



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA GEOLÓGICA Y
METALÚRGICA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA GEOLÓGICA



EVALUACIÓN GEOMECÁNICA PARA EL DISEÑO DE
SOSTENIMIENTO DEL PROYECTO CHIMENEA ALIMAK EN LA
UNIDAD MINERA PALLANCATA – REGIÓN DE AYACUCHO
TESIS

PRESENTADA POR:

Bach. MARCO AURELIO QUISPE APOMAITA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO GEÓLOGO

PUNO – PERÚ

2020



DEDICATORIA

A Dios, quien con su sabiduría infinita guía mi camino.

A mi padre, Aurelio Quispe Hanco, mi mentor, mi héroe y por nunca dejar de creer en mí, para ti con mucho cariño.

A mi novia July, mi compañera de vida, por su apoyo y comprensión, y quien me motiva a ser mejor persona día a día.

A mis seres queridos que partieron al encuentro con Dios.

MARCO AURELIO.



AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional del Altiplano, mi alma mater.

A los docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Geológica de la Universidad Nacional del Altiplano, quienes son el motor generador de profesionales exitosos.

A las empresas IESA SA. y Hochschild Mining PLC, por brindarme la oportunidad de desempeñarme profesionalmente en la Unidad Minera Pallancata, y por facilitarme los datos necesarios para la realización del presente trabajo.

Al M.Sc. Ernesto Samuel Machacca Hanco, director de mi tesis, por brindarme su orientación y consejos para poder culminar el presente trabajo de investigación.

A mi señor padre, Aurelio Quispe Hanco, por su apoyo incondicional y por el sacrificio puesto en mi formación personal y profesional.

A mis suegros, Ing. German y Sra. Herminia, por su apoyo desinteresado en la culminación del presente trabajo.

A mis amigos, quienes me apoyaron en la culminación de mis estudios profesionales.

MARCO AURELIO.



ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTOS

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE FIGURAS

ÍNDICE DE TABLAS

ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

RESUMEN 12

ABSTRACT..... 13

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA 14

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA..... 15

1.2.1. Pregunta general 15

1.2.2. Preguntas específicas 15

1.3. HIPÓTESIS 15

1.3.1. Hipótesis general 15

1.3.2. Hipótesis específicas 16

1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN 16

1.4.1. Objetivo general 16

1.4.2. Objetivos específicos 16

CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. ANTECEDENTES 17

2.2. MARCO TEÓRICO 24

2.2.1. Geomecánica de rocas 24

2.2.2. Macizo rocoso 24

2.2.3. Roca intacta 25

2.2.4. Propiedades físicas de las rocas 25

2.2.5. Propiedades mecánicas 27

2.2.6. Criterios de rotura 33

2.2.7. Discontinuidades 39



| | |
|---|----|
| 2.2.8. Clasificaciones geomecánicas | 46 |
| 2.2.9. Sostenimiento en excavaciones mineras subterráneas | 63 |

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

| | |
|---|-----------|
| 3.1. METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN..... | 72 |
| 3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA..... | 73 |
| 3.2.1. Población | 73 |
| 3.2.2. Muestra..... | 73 |
| 3.3. INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS | 73 |
| 3.4. VARIABLES | 74 |
| 3.4.1. Variable Independiente..... | 74 |
| 3.4.2. Variable Dependiente | 75 |
| 3.5. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS..... | 75 |
| 3.6. TÉCNICAS PARA EL PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN..... | 76 |

CAPÍTULO IV

CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

| | |
|---|-----------|
| 4.1. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DEL ÁREA DE ESTUDIO..... | 77 |
| 4.1.1. Ubicación y acceso | 77 |
| 4.1.2. Geología local..... | 77 |
| 4.1.3. Condición estructural | 81 |
| 4.1.4. Hidrogeología..... | 81 |
| 4.2. PROYECTO CHIMENEA ALIMAK..... | 84 |
| 4.3. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DEL ÁREA DE ESTUDIO | 85 |
| 4.4. CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DEL MACIZO ROCOSO | 85 |
| 4.4.1. Unidades geotécnicas | 85 |
| 4.4.2. Estación geomecánica 01 | 89 |

CAPÍTULO V

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

| | |
|---|------------|
| 5.1. CARACTERÍSTICAS GEOMECÁNICAS DEL MACIZO ROCOSO | 92 |
| 5.1.1. Propiedades mecánicas del macizo rocoso..... | 92 |
| 5.1.2. Características de las discontinuidades del macizo rocoso | 95 |
| 5.2. ANÁLISIS PRELIMINAR DEL COMPORTAMIENTO DE LA EXCAVACIÓN | 107 |
| 5.2.1. Unidad geotécnica Da | 108 |



| | |
|---|------------|
| 5.2.2. Unidad geotécnica La-Ri..... | 109 |
| 5.2.3. Unidad geotécnica Pi-An..... | 110 |
| 5.2.4. Unidad geotécnica La-An..... | 112 |
| 5.2.5. Unidad geotécnica Q-Fa..... | 113 |
| 5.3. DETERMINACIÓN DEL TIPO DE SOSTENIMIENTO | 115 |
| 5.3.1. Sostenimiento tipo B | 116 |
| 5.3.2. Sostenimiento tipo C1 | 117 |
| 5.3.3. Sostenimiento tipo C2 | 118 |
| 5.3.4. Sostenimiento tipo D | 118 |
| 5.3.5. Sostenimiento tipo E | 119 |
| 5.3.6. Selección del tipo de sostenimiento | 121 |
| VI. CONCLUSIONES | 124 |
| VII. RECOMENDACIONES | 126 |
| VII. REFERENCIAS..... | 127 |
| ANEXOS..... | 130 |

Área : Geotécnia

Tema : Evaluación geomecánica para el diseño de sostenimiento del Proyecto Chimenea Alimak en la Unidad Minera Pallancata – Región de Ayacucho.

FECHA DE SUSTENTACIÓN: 30 de noviembre de 2020.



ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1. Ábaco para la obtención de la resistencia a compresión simple de una roca a partir de medidas con el martillo Schmidt tipo L..... | 31 |
| Figura 2. Relación entre tensiones principales y cortantes en el criterio de rotura de Mohr-Coulomb. | 39 |
| Figura 3. Medida de la orientación de las discontinuidades..... | 41 |
| Figura 4. Procedimiento para determinar el RQD en testigos de roca. | 48 |
| Figura 5. Puntuación de la resistencia a la compresión simple de la roca intacta σ_c | 54 |
| Figura 6. Puntuación del número de discontinuidades por metro. | 54 |
| Figura 7. Cálculo de Fe en función del RMR. | 57 |
| Figura 8. Valores de Fs en función del ICE. | 57 |
| Figura 9. Parámetros de entrada que se aplican en la clasificación RMi. | 58 |
| Figura 10. Relaciones entre el tamaño de bloque, el diámetro equivalente del bloque y otras medidas del diaclasado..... | 61 |
| Figura 11. Estructura del Índice de Resistencia Geológico GSI. | 62 |
| Figura 12. Gráfico-Múltiple GDE para estimar el comportamiento preliminar de la excavación..... | 64 |
| Figura 13. Esquema conceptual para un escenario general del comportamiento del terreno durante la excavación. | 67 |
| Figura 14. Esquema de clasificación GDE del comportamiento de la excavación. | 68 |
| Figura 15. Ubicación del proyecto de investigación Unidad Minera Pallancata. | 77 |
| Figura 16. Bloque conceptual con principales componentes del modelo conceptual según Klohn Crippen Berger (junio, 2016)..... | 83 |
| Figura 17. Sección del Proyecto Chimenea Alimak..... | 84 |
| Figura 18. Unidad geotécnica Q-Fa. | 86 |
| Figura 19. Unidad geotécnica La-An. | 87 |
| Figura 20. Unidad geotécnica Pi-An. | 87 |
| Figura 21. Unidad geotécnica La-Ri. | 88 |
| Figura 22. Unidad geotécnica Da (a la izquierda piroclastos dacíticos y a la derecha retrabajados dacíticos). | 89 |
| Figura 23. Diagrama de contornos de densidad de polos para la E.G. 01..... | 91 |
| Figura 24. Análisis estadístico de incidencia de Resistencia a la Compresión Simple | 94 |
| Figura 25. Análisis estadístico de incidencia del RCS para la unidad geotécnica Q-Fa..... | 95 |
| Figura 26. Análisis estadístico de incidencia del GSI para la unidad geotécnica Q-Fa..... | 95 |
| Figura 27. Análisis estadístico de incidencia del RQD para la unidad geotécnica Q-Fa..... | 96 |
| Figura 28. Análisis estadístico de incidencia del RMR para la unidad geotécnica Q-Fa..... | 97 |
| Figura 29. Análisis estadístico de incidencia del RCS para la unidad geotécnica La-An..... | 97 |
| Figura 30. Análisis estadístico de incidencia del GSI para la unidad geotécnica La-An..... | 98 |
| Figura 31. Análisis estadístico de incidencia del RQD para la unidad geotécnica La-An..... | 99 |



| | |
|---|-----|
| Figura 32. Análisis estadístico de incidencia del RMR para la unidad geotécnica La-An..... | 100 |
| Figura 33. Análisis estadístico de incidencia del RCS para la unidad geotécnica Pi-An..... | 100 |
| Figura 34. Análisis estadístico de incidencia del GSI para la unidad geotécnica Pi-An..... | 101 |
| Figura 35. Análisis estadístico de incidencia del RQD para la unidad geotécnica Pi-An..... | 101 |
| Figura 36. Análisis estadístico de incidencia del RMR para la unidad geotécnica Pi-An..... | 102 |
| Figura 37. Análisis estadístico de incidencia del RCS para la unidad geotécnica La-Ri..... | 103 |
| Figura 38. Análisis estadístico de incidencia del GSI para la unidad geotécnica La-Ri..... | 103 |
| Figura 39. Análisis estadístico de incidencia del RQD para la unidad geotécnica La-Ri..... | 104 |
| Figura 40. Análisis estadístico de incidencia del RMR para la unidad geotécnica La-Ri..... | 104 |
| Figura 41. Análisis estadístico de incidencia de RCS para la unidad geotécnica Da..... | 105 |
| Figura 42. Análisis estadístico de incidencia del GSI para la unidad geotécnica Da..... | 106 |
| Figura 43. Análisis estadístico de incidencia del RQD para la unidad geotécnica Da..... | 106 |
| Figura 44. Análisis estadístico de incidencia del RMR para la unidad geotécnica Da..... | 107 |
| Figura 45. Análisis del comportamiento de la excavación para la unidad geotécnica Da, según el Gráfico - Múltiple GDE..... | 109 |
| Figura 46. Análisis del comportamiento de la excavación para la unidad geotécnica La-Ri, según el Gráfico - Múltiple GDE..... | 110 |
| Figura 47. Análisis del comportamiento de la excavación para la unidad geotécnica Pi-An, según el Gráfico - Múltiple GDE..... | 112 |
| Figura 48. Análisis del comportamiento de la excavación para la unidad geotécnica La-An, según el Gráfico - Múltiple GDE..... | 113 |
| Figura 49. Análisis del comportamiento de la excavación para la unidad geotécnica Q-Fa, según el Gráfico - Múltiple GDE..... | 114 |
| Figura 50. Análisis del comportamiento preliminar generalizado para la excavación del Proyecto Chimenea Alimak, según el Gráfico - Múltiple GDE..... | 115 |
| Figura 51. Análisis del sostenimiento tipo B asociado a macizos rocosos tipo II, según el Gráfico - Múltiple GDE..... | 116 |
| Figura 52. Análisis del diseño de sostenimiento tipo C1 asociado a macizos rocosos tipo II y III, según el Gráfico - Múltiple GDE..... | 117 |
| Figura 53. Análisis del diseño de sostenimiento tipo C2 asociado a macizos rocosos tipo IV, según el Gráfico - Múltiple GDE..... | 118 |
| Figura 54. Análisis del diseño de sostenimiento tipo D asociado a macizos rocosos tipo IV, según el Gráfico - Múltiple GDE..... | 119 |
| Figura 55. Análisis del diseño de sostenimiento tipo E asociado a macizos rocosos tipo IV, según el Gráfico - Múltiple GDE..... | 120 |
| Figura 56. Análisis del diseño de sostenimiento generalizado para el Proyecto Chimenea Alimak, según el Gráfico - Múltiple GDE..... | 121 |
| Figura 57. Análisis estadístico porcentual del tipo de roca de la Chimenea Alimak..... | 122 |



ÍNDICE DE TABLAS

| | | |
|------------------|---|-----|
| Tabla 1. | Resistencia de la roca intacta. | 28 |
| Tabla 2. | Clasificación de la durabilidad en base al índice ID2 | 33 |
| Tabla 3. | Guía para la estimación del grado de perturbación D de un macizo rocoso. | 37 |
| Tabla 4. | Tipos de discontinuidades | 40 |
| Tabla 5. | Correlación entre el RQD y la calidad del macizo rocoso..... | 47 |
| Tabla 6. | Valoración de la resistencia a la compresión de la roca intacta..... | 49 |
| Tabla 7. | Valoración a partir del RQD | 50 |
| Tabla 8. | Valoración según el espaciado de discontinuidades. | 50 |
| Tabla 9. | Valoración para la condición de discontinuidades..... | 51 |
| Tabla 10. | Valoración para condición de agua subterránea. | 51 |
| Tabla 11. | Evaluación del efecto de orientación de las discontinuidades en túneles.. | 52 |
| Tabla 12. | Ajuste de los valores por la orientación de discontinuidades. | 52 |
| Tabla 13. | Interpretación de los valores RMR | 53 |
| Tabla 14. | Valoración del terreno por efecto del agua. | 55 |
| Tabla 15. | Valoración de la resistencia de las juntas. | 55 |
| Tabla 16. | Valoración del índice de alterabilidad de la matriz rocosa | 56 |
| Tabla 17. | Valores y valoraciones de los parámetros de entrada al RMI..... | 60 |
| Tabla 18. | Clasificación del RMI. | 61 |
| Tabla 19. | Tabla GDE general para asociar los diferentes tipos de soporte a los peligros geomecánicos esperados. | 70 |
| Tabla 20. | Ejemplo de medidas típicas de mitigación (estabilización) para la excavación de túneles de roca..... | 71 |
| Tabla 21. | Procedimiento metodológico para la investigación. | 73 |
| Tabla 22. | Resumen de ensayos de carga puntual para unidades geotécnicas. | 92 |
| Tabla 23. | Resumen del ensayo Slake Durability Index. | 93 |
| Tabla 24. | Resumen de resistencia a la compresión simple mediante el Índice de Carga Puntual Is(50) | 94 |
| Tabla 25. | Parámetros geomecánicos principales para la unidad geotécnica Da. | 108 |
| Tabla 26. | Parámetros geomecánicos principales para la unidad geotécnica La-Ri. | 109 |
| Tabla 27. | Parámetros geomecánicos principales para la unidad geotécnica Pi-An. | 111 |
| Tabla 28. | Parámetros geomecánicos principales para la unidad geotécnica La-An. | 112 |
| Tabla 29. | Parámetros geomecánicos principales para la unidad geotécnica Q-Fa. . | 114 |
| Tabla 30. | Medidas de estabilización respecto a la calidad del macizo rocoso del Proyecto Chimenea Alimak. | 123 |



ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

ASTM: American Society for Testing and Materials.

