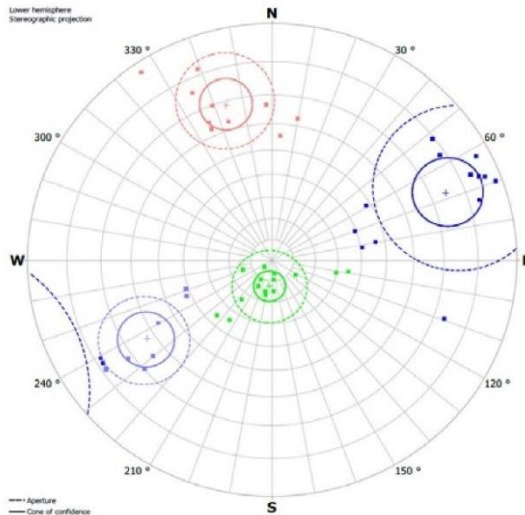
### Estación Geomecánica 011

Ubicación	Este	Norte	Cota
Tajo 11E Nv. 4475	458689.7289	8390374.971	4481.7909

#### Ortomosaico y Caracterización Estructural 3D Generado por Fotografías Georeferenciadas



#### Análisis Estereográfico



Item	Familia 1	Familia 2	Familia 3	Familia 4
Color	Verde	Azul	Rosa	Purpura
<b>Orientación</b>				
Direc. Buz.	5.53°	248.07°	163.98°	57.00°
Buz.	12.54°	74.63°	68.57°	62.77°
<b>Resistencia Barton - Bandis</b>				
JRC	4	12	12	12
JCS	53.65	76.68	76.68	40.30
Phi_r	27.66°	28.83°	28.83°	28.83°

#### Caracterización y Clasificación de Macizo Rocoso

Bieniawski 89	Mínimo	Máximo
UCS	7	7
RQD	13	17
Espaciamiento	8	20
Persistencia	2	6
Apertura	5	6
Rugosidad	3	5
Relleno	1	6
Alteración	3	5
Agua	15	15
<b>RMR</b>	<b>57</b>	<b>87</b>

Valor Q	Mínimo	Máximo
RQD	74	84
Jn	12	12
Jr	2	3
Ja	1	1
Jw	1	1
SRF	5	5
<b>Q campo</b>	<b>4.17</b>	<b>6.00</b>

Valor GSI	Mínimo	Máximo
Estructura MR	D	D
Condi. Estruct.	Buena	Muy Buena
<b>GSI</b>	<b>50</b>	<b>55</b>



Universidad Nacional del Altiplano  
Escuela de Posgrado  
Maestría en Geotecnia y Geomecánica Minera

Título de Tesis: **Caracterización del Dominio Geomecánico para la Estimación de la Resistencia y Estabilidad de Pilares Barrera en la Mina Untuca, Puno, Perú**

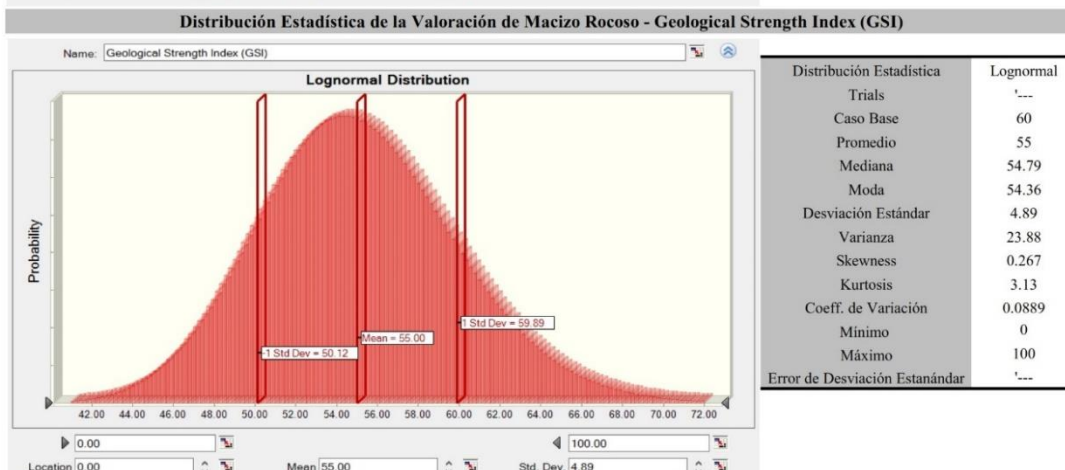
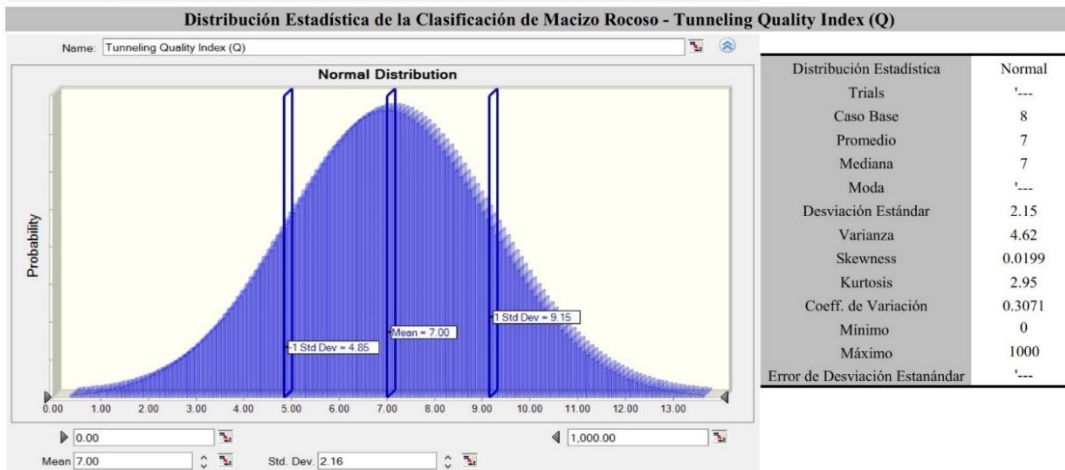
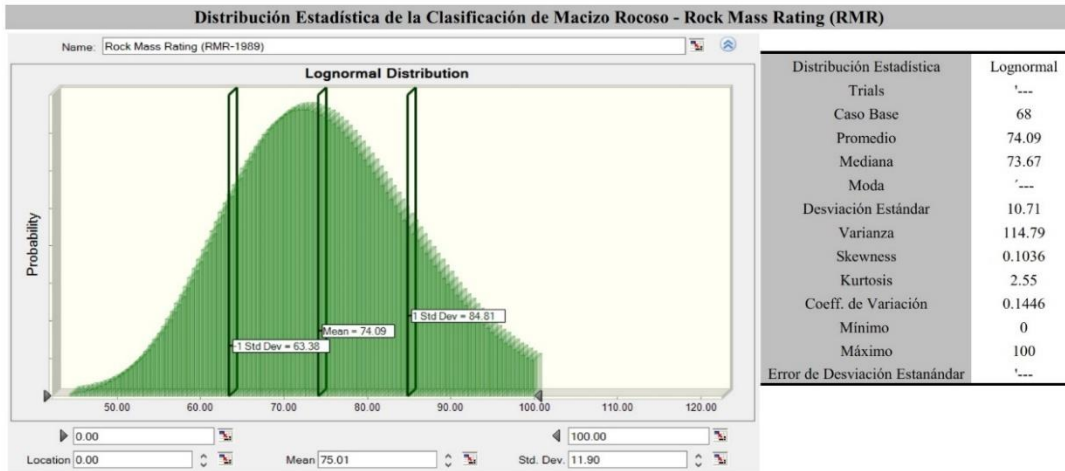
Descripción: **Caracterización de Macizo Rocoso Utilizando Fotogrametría**

Elaborado por: **Fredy Alonso Valeriano Nina**

Anexo: **02-A-11**



### Análisis Estadístico de Clasificación y Valoración del Macizo Rocoso

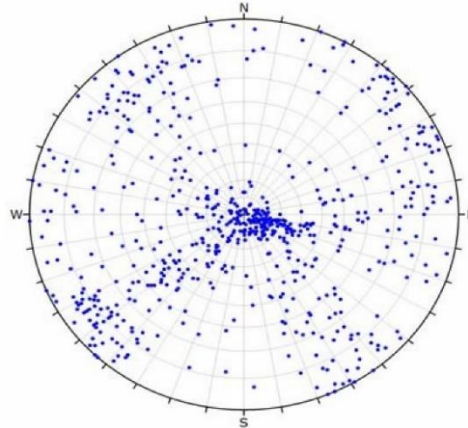


	Universidad Nacional del Altiplano Escuela de Posgrado Maestría en Geotecnia y Geomecánica Minera	
	Título de Tesis: <b>Caracterización del Dominio Geomecánico para la Estimación de la Resistencia y Estabilidad de Pilares Barrera en la Mina Untuca, Puno, Perú</b>	
	Descripción: <b>Análisis Estadístico de Clasificación y Valoración del Macizo Rocoso</b>	Elaborado por: <b>Fredy Alonso Valeriano Nina</b>



Arreglo Estructural de Discontinuidades Mina Subterránea Untuca - Datos de Fotogrametría

Diagrama Estereográfico de Polos

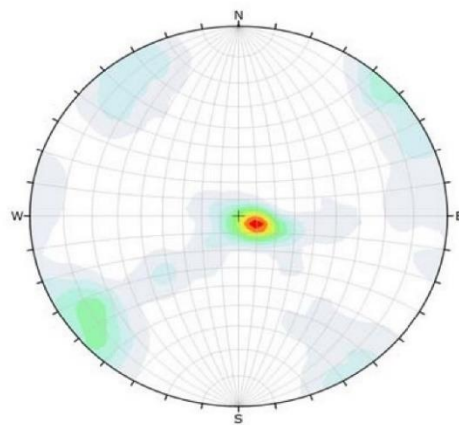


Symbol	Feature
•	Pole Vectors

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	646 (646 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

Diagrama Estereográfico de Contornos



Color	Density Concentrations
	0.00 - 1.00
	1.00 - 2.00
	2.00 - 3.00
	3.00 - 4.00
	4.00 - 5.00
	5.00 - 6.00
	6.00 - 7.00
	7.00 - 8.00
	8.00 - 9.00
	9.00 - 10.00

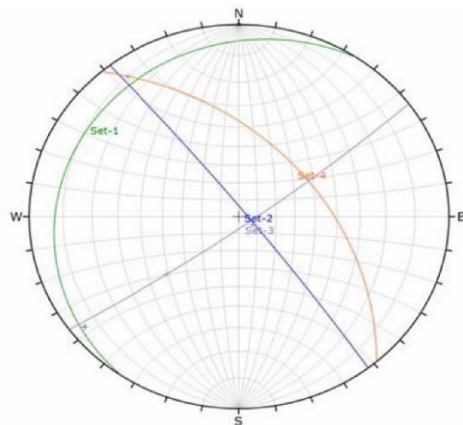
  

Contour Data	Pole Vectors
Maximum Density	9.83%
Contour Distribution	Fisher
Counting Circle Size	1.0%

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	646 (646 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

Diagrama estereográfico de planos mayores



Color	Dip	Dip Direction	Label
<b>Mean Set Planes</b>			
1m	9	304	Set-1
2m	86	52	Set-2
3m	84	144	Set-3
4m	49	49	Set-4

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	646 (646 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

Resumen de Datos Estructurales

Color	Set	Dip (°)	Dip Dir (°)	Fisher's K	Observaciones
---	1	09	304	35.05	Capa Horizontal
---	2	86	52	53.43	Fractura Transversal
---	3	84	144	49.20	Fractura Longitudinal
---	4	49	49	156.91	Esquistosidad



Universidad Nacional del Altiplano

Escuela de Posgrado

Maestría en Geotecnia y Geomecánica Minera

Título de Tesis: **Caracterización del Dominio Geomecánico para la Estimación de la Resistencia y Estabilidad de Pilares Barrera en la Mina Untuca, Puno, Perú**

Descripción: **Arreglo Estructural de Discontinuidades**

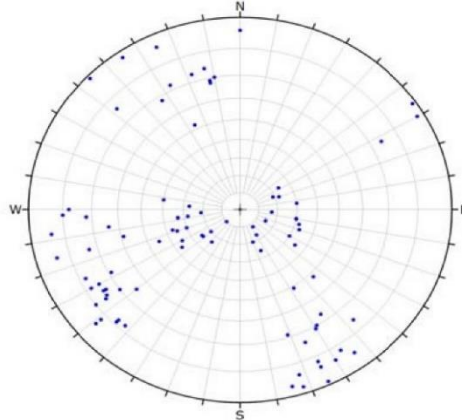
Elaborado por: **Fredy Alonso Valeriano Nina**

Anexo:

02-C-1

Arreglo Estructural de Discontinuidades Mina Subterránea Untuca - Datos Manuales

Diagrama Estereográfico de Polos

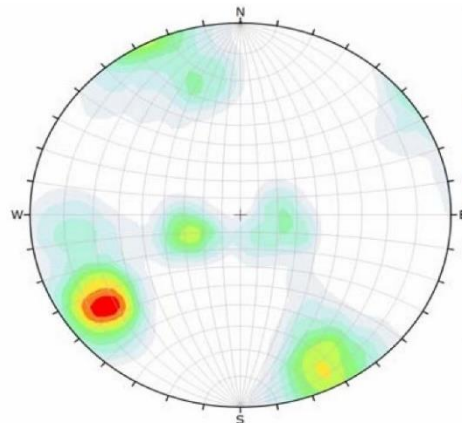


Symbol	Feature
•	Pole Vectors

<b>Plot Mode</b>	Pole Vectors
<b>Vector Count</b>	88 (88 Entries)
<b>Hemisphere</b>	Lower
<b>Projection</b>	Equal Angle

Diagrama Estereográfico de Contornos



Color	Density Concentrations
	0.00 - 1.50
	1.50 - 3.00
	3.00 - 4.50
	4.50 - 6.00
	6.00 - 7.50
	7.50 - 9.00
	9.00 - 10.50
	10.50 - 12.00
	12.00 - 13.50
	13.50 - 15.00