A : Azimut.

Bz : Buzamiento.

De : Diámetro equivalente.

D : Diámetro.

EG : Estación geomecánica.

GSI : Geological Strength Index.

GDE : Geodata.

H : Altura de sobrecarga con respecto a la superficie.

INGEMMET: Instituto Nacional Geológico, Minero y Metalúrgico.

ISRM : International Society for Rock Mechanics.

IC : Índice de competencia del macizo rocoso.

I_s : Índice de resistencia a la carga puntual.

I_{s(50)} : Índice de resistencia de carga puntual expresado en MPa.

jC : Parámetro del diaclasado.

jR : Factor de rugosidad de las diaclasas.

jA : Factor de alteración de las diaclasas.

jP : Factor de la condición de las discontinuidades.

K : Factor de conversión.

KN : Kilonewton.



MPa : Mega Pascal.

η : Porosidad.

P : Carga de falla expresado en KN.

Q : Índice de calidad de la roca según Barton.

RMR : Rock Mass Rating.

RMi : Rock Mass Index.

RQD : Rock Quality Designation.

USC : Uniaxial Compressive Strength.

V : Volumen de la muestra.

Vb : Volumen del bloque.

ρ : Densidad.

γ : Densidad del macizo rocoso.

σ_c : Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta.

σ_{cm} : Resistencia a la compresión del macizo rocoso.

σ_v : Esfuerzo vertical.

σ_h : Esfuerzo horizontal.



RESUMEN

El presente trabajo de investigación se ubica en el distrito de Coronel Castañeda, provincia de Parinacochas, región de Ayacucho. El objetivo general es evaluar las características geomecánicas del macizo rocoso para determinar el diseño de sostenimiento a utilizar en el Proyecto Chimenea Alimak. El tipo de la investigación es aplicada, el nivel es descriptivo con un enfoque cuantitativo y se trabajó con un diseño descriptivo comparativo de corte transversal, el mismo que, permitió definir las características geomecánicas del macizo rocoso por donde atravesará la Chimenea Alimak, mediante el logeo geomecánico, mapeo geomecánico y ensayos de laboratorio, además de emplear la clasificación geomecánica RMR de Bieniawski, GSI de Hoek y el enfoque del gráfico-múltiple. Los resultados de la caracterización geomecánica del macizo rocoso permitió determinar el RMR para cada unidad geotécnica y se determinó: 35% tipo de roca II-B, 39% tipo de roca III-A, 14% tipo de roca III-B, 6% tipo de roca IV-A y 4% tipo de roca IV-B, para el tramo de excavación del Proyecto Chimenea Alimak mediante el logeo geomecánico del sondaje diamantino. Llegando a la conclusión, que para el comportamiento geomecánico de la excavación de la Chimenea Alimak, se estimaron los siguientes riesgos principales: 45% generación de cuñas inestables, 30% menor desprendimiento y/o estallido de rocas, 17% hundimiento moderado asociado a roca tipo IV y 8% squeezing moderado/severo asociado a macizos rocosos tipo IV. Finalmente, para el diseño de sostenimiento se determinó cinco tipos de sostenimiento a emplear, sostenimiento tipo C1: malla electrosoldada y empernado sistemático. Sostenimiento tipo C2: hormigón proyectado con fibra, con espesor entre 5-6 cm, y empernado sistemático. Sostenimiento tipo D: hormigón proyectado con fibra, con espesor entre 6-9 cm, y empernado sistemático. Y, para sostenimiento tipo E: hormigón proyectado con fibra, con espesor entre 9-12 cm, empernado sistemático y cuadro metálico.

Palabras claves: Caracterización, clasificación geomecánica, comportamiento geomecánico, macizo rocoso, sostenimiento.



ABSTRACT

This research work is located in the Coronel Castañeda district, Parinacochas province, Ayacucho region. The general objective is to evaluate the geomechanical characteristics of the rock mass to determine the support design to be used in the Alimak Chimney Project. The type of research is applied, the level is descriptive with a quantitative approach and a descriptive comparative cross-sectional design was worked, which allowed defining the geomechanical characteristics of the rock mass through which the Alimak Chimney will cross, by means of logging geomechanical, geomechanical mapping and laboratory tests, in addition to employing Bieniawski's RMR geomechanical classification, Hoek's GSI and the multiple-graph approach. The results of the geomechanical characterization of the rock mass allowed to determine the RMR for each geotechnical unit and it was determined: 35% rock type II-B, 39% rock type III-A, 14% rock type III-B, 6% rock type IV-A and 4% rock type IV-B, for the excavation section of the Alimak Chimney Project through the geomechanical logging of the diamond core. Reaching the conclusion that for the geomechanical behavior of the excavation of the Alimak Chimney, the following main risks were estimated: 45% generation of unstable wedges, 30% less detachment and / or rock bursts, 17% moderate subsidence associated with rock type IV and 8% moderate / severe squeezing associated with type IV rock masses. Finally, for the design of support, five types of support to be used were determined, type C1 support: electrowelded mesh and systematic bolting. Type C2 support: shotcrete with fiber, with a thickness between 5-6 cm, and systematic bolting. Support type D: shotcrete with fiber, with a thickness between 6-9 cm, and systematic bolting. And, for type E support: shotcrete with fiber, thickness between 9-12 cm, systematic bolting and metal frame.

Keywords: Characterization, geomechanical classification, geomechanical behavior, rock mass, support.



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

La geomecánica de rocas está contribuyendo a la construcción de obras subterráneas un creciente soporte científico y técnico que ha encontrado su máximo exponente en las últimas décadas, hasta el punto de que hoy en día, la mayoría de los túneles se hacen bajo supervisión de un experto en geotecnia. Siendo uno de los objetivos, caracterizar el macizo rocoso, abarcando aspectos tales como, estructura del macizo, ensayos in situ, de laboratorio, clasificaciones geomecánicas, entre otros. Convirtiéndose la caracterización geomecánica de los macizos rocosos en una herramienta indispensable para pronosticar su comportamiento.

Al respecto, en la Unidad Minera Pallancata - Región Ayacucho se viene profundizando en labores de avance y desarrollo en la zona de Pablo, para lo cual la necesidad de ventilación es vital e importante para desarrollar la explotación de minerales, por lo cual se está planificando realizar chimeneas con el método de explotación mecanizado Alimak.

Al no haber un trabajo de descripción y clasificación geomecánica del macizo rocoso detallado en la zona del proyecto de la chimenea Alimak a realizarse, y, por desconocimiento del mismo se podría realizar operaciones mineras sin ningún control geomecánico, generando como consecuencia, desarrollos mineros completamente inestables ocasionando así pérdidas y accidentes al personal colaborador y equipos a utilizarse. En vista que, el proyecto será realizado por el método de explotación mecanizado Alimak, el personal colaborador que laborará en dicho proyecto estará



expuesto a caídas de rocas por lo cual, conocer las características del macizo rocoso es de vital importancia para poder definir el tipo de sostenimiento adecuado a utilizarse.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Con la presente investigación, que es la evaluación geomecánica del macizo rocoso para el diseño de sostenimiento, se pretende evaluar las características geomecánicas del macizo rocoso, determinar el comportamiento geomecánico preliminar de la excavación y seleccionar el tipo de sostenimiento adecuado a utilizarse con el fin de mejorar la estabilidad de la Chimenea Alimak durante el proceso de su construcción.

Así, ante lo expuesto, se responderán las siguientes preguntas:

1.2.1 Pregunta general

¿Cuál es la evaluación geomecánica de las características del macizo rocoso, para determinar el diseño de sostenimiento a utilizar en el Proyecto Chimenea Alimak?

1.2.2 Preguntas específicas

- ¿Cuáles son las características geomecánica del macizo rocoso del Proyecto Chimenea Alimak?
- ¿Cuál será el comportamiento geomecánico de la excavación del Proyecto Chimenea Alimak?
- ¿Cuál será el tipo de sostenimiento a utilizar en el Proyecto Chimenea Alimak?

1.3 HIPÓTESIS

1.3.1 Hipótesis general

La evaluación geomecánica del Proyecto Chimenea Alimak para el diseño de sostenimiento, es determinado mediante el análisis de las características geomecánicas del macizo rocoso y el comportamiento geomecánico de la excavación.



1.3.2 Hipótesis específicas

- Las características geomecánicas del macizo rocoso del Proyecto Chimenea Alimak son determinadas por las propiedades de la roca intacta y de las discontinuidades del macizo rocoso.
- El comportamiento geomecánico de la excavación del Proyecto Chimenea Alimak, se estima con base en la capacidad de autoaporte del macizo rocoso según el índice RMR.
- El tipo de sostenimiento a utilizar es determinado mediante la evaluación geomecánica del Proyecto Chimenea Alimak.

1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1 Objetivo general

Evaluar las características geomecánicas del macizo rocoso para determinar el diseño de sostenimiento a utilizar en el Proyecto Chimenea Alimak.

1.4.2 Objetivos específicos

- Caracterizar el macizo rocoso del Proyecto Chimenea Alimak.
- Estimar el comportamiento geomecánico de la excavación del Proyecto Chimenea Alimak.
- Determinar el tipo de sostenimiento a utilizar en el Proyecto Chimenea Alimak.



CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 ANTECEDENTES

Se revisó tesis universitarias y artículos nacionales e internacionales de diferentes universidades e instituciones relacionadas a la geomecánica y sostenimiento. Los mismos que se consideran a continuación:

Velasco Redrobán (2016) en su tesis: Diseño de sostenimiento en base a la caracterización geomecánica del macizo rocoso en el Sector Vetilla 1 subniveles 1 y 2 de Sociedad Minera Liga de Oro. Tiene como objetivo determinar el sostenimiento final que será colocado en las galerías del sector conocido como Vetilla 1, de la Sociedad Minera Liga de Oro, SOMILOR S.A. Su metodología fue de tipo descriptivo – deductivo para la descripción y caracterización del macizo rocoso. Llegando a la conclusión general “que la estabilidad del macizo rocoso es buena, salvo en los casos puntuales donde las zonas de inestabilidad están influenciadas por la acción de fallas o una mayor concentración de discontinuidades”

Yucás Mejía (2015) en su tesis: Análisis geomecánico del macizo rocoso para la construcción de la Chimenea Glory Hole mediante el sistema Alimak. Tiene como objetivo diseñar el sistema de excavación de una chimenea mediante el sistema de levantamiento mecánico Alimak, para el traspaso de material mineralizado, en el área minera “Selva Alegre 1”, su metodología fue la toma de datos geotécnicos en el tramo franqueado de la chimenea, ensayos de resistencia a la compresión e interpretación de resultados. Llego a la conclusión general “que el estudio geomecánico efectuado



demonstró la necesidad de utilizar un sostenimiento tanto temporal (durante la excavación) como definitivo (en su funcionamiento)”.

Russo (2014) en su artículo de investigación: Una actualización del enfoque de “gráfico múltiple” para la evaluación preliminar del comportamiento de excavación en el túnel de roca tiene como objetivo la evaluación preliminar del comportamiento de excavación en el túnel de roca y, como se ha experimentado para seleccionar la clase de soporte que se aplicará en la cara del túnel sobre la base de criterios de diseño predefinido. Su metodología fue de forma simplificada pero racional, los posibles fenómenos de deformación típicos (peligros) para el efecto túnel en la roca se identifican a través de la cuantificación, en una secuencia lógica de, estructura (1), resistencia (2), competencia (3) y capacidad de autosoporte (4) de un macizo rocoso basado en este análisis preliminar, el diseño del túnel puede enfocarse en los problemas potenciales detectados, implementando con el detalle requerido los métodos más adecuados de análisis y cálculos. Se llegó a la conclusión “que el método descrito puede ser una herramienta útil, ya sea en las primeras fases de diseño, para una identificación rápida de escenarios críticos potenciales y para poder realizar un análisis de sensibilidad; y que, en la fase de construcción, para la selección del tipo de sección de soporte adecuado en la cara del túnel sobre la base de los criterios de diseño predefinidos”.

Thomas Cabrera (2014) en su tesis: Estudio comparativo entre requerimientos de soporte y fortificación de túneles definidos según métodos empíricos de clasificación geomecánica versus métodos analíticos y numéricos. Tiene como objetivo general evaluar los requerimientos de soporte en túneles obtenidos mediante el uso de metodologías empíricas y comparando sus resultados entre sí y con el resultado de escenarios análogos obtenidos a partir de modelos analíticos y numéricos (software). Su metodología fue en tres etapas, la primera etapa consistió en recopilar información teórica



respecto a los parámetros geomecánicos que caracterizan los macizos rocosos de acuerdo con el Q-System (Barton et al 1974, 1993), el RMR (Bieniawski, 1989) y el RMi (Palmstrom, 2000). La segunda etapa consistió en el análisis de distintos escenarios de macizo rocoso con los softwares de modelación de Rocscience Inc, para encontrar los requerimientos de soporte y fortificación de acuerdo a los métodos analíticos (análisis tridimensional de estabilidad de cuñas) y numéricos (método de elementos finitos), comparándolos con los resultados de la primera etapa (requerimientos de soporte a partir de las clasificaciones geomecánicas). Y la tercera etapa consistió en la comparar los resultados. Llegando a la conclusión general “que es necesario comprender las implicancias del uso de metodologías empíricas en la ingeniería de túneles, entendiendo estas herramientas como una parte del proceso de diseño. Los resultados obtenidos se deben compatibilizar con los de otros análisis de estabilidad y asimilando la idea de que el desarrollo del diseño de túneles es un proceso continuo, de la mano con la construcción de la obra”.

Calderón Mena (2018) en su tesis: Caracterización geomecánica para la determinación del tipo de sostenimiento en la Galería Gavilán de Oro de la UEA Ana María. Tiene como objetivo Realizar una caracterización geomecánica y determinar el tipo de sostenimiento de la galería Gavilán de Oro de la UEA Ana María. La metodología que aplicó fue descriptiva - cuantitativa, la misma que le permitió examinar los datos de manera científica (forma numérica). Llegando a la conclusión “que el tipo de sostenimiento requerido para la galería Gavilán de Oro fue determinado por la caracterización geomecánica, mediante la clasificación Q de Barton, usando el gráfico de Grimstad y Barton (1993) donde se recomendó el colocado de pernos de manera sistemática con espaciados de 1.7, 2.4, 2.2, 3.6, 2.2, 2.6 metros para las estaciones geomecánicas 1, 2, 3, 4, 5 y 6 respectivamente; la presencia de agua se aprecia en las seis



estaciones geomecánicas y por ello se sugirió el perno helicoidal con resina pero por cuestiones de costos se optó por el perno Hydrabolt galvanizado de 5 pies cuya capacidad de sostenimiento es de 16 t/m^2 , se consideró un factor de seguridad de 2.0 para el diseño del sostenimiento, se realizaron dos diseños de sostenimiento para los seis tramos de la galería según la estación geomecánica, el primer diseño tiene un espaciado de 1 m entre pernos y consta de 3 pernos por fila en cada metro de avance, diseño que aplica para los tramos de las estaciones geomecánicas 1, 2, 3 y 5, en el segundo diseño se tiene un espaciado de 1.5 entre pernos y consta de 2 pernos por fila en cada metro de avance, diseño que aplica para los tramos de las estaciones 4 y 6”.

Loarte Trujillo (2018) en su tesis: Geomecánica para el diseño del sostenimiento de las labores mineras en la Corporación Minera toma la Mano – CORMITOMA S.A. – Año 2018. Tiene como objetivo determinar en base a la geomecánica el diseño del sostenimiento de las labores mineras en la Corporación Minera Toma La Mano – CORMITOMA S.A. – Año 2018. Para cumplir los objetivos del presente trabajo de investigación se ha realizado diferentes métodos de investigación como: Realizar trabajos de campo, laboratorio y gabinete. En una primera etapa del estudio está orientado a la ejecución de investigaciones básicas, con el fin de obtener la información necesaria, que permitirá evaluar los factores principales del control de la estabilidad, y estimar los parámetros geomecánicos básicos. En una segunda etapa, se integró la información obtenida durante las investigaciones básicas, con el fin de evaluar las condiciones de estabilidad de las excavaciones subterráneas, para finalmente dar las recomendaciones para garantizar la estabilidad de las labores mineras subterráneas. Utilizando toda la información geológica y geomecánica desarrollada durante las investigaciones básicas y utilizando herramientas de cálculo de la mecánica de rocas, se ha llevado a cabo un número de análisis, mediante los cuales se han determinado los elementos o sistemas de



sostenimiento en caso se requiera en las labores mineras subterráneas. Llegando a la conclusión “referente al sostenimiento de acuerdo a los valores determinados por Bieniawski (RMR) y Barton (Q), en el caso del mineral no requiere sostenimiento; en el caso de la zona de Contacto el sostenimiento es esporádico, ya que el levantamiento litológico estructural se realizó en la zona mineralizada; en el caso de la Pizarra el sostenimiento será a través de Split set de 5 y 7 pies espaciados cada uno de 1.2 x 1.2 metros. distribuidos en forma de tres bolillos + malla electrosoldada en terrenos muy fracturados o cuadros de madera donde requiera; en el caso de la Cuarquita el sostenimiento será con puntales de seguridad, en las partes donde requiera, hacer un buen control de perforación y voladura; y en el caso de la granodiorita será cuando lo requiera”.

Quispe Matos (2018) en su tesis: Evaluación geomecánica para la elección del sostenimiento en el túnel Yauricocha del Nv.720, Sociedad Minera Corona S.A. Tiene como objetivo general determinar la influencia de la evaluación geomecánica para la elección del tipo de sostenimiento en el Túnel Yauricocha del Nv.720, Sociedad Minera Corona S.A. – 2018, se utilizó la información recopilada de los estudios geomecánicos en la mina Yauricocha para contrastar la hipótesis propuesta, se realizó una investigación aplicada con el fin de evaluar las diferentes alternativas de sostenimiento para el túnel Yauricocha del Nv. 720, asimismo se revisaron las fuentes bibliográficas (libros, informes de tesis, revistas, etc.). Finalmente, se hicieron observaciones y conclusiones con fundamentos teóricos concernientes al tema de investigación. Llegando a la conclusión que “la evaluación geomecánica efectuada en el túnel Yauricocha del Nv. 720, de acuerdo a la Clasificación Geomecánica de Bieniawski (1989) y la Clasificación de Hoek y Brown (GSI) nos determinaron que el Tipo de Sostenimiento recomendado para cada estación, está en función de una evaluación geomecánica eficiente, por lo cual se determinó que en la estación de Medición N° 1 se deberá sostener con Perno Helicoidal



de 7' pies con un espaciado de 1.2 x 1.2 metros, en un tramo de 200 metros. En la Estación de medición N° 2 se debe sostener con Malla electrosoldada + Perno Helicoidal de 7' con un espaciado de 1.2x1.2 metros, en un tramo de 150 metros. En la Estación de medición N° 3 se debe sostener con Shotcrete de 2'' pulgadas + Perno Helicoidal de 7' pies con un espaciado de 1.2 x 1.2 metros, en un tramo de 200 metros. En la Estación de medición N° 4 se deberá sostener con Cimbras metálicas tipo H6 en un tramo de 100 metros”.

Mamani Barraza (2018) en su tesis de maestría: Clasificación geomecánica para el diseño de sostenimiento en la galería principal – Contrata Minera Peyols U.E.A. – Ana María. Tiene como objetivo determinar la influencia de las aplicaciones del sistema de clasificación geomecánica en el diseño de sostenimiento para la galería principal de la contrata minera Peyols UEA-Ana María. La metodología que aplicó fue tomar datos y anotaciones geotécnicas y geomecánicas, teorías de sostenimiento planteadas por Bieniawski y Barton: Deere (RQD), Bieniawski (RMR89), Barton (Q), Hoek (GSI). La determinación de la calidad del macizo rocoso, mediante el método de detalle lineal muestra las características de las discontinuidades, buzamiento, azimut y dirección de buzamiento, relleno, persistencia, rugosidad, espaciamiento de discontinuidades, presencia de agua, límites de dominio, fallas y diques. Llegando a la conclusión que “los parámetros geotécnicos y geomecánicos dan como resultado el diseño del tipo de sostenimiento para el macizo rocoso siendo la resistencia a la compresión uniaxial de 88.46 Mpa, el RMR promedio es de 48, que corresponde a una roca regular, con un índice de Q promedio de 0.96, el resultado del análisis cinemático muestra el tipo de cuña. El tipo de soporte proporciona pernos en la corona como en los hastiales con diámetro de taladro de 20 mm, longitud de 3 a 4 m, espaciamiento de 1.5 a 2 m y hormigón proyectado de 4 a 10 cm. de espesor, con un factor de seguridad de 1.26. Por la tanto se concluye que la aplicación de la geomecánica determina el sistema de sostenimiento adecuado”.



Marquez Olivera, (2018) en su tesis: Geomecánica aplicada al diseño del sostenimiento para mejorar la estabilidad del nivel 730 - Unidad Minera San Cristóbal – Volcan 2016. Tiene como objetivo general la aplicación de la geomecánica en el diseño del sostenimiento de labores mineras subterráneas de la Unidad Minera Mallay, realizando una evaluación geomecánica de la masa rocosa, con la finalidad de garantizar la estabilidad de dichas labores mineras. En su metodología fue necesario realizar trabajos de campo, laboratorio y gabinete. En una primera etapa del estudio estará orientado a la ejecución de investigaciones básicas, con el fin de obtener la información necesaria, que permitirá evaluar los factores principales del control de la estabilidad y estimar los parámetros geomecánicos básicos. En una segunda etapa, se integró la información obtenida durante las investigaciones básicas, con el fin de evaluar las condiciones de estabilidad de las excavaciones subterráneas. Llegando a las siguientes conclusiones: “La caracterización del macizo rocoso, realizado en el Nivel 730 nos cuantifica como una calidad de macizo rocoso que nos garantizara la estabilidad y los procedimientos para el diseño del sostenimiento, en cuanto se refiere al elemento y sistema de sostenimiento es el adecuado de acuerdo a los parámetros de instalación de los mismos instalados en el Nivel 730”.

Sandoval Bonilla, (2018) en su tesis: Estudio geomecánico para un óptimo diseño de la excavación y sostenimiento - Mina Yauricocha S.A. Región Lima. Tiene como objetivo determinar las características geomecánicas que posee el macizo rocoso de la Mina Yauricocha – Sociedad Minera Corona S.A. que permita diseñar la excavación y contar con un sostenimiento adecuado y estable. Su metodología se ubicó en el nivel descriptivo, explicativo y de correlación. Llegó a la conclusión que, de acuerdo a los modelamientos numéricos realizados, se concluye que “el método de minado "hundimiento por subniveles" se debe continuar utilizando. En tal sentido, se tiene que



orientar esfuerzos, por un lado, para mejorar las condiciones de estabilidad de las labores mineras, por otro lado, para mejorar los diferentes parámetros del método de minado que conduzcan a un menor costo y a una mayor productividad”.

2.2 MARCO TEÓRICO

2.2.1 Geomecánica de rocas

La definición general más aceptada según, Brady & Brown (2004), es la siguiente:

La mecánica de rocas es la ciencia teórica y aplicada del comportamiento mecánico de rocas y macizos rocosos; es la rama de la mecánica que se ocupa de la respuesta de las rocas y macizos rocosos a los campos de fuerza de su entorno físico. (p.1)

2.2.1.1 Caracterización geomecánica

La descripción y caracterización geomecánica de los macizos rocosos que se encuentran en superficie es un trabajo ineludible en la mayoría de los estudios de la ingeniería geológica, donde el principal objetivo debe ser el conocimiento de las propiedades y características geotécnicas del macizo rocoso. Donde estos trabajos se realizan en las primeras etapas de los estudios o investigaciones in situ. Los componentes del macizo rocoso, clasificación, identificación y la descripción general de las condiciones del terreno son un ejercicio progresivo de las características de campo del macizo rocoso (González de Vallejo et al., 2002).

2.2.2 Macizo rocoso

Según Ramírez O. & Alejano M. (2004) definen al macizo rocoso como la forma en la que se presentan las rocas en el medio natural. Pues de esta forma el macizo rocoso estará comprendido por la roca y la estructura, donde esta última contendrá planos de estratificación, fallas, juntas, pliegues y demás caracteres estructurales. (p.1)



Al respecto, Ferrer G. & Gonzalez de Vallejo L. (2007) también definen al macizo rocoso como al conjunto de la matriz rocosa y discontinuidades. En cuanto a las discontinuidades, su presencia otorga al macizo rocoso un carácter heterogéneo y un comportamiento no continuo, condicionado por la naturaleza, frecuencia y orientación de los planos de discontinuidad, y condiciona su comportamiento geomecánico e hidráulico.

En términos generales, se podría resumir al macizo rocoso en la suma de las propiedades de la roca intacta y las características de las discontinuidades.

2.2.3 Roca intacta

Como uno de los componentes del macizo rocoso, Ramírez O. & Alejano M. (2004) definen a la roca intacta como un agregado sólido, formado por uno o más minerales, y según su naturaleza abarca grandes extensiones de la corteza terrestre. De acuerdo con lo mencionado, en mecánica de rocas se refiere muchas veces como roca intacta, a un elemento de roca que no presenta discontinuidades.

De manera similar, la Sociedad nacional de minería petróleo y energía (2004) define a la roca intacta como un bloque ubicado entre las discontinuidades y podría ser representada por una muestra de mano o trozo de testigo que se utiliza para ensayos de laboratorio.

2.2.4 Propiedades físicas de las rocas

Como la mayoría de sólidos, las rocas pueden ser caracterizadas mediante una serie de propiedades físicas, al respecto Gonzáles de Vallejo et al. (2002) afirma:

Las propiedades físicas son el resultado de su composición mineralógica, fábrica e historia geológica, deformacional y ambiental, incluyendo los procesos de alteración y meteorización. Serán por tanto las propiedades físicas de las rocas las que determinen su comportamiento mecánico. La

cuantificación de estas propiedades se lleva a cabo mediante técnicas específicas y ensayos de laboratorio. (p.126)

De acuerdo con ese concepto definiremos algunas propiedades físicas más importantes.

2.2.4.1 Peso específico

El peso específico o peso unitario de la roca depende de sus componentes, y se define como el peso por unidad de volumen. En general se considera el mismo valor para el peso específico, γ , y para la densidad, ρ ($\rho = \text{masa/volumen}$), por lo que en ocasiones en la bibliografía geotécnica se emplea el término densidad, aunque se esté haciendo referencia al peso específico. Las rocas, a diferencia de los suelos, presentan una gran variación de valores de peso específico. (González de Vallejo et al., 2002 p.128)

2.2.4.2 Porosidad

La porosidad de una roca hace referencia al volumen de poros expresados en tanto por ciento del volumen total de la roca. Al respecto González de Vallejo et al. (2002) define como porosidad a “la relación entre el volumen ocupado por los huecos o poros en la roca, V_v , y el volumen total V (partículas sólidas + huecos)” (p.128). Expresado en una ecuación sería:

$$n(\%) = V_v / V \quad (\text{Eq. 1})$$

n : Porosidad.

V_v : Volumen ocupado por los poros en la roca.

V : Volumen total.



2.2.4.3 Durabilidad

Se puede definir como la resistencia que la roca presenta ante los procesos de alteración y desintegración, también conocida como alterabilidad, de manera que se entiende en este caso como la tendencia a la rotura de los componentes o de la estructura de la roca. Las propiedades del material rocoso pueden cambiar mediante diversos procesos como la hidratación, disolución, oxidación, etc. La durabilidad se evalúa mediante el ensayo de sequedad-humedad-desmoronamiento, o también conocido como slake durability test (SDT), donde básicamente este ensayo consiste en someter al material o muestra, previamente fragmentado, a ciclos estándar de sequedad-humedad-desmoronamiento de diez minutos de duración en el laboratorio (González de Vallejo et al., 2002).