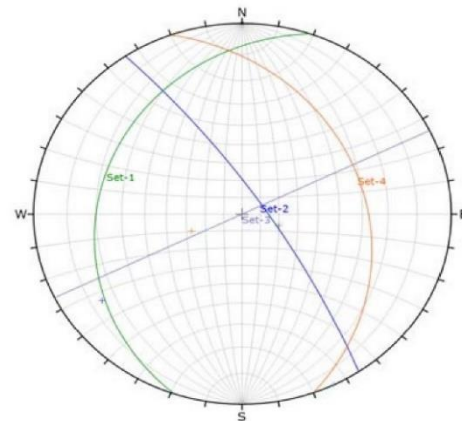
  

<b>Contour Data</b>	Pole Vectors
<b>Maximum Density</b>	14.74%
<b>Contour Distribution</b>	Fisher
<b>Counting Circle Size</b>	2.0%

<b>Plot Mode</b>	Pole Vectors
<b>Vector Count</b>	88 (88 Entries)
<b>Hemisphere</b>	Lower
<b>Projection</b>	Equal Angle

Diagrama estereográfico de planos mayores



Color	Dip	Dip Direction	Label
<b>Mean Set Planes</b>			
1m	21	289	Set-1
2m	78	56	Set-2
3m	90	334	Set-3
4m	29	70	Set-4

<b>Plot Mode</b>	Pole Vectors
<b>Vector Count</b>	88 (88 Entries)
<b>Hemisphere</b>	Lower
<b>Projection</b>	Equal Angle

Resumen de Datos Estructurales

Color	Set	Dip (°)	Dip Dir (°)	Fisher's K	Observaciones
—	1	21	289	33.56	Capa Horizontal
—	2	78	56	57.99	Fractura Transversal
—	3	90	334	20.60	Fractura Longitudinal
—	4	29	70	57.94	Esquistosidad



Universidad Nacional del Altiplano  
Escuela de Posgrado  
Maestría en Geotecnia y Geomecánica Minera

Título de Tesis: **Caracterización del Dominio Geomecánico para la Estimación de la Resistencia y Estabilidad de Pilares Barrera en la Mina Untuca, Puno, Perú**

Descripción: **Arreglo Estructural de Discontinuidades**

Elaborado por: **Fredy Alonso Valeriano Nina**

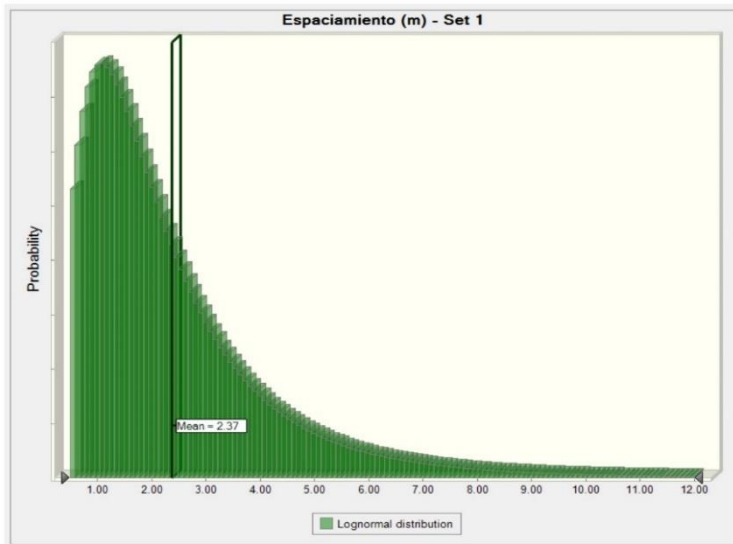
Anexo:

**02-C-2**

### Análisis Estadístico de Características Geométricas de Discontinuidades

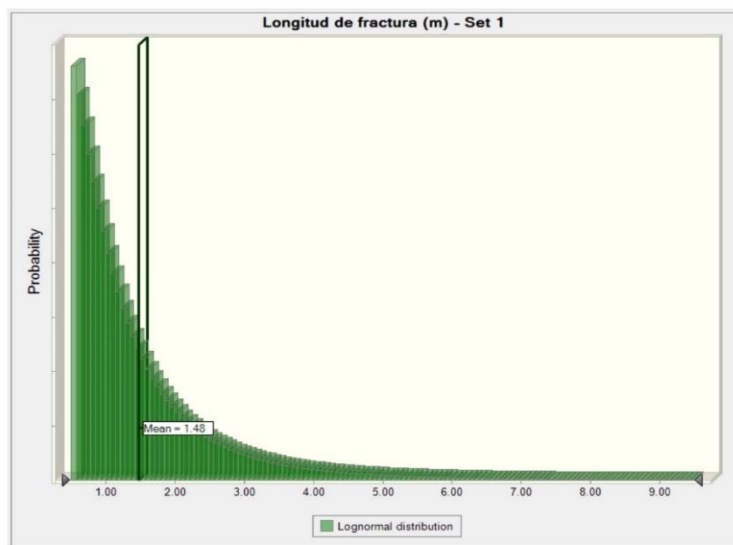
#### Familia 1

##### Distribución Estadística del Espaciamiento - Familia 1



Distribución Estadística	Lognormal
Trials	'---
Caso Base	0.53
Promedio	2.37
Mediana	1.87
Moda	---
Desviación Estándar	1.71
Varianza	2.92
Skewness	1.88
Kurtosis	7.53
Coeff. de Variación	0.7222
Mínimo	0.5
Máximo	12
Error de Desviación Estándar	'---

##### Distribución Estadística de la Longitud de Fracturas - Familia 1



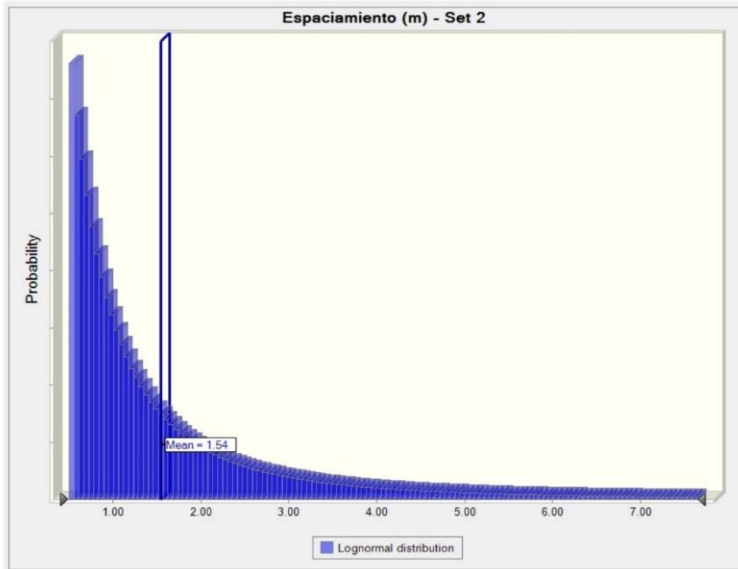
Distribución Estadística	Lognormal
Trials	'---
Caso Base	0.15
Promedio	1.48
Mediana	1.1
Moda	---
Desviación Estándar	1.13
Varianza	1.27
Skewness	2.54
Kurtosis	11.74
Coeff. de Variación	0.7635
Mínimo	0.5
Máximo	9.5
Error de Desviación Estándar	'---

	Universidad Nacional del Altiplano Escuela de Posgrado Maestría en Geotecnia y Geomecánica Minera	
	<b>Título de Tesis: Caracterización del Dominio Geomecánico para la Estimación de la Resistencia y Estabilidad de Pilares Barrera en la Mina Untuca, Puno, Perú</b>	
Descripción: <b>Análisis Estadístico de Características Geométricas de Discontinuidades</b>	Elaborado por: <b>Fredy Alonso Valeriano Nina</b>	Anexo: <b>02-D-1</b>

### Análisis Estadístico de Características Geométricas de Discontinuidades

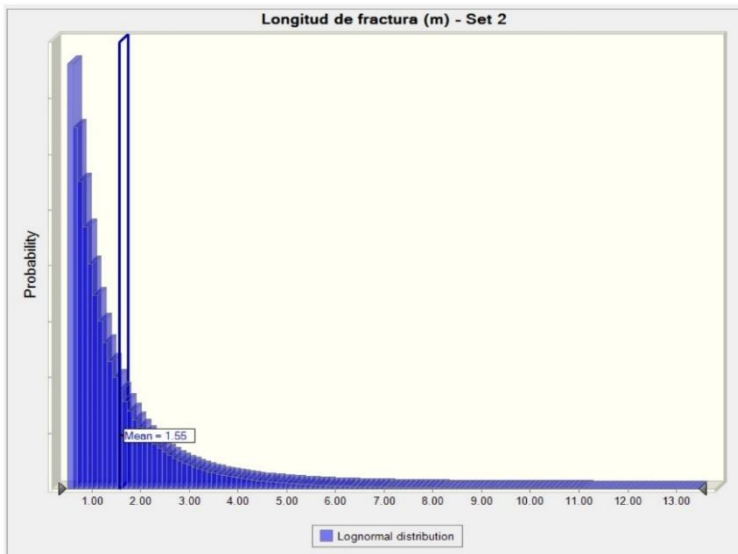
#### Familia 2

#### Distribución Estadística del Espaciamiento - Familia 2



Distribución Estadística	Lognormal
Trials	'---
Caso Base	0.76
Promedio	1.54
Mediana	1.07
Moda	---
Desviación Estándar	1.27
Varianza	1.6
Skewness	2.12
Kurtosis	7.79
Coeff. de Variación	0.8203
Mínimo	0.5
Máximo	7.65
Error de Desviación Estándar	'---

#### Distribución Estadística de la Longitud de Fracturas - Familia 2



Distribución Estadística	Lognormal
Trials	'---
Caso Base	1.01
Promedio	1.55
Mediana	1.08
Moda	---
Desviación Estándar	1.4
Varianza	1.95
Skewness	3.17
Kurtosis	16.94
Coeff. de Variación	0.8977
Mínimo	0.5
Máximo	13.45
Error de Desviación Estándar	'---



Universidad Nacional del Altiplano

Escuela de Posgrado

Maestría en Geotecnia y Geomecánica Minera

Título de Tesis: **Caracterización del Dominio Geomecánico para la Estimación de la Resistencia y Estabilidad de Pilares Barrera en la Mina Untuca, Puno, Perú**

Descripción: **Análisis Estadístico de Características Geométricas de Discontinuidades**

Elaborado por: **Fredy Alonso Valeriano Nina**

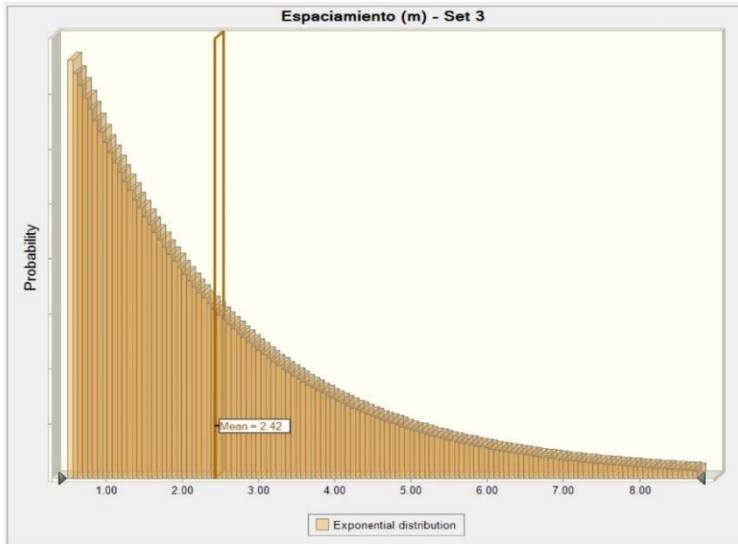
Anexo:

**02-D-2**

### Análisis Estadístico de Características Geométricas de Discontinuidades

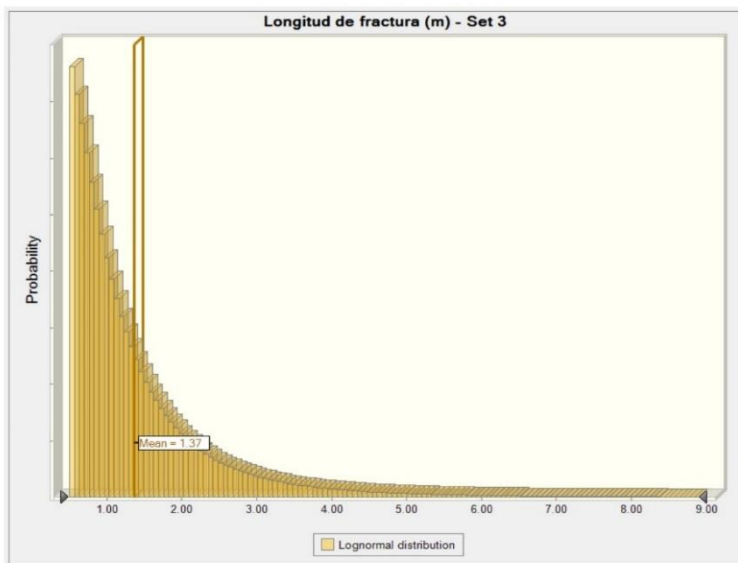
#### Familia 3

##### Distribución Estadística del Espaciamento - Familia 3



Distribución Estadística	Exponencial
Trials	'---
Caso Base	0.57
Promedio	2.42
Mediana	1.9
Moda	---
Desviación Estándar	1.73
Varianza	2.99
Skewness	1.26
Kurtosis	4.15
Coeff. de Variación	0.7138
Mínimo	0.5
Máximo	8.75
Error de Desviación Estándar	'---

##### Distribución Estadística de la Longitud de Fracturas - Familia 3



Distribución Estadística	Lognormal
Trials	'---
Caso Base	0.32
Promedio	1.37
Mediana	1.05
Moda	---
Desviación Estándar	0.99
Varianza	0.99
Skewness	2.58
Kurtosis	12.33
Coeff. de Variación	0.7254
Mínimo	0.5
Máximo	8.9
Error de Desviación Estándar	'---

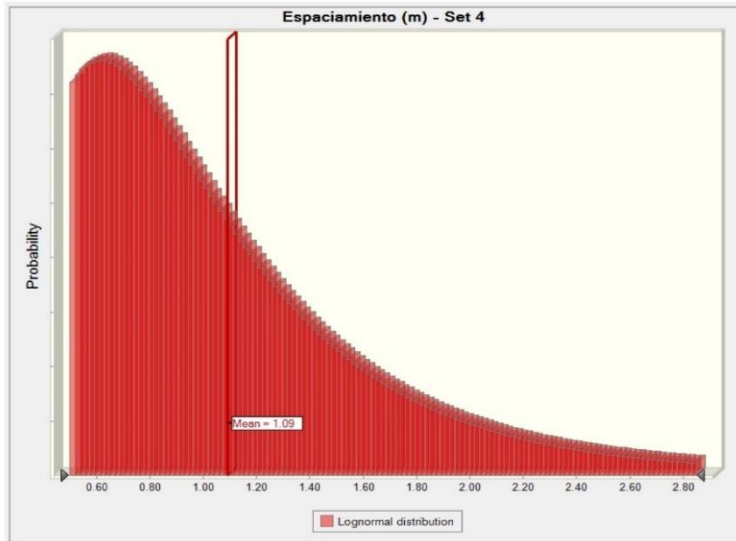
	Universidad Nacional del Altiplano Escuela de Posgrado Maestría en Geotecnia y Geomecánica Minera		
	Título de Tesis: <b>Caracterización del Dominio Geomecánico para la Estimación de la Resistencia y Estabilidad de Pilares Barrera en la Mina Untuca, Puno, Perú</b>		
	Descripción: <b>Análisis Estadístico de Características Geométricas de Discontinuidades</b>	Elaborado por: <b>Fredy Alonso Valeriano Nina</b>	Anexo: <b>02-D-3</b>



### Análisis Estadístico de Características Geométricas de Discontinuidades

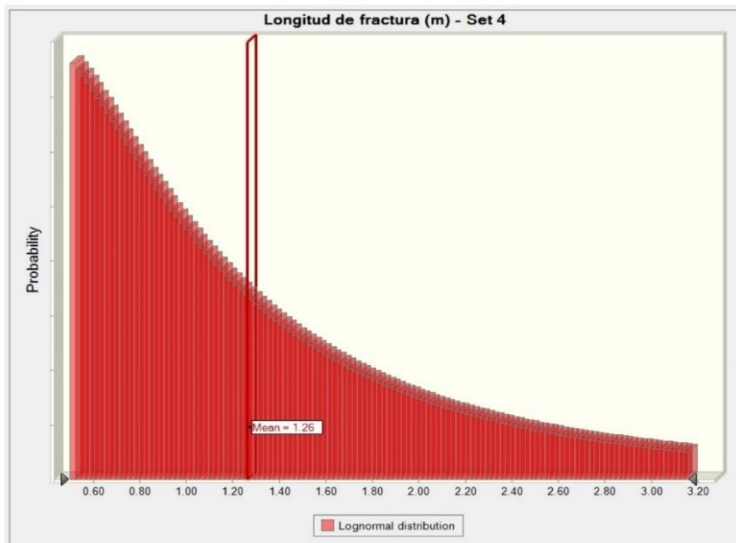
#### Familia 4

##### Distribución Estadística del Espaciamento - Familia 4



Distribución Estadística	Lognormal
Trials	'---
Caso Base	0.55
Promedio	1.09
Mediana	0.96
Moda	---
Desviación Estándar	0.49
Varianza	0.24
Skewness	1.18
Kurtosis	3.99
Coeff. de Variación	0.4476
Mínimo	0.5
Máximo	2.85
Error de Desviación Estándar	'---

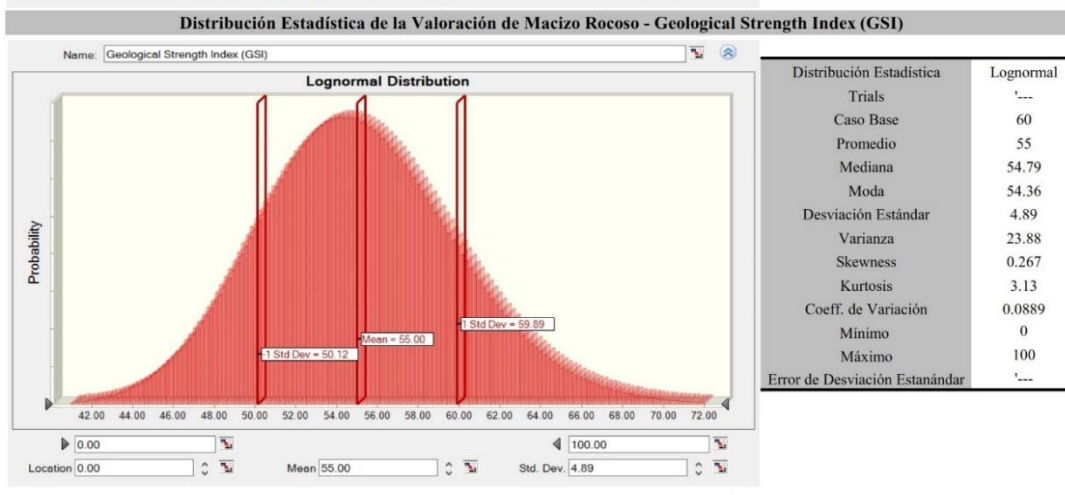
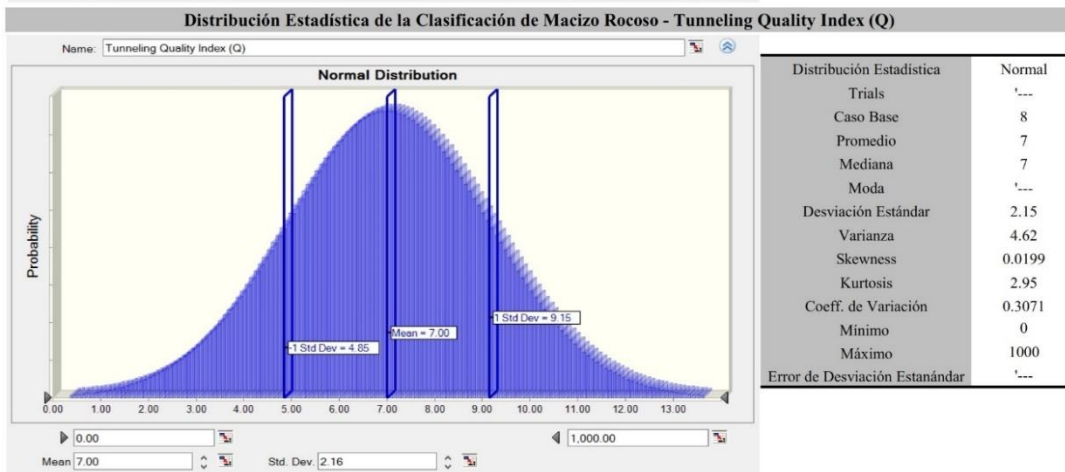
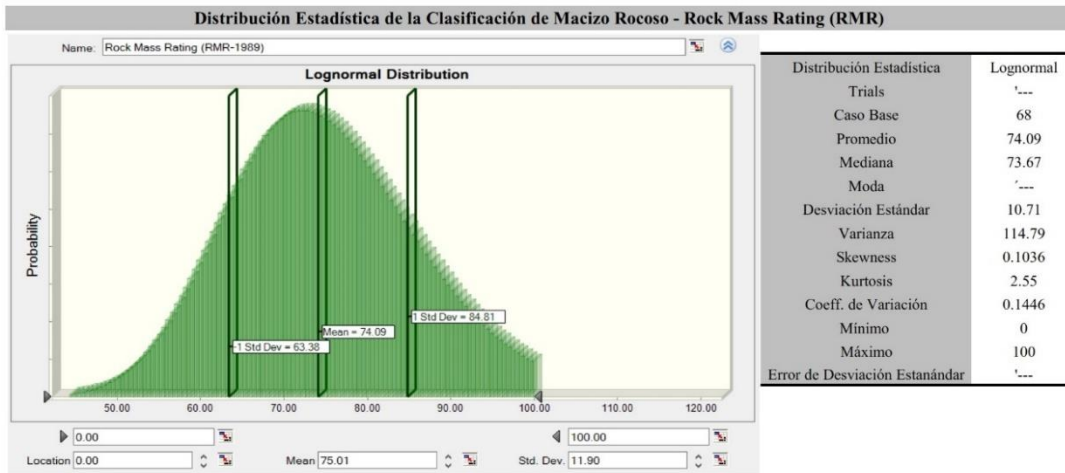
##### Distribución Estadística de la Longitud de Fracturas - Familia 4



Distribución Estadística	Lognormal
Trials	'---
Caso Base	0.42
Promedio	1.26
Mediana	1.08
Moda	---
Desviación Estándar	0.65
Varianza	0.42
Skewness	0.9871
Kurtosis	3.15
Coeff. de Variación	0.5111
Mínimo	0.5
Máximo	3.16
Error de Desviación Estándar	'---

	Universidad Nacional del Altiplano Escuela de Posgrado Maestría en Geotecnia y Geomecánica Minera		
	<b>Título de Tesis: Caracterización del Dominio Geomecánico para la Estimación de la Resistencia y Estabilidad de Pilares Barrera en la Mina Untuca, Puno, Perú</b>		
	Descripción: <b>Análisis Estadístico de Características Geométricas de Discontinuidades</b>	Elaborado por: <b>Fredy Alonso Valeriano Nina</b>	Anexo: <b>02-D-4</b>

### Análisis Estadístico de Clasificación y Valoración del Macizo Rocoso

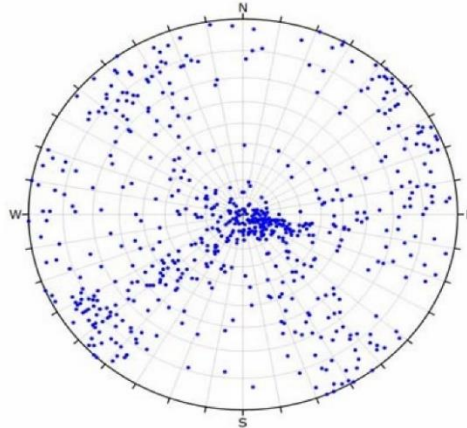


	Universidad Nacional del Altiplano Escuela de Posgrado Maestría en Geotecnia y Geomecánica Minera		
	<b>Título de Tesis: Caracterización del Dominio Geomecánico para la Estimación de la Resistencia y Estabilidad de Pilares Barrera en la Mina Untuca, Puno, Perú</b>		
	Descripción: <b>Análisis Estadístico de Clasificación y Valoración del Macizo Rocoso</b>	Elaborado por: <b>Fredy Alonso Valeriano Nina</b>	Anexo: <b>02-B</b>



Arreglo Estructural de Discontinuidades Mina Subterránea Untuca - Datos de Fotogrametría

Diagrama Estereográfico de Polos

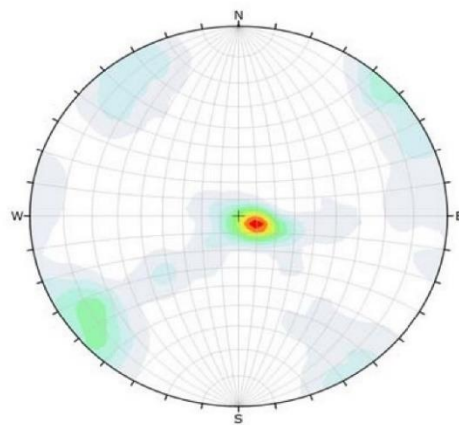


Symbol	Feature
•	Pole Vectors

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	646 (646 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

Diagrama Estereográfico de Contornos



Color	Density Concentrations
	0.00 - 1.00
	1.00 - 2.00
	2.00 - 3.00
	3.00 - 4.00
	4.00 - 5.00
	5.00 - 6.00
	6.00 - 7.00
	7.00 - 8.00
	8.00 - 9.00
	9.00 - 10.00

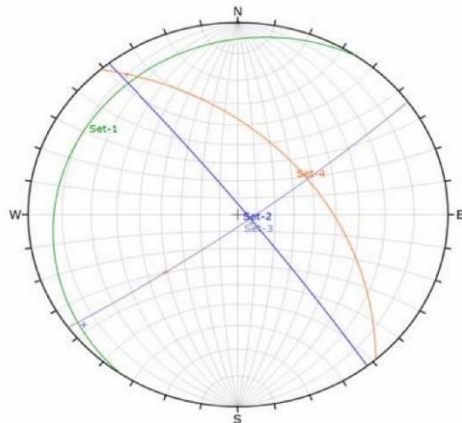
  

Contour Data	Pole Vectors
Maximum Density	9.83%
Contour Distribution	Fisher
Counting Circle Size	1.0%

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	646 (646 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

Diagrama estereográfico de planos mayores



Color	Dip	Dip Direction	Label
<b>Mean Set Planes</b>			
1m	9	304	Set-1
2m	86	52	Set-2
3m	84	144	Set-3
4m	49	49	Set-4

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	646 (646 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

Resumen de Datos Estructurales

Color	Set	Dip (°)	Dip Dir (°)	Fisher's K	Observaciones
---	1	09	304	35.05	Capa Horizontal
---	2	86	52	53.43	Fractura Transversal
---	3	84	144	49.20	Fractura Longitudinal
---	4	49	49	156.91	Esquistosidad



Universidad Nacional del Altiplano

Escuela de Posgrado

Maestría en Geotecnia y Geomecánica Minera

Título de Tesis: **Caracterización del Dominio Geomecánico para la Estimación de la Resistencia y Estabilidad de Pilares Barrera en la Mina Untuca, Puno, Perú**

Descripción: Arreglo Estructural de Discontinuidades

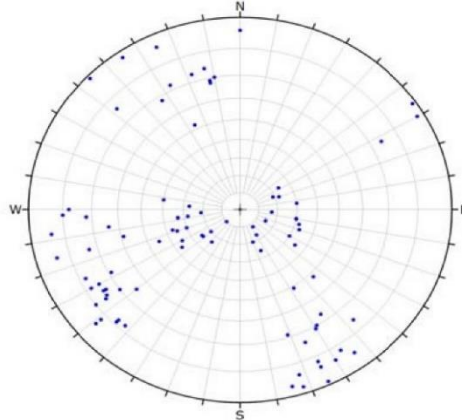
Elaborado por: Fredy Alonso Valeriano Nina

Anexo:

02-C-1

Arreglo Estructural de Discontinuidades Mina Subterránea Untuca - Datos Manuales

Diagrama Estereográfico de Polos

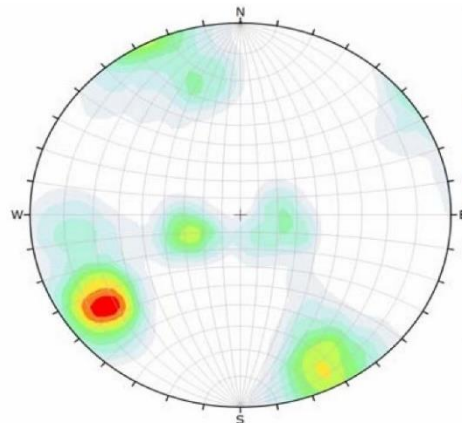


Symbol	Feature
•	Pole Vectors

<b>Plot Mode</b>	Pole Vectors
<b>Vector Count</b>	88 (88 Entries)
<b>Hemisphere</b>	Lower
<b>Projection</b>	Equal Angle