2.2.5 Propiedades mecánicas

Al igual que las propiedades físicas, las propiedades mecánicas de las rocas son muy útiles para el mejor conocimiento del macizo rocoso. Al respecto, Ramírez O. & Alejano M. (2004) afirman que, cuando las rocas se encuentran sometidas en un campo tensional compresivo, nace uno de los problemas más prescindibles de la mecánica de rocas, que consiste en determinar las propiedades mecánicas de éstas, y son determinadas principalmente por ensayos de compresión.

A continuación, se describen las propiedades mecánicas más relevantes como son:

2.2.5.1 Ensayo de resistencia a la compresión simple

También conocido como ensayo de resistencia a la compresión uniaxial (UCS), proporciona información del máximo esfuerzo que soporta la roca, cuando esta es sometida a compresión sobre el eje principal de una probeta cilíndrica sin confinamiento,

este ensayo requiere realizarse necesariamente en un laboratorio, y se representa por la siguiente ecuación:

$$\sigma_c = \frac{F_c}{A} \quad (\text{Eq. 2})$$

σ_c : Resistencia a la compresión simple.

F_c : Fuerza compresiva aplicada.

A : Área de aplicación.

Este valor de resistencia aporta información sobre las propiedades ingenieriles de las rocas. También, con el mismo objetivo, hay ensayos que ayudan a estimar de manera aproximada a partir de índices obtenidos no necesariamente en un laboratorio como son: el ensayo de carga puntual (PLT) y el martillo Schmidt (Gonzáles de Vallejo et al., 2002).

Tabla 1. Resistencia de la roca intacta.

| UCS (Mpa) | PLT (Mpa) | Roca | Tipo |
|-----------|-----------|---------------------------|------|
| > 250 | > 10 | Extremadamente resistente | R6 |
| 100 - 250 | 4 - 10 | Muy resistente | R5 |
| 50 - 100 | 2 - 4 | Resistente | R4 |
| 25 - 50 | 1 - 2 | Moderadamente resistente | R3 |
| 5 - 25 | | Débil | R2 |
| 1 - 5 | | Muy débil | R1 |
| 0.25 - 1 | | Extremadamente débil | R0 |

Fuente: ISRM, (1978).

2.2.5.2 Ensayo de carga puntual

También conocido como PLT (point load test), Se utiliza para estimar la resistencia a la compresión simple. Este ensayo determina el índice $I_{s(50)}$ en muestras o testigos de rocas que no requieren mucha preparación y que pueden tener formas regulares o irregulares. El índice es multiplicado por un factor de conversión para poder estimar el



valor de la resistencia a la compresión uniaxial (UCS) de la roca intacta. El factor de conversión de $I_{s(50)}$ depende del tipo de roca a ensayar. La metodología de aplicación de este ensayo se puede realizar por tres modalidades: ensayo diametral, ensayo axial y ensayo en bloques irregulares (Osinermin, 2017).

El esfuerzo de carga puntual I_s está determinado por la siguiente ecuación:

$$I_s = \left(\frac{P}{D_e^2} \right) \quad (\text{Eq. 3})$$

Donde:

I_s : Índice de esfuerzo de carga puntual.

P : Carga de rotura.

D_e : Diámetro equivalente.

El I_s es una función de D_e , por lo que se debe aplicar un factor de corrección, y de esta manera obtener un valor único de esfuerzo para una muestra de roca. Luego, el valor corregido denominado $I_{s(50)}$, corresponde al valor de I_s medido en un ensayo diametral con diámetro $D = 50$ mm. La corrección sería expresada por la siguiente ecuación:

$$I_{s(50)} = \left(\frac{D_e}{50} \right)^{0.45} * \left(\frac{P}{D_e^2} \right) \quad (\text{Eq. 4})$$

Para ensayos diametrales el valor de $D_e = D$.

Donde:

D : Diámetro del testigo a ensayar.

Finalmente, a partir del índice de carga puntual corregido $I_{s(50)}$, se puede estimar la resistencia a la compresión simple mediante la ecuación de E. Broch y J. A. Franklin:



$$\sigma_c = KI_{s(50)} \quad (\text{Eq. 5})$$

Donde:

$I_{s(50)}$: Índice de carga puntual corregido para un diámetro de muestra de 50 mm.

σ_c : Resistencia a la compresión simple estimada a partir de $I_{s(50)}$.

K : Factor de conversión.

El factor K, puede variar de 10 a 50, y se determina comparando los ensayos de compresión simple y de carga puntual por cada grupo de muestras de una roca dada.

2.2.5.3 Martillo Schmidt

También conocido como esclerómetro, nos permite aproximar el valor de la resistencia a la compresión simple, mediante una correlación sencilla. Este tipo de ensayo consiste en un aparato pequeño de forma cilíndrica, el cual dispone de un muelle en su interior y de una punta retráctil, de modo que, al ser presionada sobre una superficie de roca hace que el muelle se dispare. Dicho aparato debe de colocarse de forma perpendicular a la superficie de la roca a ensayar, y, en función de la resistencia de ésta, el muelle interno del aparato sufre mayor o menor rebote, luego el valor queda reflejado en una escala situada al costado del aparato. En la práctica deben de realizarse en cada punto de medida diez percusiones con el esclerómetro, eliminando los cinco valores de menor valor y tomando el valor promedio de los cinco restantes. Luego los valores de rebote obtenidos se correlacionan mediante un ábaco con la resistencia a la compresión simple, en función de la densidad de la roca y de la inclinación del martillo y del plano ensayado (González de Vallejo et al., 2002).

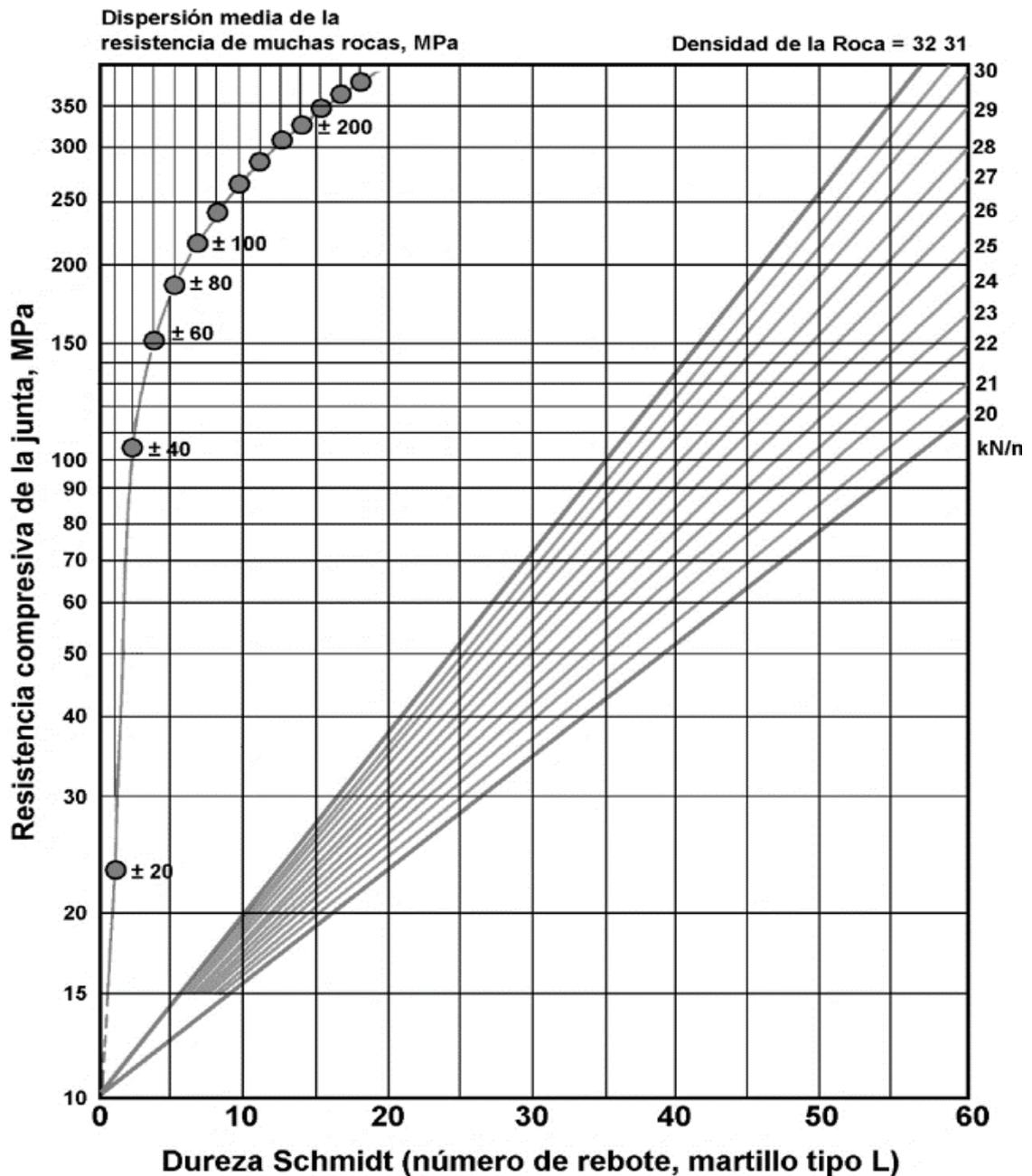


Figura 1. Ábaco para la obtención de la resistencia a compresión simple de una roca a partir de medidas con el martillo Schmidt tipo L.

Fuente: basado en Miller, (1966).

2.2.5.4 Ensayo triaxial

Este ensayo tiene como objetivo determinar la resistencia a la compresión de una muestra cilíndrica de roca (testigo), que es sometida a una presión de confinamiento constante mientras se le aplica una carga axial de manera continua y gradual. Este escenario permite reproducir en el laboratorio los esfuerzos de confinamiento que experimenta el macizo rocoso in situ. En el ensayo, la carga axial aplicada representa el

esfuerzo principal mayor (σ_1) correspondiente, mientras que la tensión radial producida por la presión hidráulica representa el esfuerzo principal menor (σ_3). A partir de cada par de valores σ_1 y σ_3 se podrá construir la envolvente de esfuerzos (criterio de falla de Hoek & Brown) desde la cual se puede obtener la constante de roca intacta m_i u otros (Osinergmin, 2017).

2.2.5.5 Ensayo de resistencia a la tracción indirecta

A comparación del ensayo de tracción directa, este ensayo, también conocido como Ensayo Brasilerio, es relativamente más sencillo. Según Suárez B. (2015) afirma que este ensayo es más popular, ya que en cuanto a la preparación de las muestras, no necesitan un cuidado en particular y no requiere de técnicas costosas. El ensayo consiste en comprimir una muestra en forma de disco entre placas planas o curvas ejerciendo tensión diametral. Las muestras de roca requieren un diámetro de 47 mm según la norma ASTM D3967 o de 54 mm según las recomendaciones del ISRM, donde la relación L/D puede variar entre 0.2 a 0.75. Para obtener un valor medio significativo y representativo, se requieren, un mínimo de diez muestras.

2.2.5.6 Ensayo de durabilidad (Slake durability test)

Este ensayo permite determinar la resistencia del material a la alteración y desintegración, ya que es sometida a ciclos estándar de humedad-sequedad-desmoronamiento de 10 minutos de duración en un laboratorio. Los fragmentos de roca deben ser pesados después de ser secados en un horno, e introducidos en un tambor con malla exterior de 2 mm que se llena con agua hasta un nivel por debajo del eje del tambor. Se rota entonces el tambor un número de terminado de veces. Las muestras que permanecen en el tambor se extraen, se secan al horno y se pesan, y se vuelve a repetir el ciclo. El índice de durabilidad, I_D , representa el porcentaje de roca, en peso seco, que

queda retenido en el tambor después de uno o dos ciclos de desmoronamiento (I_{D1} , I_{D2}), y puede variar entre 0 y 100% (González de Vallejo et al., 2002).

$$I_D(\%) = \frac{\text{Peso seco después de uno o dos ciclos}}{\text{Peso inicial de la muestra}} \quad (\text{Eq. 6})$$

El resultado del ensayo se expresa mediante el índice de durabilidad, que representa la relación entre el peso inicial y el peso final de la muestra expresado en porcentaje, $I_{D2}(\%)$, y su clasificación de manera estándar se obtiene en base al valor I_{D2} , propuesto por Gamble & C. (1971), tal como se muestra en la **Tabla 2**.

Tabla 2. Clasificación de la durabilidad en base al índice I_{D2}

| Durabilidad | % Peso retenido después de 2 ciclos |
|--------------|-------------------------------------|
| Muy alta | > 98 |
| Alta | 95 - 98 |
| Media - Alta | 85 - 95 |
| Media | 60 - 85 |
| Baja | 30 - 60 |
| Muy baja | < 30 |

Fuente: Gamble & C., (1971).

2.2.6 Criterios de rotura

Durante las últimas décadas se han desarrollado diferentes criterios de rotura realizados por diversos autores, sin mucha difusión y aplicación. Al respecto, Hudson & Harrison (1997) afirman:

No sabemos exactamente cómo falla una roca, ya sea en términos de los detalles precisos de cada iniciación y propagación de microgrietas, o en términos de la ruptura estructural total a medida que muchas microgrietas se propagan y se unen. En ambos casos, el proceso es extremadamente

complejo y no está sujeto a una caracterización conveniente a través de modelos simplificados. Sin embargo, como ingenieros, nos gustaría medir algunas de las propiedades de falla y la capacidad de predecir cuándo ocurrirá la falla. Se mencionó anteriormente que el esfuerzo se ha considerado tradicionalmente como la "causa" y la tensión como el "efecto" en las pruebas de materiales: como consecuencia, las pruebas y estándares tempranos utilizaron una aplicación de tasa de esfuerzo constante. Entonces era natural expresar la resistencia de un material en términos de la tensión presente en la muestra de prueba al fallar. Dado que las pruebas uniaxiales y triaxiales de roca son, con mucho, los procedimientos de laboratorio más comunes en la mecánica de rocas y en la aplicación de rocas, el medio más obvio para expresar un criterio de falla es: Resistencia = $f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$. (p. 107)

A la relación entre tensiones, se entiende como criterios de rotura, ya que permiten predecir la resistencia de una roca sometida a un estado tensional. Dicho de otro modo, estos criterios se refieren a la máxima resistencia que puede soportar una roca. Los criterios de rotura más conocidos y aplicados son los de Mohr-Coulomb y Hoek-Brown (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004).