Diagrama Estereográfico de Contornos



Color	Density Concentrations
	0.00 - 1.50
	1.50 - 3.00
	3.00 - 4.50
	4.50 - 6.00
	6.00 - 7.50
	7.50 - 9.00
	9.00 - 10.50
	10.50 - 12.00
	12.00 - 13.50
	13.50 - 15.00

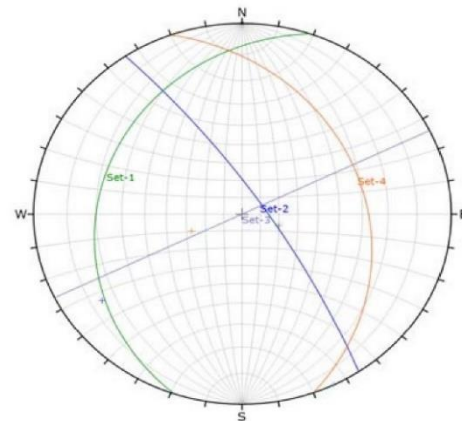
  

<b>Contour Data</b>	Pole Vectors
<b>Maximum Density</b>	14.74%
<b>Contour Distribution</b>	Fisher
<b>Counting Circle Size</b>	2.0%

<b>Plot Mode</b>	Pole Vectors
<b>Vector Count</b>	88 (88 Entries)
<b>Hemisphere</b>	Lower
<b>Projection</b>	Equal Angle

Diagrama estereográfico de planos mayores



Color	Dip	Dip Direction	Label
<b>Mean Set Planes</b>			
1m	21	289	Set-1
2m	78	56	Set-2
3m	90	334	Set-3
4m	29	70	Set-4

<b>Plot Mode</b>	Pole Vectors
<b>Vector Count</b>	88 (88 Entries)
<b>Hemisphere</b>	Lower
<b>Projection</b>	Equal Angle

Resumen de Datos Estructurales

Color	Set	Dip (°)	Dip Dir (°)	Fisher's K	Observaciones
-----	1	21	289	33.56	Capa Horizontal
-----	2	78	56	57.99	Fractura Transversal
-----	3	90	334	20.60	Fractura Longitudinal
-----	4	29	70	57.94	Esquistosidad



Universidad Nacional del Altiplano  
Escuela de Posgrado  
Maestría en Geotecnia y Geomecánica Minera

Título de Tesis: **Caracterización del Dominio Geomecánico para la Estimación de la Resistencia y Estabilidad de Pilares Barrera en la Mina Untuca, Puno, Perú**

Descripción: **Arreglo Estructural de Discontinuidades**

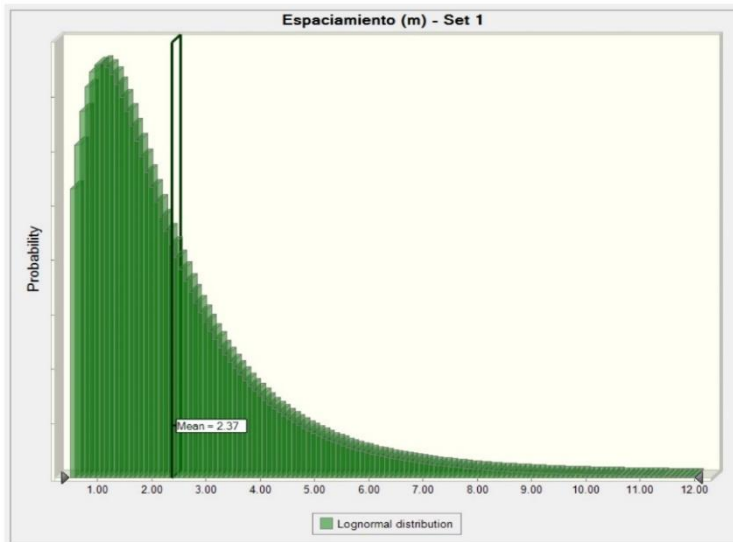
Elaborado por: **Fredy Alonso Valeriano Nina**

Anexo: **02-C-2**

### Análisis Estadístico de Características Geométricas de Discontinuidades

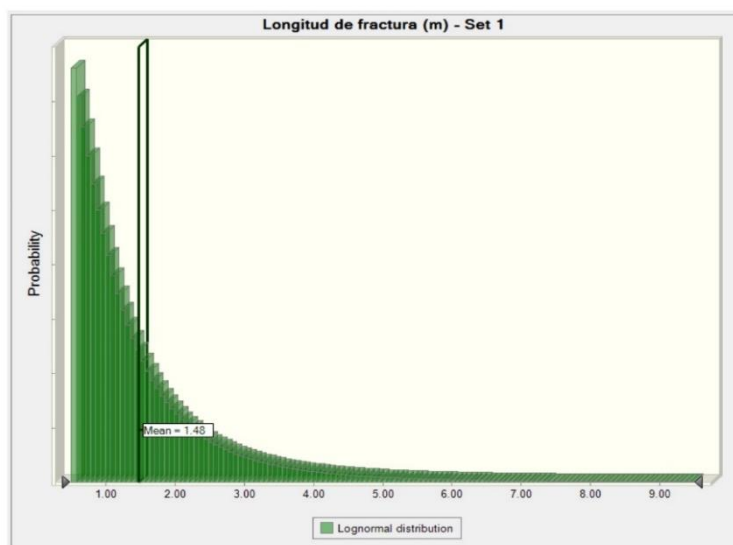
#### Familia 1

##### Distribución Estadística del Espaciamiento - Familia 1



Distribución Estadística	Lognormal
Trials	'---
Caso Base	0.53
Promedio	2.37
Mediana	1.87
Moda	---
Desviación Estándar	1.71
Varianza	2.92
Skewness	1.88
Kurtosis	7.53
Coeff. de Variación	0.7222
Mínimo	0.5
Máximo	12
Error de Desviación Estándar	'---

##### Distribución Estadística de la Longitud de Fracturas - Familia 1



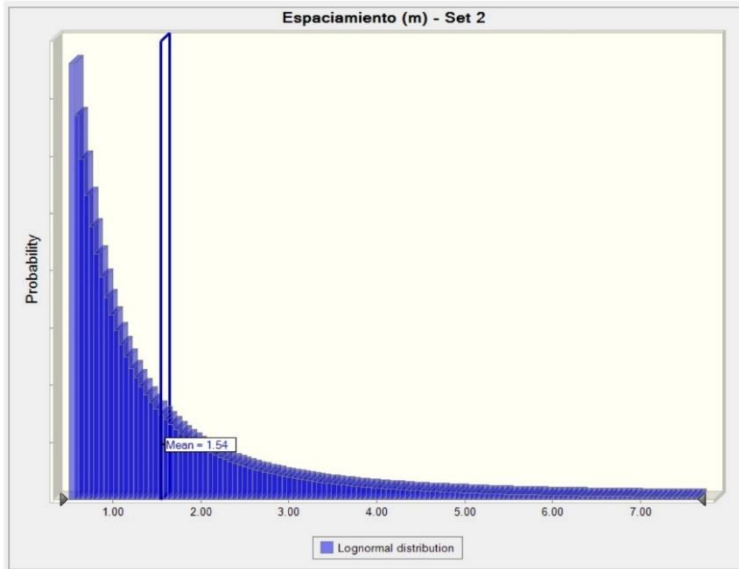
Distribución Estadística	Lognormal
Trials	'---
Caso Base	0.15
Promedio	1.48
Mediana	1.1
Moda	---
Desviación Estándar	1.13
Varianza	1.27
Skewness	2.54
Kurtosis	11.74
Coeff. de Variación	0.7635
Mínimo	0.5
Máximo	9.5
Error de Desviación Estándar	'---

	Universidad Nacional del Altiplano Escuela de Posgrado Maestría en Geotecnia y Geomecánica Minera	
	<b>Título de Tesis: Caracterización del Dominio Geomecánico para la Estimación de la Resistencia y Estabilidad de Pilares Barrera en la Mina Untuca, Puno, Perú</b>	
Descripción: <b>Análisis Estadístico de Características Geométricas de Discontinuidades</b>	Elaborado por: <b>Fredy Alonso Valeriano Nina</b>	Anexo: <b>02-D-1</b>

### Análisis Estadístico de Características Geométricas de Discontinuidades

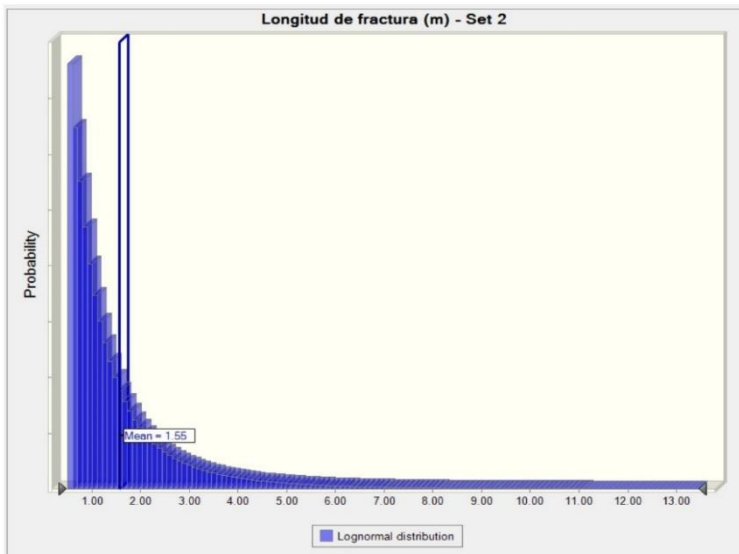
#### Familia 2

#### Distribución Estadística del Espaciamento - Familia 2



Distribución Estadística	Lognormal
Trials	'---
Caso Base	0.76
Promedio	1.54
Mediana	1.07
Moda	---
Desviación Estándar	1.27
Varianza	1.6
Skewness	2.12
Kurtosis	7.79
Coeff. de Variación	0.8203
Mínimo	0.5
Máximo	7.65
Error de Desviación Estándar	'---

#### Distribución Estadística de la Longitud de Fracturas - Familia 2



Distribución Estadística	Lognormal
Trials	'---
Caso Base	1.01
Promedio	1.55
Mediana	1.08
Moda	---
Desviación Estándar	1.4
Varianza	1.95
Skewness	3.17
Kurtosis	16.94
Coeff. de Variación	0.8977
Mínimo	0.5
Máximo	13.45
Error de Desviación Estándar	'---



Universidad Nacional del Altiplano

Escuela de Posgrado

Maestría en Geotecnia y Geomecánica Minera

Título de Tesis: **Caracterización del Dominio Geomecánico para la Estimación de la Resistencia y Estabilidad de Pilares Barrera en la Mina Untuca, Puno, Perú**

Descripción: **Análisis Estadístico de Características Geométricas de Discontinuidades**

Elaborado por: **Fredy Alonso Valeriano Nina**

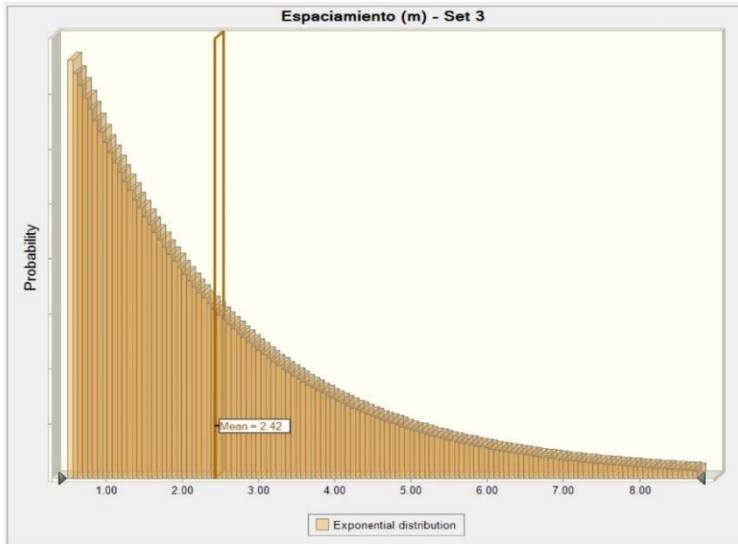
Anexo:

**02-D-2**

## Análisis Estadístico de Características Geométricas de Discontinuidades

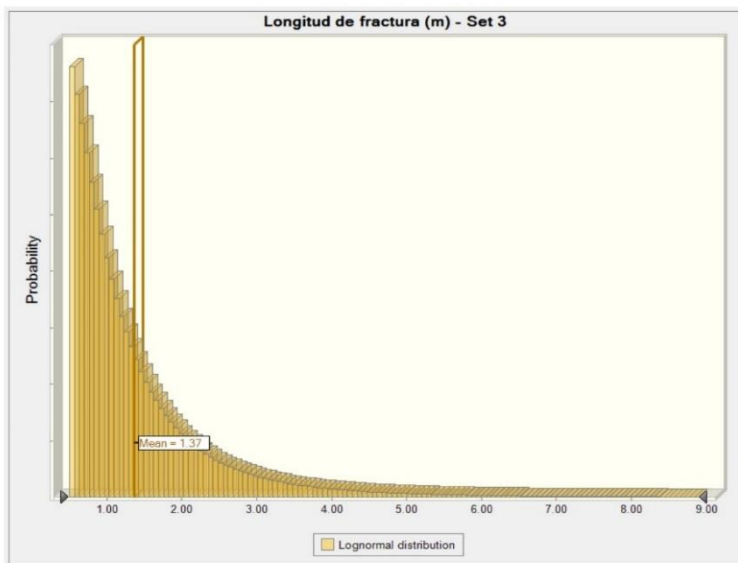
### Familia 3

#### Distribución Estadística del Espaciamento - Familia 3



Distribución Estadística	Exponencial
Trials	'---
Caso Base	0.57
Promedio	2.42
Mediana	1.9
Moda	---
Desviación Estándar	1.73
Varianza	2.99
Skewness	1.26
Kurtosis	4.15
Coeff. de Variación	0.7138
Mínimo	0.5
Máximo	8.75
Error de Desviación Estándar	'---

#### Distribución Estadística de la Longitud de Fracturas - Familia 3



Distribución Estadística	Lognormal
Trials	'---
Caso Base	0.32
Promedio	1.37
Mediana	1.05
Moda	---
Desviación Estándar	0.99
Varianza	0.99
Skewness	2.58
Kurtosis	12.33
Coeff. de Variación	0.7254
Mínimo	0.5
Máximo	8.9
Error de Desviación Estándar	'---

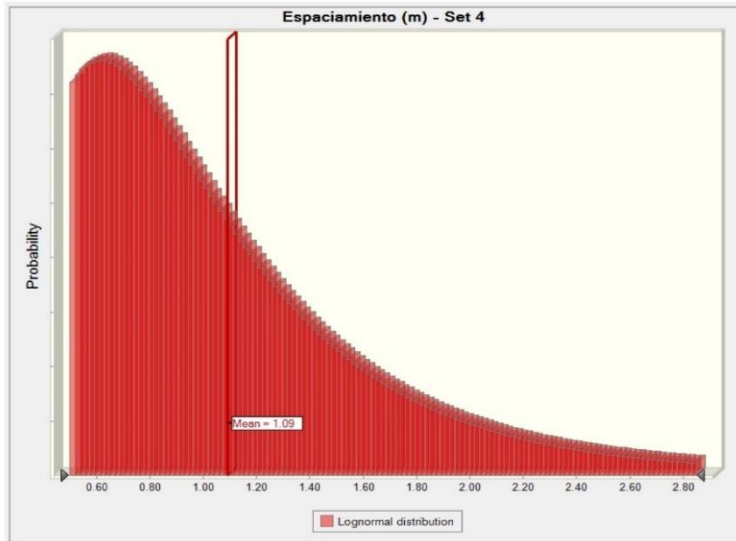
	Universidad Nacional del Altiplano Escuela de Posgrado Maestría en Geotecnia y Geomecánica Minera		
	Título de Tesis: <b>Caracterización del Dominio Geomecánico para la Estimación de la Resistencia y Estabilidad de Pilares Barrera en la Mina Untuca, Puno, Perú</b>		
	Descripción: <b>Análisis Estadístico de Características Geométricas de Discontinuidades</b>	Elaborado por: <b>Fredy Alonso Valeriano Nina</b>	Anexo: <b>02-D-3</b>



### Análisis Estadístico de Características Geométricas de Discontinuidades

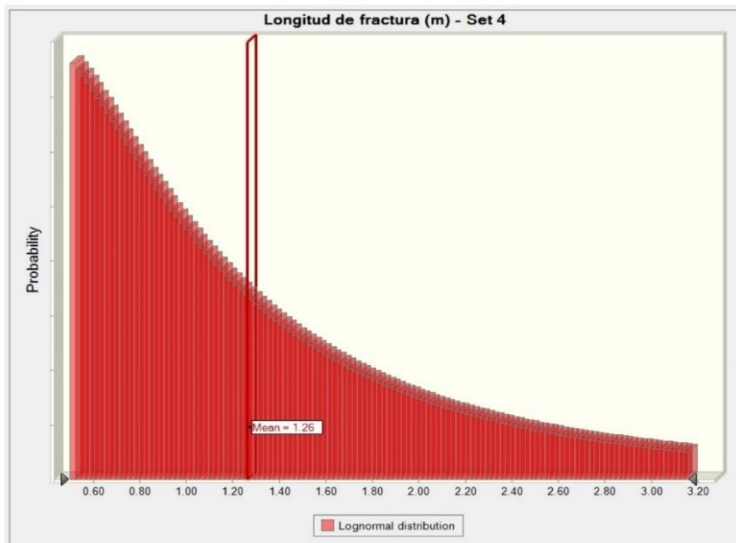
#### Familia 4

##### Distribución Estadística del Espaciamento - Familia 4



Distribución Estadística	Lognormal
Trials	'---
Caso Base	0.55
Promedio	1.09
Mediana	0.96
Moda	---
Desviación Estándar	0.49
Varianza	0.24
Skewness	1.18
Kurtosis	3.99
Coeff. de Variación	0.4476
Mínimo	0.5
Máximo	2.85
Error de Desviación Estándar	'---

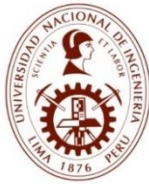
##### Distribución Estadística de la Longitud de Fracturas - Familia 4



Distribución Estadística	Lognormal
Trials	'---
Caso Base	0.42
Promedio	1.26
Mediana	1.08
Moda	---
Desviación Estándar	0.65
Varianza	0.42
Skewness	0.9871
Kurtosis	3.15
Coeff. de Variación	0.5111
Mínimo	0.5
Máximo	3.16
Error de Desviación Estándar	'---

	Universidad Nacional del Altiplano Escuela de Posgrado Maestría en Geotecnia y Geomecánica Minera		
	<b>Título de Tesis: Caracterización del Dominio Geomecánico para la Estimación de la Resistencia y Estabilidad de Pilares Barrera en la Mina Untuca, Puno, Perú</b>		
	Descripción: <b>Análisis Estadístico de Características Geométricas de Discontinuidades</b>	Elaborado por: <b>Fredy Alonso Valeriano Nina</b>	Anexo: <b>02-D-4</b>

### Anexo 3. Resultados de ensayos de laboratorio



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica**  
**Laboratorio de Mecánica de Rocas**

Lima, 27 de Noviembre del 2017

Informe Nº 218/17/LMR/UNI

Señores  
**CORI PUNO S.A.C.**  
Presente.-

De nuestra consideración:

En el presente se adjunta los resultados de los ensayos del Laboratorio de Mecánica de Rocas asociados al proyecto "ESTUDIO GEOMECANICO ZONA CRUZ DE ORO (TALADROS LARGOS, CAMARAS Y PILARES)", ubicado en el distrito de Quiaca, provincia de Sandía, departamento de Puno.

Atentamente,



**MSc. Ing. Néstor David Córdova Rojas**  
**Jefe del Laboratorio de Mecánica de Rocas**  
**Universidad Nacional de Ingeniería**





**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica**  
**Laboratorio de Mecánica de Rocas**

**INFORME N° 218/17/LMR/UNI**

**ENSAYO DE PROPIEDADES FISICAS  
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL  
ENSAYO DE CONSTANTES ELASTICAS  
ENSAYO DE CORTE DIRECTO**

Solicitado por:  
**CORI PUNO S.A.C.**

Muestra: Bloques Rocosos

Fecha: 27 de Noviembre del 2017

Av. Túpac Amaru N° 210, Lima 25, Perú  
Teléfono: 382-4557 / Central Telefónica: 481-1070 Anexos: 4221, 4219 y 4244  
Email: lmrocas@uni.edu.pe, ncordovar@uni.edu.pe, sreyesm@uni.edu.pe

Pág. 2 de 19



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica**  
**Laboratorio de Mecánica de Rocas**

**Informe:** N° 218/17/LMR/UNI  
**Empresa:** CORI PUNO S.A.C.  
**Proyecto:** "ESTUDIO GEOMECANICO ZONA CRUZ DE ORO (TALADROS LARGOS, CAMARAS Y PILARES)"  
**Fecha:** 27/11/2017

**ENSAYO DE PROPIEDADES FISICAS**

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM C97-02, dando los siguientes resultados:

Muestra	Diámetro (cm)	Altura (cm)	Densidad Seca (g/cm <sup>3</sup> )	Densidad Húmeda (g/cm <sup>3</sup> )	Porosidad Aparente (%)	Absorción (%)	Peso Específico Aparente (kN/m <sup>3</sup> )
TLCP A	4.38	2.00	2.79	2.80	0.90	0.32	27.42
	4.38	1.91	2.79	2.80	0.97	0.35	27.43
	4.38	1.96	2.80	2.81	0.95	0.34	27.46
<b>Promedio</b>			<b>2.79</b>	<b>2.80</b>	<b>0.94</b>	<b>0.34</b>	<b>27.44</b>
TLCP B	4.38	1.90	2.80	2.81	0.87	0.31	27.51
	4.38	2.00	2.81	2.82	0.86	0.31	27.55
	4.38	1.87	2.81	2.82	0.99	0.35	27.63
<b>Promedio</b>			<b>2.81</b>	<b>2.82</b>	<b>0.91</b>	<b>0.32</b>	<b>27.56</b>

**ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL**

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM 2664-95, dando los siguientes resultados:

Muestra	Diámetro (cm)	Altura (cm)	Confin. $\sigma_3$ (MPa)	Esfuerzo rotura $\sigma_1$ (MPa)	Resisten. Compres. Uniaxial (MPa)	Constante "m"	Cohesión "c" (MPa)	Ang. de Fricción Interno " $\phi$ " (°)
TLCP_0°	4.38	8.94	2	64.74	52.03	10.41	12.01	41.71
	4.38	8.87	4	71.12				
	4.38	8.84	6	84.65				
TLCP_45°	4.38	8.91	2	39.71	28.55	10.43	7.40	38.90
	4.38	8.83	4	48.43				
	4.38	8.84	6	57.21				
TLCP_90°	4.38	8.79	2	71.24	57.14	12.50	12.48	44.35
	4.38	8.83	4	80.58				
	4.38	8.84	6	93.82				



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica**  
**Laboratorio de Mecánica de Rocas**

**Informe:** N° 218/17/LMR/UNI  
**Empresa:** CORI PUNO S.A.C.  
**Proyecto:** "ESTUDIO GEOMECANICO ZONA CRUZ DE ORO (TALADROS LARGOS, CAMARAS Y PILARES)"  
**Fecha:** 27/11/2017

**ENSAYO DE CONSTANTES ELASTICAS**

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM D7012-04, dando los siguientes resultados:

Muestra	Diámetro (cm)	Altura (cm)	Resistencia a la Compresión Uniaxial (MPa)	Módulo de Young "E" (GPa)	Relación de Poisson "ν"
TLCP_0°	4.38	8.94	49.3	13.68	0.29
TLCP_45°	4.38	8.80	31.2	10.16	0.31
TLCP_90°	4.38	8.85	64.5	12.36	0.28

**ENSAYO DE TRACCION INDIRECTA (Brasilero)**

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM D3967-95, dando los siguientes resultados:

Muestra	Diámetro (cm)	Altura (cm)	Carga (kN)	Resist. a la tracción (kg/cm²)	Resist. a la tracción (MPa)
TLCP_0°	5.38	2.93	10.9	45	4.4
	5.38	2.90	12.7	53	5.2
	5.38	2.91	11.0	46	4.5
<b>Promedio</b>				<b>48</b>	<b>4.7</b>
TLCP_45°	5.38	2.88	23.2	97	9.5
	5.38	2.90	20.2	84	8.2
	5.38	2.92	26.5	110	10.7
<b>Promedio</b>				<b>97</b>	<b>9.5</b>
TLCP_90°	5.38	2.96	23.0	94	9.2
	5.38	2.95	32.3	132	13.0
	5.38	2.95	31.8	130	12.8
<b>Promedio</b>				<b>119</b>	<b>11.6</b>



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica**  
**Laboratorio de Mecánica de Rocas**

**Informe:** N° 218/17/LMR/UNI  
**Empresa:** CORI PUNO S.A.C.  
**Proyecto:** "ESTUDIO GEOMECANICO ZONA CRUZ DE ORO (TALADROS LARGOS, CAMARAS Y PILARES)"  
**Fecha:** 27/11/2017

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO**

Los ensayos se realizaron sobre discontinuidad con caras paralelas a la dirección de corte, según norma ASTM D5607-95, dando los siguientes resultados.

Muestra	Diámetro (cm)	Tipo de discontinuidad	Fuerza Normal (kN)	Fuerza de corte (kN)	Cohesión (MPa)	Angulo de Fricción (°)
TLCP_0°	5.38	Simulada	2.50	1.70	0.094	29.41
			5.00	3.00		
			7.50	4.30		
			10.00	5.90		
			12.50	7.30		
TLCP_45°	5.38	Simulada	2.50	1.60	0.095	29.13
			5.00	3.10		
			7.50	4.30		
			10.00	5.80		
			12.50	7.20		
TLCP_90°	5.38	Simulada	2.50	1.60	0.086	28.21
			5.00	2.90		
			7.50	4.10		
			10.00	5.50		
			12.50	7.00		

**Nota:**

- La empresa solicitante es responsable de la toma de muestra en campo.
- La información correspondiente a las muestras fue proporcionada por el solicitante.



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica**

**Laboratorio de Mecánica de Rocas**

## **GRAFICOS DE LOS ENSAYOS REALIZADOS**

Av. Túpac Amaru N° 210, Lima 25, Perú  
Teléfono: 382-4557 / Central Telefónica: 481-1070 Anexos: 4221, 4219 y 4244  
Email: lmrocas@uni.edu.pe, ncordovar@uni.edu.pe, sreyesm@uni.edu.pe

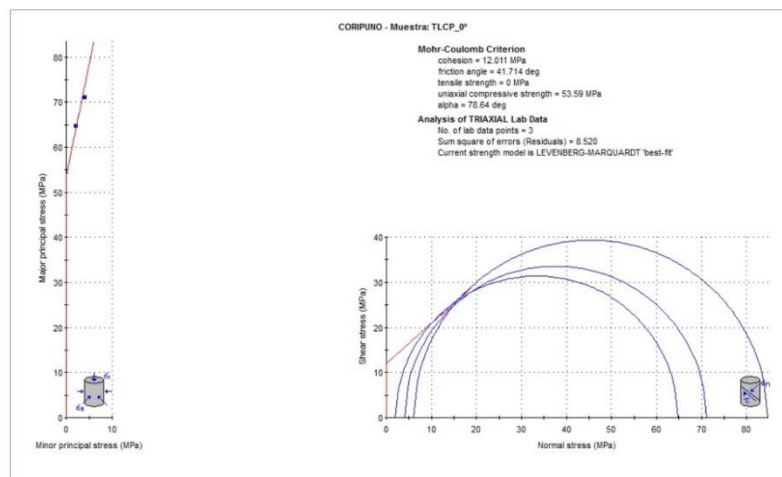
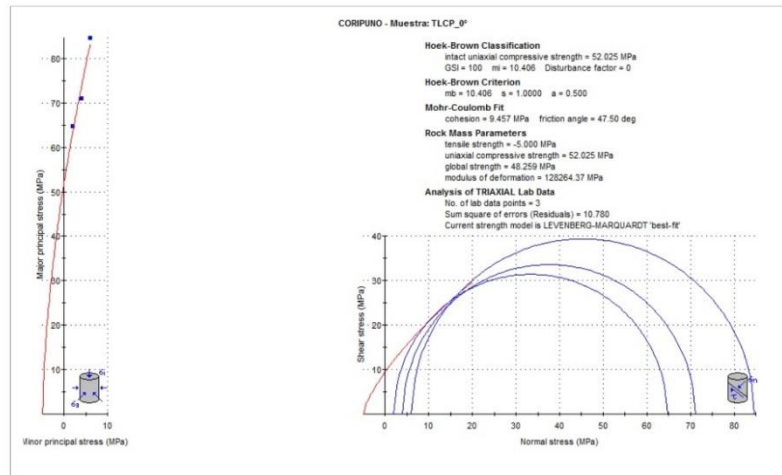
Pág. 6 de 19