2.2.6.1 Criterio de rotura de Hoek – Brown

Este criterio de rotura en la actualidad es el más aplicado, en cuanto a macizos rocosos se refiere, propuesto por Hoek y Brown (1980), este criterio es no lineal y empírico, y se utiliza para evaluar la matriz rocosa (roca intacta) isotrópica, con la ayuda de ensayos triaxiales. Este criterio se puede expresar mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_{ci} \sigma_3 + \sigma_{ci}^2} \quad (\text{Eq. 7})$$

Donde:

σ_1 : Esfuerzo efectivo máximo en la falla.

σ_3 : Esfuerzo efectivo mínimo en la falla.

σ_{ci} : Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta.

m_i : Parámetro material de la roca intacta.

El criterio expresado anteriormente, en cuanto a esfuerzos normalizados se refiere con respecto a σ_{ci} , tiene la siguiente ecuación:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}} = \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + \sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1} \quad (\text{Eq. 8})$$

Por lo tanto, la resistencia a la compresión uniaxial vendrá dado por la ecuación anterior, sustituyendo $\sigma_3 = 0$, y la resistencia a la tracción se obtendrá reemplazando $\sigma_1 = 0$, y por ende $\sigma_3 = \sigma_t$:

$$\sigma_t = \frac{1}{2} \sigma_{ci} \left(m_i - \sqrt{m_i^2 + 4} \right) \quad (\text{Eq. 9})$$

2.2.6.2 Criterio de rotura de Hoek y Brown para el macizo rocoso

El criterio de rotura de forma generalizada de Hoek y Brown, con referencia al macizo rocoso, está definido por la siguiente ecuación:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left[m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right]^2 \quad (\text{Eq. 10})$$

Donde:

σ_1 : Esfuerzo efectivo máximo en la falla.

σ_3 : Esfuerzo efectivo mínimo en la falla.

σ_{ci} : Resistencia a la compresión uniaxial de los trozos o bloques de roca intacta que conforman el macizo rocoso.

m_b : Parámetro material del macizo rocoso (ángulo de fricción).

s y a : Son constantes que dependen de las características del macizo rocoso (s : cohesión y a : control de curvatura, $a = 0.5$).

Los valores de las constantes m_b y s , se pueden determinar a partir del GSI (geological strength index), donde se evalúa la calidad del macizo rocoso en relación de las características de las fracturas y alteración de las discontinuidades. Expresados en una ecuación, resultan de la siguiente manera:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad (\text{Eq. 11})$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad (\text{Eq. 12})$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (\text{Eq. 13})$$

Para roca intacta m_i , se determina mediante ensayos triaxiales. $s = 0$, y $a = 0.5$.

En cuanto al parámetro D , también conocido como factor de perturbación (disturbance factor), que determina la resistencia del macizo rocoso, se puede estimar de acuerdo con Hoek et al. (2002), mediante la **Tabla 3**.

Tabla 3. Guía para la estimación del grado de perturbación D de un macizo rocoso.

| EXCAVACIÓN | DESCRIPCIÓN DEL MACIZO ROCOSO | Valor de D (Sugerido) |
|--|--|-----------------------|
| Túneles y excavaciones subterráneas | Voladura con excelente control o excavación mecánica con TMB con una perturbación mínima del macizo rocoso que rodea el túnel. | D = 0 |
| | Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad con una perturbación mínima del macizo rocoso que rodea al túnel. | D = 0 |
| | Problemas de "squeezing" o flujo de roca que den lugar a la elevación de la solera. Si se coloca un sostenimiento temporal de la misma, se utiliza el D en caso anterior. | D = 0.5 |
| | Voladuras poco cuidadosas en macizos rocosos duros, que den lugar a daños en el macizo que se extienden entre 2 y 3 metros hacia su exterior. | D = 0.8 |
| Taludes en ingeniería civil y minería | Voladuras con excelente control en pequeños taludes (sobre todo si se utiliza precorte o recorte). La relajación de tensiones produce perturbación. | D = 0.7 |
| | Voladuras poco cuidadosas en pequeños taludes en el ámbito de la ingeniería civil. | D = 1 |
| | En cortas y grandes explotaciones mineras a cielo abierto se produce mucha perturbación por las grandes voladuras de producción y por la relajación de tensiones asociada a la retirada de material. | D = 1 |
| | Voladura con excelente control o excavación mecánica con TMB con una perturbación mínima del macizo rocoso que rodea el túnel. | D = 0.7 |
| | Excavación por arranque mecánico o "ripado" en rocas blandas. | D = 0 |

Fuente: Hoek & Corkum, (2002).

2.2.6.3 Criterio de rotura de Mohr-Coulomb

Este criterio, según Gonzáles de Vallejo et al. (2002) postula que la resistencia al corte de las rocas tiene dos componentes: cohesión y fricción, siendo esta última dependiente de la tensión efectiva normal sobre un plano de rotura. Según este criterio, la resistencia al corte que puede desarrollar una roca en un plano que forma un ángulo β con



la tensión principal menor, σ_3 . Matemáticamente se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$\tau = c + \sigma'_n \tan \phi \quad (\text{Eq. 14})$$

Donde:

τ : Tensión tangencial o resistencia al corte.

c : Cohesión.

σ'_n : Tensión efectiva normal.

ϕ : Ángulo de fricción.

A partir de las tensiones efectivas principales σ_1 y σ_3 , se pueden obtener las tensiones normal y tangencial en el plano de rotura con la ayuda de la **Figura 2**, mediante las siguientes fórmulas:

$$\sigma'_n = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\beta \quad (\text{Eq. 15})$$

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sen 2\beta \quad (\text{Eq. 16})$$

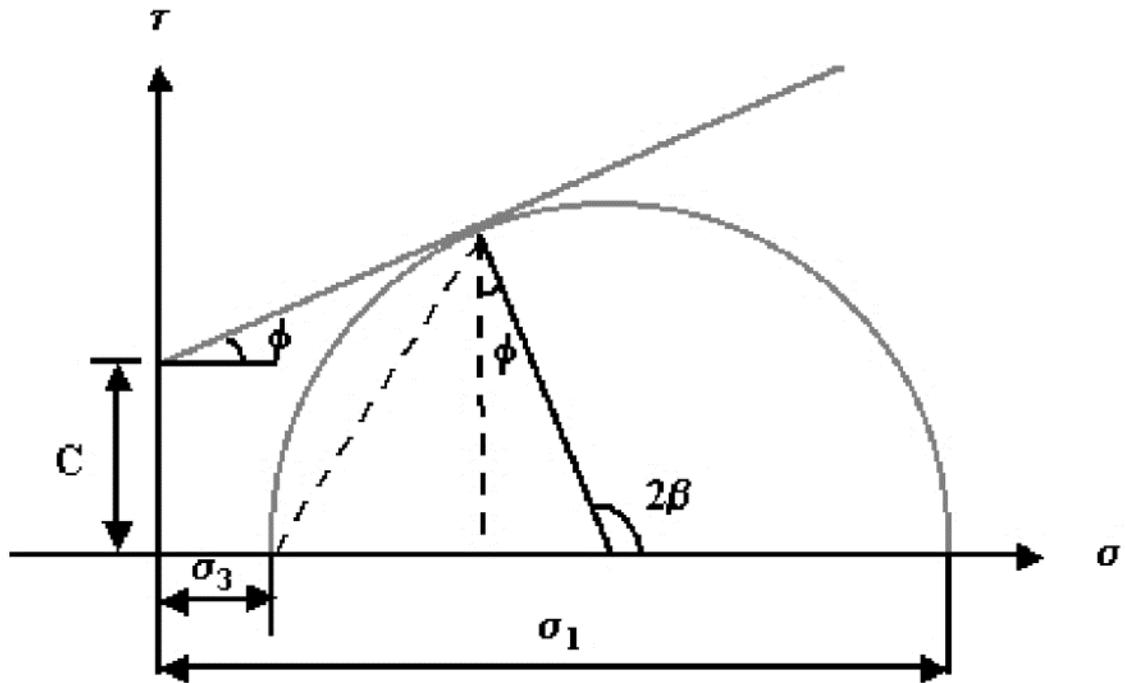


Figura 2. Relación entre tensiones principales y cortantes en el criterio de rotura de Mohr-Coulomb.

Fuente: Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, (2004).

De otro modo, si en un momento determinado se da la condición de que $\sigma_3 = 0$, σ_1 será la resistencia a la compresión simple, y se representará mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_1 = \sigma_c = \frac{2c \cdot \cos\phi}{1 - \sin\phi} \quad (\text{Eq. 17})$$

Este criterio también muestra el valor de la resistencia a la tracción σ_t , mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_t = \frac{2c \cdot \cos\phi}{1 + \sin\phi} \quad (\text{Eq. 18})$$

2.2.7 Discontinuidades

Al referirnos a discontinuidades, generalmente hacemos referencia a un plano de separación en el macizo rocoso pudiendo tener diferentes orígenes. Según, Hudson & Harrison (1997) afirman lo siguiente:

“Es la existencia de discontinuidades en una masa rocosa lo que hace que la mecánica de rocas sea un tema único. La palabra discontinuidad denota cualquier separación en la roca continua que tiene efectivamente una resistencia a la tracción cero y se usa sin ninguna connotación genética (cf. las palabras junta o falla que describen discontinuidades formadas de diferentes maneras). (p. 113)

2.2.7.1 Tipos de discontinuidades

Según, Gonzáles de Vallejo et al. (2002) afirma que dado el origen de las discontinuidades como, origen sedimentario, las superficies de estratificación o laminación, diagenético o tectónico, como las fallas o diaclasas. Se agrupan a las discontinuidades en sistemáticas, cuando aparecen en familias, y singulares, cuando aparece un único plano que atraviesa el macizo rocoso como se muestran en la **Tabla 4**.

Tabla 4. Tipos de discontinuidades

| Discontinuidades | Sistemáticas | Singulares |
|-------------------------|--|--------------------------------------|
| Planares | Planos de estratificación. Planos de laminación. Diaclasas o juntas. Planos de esquistosidad. | Fallas. Diques. Discordancias. |
| Lineales | Intersección de discontinuidades planares. Lineaciones. | Ejes de pliegues. |

Fuente: Gonzáles de Vallejo et al., (2002).

2.2.7.2 Características de las discontinuidades

Orientación

Según Hudson & Harrison (1997), afirman que, al suponer que una discontinuidad es plana y, por ende, la dirección de buzamiento (dirección de la línea de máxima pendiente del plano de discontinuidad respecto al norte) y el buzamiento (inclinación

respecto a la horizontal de dicha línea), son los únicos parámetros que definen la orientación de una discontinuidad. (p. 116). De este modo, la orientación es medida con una brújula, y su representación se observa en la **Figura 3**.

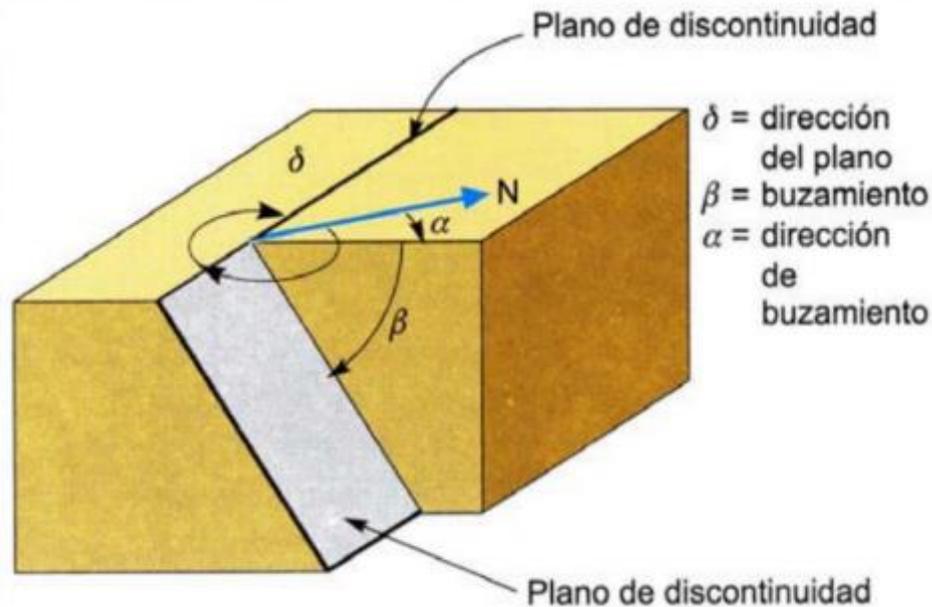


Figura 3. Medida de la orientación de las discontinuidades.

Fuente: Tomado de Gonzáles de Vallejo et al., (2002).

Espaciamiento

Podemos definir como espaciado a la distancia entre dos planos de discontinuidad de una misma familia, esta medida es realizada de forma perpendicular entre dichos planos. Según Gonzáles de Vallejo et al. (2002), “el espaciamiento es la distancia media perpendicular entre los planos de discontinuidad de una misma familia. Influye en el comportamiento global del macizo rocoso y define el tamaño de bloques de matriz rocosa que forman las diferentes familias” (p. 181). De este modo, se puede concluir que el espaciamiento entre discontinuidades será inversamente proporcional a la frecuencia de fracturas de un macizo rocoso, y, del mismo modo con respecto a la conductividad hidráulica.



Persistencia

Conocida también como continuidad, en términos sencillos es la extensión con que una discontinuidad se presenta. “La persistencia es un término usado para describir la extensión del área o el tamaño de una discontinuidad dentro de un plano. Se puede cuantificar de manera cruda observando longitudes de trazas de discontinuidades en las caras de rocas expuestas” (p. 109). La persistencia de una discontinuidad es uno de los parámetros del macizo rocoso más importantes, pero uno de los más difíciles de determinar. Las discontinuidades de un conjunto en general, son a menudo más continuas que las de otros conjuntos. Los sets menores tienen tendencia a terminar la relación en contra de las características primarias, o pueden terminar la relación en roca sólida (Zhang, 2016).