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica**  
**Laboratorio de Mecánica de Rocas**

**GRAFICOS: COMPRESION TRIAXIAL**

**Muestra: TLCP\_0°**



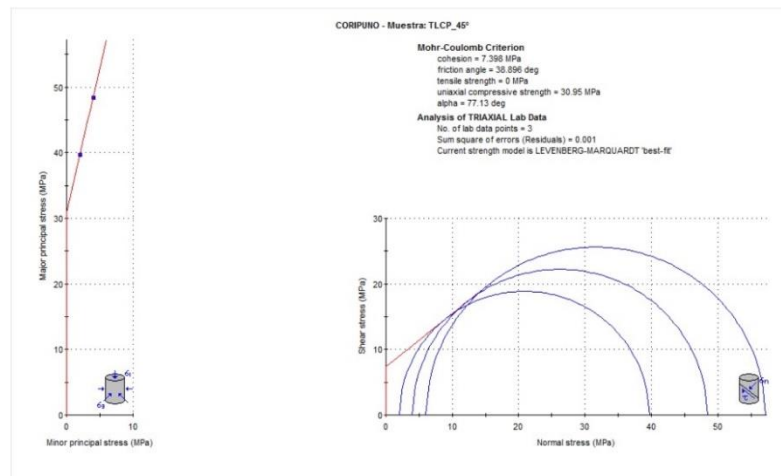
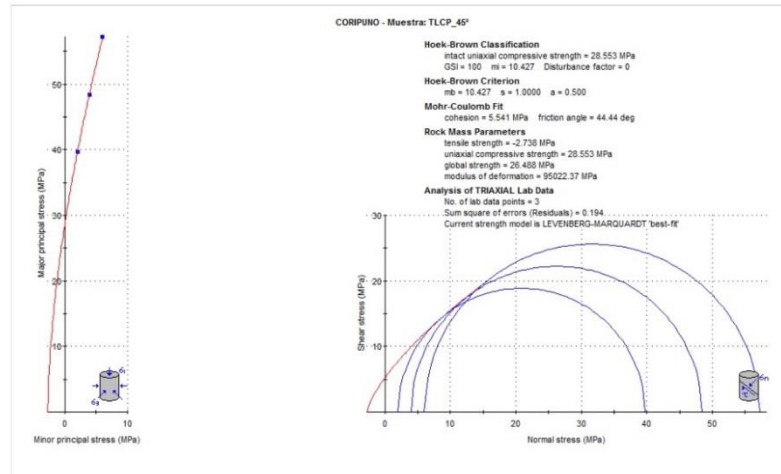
Av. Túpac Amaru N° 210, Lima 25, Perú  
Teléfono: 382-4557 / Central Telefónica: 481-1070 Anexos: 4221, 4219 y 4244  
Email: lmrocas@uni.edu.pe, ncordovar@uni.edu.pe, sreyesm@uni.edu.pe

Pág. 7 de 19



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica  
Laboratorio de Mecánica de Rocas

Muestra: TLCP\_45°

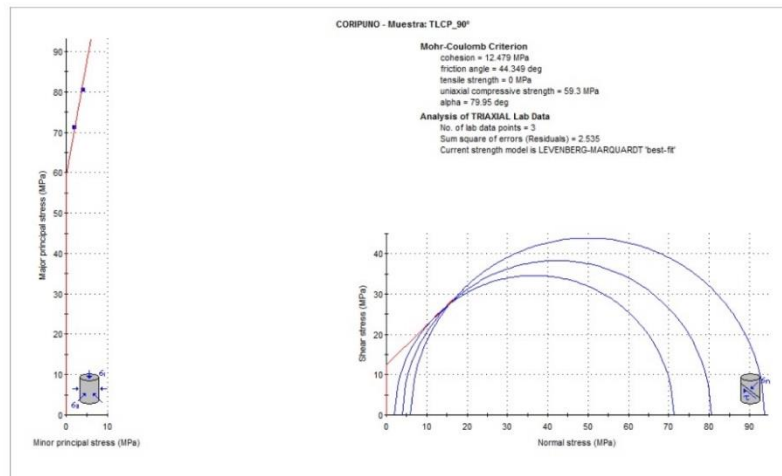
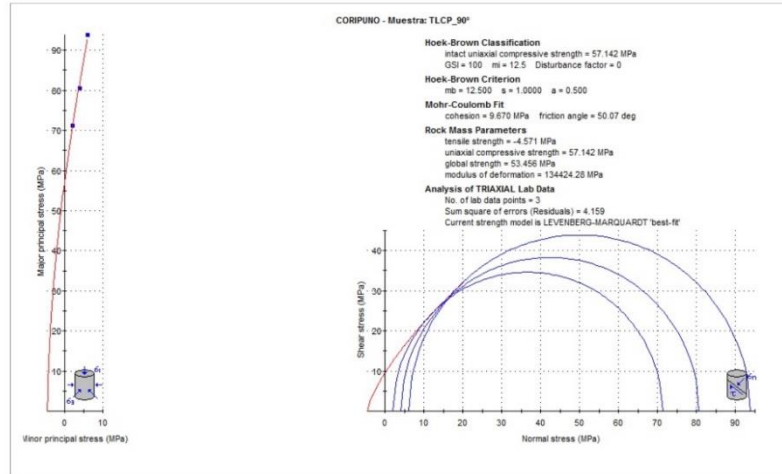






UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica  
Laboratorio de Mecánica de Rocas

Muestra: TLCP\_90°



Av. Túpac Amaru N° 210, Lima 25, Perú  
 Teléfono: 382-4557 / Central Telefónica: 481-1070 Anexos: 4221, 4219 y 4244  
 Email: [lmrocas@uni.edu.pe](mailto:lmrocas@uni.edu.pe), [ncordovar@uni.edu.pe](mailto:ncordovar@uni.edu.pe), [sreyesm@uni.edu.pe](mailto:sreyesm@uni.edu.pe)

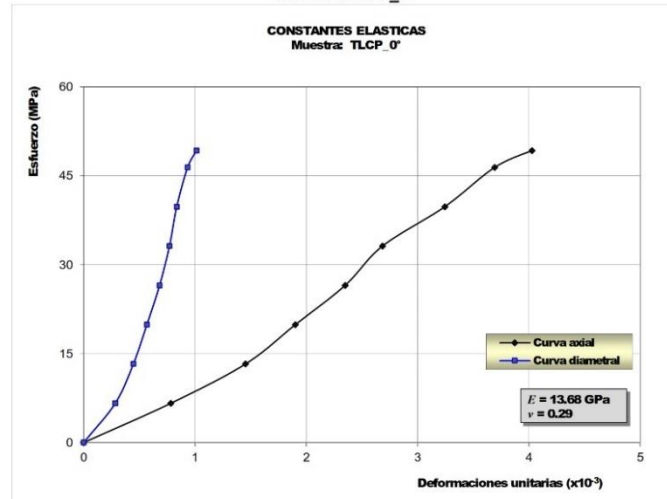
Pág. 9 de 19



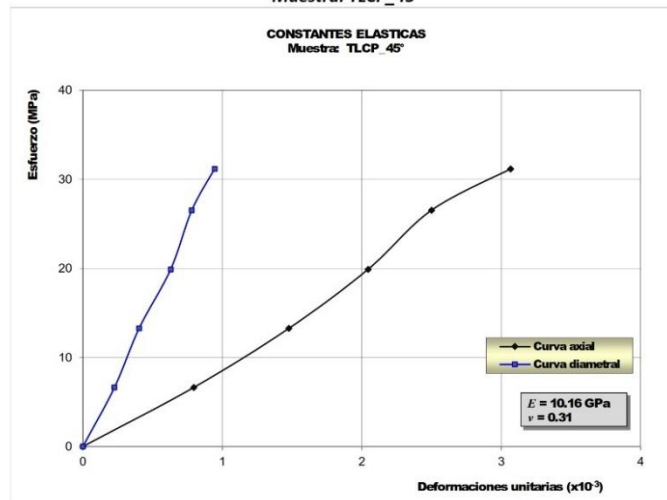
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica  
Laboratorio de Mecánica de Rocas

GRAFICOS: CONSTANTES ELASTICAS

Muestra: TLCP\_0°



Muestra: TLCP\_45°

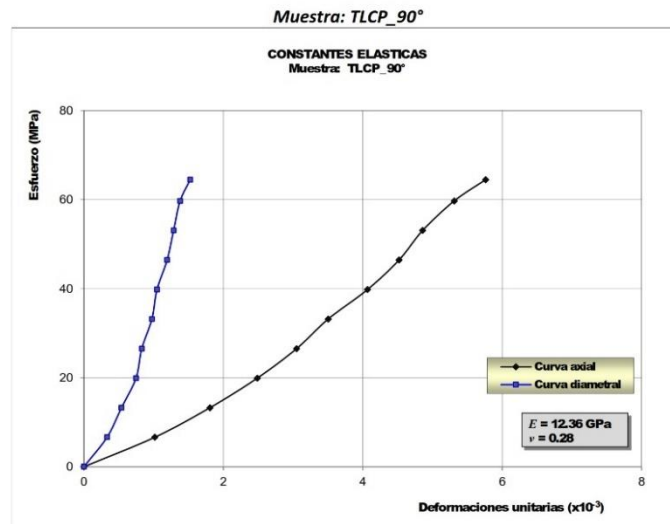




## UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

Laboratorio de Mecánica de Rocas





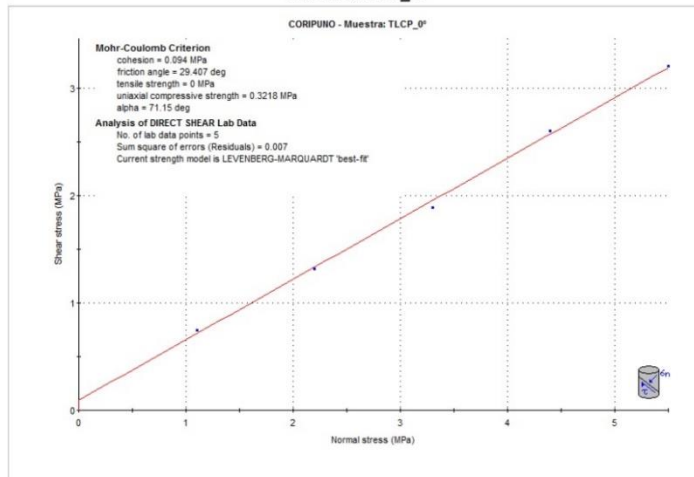
## UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

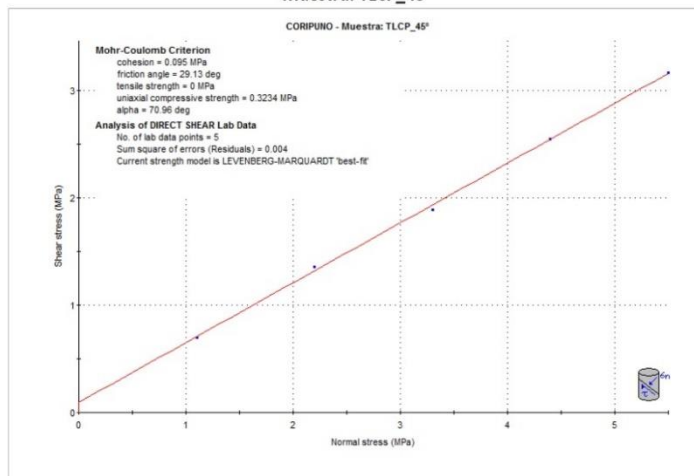
Laboratorio de Mecánica de Rocas

### GRAFICOS: CORTE DIRECTO

Muestra: TLCP\_0°



Muestra: TLCP\_45°

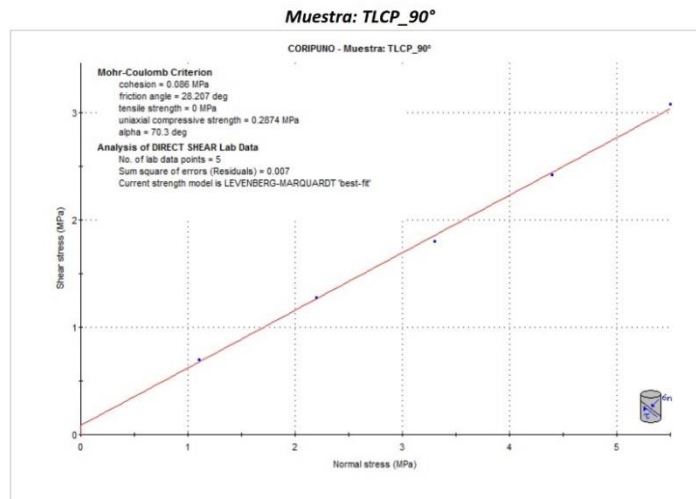




## UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

Laboratorio de Mecánica de Rocas





**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica**

**Laboratorio de Mecánica de Rocas**

## ***FOTOGRAFIAS DE LOS ENSAYOS REALIZADOS***

Av. Túpac Amaru N° 210, Lima 25, Perú  
Teléfono: 382-4557 / Central Telefónica: 481-1070 Anexos: 4221, 4219 y 4244  
Email: [lmrocas@uni.edu.pe](mailto:lmrocas@uni.edu.pe), [ncordovar@uni.edu.pe](mailto:ncordovar@uni.edu.pe), [sreyesm@uni.edu.pe](mailto:sreyesm@uni.edu.pe)

Pág. 14 de 19



## UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

Laboratorio de Mecánica de Rocas

### FOTOS: PROPIEDADES FISICAS

Muestra: TLCP A



Muestra: TLCP B







## UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

Laboratorio de Mecánica de Rocas

FOTOS: COMPRESION TRIAXIAL

Muestra: TLCP\_0°



Muestra: TLCP\_45°



Muestra: TLCP\_90°



Av. Túpac Amaru N° 210, Lima 25, Perú  
Teléfono: 382-4557 / Central Telefónica: 481-1070 Anexos: 4221, 4219 y 4244  
Email: lmrocas@uni.edu.pe, ncordovar@uni.edu.pe, sreyesm@uni.edu.pe

Pág. 16 de 19



## UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

Laboratorio de Mecánica de Rocas

### FOTOS: CONSTANTES ELASTICAS

*Muestra: TLCP\_0°*

Antes

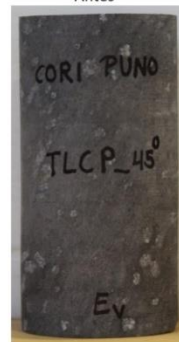


Después



*Muestra: TLCP\_45°*

Antes

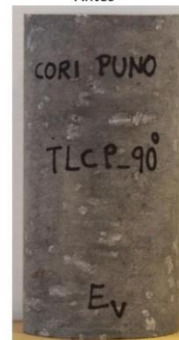


Después



*Muestra: TLCP\_90°*

Antes



Después



Av. Túpac Amaru N° 210, Lima 25, Perú  
Teléfono: 382-4557 / Central Telefónica: 481-1070 Anexos: 4221, 4219 y 4244  
Email: lmrocas@uni.edu.pe, ncordovar@uni.edu.pe, sreyesm@uni.edu.pe

Pág. 17 de 19



## UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

Laboratorio de Mecánica de Rocas

### FOTOS: TRACCION INDIRECTA

**Muestra: TLCP\_0°**

Antes



Después



**Muestra: TLCP\_45°**

Antes



Después



**Muestra: TLCP\_90°**

Antes



Después





## UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

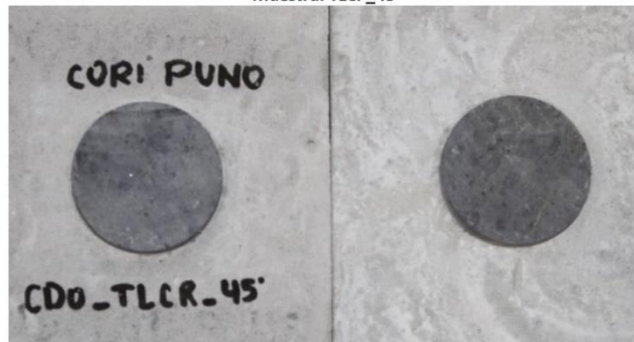
Laboratorio de Mecánica de Rocas

### FOTOS: CORTE DIRECTO

*Muestra: TLCP\_0°*



*Muestra: TLCP\_45°*



*Muestra: TLCP\_90°*







## UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

Laboratorio de Mecánica de Rocas

Lima, 27 de Noviembre del 2017

Informe N° 219/17/LMR/UNI

Señores  
**CORI PUNO S.A.C.**  
Presente.-

De nuestra consideración:

En el presente se adjunta los resultados de los ensayos del Laboratorio de Mecánica de Rocas asociados al proyecto "ESTUDIO GEOMECANICO ZONA CRUZ DE ORO (SUBLEVEL CAVING)", ubicado en el distrito de Quiaca, provincia de Sandía, departamento de Puno.

Atentamente,

MSc. Ing. Néstor David Córdova Rojas  
Jefe del Laboratorio de Mecánica de Rocas  
Universidad Nacional de Ingeniería



## UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

Laboratorio de Mecánica de Rocas

INFORME N° 219/17/LMR/UNI

ENSAYO DE PROPIEDADES FISICAS  
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL  
ENSAYO DE CONSTANTES ELASTICAS  
ENSAYO DE CORTE DIRECTO

Solicitado por:  
**CORI PUNO S.A.C.**

Muestra: Bloques Rocosos

Fecha: 27 de Noviembre del 2017

Av. Túpac Amaru N° 210, Lima 25, Perú  
Teléfono: 382-4557 / Central Telefónica: 481-1070 Anexos: 4221, 4219 y 4244  
Email: lmrocas@uni.edu.pe, ncordovar@uni.edu.pe, sreyesm@uni.edu.pe

Pág. 2 de 19



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica**  
**Laboratorio de Mecánica de Rocas**

**Informe:** N° 219/17/LMR/UNI  
**Empresa:** CORI PUNO S.A.C.  
**Proyecto:** "ESTUDIO GEOMECANICO ZONA CRUZ DE ORO (SUBLEVEL CAVING)"  
**Fecha:** 27/11/2017

**ENSAYO DE PROPIEDADES FISICAS**

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM C97-02, dando los siguientes resultados:

Muestra	Diámetro (cm)	Altura (cm)	Densidad Seca (g/cm <sup>3</sup> )	Densidad Húmeda (g/cm <sup>3</sup> )	Porosidad Aparente (%)	Absorción (%)	Peso Específico Aparente (kN/m <sup>3</sup> )
SC A	4.38	2.06	2.86	2.87	0.90	0.32	28.06
	4.38	1.86	2.81	2.82	1.03	0.37	27.60
	4.38	1.89	2.83	2.84	1.09	0.38	27.77
	<b>Promedio</b>		<b>2.83</b>	<b>2.84</b>	<b>1.01</b>	<b>0.36</b>	<b>27.81</b>
SC B	4.38	1.91	2.80	2.81	1.08	0.39	27.46
	4.38	1.98	2.84	2.85	1.07	0.38	27.94
	4.38	2.04	2.83	2.84	0.91	0.32	27.76
	<b>Promedio</b>		<b>2.82</b>	<b>2.83</b>	<b>1.02</b>	<b>0.36</b>	<b>27.72</b>

**ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL**

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM 2664-95, dando los siguientes resultados:

Muestra	Diámetro (cm)	Altura (cm)	Confin. $\sigma_3$ (MPa)	Esfuerzo rotura $\sigma_1$ (MPa)	Resisten. Compres. Uniaxial (MPa)	Constante "m"	Cohesión "c" (MPa)	Ang. de Fricción Interno " $\phi$ " (°)
SC_0°	4.38	9.02	2	66.14	54.46	11.75	12.41	42.90
	4.38	8.95	4	80.65				
	4.38	8.86	8	87.20				
SC_45°	4.38	8.62	2	48.15	33.39	12.98	7.83	42.88
	4.38	8.64	4	53.47				
	4.38	8.79	8	69.19				
SC_90°	4.38	8.71	2	89.67	77.04	10.76	16.97	43.25
	4.38	8.88	4	99.12				
	4.38	8.79	6	111.08				





## UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

Laboratorio de Mecánica de Rocas

Informe: N° 219/17/LMR/UNI  
 Empresa: CORI PUNO S.A.C.  
 Proyecto: "ESTUDIO GEOMECANICO ZONA CRUZ DE ORO (SUBLEVEL CAVING)"  
 Fecha: 27/11/2017

### ENSAYO DE CONSTANTES ELASTICAS

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM D7012-04, dando los siguientes resultados:

Muestra	Diámetro (cm)	Altura (cm)	Resistencia a la Compresión Uniaxial (MPa)	Módulo de Young "E" (GPa)	Relación de Poisson "ν"
SC_0°	4.38	8.85	49.3	16.77	0.26
SC_45°	4.38	8.73	42.1	11.58	0.28
SC_90°	4.38	8.91	88.1	12.06	0.31

### ENSAYO DE TRACCION INDIRECTA (Brasilero)

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM D3967-95, dando los siguientes resultados:

Muestra	Diámetro (cm)	Altura (cm)	Carga (kN)	Resist. a la tracción (kg/cm²)	Resist. a la tracción (MPa)
SC_0°	5.38	2.94	14.3	59	5.8
	5.38	2.90	20.6	86	8.4
	5.38	2.89	16.5	69	6.8
<b>Promedio</b>				<b>71</b>	<b>7.0</b>
SC_45°	5.38	3.07	22.1	87	8.5
	5.38	2.86	22.2	94	9.2
	5.38	3.10	25.8	100	9.8
<b>Promedio</b>				<b>94</b>	<b>9.2</b>
SC_90°	5.38	2.83	33.6	143	14.0
	5.38	2.73	34.4	152	14.9
	5.38	2.81	28.4	122	12.0
<b>Promedio</b>				<b>139</b>	<b>13.6</b>



## UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

Laboratorio de Mecánica de Rocas

**Informe:** N° 219/17/LMR/UNI  
**Empresa:** CORI PUNO S.A.C.  
**Proyecto:** "ESTUDIO GEOMECANICO ZONA CRUZ DE ORO (SUBLEVEL CAVING)"  
**Fecha:** 27/11/2017

### ENSAYO DE CORTE DIRECTO

Los ensayos se realizaron sobre discontinuidad con caras paralelas a la dirección de corte, según norma ASTM D5607-95, dando los siguientes resultados.

Muestra	Diámetro (cm)	Tipo de discontinuidad	Fuerza Normal (kN)	Fuerza de corte (kN)	Cohesión (MPa)	Angulo de Fricción (°)
SC_0°	5.38	Simulada	2.50	1.60	0.103	28.25
			5.00	2.90		
			7.50	4.20		
			10.00	5.70		
			12.50	6.90		
SC_45°	5.38	Simulada	2.50	1.60	0.093	27.84
			5.00	2.80		
			7.50	4.10		
			10.00	5.60		
			12.50	6.80		
SC_90°	5.38	Simulada	2.50	1.60	0.097	27.10
			5.00	2.70		
			7.50	3.90		
			10.00	5.50		
			12.50	6.60		

Nota:

- La empresa solicitante es responsable de la toma de muestra en campo.
- La información correspondiente a las muestras fue proporcionada por el solicitante.



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica**

**Laboratorio de Mecánica de Rocas**

## **GRAFICOS DE LOS ENSAYOS REALIZADOS**

Av. Túpac Amaru N° 210, Lima 25, Perú  
Teléfono: 382-4557 / Central Telefónica: 481-1070 Anexos: 4221, 4219 y 4244  
Email: [lmrocas@uni.edu.pe](mailto:lmrocas@uni.edu.pe), [ncordovar@uni.edu.pe](mailto:ncordovar@uni.edu.pe), [sreyesm@uni.edu.pe](mailto:sreyesm@uni.edu.pe)

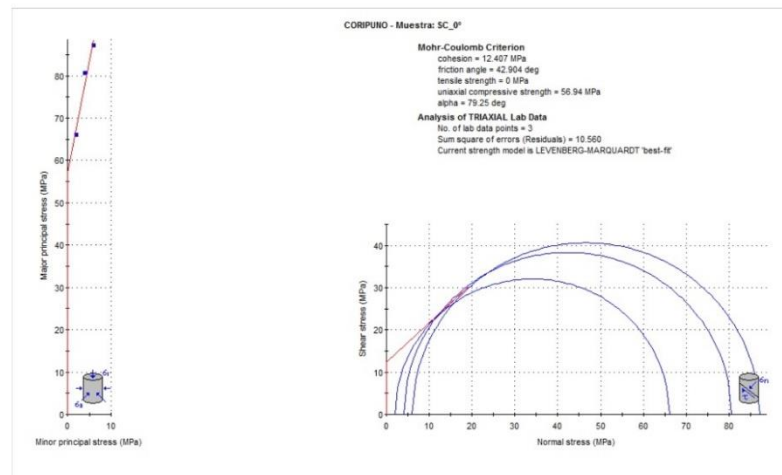
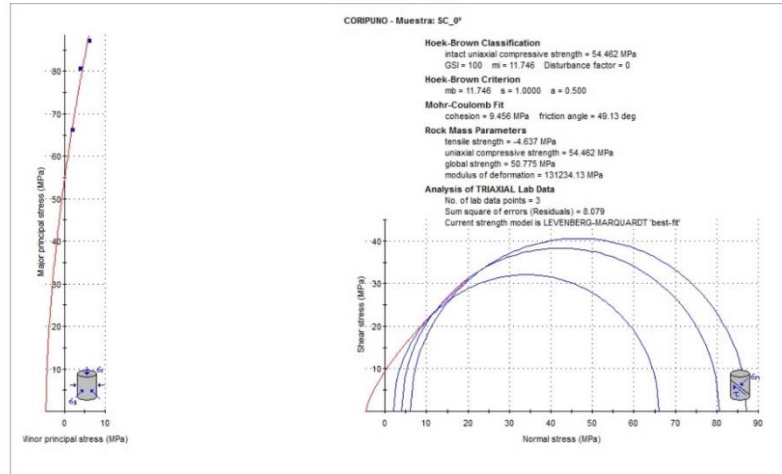
Pág. 6 de 19



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica  
Laboratorio de Mecánica de Rocas

GRAFICOS: COMPRESION TRIAXIAL

Muestra: SC\_0°



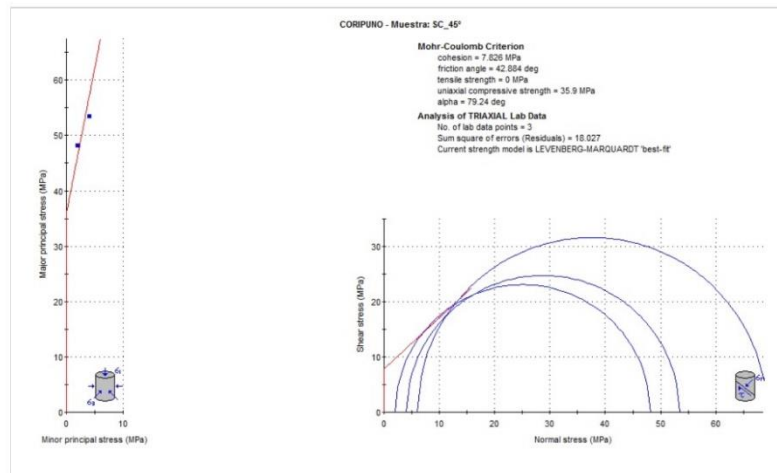
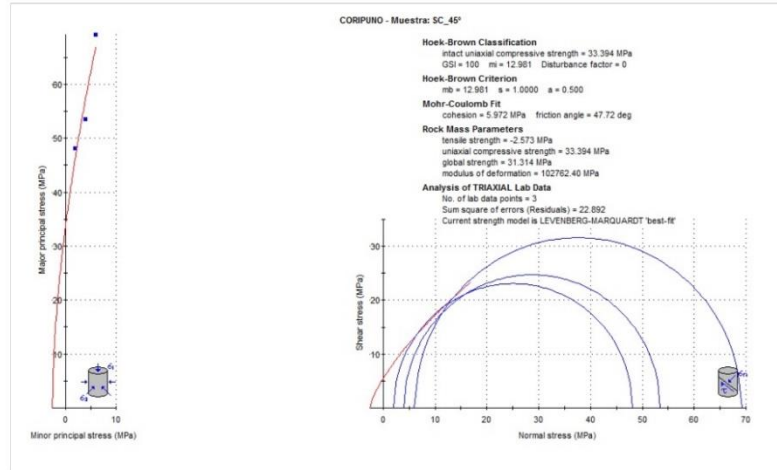
Av. Túpac Amaru N° 210, Lima 25, Perú  
 Teléfono: 382-4557 / Central Telefónica: 481-1070 Anexos: 4221, 4219 y 4244  
 Email: lmrocas@uni.edu.pe, ncordovar@uni.edu.pe, sreyesm@uni.edu.pe