Rugosidad

Según Zhang (2016), La rugosidad es una medida de la desigualdad inherente de la superficie y la ondulación de la discontinuidad relativo a su plano medio. La rugosidad de la pared de una discontinuidad tiene una influencia importante en su resistencia al corte, especialmente en caso de las características no desplazadas e inter bloqueadas como juntas en blanco. (p. 128). La rugosidad, en términos generales, se emplea para hacer referencia a la ondulación de las discontinuidades, como a las irregularidades o rugosidades propiamente dicho a pequeña escala de los planos (Ferrer, 2010).

Relleno

Según Gonzáles de Vallejo et al. (2002), a menudo las discontinuidades aparecen con relleno “de materiales blandos arcillosos o con material rocoso de naturaleza distinta a la de las paredes. Las propiedades físicas y mecánicas del relleno, como la resistencia al corte, deformabilidad y permeabilidad, pueden variar, y controlan el comportamiento



de la discontinuidad” (p. 181). Del mismo modo, la Sociedad nacional de minería petróleo y energía (2004), definen como relleno al material que se encuentra dentro de la discontinuidad, relacionando materiales suaves a macizos rocosos menos competentes, y materiales duros a macizos rocosos más competentes.

Abertura

Según Gonzáles de Vallejo et al. (2002), la abertura “es la distancia perpendicular que separa las paredes de la discontinuidad cuando no existe relleno” (p. 181). Este parámetro puede ser muy variable en diferentes zonas de un mismo macizo rocoso: mientras que en superficie la abertura puede ser alta, ésta se reduce con la profundidad, pudiendo llegar a cerrarse (p. 181). Al respecto, la Sociedad nacional de minería petróleo y energía (2004), define abertura a “la separación entre las paredes rocosas de una discontinuidad o el grado de abierto que ésta presenta. A menor apertura, las condiciones de la masa rocosa serán mejores y a mayor apertura, las condiciones serán más desfavorables” (p. 12).

Filtración

Las discontinuidades son el camino preferente para las filtraciones de agua en un macizo rocoso, conocido también como permeabilidad secundaria; independientemente si estas tienen relleno o no (Gonzáles de Vallejo et al., 2002).

Resistencia de las paredes de las discontinuidades

Según Gonzáles de Vallejo et al. (2002), “la resistencia de la pared de una discontinuidad influye en su resistencia al corte y en su deformabilidad” (p. 253). Depende del tipo de matriz rocosa, del grado de alteración y de la existencia o no de relleno. En discontinuidades sanas y limpias, la resistencia sería la misma de la roca intacta, pero generalmente es menor debido a la meteorización de las paredes: los



procesos de alteración afectan en mayor grado a los planos de discontinuidad que a la matriz rocosa. Por este motivo, junto a la medida de la resistencia de las paredes de la discontinuidad debe ser estimado el grado de meteorización de la matriz rocosa.

La resistencia puede estimarse en campo con el martillo Schmidt, aplicándolo directamente sobre la discontinuidad o a partir de los índices de campo. La resistencia de la pared rocosa estará comprendida entre los grados R_0 a R_6 . (p. 253)

2.2.7.3 Parámetros del macizo rocoso

Para una caracterización general del macizo rocoso a partir de datos de afloramientos, además de la descripción de sus componentes, la matriz rocosa y las discontinuidades, necesitan considerarse otros factores representativos (González de Vallejo et al., 2002).

Número de familia de discontinuidades

Se entiende por familia de discontinuidades a un sistema de estas, que comparten similar orientación. Las discontinuidades sistemáticas se presentan en familias con orientación y características más o menos homogéneas. A su vez, la orientación relativa y el espaciado de las diferentes familias de un macizo rocoso definirán la forma de los bloques que conforman dicho macizo (González de Vallejo et al., 2002). Al respecto, Hudson & Harrison (1997), afirman, que las discontinuidades no se presentan en orientaciones dadas al azar, más por el contrario, estas ocurren “por buenas razones mecánicas con cierto grado de agrupamiento en torno a orientaciones preferidas asociadas con los mecanismos de formación”. (p. 117). De este modo, podemos considerar a un número de familia de discontinuidades, a las discontinuidades paralelas o sub-paralelas, y, por ende, el número de estas familias caracterizan la geometría de un macizo rocoso en particular. (p. 117)



Meteorización

Según Gonzáles de Vallejo et al. (2002), el grado de meteorización de una roca en particular es una observación muy importante, ya que condiciona de forma terminante sus propiedades mecánicas. A medida que avanza el proceso de meteorización aumenta la porosidad, permeabilidad y deformabilidad del macizo rocoso, y al mismo tiempo disminuye su resistencia. (p. 244)

Tamaño de bloques

Según Zhang (2016), el tamaño del bloque es otro parámetro importante para describir la intensidad de discontinuidades y el comportamiento de la masa de roca. Las dimensiones del bloque son determinadas por espaciamientos de discontinuidad, por el número de conjuntos de discontinuidades y por la persistencia de las discontinuidades delineando bloques potenciales. (p. 104). La forma de los bloques será determinada por el número de familias y por su orientación, que pueden tener forma de cubos, romboedros, tetraedros, etc.

2.2.7.4 Mapeo geomecánico

Al respecto Osinergmin (2017), detalla dos tipos de mapeo geomecánico: mapeo geomecánico en superficie, que se realizan en superficies de afloramientos de macizo rocoso en las inmediaciones del yacimiento y consisten en mapeos por celdas y línea de detalles; y, mapeo geomecánico subterráneo que consiste en mapeos por celdas, línea de detalles y arco rebatido. (p. 14)

2.2.7.5 Logueo geomecánico

El logueo geotécnico permite obtener información geotécnica, características y propiedades del macizo rocoso a partir de testigos de perforación diamantina, los que pueden ser testigos de exploración



geológica o taladros orientados (en una fase posterior). La información que se recopilará a partir del logueo geotécnico de testigos será empleada básicamente para realizar la caracterización y clasificación del macizo rocoso mediante los sistemas RMR de Bieniawski y el índice Q de Barton. Los parámetros que se registran en el logueo geotécnico de taladros de exploración geológica son básicamente los relacionados a las coordenadas del collar y orientación de la perforación diamantina. Posteriormente se registran o loguean los siguientes datos en cada tramo o corrida de perforación: Profundidad de la corrida (desde-hasta), litología, recuperación, RQD, número de fractura del tramo, resistencia (a carga puntual), rugosidad, relleno, meteorización y las observaciones que se consideren convenientes de acotar referentes a la perforación como son presencia de agua subterránea, interrupción de la perforación, etc. (Osinergmin, 2017).

2.2.8 Clasificaciones geomecánicas

Los sistemas de clasificación de los macizos rocosos tienen por objeto evaluar sus características para determinar de forma cuantitativa su calidad. El término macizo rocoso se refiere al conjunto de uno o varios tipos de rocas atravesados por plano de discontinuidad en el que se inserta la obra de ingeniería o la mina (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004).

Las clasificaciones geomecánicas son de mucha utilidad y nos ayudan a definir las condiciones de la masa rocosa de una manera sistemática, hoy en día existen criterios de clasificación geomecánica ampliamente difundidos en todo el mundo, como los desarrollados por Barton y colaboradores (1974), Bieniawski (1989), Palmström (1995), Hoek y Marinos (2000) y otros.

2.2.8.1 Clasificación de Deere (RQD)

Deere, en 1964 propuso un índice cuantitativo de la calidad de la roca, esto, basado en la recuperación de testigos con perforación diamantina, el Rock Quality Designation (RQD). “Este Índice de Calidad de Roca se ha usado en muchas partes, y se ha comprobado que es muy útil en la clasificación del macizo rocoso, para la selección de refuerzo en los túneles” (Robles Espinoza, 1994).

El RQD asigna un porcentaje de calificación al macizo rocoso, de 0% a 100%, menos competente y más competente respectivamente, tal como se aprecia en la siguiente tabla:

Tabla 5. Correlación entre el RQD y la calidad del macizo rocoso

| Descripción del Índice de Calidad de Roca | Valoración del RQD |
|---|--------------------|
| Muy pobre | 0 - 25 |
| Pobre | 25 - 50 |
| Regular | 50 - 75 |
| Buena | 75 - 90 |
| Excelente | 90 - 100 |

Fuente: Zhang, (2016, p.138).

El valor del RQD es la relación expresada como un porcentaje de la suma de todas las partes de longitudes mayores a 10 cm dividido por la longitud total de la corrida de perforación.

$$\text{RQD (\%)} = \frac{\text{Longitud de pedazos de testigos } >10\text{cm}}{\text{Longitud total de la corrida}} \times 100 \quad (\text{Eq. 19})$$

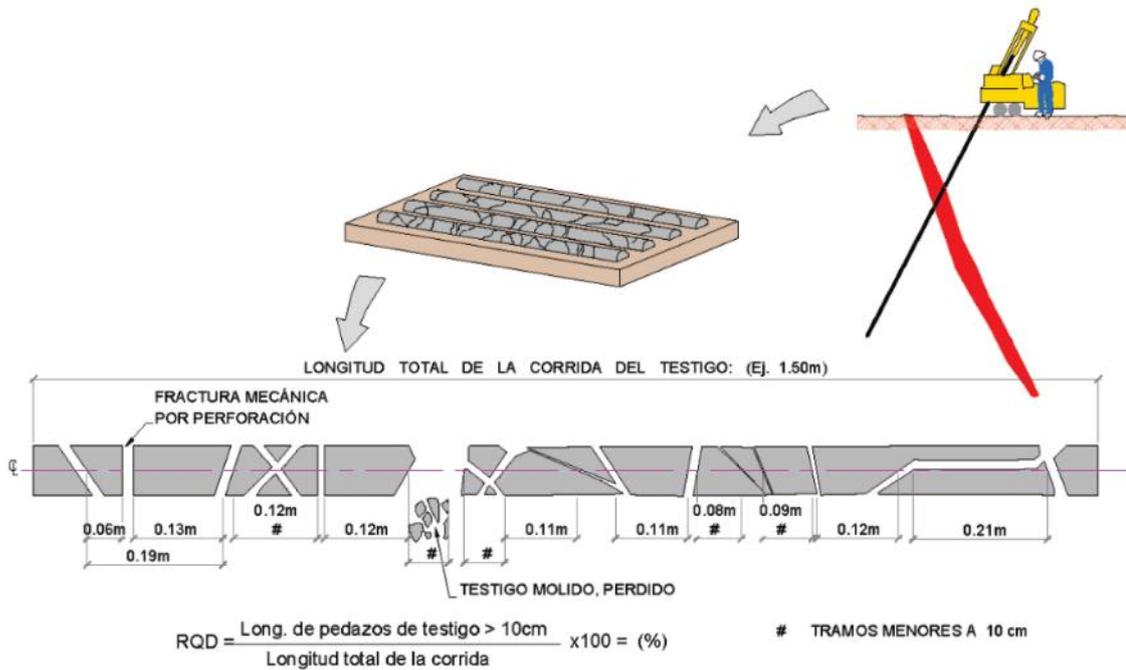


Figura 4. Procedimiento para determinar el RQD en testigos de roca.
Fuente: Tomado de Osinergmin, (2017, p.22).

El RQD debe considerarse como una estimación rápida y preliminar de las condiciones del macizo rocoso que deberá ser complementada posteriormente con métodos de clasificación de macizo rocoso más sofisticados según sea necesario (Osinergmin, 2017).

2.2.8.2 Clasificación de Bieniawski (RMR)

Este sistema de valoración del macizo rocoso es también conocido como una clasificación geomecánica y fue desarrollado por Bieniawski (1976) para el uso en diseño de túneles en rocas duras y blandas. A medida que más datos fueron coleccionados, Bieniawski continuó afinando su esquema de clasificación haciendo cambios y ajustes necesarios. A través de los años, este sistema de clasificación ha sido modificado progresivamente conforme han ido examinando más casos registrados, y se señala al lector que Bieniawski hizo cambios significativos (1989 y 1993), en las valoraciones asignadas a los diferentes parámetros. Celada et al. (2014), postuló una actualización del RMR₈₉. Para este propósito una base de datos de 2,298 casos de RMR₈₉ de caras del túnel

fue compilado. Basado en la experiencia ganada en los últimos decenios, un RMR_{14} nuevo ha sido desarrollado, lo cual tiene una estructura nueva comprendiendo cinco parámetros básicos y tres factores de ajuste. También una correlación evidente entre RMR_{89} y RMR_{14} es provista y demuestra que el ser del Sistema RMR ha sido mantenido para el uso práctico. (p. 1)

El RMR_{89} determina seis parámetros que pueden ser determinados en campo:

Parámetro A1 - Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta

La resistencia de la roca intacta puede ser obtenida de pruebas compresivas uniaxiales de fuerza (ISRM, 1981) o de pruebas del índice de Carga de Puntual (Hoek y Color Moreno, 1980).

Tabla 6. Valoración de la resistencia a la compresión de la roca intacta

| Resistencia a la Compresión Uniaxial (Mpa) | Índice de Carga Puntual (Mpa) | Valoración A1 |
|--|-------------------------------|---------------|
| > 250 | >10 | 15 |
| 100 - 250 | 4 - 10 | 12 |
| 50 - 100 | 2 - 4 | 7 |
| 25 - 50 | 1 - 2 | 4 |
| 5 - 25 | n/a | 2 |
| 1 - 5 | n/a | 1 |

Fuente: Singh & Goel, (2011, p.46).

Parámetro A2 - Designación de la calidad de la roca RQD.

El RQD es usado en la clasificación RMR como una medida de integridad estructural.

Tabla 7. Valoración a partir del RQD

| Descripción de la calidad de la roca | RQD % | Valoración A2 |
|--------------------------------------|----------|---------------|
| Muy buena | 90 - 100 | 20 |
| Buena | 75 - 90 | 17 |
| Regular | 50 - 75 | 13 |
| Pobre | 25 - 50 | 8 |
| Muy pobre | 0 - 25 | 3 |

Fuente: Singh & Goel, (2011, p.46).

Parámetro A3 - Espaciamiento de las discontinuidades.

Se calcula el espaciamiento verdadero promedio para cada conjunto de familias.

Se elige el más pequeño de estos valores medios para determinar su valoración.