Pág. 7 de 19



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica  
Laboratorio de Mecánica de Rocas

Muestra: SC\_45°



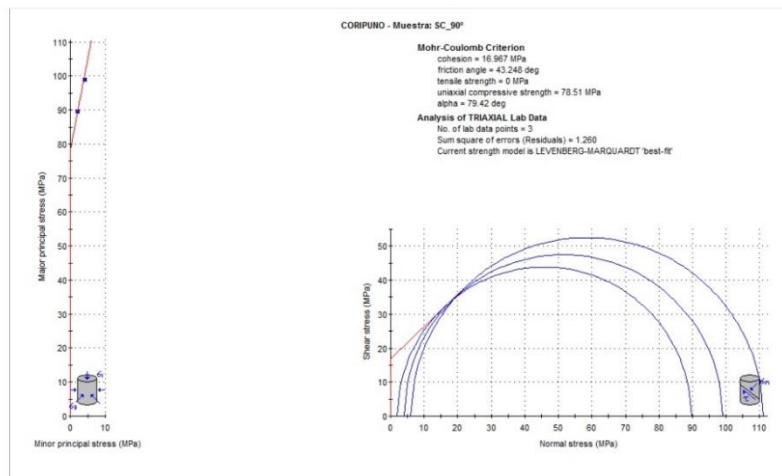
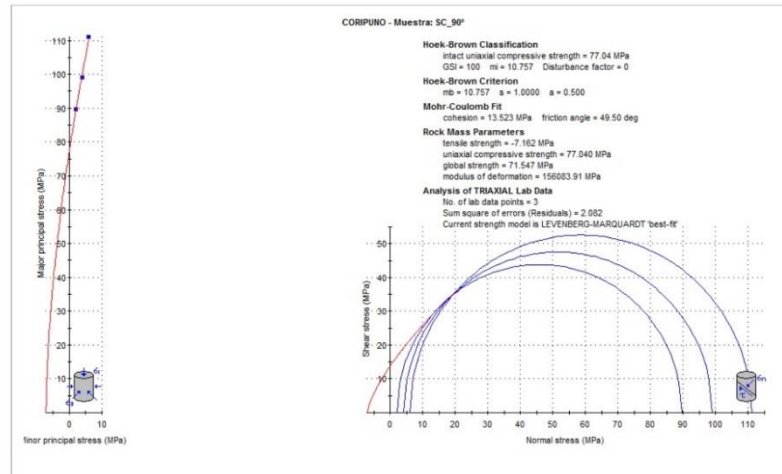
Av. Túpac Amaru N° 210, Lima 25, Perú  
 Teléfono: 382-4557 / Central Telefónica: 481-1070 Anexos: 4221, 4219 y 4244  
 Email: lmrocas@uni.edu.pe, ncordovar@uni.edu.pe, sreyesm@uni.edu.pe

Pág. 8 de 19



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica  
Laboratorio de Mecánica de Rocas

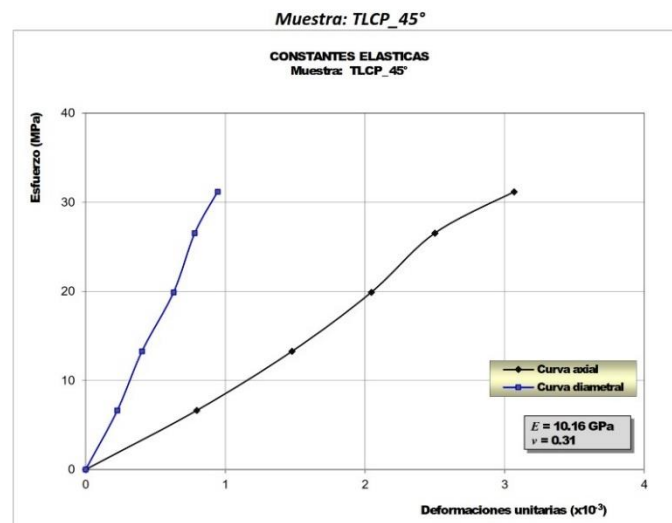
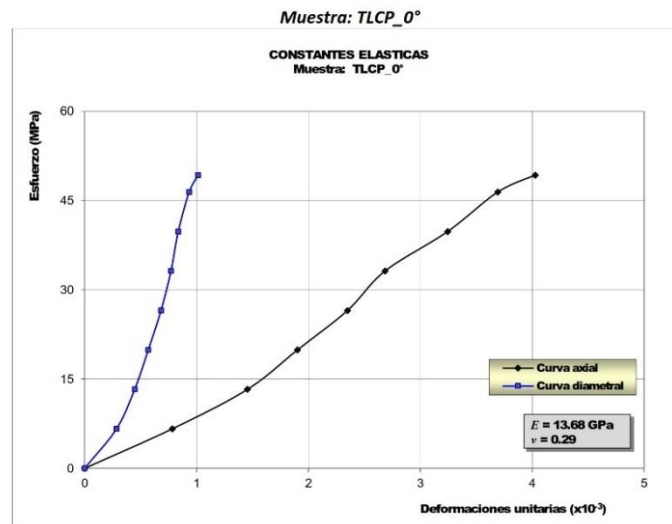
Muestra: SC\_90°





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica  
Laboratorio de Mecánica de Rocas

GRAFICOS: CONSTANTES ELASTICAS



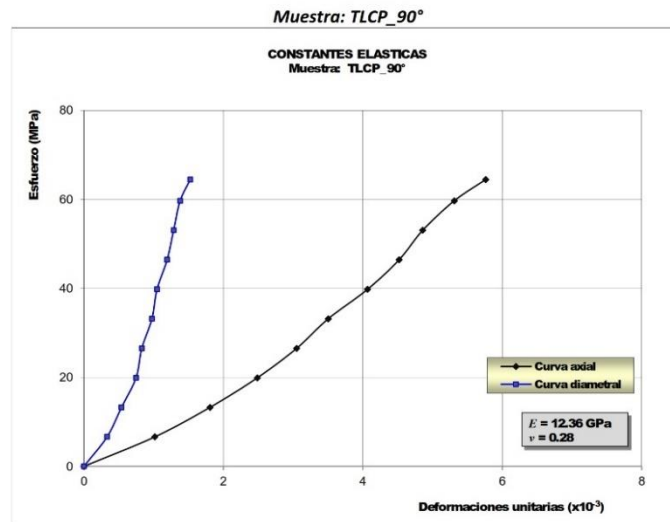




## UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

Laboratorio de Mecánica de Rocas



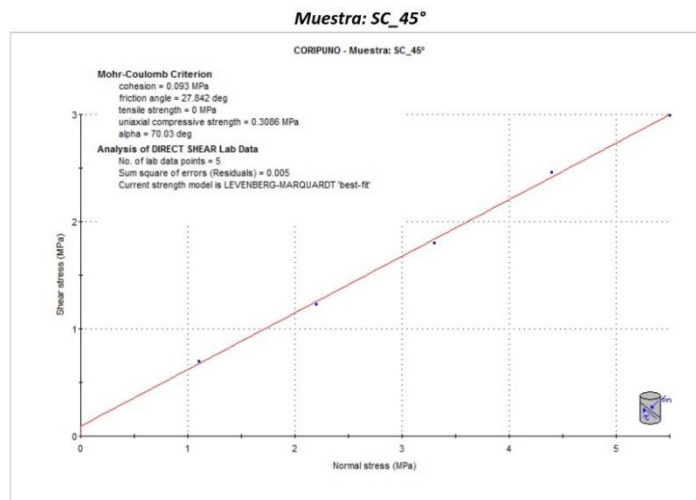
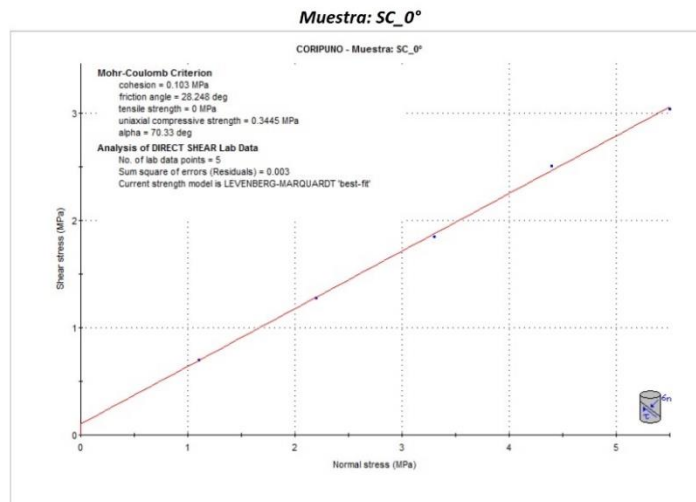


## UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

Laboratorio de Mecánica de Rocas

### GRAFICOS: CORTE DIRECTO

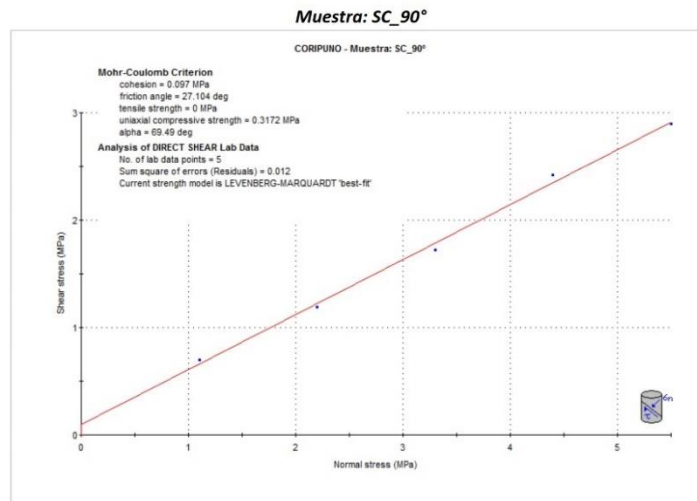




## UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

Laboratorio de Mecánica de Rocas





**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica**

**Laboratorio de Mecánica de Rocas**

***FOTOGRAFIAS DE  
LOS ENSAYOS REALIZADOS***

Av. Túpac Amaru N° 210, Lima 25, Perú  
Teléfono: 382-4557 / Central Telefónica: 481-1070 Anexos: 4221, 4219 y 4244  
Email: lmrocas@uni.edu.pe, ncordovar@uni.edu.pe, sreyesm@uni.edu.pe

Pág. 14 de 19



## UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

Laboratorio de Mecánica de Rocas

### FOTOS: PROPIEDADES FISICAS

Muestra: SC A



Muestra: SC B







## UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

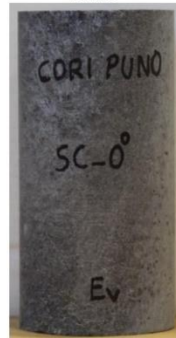
Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

Laboratorio de Mecánica de Rocas

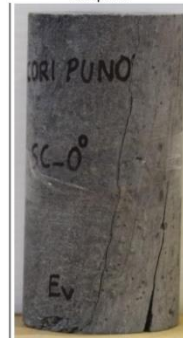
### FOTOS: CONSTANTES ELASTICAS

*Muestra: SC\_0°*

Antes

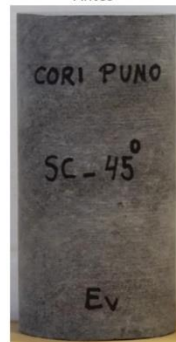


Después



*Muestra: SC\_45°*

Antes

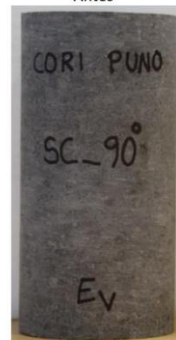


Después

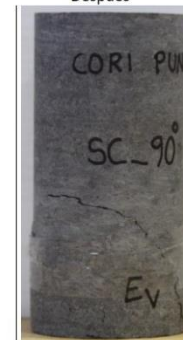


*Muestra: SC\_90°*

Antes



Después



Av. Túpac Amaru N° 210, Lima 25, Perú  
Teléfono: 382-4557 / Central Telefónica: 481-1070 Anexos: 4221, 4219 y 4244  
Email: lmrocas@uni.edu.pe, ncordovar@uni.edu.pe, sreyesm@uni.edu.pe

Pág. 17 de 19





## UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

Laboratorio de Mecánica de Rocas

### FOTOS: TRACCION INDIRECTA

Muestra: SC\_0°

Antes



Después



Muestra: SC\_45°

Antes



Después



Muestra: SC\_90°

Antes



Después





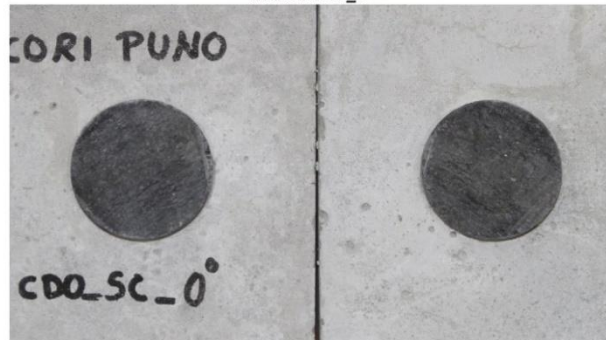
## UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

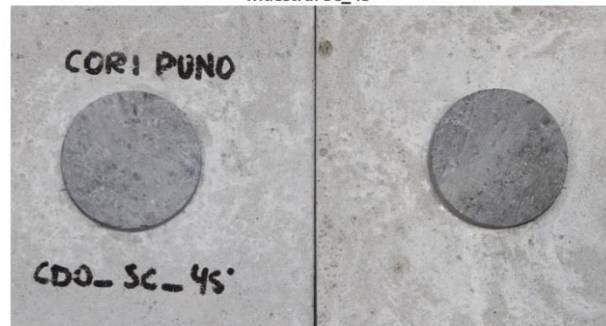
Laboratorio de Mecánica de Rocas

FOTOS: CORTE DIRECTO

Muestra: SC\_0°



Muestra: SC\_45°



Muestra: SC\_90°