Tabla 8. Valoración según el espaciado de discontinuidades.

| Espaciamiento promedio mínimo de discontinuidad (cm) | Valoración A3 |
|--|---------------|
| > 200 | 20 |
| 60 - 200 | 15 |
| 20 - 60 | 10 |
| 6 - 20 | 8 |
| < 6 | 5 |

Fuente: Singh & Goel, (2011, p.46).

Parámetro A4 - Condición de las discontinuidades.

Se refiere en este caso a la persistencia, apertura, rugosidad, relleno y meteorización.

Tabla 9. Valoración para la condición de discontinuidades.

| Persistencia (m) | Abertura (mm) | Rugosidad | Relleno (mm) | Meteorización |
|-----------------------|-------------------------|----------------------------------|--------------------------|--------------------------------------|
| < 0.1 (6) | Nada (6) | Muy rugoso (6) | Nada (6) | Inalterada (6) |
| 1 - 3 (4) | < 0.1 (5) | Rugoso (5) | Duro < 5 (4) | Ligeramente alterada (5) |
| 3 - 10 (2) | 0.1 - 1.0 (4) | Ligeramente Rugoso (3) | Duro > 5 (2) | Moderadamente alterada (3) |
| 10 - 20 (1) | 1 - 5 (1) | Ondulada (1) | Blando < 5 (2) | Muy alterada (1) |
| >20 (0) | >5 (0) | Suave (0) | Blando > 5 (0) | Descompuesta (0) |

Fuente: Singh & Goel, (2011, p.47).

Parámetro A5 - Condición de las aguas subterráneas.

Tabla 10. Valoración para condición de agua subterránea.

| Caudal en los litros por la longitud del túnel de 10 m | Relación presión de agua / tensión principal mayor | Estado general | Valoración A5 |
|--|--|--------------------|---------------|
| Nada | 0 | Seco | 15 |
| < 10 | < 0.1 | Ligeramente húmedo | 10 |
| 10 - 25 | 0.1 - 0.2 | Húmedo | 7 |
| 25 - 125 | 0.2 - 0.5 | Goteando | 4 |
| > 125 | > 0.5 | Agua fluyendo | 0 |

Fuente: Singh & Goel, (2011, p.48).

Parámetro B - Orientación de las discontinuidades.

La orientación de discontinuidades se refiere a la dirección y el buzamiento de las discontinuidades. La dirección debería estar registrada con referencia al norte magnético. El ángulo de buzamiento es el ángulo entre el plano de discontinuidad horizontal y llevado en una dirección en la cual el plano buza.

Tabla 11. Evaluación del efecto de orientación de las discontinuidades en túneles.

| Orientación de las discontinuidades | | | | | | |
|--|-----------|-----------------------|--------------|-------------------------------------|-----------|--|
| Dirección perpendicular al eje del túnel | | | | Dirección paralela al eje del túnel | | Buzamiento 0° - 20° Cualquier dirección |
| Excavación con Bz. | | Excavación contra Bz. | | | | |
| 45° -90° | 20° - 45° | 45° -90° | 20° - 45° | 45° -90° | 20° - 45° | |
| Muy Favorable | Favorable | Media | Desfavorable | Muy Desfavorable | Media | Desfavorable |

Fuente: Singh & Goel, (1999, p.38).

Tabla 12. Ajuste de los valores por la orientación de discontinuidades.

| La orientación de la discontinuidad crítica colocada con relación al túnel o excavación minera | Valoración B |
|--|--------------|
| Muy favorable | 0 |
| Favorable | -2 |
| Media | -5 |
| Desfavorable | -10 |
| Muy desfavorable | -12 |

Fuente: Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, (2004, p.153).

De modo que se asigna un factor numérico a cada parámetro anterior y la suma de estos produce la Clasificación de Masa de Roca, RMR:

$$RMR = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + B \quad (\text{Eq. 20})$$

Sobre la base de la relación anterior y los parámetros que se describieron, Bieniawski propuso las siguientes clasificaciones para el macizo rocoso:

Tabla 13. Interpretación de los valores RMR

| Clasificación del macizo rocoso | Descripción | RMR |
|---------------------------------|-------------|----------|
| I | Muy buena | 81 - 100 |
| II | Buena | 61 - 80 |
| III | Regular | 41 - 60 |
| IV | Pobre | 21 - 40 |
| V | Muy pobre | 0 - 20 |

Fuente: Bieniawski, (1989).

Según Celada, Tardáguila, et al., (2014) mencionan que, respecto a la actualización del RMR en el año 2014 se han revisado los criterios para calcular el RMR_b y este se corrige con dos nuevos parámetros, y de acuerdo con lo mencionado el RMR actualizado se calcula mediante la siguiente expresión:

$$RMR = (RMR_b + F_0) * F_e * F_s \quad (\text{Eq. 21})$$

Donde:

RMR_b : RMR básico del macizo rocoso, sin corrección por orientación del túnel.

F_0 : Factor que considera la orientación del eje del túnel respecto a la familia de discontinuidades más importantes del terreno.

F_e : Factor que considera el mejor comportamiento del terreno cuando se excava con tuneladoras.

F_s : Factor que considera el efecto de la plastificación del terreno en el frente del túnel.

Respecto a la estructura del RMR_{14} , cabe mencionar que mantiene tres de los parámetros que integran el RMR_{89} como son: resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta, número de discontinuidades por metro, y efecto del agua, donde las valoraciones de estos parámetros con las mismas que la del RMR_{89} como se observa en la **Figura 5**.

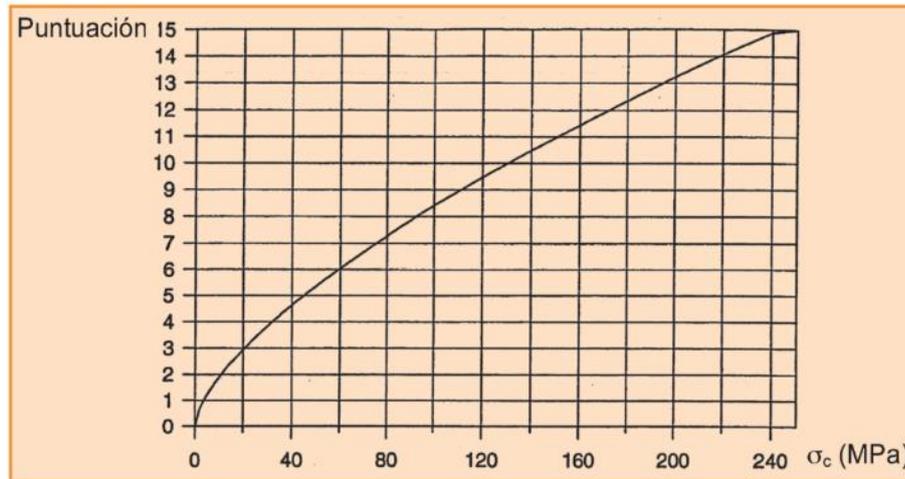


Figura 5. Puntuación de la resistencia a la compresión simple de la roca intacta σ_c .
Fuente: Tomado de Celada, Tardágula, et al., (2014, p.19).

El número de juntas por metro se valora según la **Figura 6**, y su valor máximo es 40 puntos, Lawson - Bieniawski (2013).

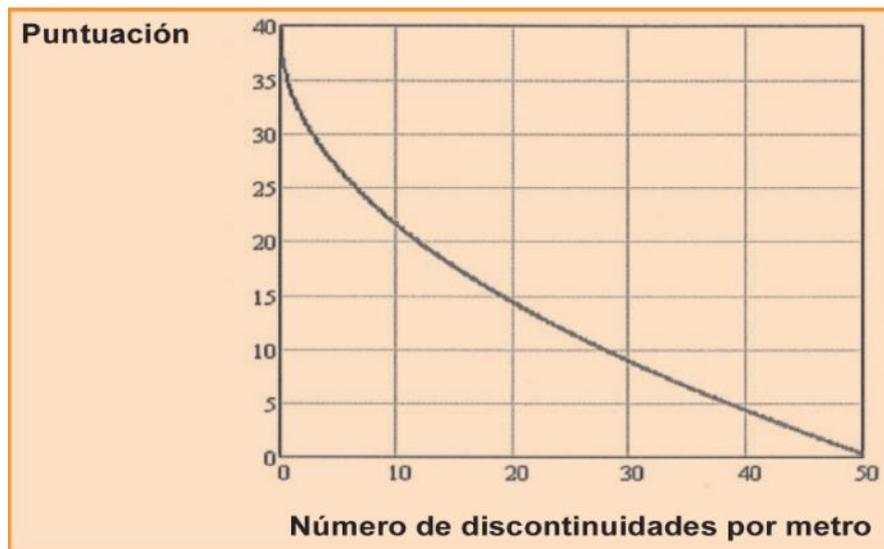


Figura 6. Puntuación del número de discontinuidades por metro.
Fuente: Tomado de Celada, Tardágula, et al., (2014, p.19).

Finalmente, el efecto del agua, que tiene un máximo de 15 puntos, se valora de acuerdo con los criterios clásicos; que se presentan en la **Tabla 14** .

Tabla 14. Valoración del terreno por efecto del agua.

| ESTADO DEL TERRENO | Seco | Ligeramente húmedo | Húmedo | Goteando | Flujo de agua |
|--------------------|------|--------------------|--------|----------|---------------|
| Valoración | 15 | 10 | 7 | 4 | 0 |

Fuente: Basado en Celada, Tardáguila, et al., (2014, p.19).

Los dos nuevos parámetros incluidos en el RMR_{14} son la resistencia de las juntas y la alterabilidad del terreno por efecto del agua.

La resistencia de las juntas se valora considerando los cuatro parámetros siguientes:

- Continuidad o persistencia de las discontinuidades.
- Rugosidad de las discontinuidades.
- Tipo de relleno en las discontinuidades.
- Grado de alteración de las paredes de las discontinuidades

La valoración de la resistencia de las juntas se deriva del RMR_{89} , por lo cual supone una valoración máxima de 20 puntos como se observa en la **Tabla 15**.

Tabla 15. Valoración de la resistencia de las juntas.

| | | | | |
|-------------|----------------|---------------|--------------|------------------------------|
| Continuidad | < 1 m. | 1-3 m. | 3-10 m. | > 10 m. |
| | 5 | 4 | 2 | 0 |
| Rugosidad | Muy Rugosa | Rugosa | Suave | Superficies de deslizamiento |
| | 5 | 3 | 1 | 0 |
| Relleno | Duro | | Blando | |
| | < 5 mm. | > 5 mm. | < 5 mm. | > 5 mm. |
| | 5 | 2 | 2 | 0 |
| Alteración | Sin alteración | Poco alterado | Muy alterado | Descompuesto |
| | 5 | 3 | 1 | 0 |

Fuente: Basado en Celada, Tardáguila, et al., (2014, p.20).

El segundo parámetro nuevo es la alterabilidad de la matriz rocosa y puede determinarse mediante el Slake Durability Test; definido en la norma ASTM D 4644-87, que permite obtener el índice I_{d2} .

Tabla 16. Valoración del índice de alterabilidad de la matriz rocosa

| Alterabilidad I_{d2} (%) | | | |
|----------------------------|---------|---------|------|
| < 85 | 60 - 85 | 30 - 60 | < 30 |
| 10 | 8 | 4 | 0 |

Fuente: Basado en Celada, Tardágula, et al., (2014, p.21).

Finalmente, el RMR_b debe ser corregido mediante los tres parámetros que se describen a continuación.

Para el factor de corrección según la orientación del eje del túnel F_0 respecto a la familia de discontinuidades más importantes del terreno, se hace uso del criterio utilizado en el RMR_{g9} .

Para el factor de corrección para excavaciones mediante tuneladoras F_e , se basa en las siguientes ecuaciones:

$$\text{Para } RMR < 40: F_e = 1 + 2 \left(\frac{RMR}{100} \right)^2 \quad (\text{Eq. 22})$$

$$\text{Para } RMR > 40: F_e = 1.32 - \frac{\sqrt{(RMR-40)}}{25} \quad (\text{Eq. 23})$$

En la **Figura 7** se representa F_e en función del RMR.

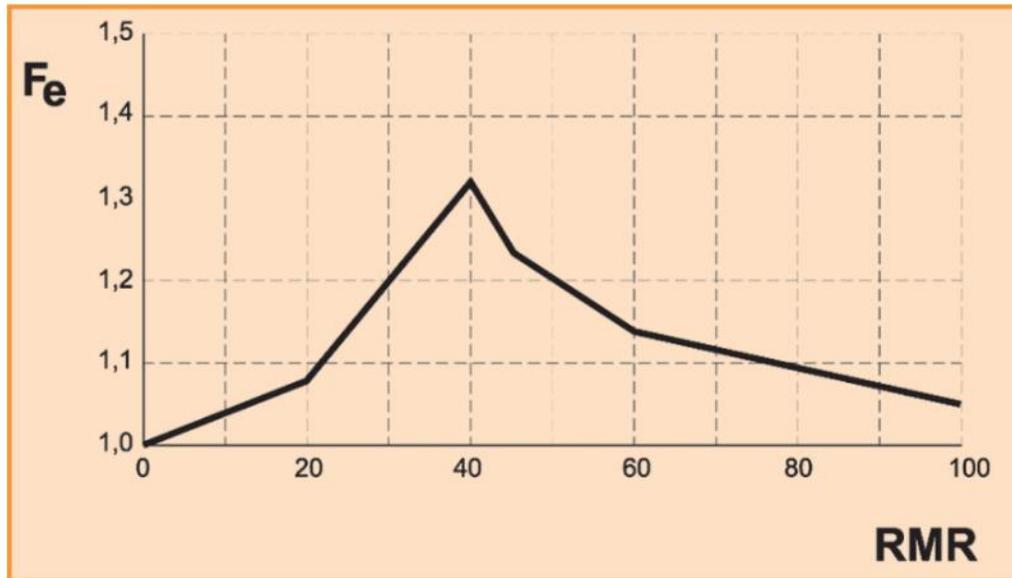


Figura 7. Cálculo de F_e en función del RMR.

Fuente: Tomado de (Celada, Tardágula, et al., 2014, p.20).

Finalmente, respecto al factor que considera el efecto de la plastificación del terreno en el frente del túnel F_s , depende del índice de comportamiento elástico (ICE); propuesto por Bieniawski y Celada (2011).

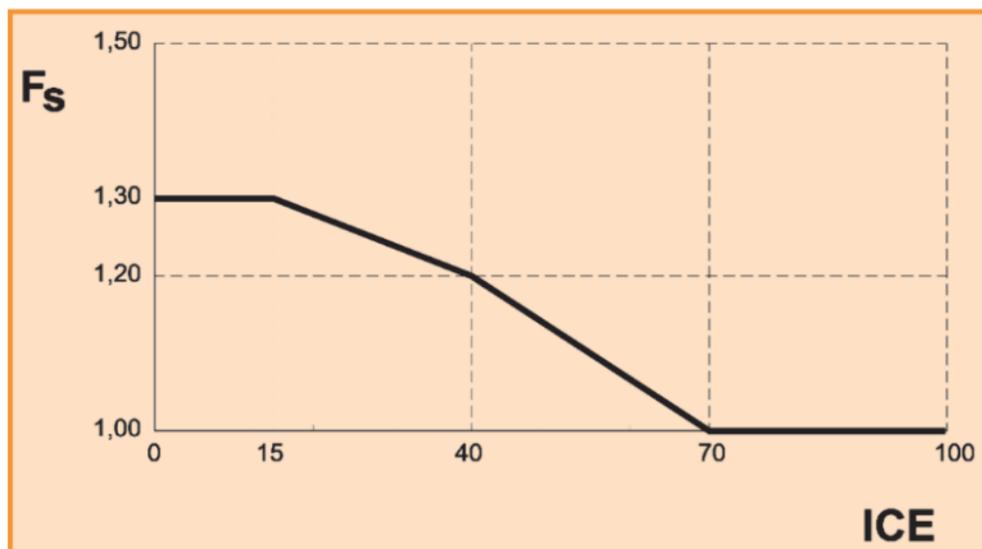


Figura 8. Valores de F_s en función del ICE.

Fuente: Tomado de (Celada, Tardágula, et al., 2014, p.20).

2.2.8.3 Clasificación de Palmström (RMi)

El método de sostenimiento RMi (Rock Mass index) fue introducido por Palmström (1995), como resultado de una Tesis Doctoral que optaba al grado de Ph.D.,

llevada a cabo en la Universidad de Oslo, Noruega. El método pide como datos de entrada, los principales rasgos que influyen las propiedades del macizo rocoso; para ser expresados como la resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso.

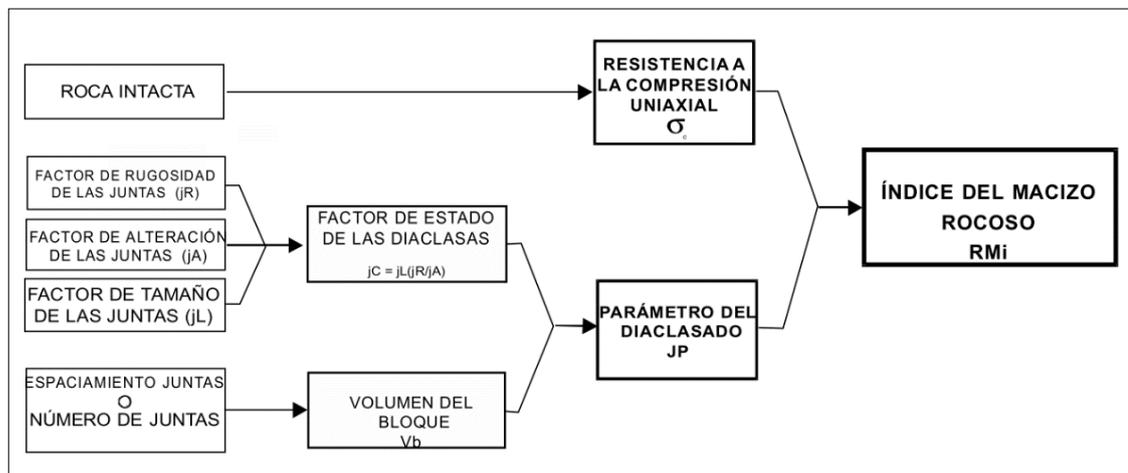


Figura 9. Parámetros de entrada que se aplican en la clasificación RMi.

Fuente: Tomado de (Palmström, 2003, p.27).

El índice del macizo rocoso es un parámetro volumétrico que indica, de forma aproximada, la resistencia uniaxial a compresión de un macizo rocoso. Se expresa cómo:

- Para rocas diaclasadas:

$$RMi = \sigma_c * JP = \sigma_c * 0.2\sqrt{jC} * Vb^D \quad (D = 0.37jC^2) \quad (\text{Eq. 24})$$

- Para rocas masivas:

$$RMi = \sigma_c * f_\sigma = \sigma_c(0.05/Db)^2 \approx 0.5\sigma_c \quad (\text{Eq. 25})$$

Donde:

σ_c : Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta, medida sobre muestras de 50 mm de diámetro

jC : Factor de estado o condición de las diaclasas, el cual es una medida combinada del factor de tamaño y continuidad de las diaclasas (jL), el factor de rugosidad de las



diaclasas (jR), y del factor de la alteración de las diaclasas (jA); expresado como: $jC = jL * jL/jA$ (Eq. 26). Las valoraciones correspondientes a estos parámetros se encuentran reflejados en la **Tabla 17**.

V_b : El volumen del bloque medido o expresado en m^3 ; generalmente se utiliza el volumen promedio. ($D_b = \sqrt[3]{V_b}$ representa el diámetro equivalente del bloque, medido en m).

J_P : El parámetro del diaclasado, el cual incorpora los principales rasgos del macizo rocoso.

f_σ : Parámetro de masividad, representa un ajuste por el efecto de escala en la resistencia a la compresión en una roca masiva.

Tabla 17. Valores y valoraciones de los parámetros de entrada al RMi.

| PARÁMETROS DE ENTRADA AL RMi | | | | | | |
|--|--|---|--|--|---------------------------|--------------------------|
| RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE, σ_c de la roca intacta | | valor (en MPa) | | Obtenidos de ensayos de laboratorio (o asumidos de las tablas de manuales) | | |
| VOLUMEN DEL BLOQUE, V_b | | value (in m³) | | Medido visualmente en el sitio (o estimado de testigos de sondeos) | | |
| FACTOR DE ESTADO (CONDICIÓN) DE LAS DIACLASAS, j_C | | $j_C = j_R \times j_L / j_A$ | | Debajo, en las tablas se presentan las valoraciones de j_R, j_A y j_L | | |
| FACTOR DE RUGOSIDAD DE LAS JUNTAS (j_R) (las valoraciones de j_R están basadas en J_r del sistema Q) | | | | | | |
| (Las valoraciones resaltadas en italico son similares a J_r) | | Ondulación del plano diaclasado a gran escala | | | | |
| | | Planar | Ligeramente ondulado | Ondulado | Altamente ondulado | Escalonado o entrelazado |
| Suavidad del plano de junta a pequeña escala | Muy rugoso | 2 | 3 | 4 | 6 | 6 |
| | <i>Rugoso</i> | <i>1,5</i> | 2 | <i>3</i> | 4,5 | 6 |
| | <i>Suave</i> | <i>1</i> | 1,5 | <i>2</i> | 3 | 4 |
| | Pulido o espejo de falla*) | <i>0,5</i> | 1 | <i>1,5</i> | 2 | 3 |
| Para diaclasas (Juntas) rellenas $j_R=1$ Para diaclasas irregulares se sugiere una valoración $j_R=5$ | | | | | | |
| *)Aplicar estas valoraciones a espejos de falla con posibles movimientos a través de estrías. | | | | | | |
| FACTOR DE ALTERACIÓN DE JUNTAS (j_A) (las valoraciones de j_A se basan en J_a del sistema Q) | | | | | | |
| Contacto entre las paredes de la junta | CARACTERÍSTICAS DE LAS PAREDES DE LAS JUNTAS | | Condición | | Contacto entre paredes | |
| | DIACLASAS (JUNTAS) LIMPIAS: | Pegadas o soldadas | relleno de cuarzo, epidota, etc. | | 0,75 | |
| | | Roca inalterada (fresca) | sin cubierta o relleno, excepto decoloración (pátina de óxido) | | 1 | |
| | | Superficies alteradas | un grado más de alteración que la roca | | 2 | |
| CUBIERTOS O RELLENOS DE POCO ESPESOR | Materiales de fricción | arenas, limo, calcita, etc. sin contenido de arcilla | | 3 | | |
| | Materiales cohesivos | arcilla, clorita, talco, etc. | | 4 | | |
| Paredes de la junta con contacto parcial o sin contacto | RELLENOS DE: | Tipo | | Contacto parcial entre paredes | No contacto entre paredes | |
| | | | | Relleno fino (< 5 mm) | Relleno grueso | |
| | Material friccional | arena, limo, calcita, etc. (sin reblandecimiento) | | 4 | 8 | |
| | Materiales duros y cohesivos | relleno compactado de arcilla, clorita, talco, etc. | | 6 | 6 - 10 | |
| | Materiales blandos y cohesivos | arcillas de media a baja sobreconsolidación, clorita, talco, etc. | | 8 | 12 | |
| Materiales expansivos y arcillosos | materiales de relleno que exhiben propiedades expansivas | | 8 - 12 | 13 - 20 | | |
| FACTOR DE TAMAÑO Y CONTINUIDAD DE LAS DIACLASAS (JUNTAS) (j_L) | | | | | | |
| TIPO | Longitud | Tamaño | | Juntas continuas | Juntas discontinuas * | |
| División de la estratificación o foliación | < 0.5 m | muy corto | | 3 | 6 | |
| Diaclasas o juntas | 0.1 - 1 m | corto o pequeño | | 2 | 4 | |
| | 1 - 10 m | mediano | | 1 | 2 | |
| | 10 - 30 m | grande o largo | | 0,75 | 1,5 | |
| Junta (sellada), dique o cizalla **) | > 30 m | muy grande o largo | | 0,5 | 1 | |
| *) Las juntas discontinuas acaban en roca masiva | | | **)Frecuentemente son una singularidad y deben en este caso ser tratadas por separado. | | | |

Fuente: Tomado de Palmström, (2003, p.26).

Tabla 18. Clasificación del R_{Mi}.

| Para R _{Mi} | Relacionado con la fuerza del macizo rocoso | Valor R _{Mi} |
|----------------------|---|-----------------------|
| Extremadamente bajo | Extremadamente débil | < 0.001 |
| Muy bajo | Muy débil | 0.001 - 0.01 |
| Bajo | Débil | 0.01 - 0.1 |
| Moderado | Medio | 0.1 - 1 |
| Alto | Fuerte | 1 - 10 |
| Muy alto | Muy fuerte | 10 - 100 |
| Extremadamente alto | Extremadamente fuerte | > 100 |

Fuente: Singh & Goel, (2011, p.138).

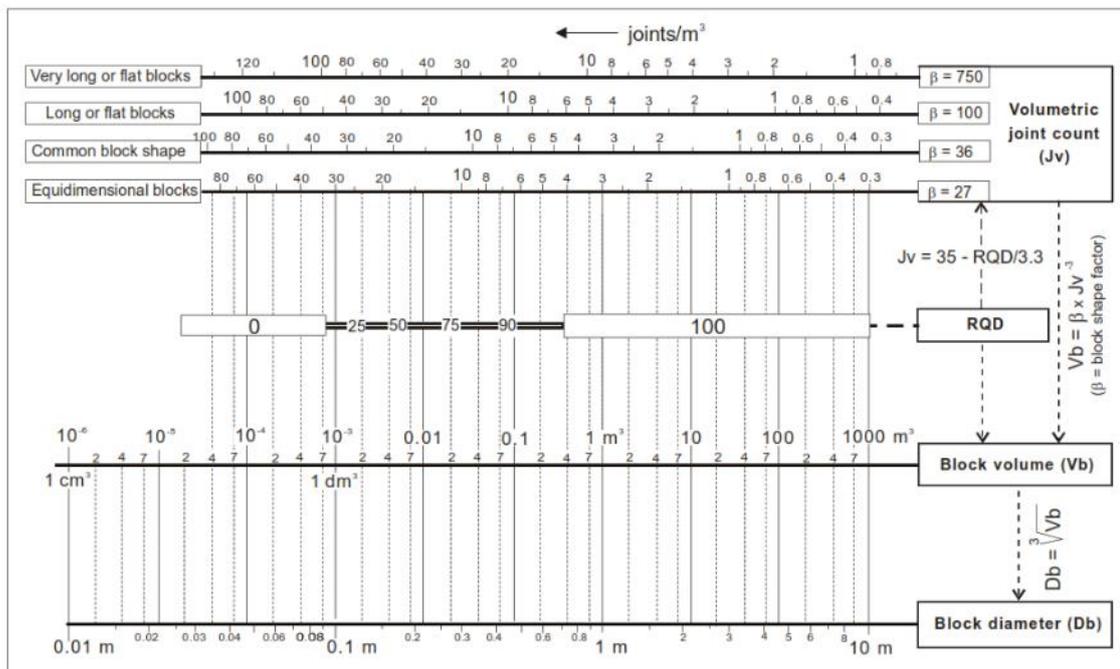


Figura 10. Relaciones entre el tamaño de bloque, el diámetro equivalente del bloque y otras medidas del diaclasado.

Fuente: Extraído de (Palmström, 2000, p.14).

2.2.8.4 Clasificación GSI

Esta clasificación fue propuesta por primera vez por Hoek et al. en 1992, donde se basa principalmente en la observación cualitativa del macizo rocoso. Para Ramírez Oyanguren & Alejano Monge (2004), afirman: “El GSI combina los dos aspectos fundamentales del comportamiento de los macizos rocosos, es decir: su fracturación, o

sea, el tamaño y la forma de los bloques, y la resistencia al corte de las discontinuidades”

(p.165)

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

ENCAJE DECRECIENTE ENTRE LOS TROZOS DE ROCA

NOTAS SOBRE LAS CONDICIONES DE LOS LABIOS DE LAS DISCONTINUIDADES

MUY BUENA : superficies muy rugosas y sanas

BUENA : superficies rugosas, ligeramente meteorizadas y teñidas de óxido

MEDIA : superficies lisas y moderadamente meteorizadas y alteradas

MALA : superficies con espejos de falla y altamente meteorizadas, con rellenos de fragmentos angulares o con recubrimientos compactos

MUY MALA : superficies con espejo de falla altamente meteorizadas con recubrimientos o rellenos de arcillas blandas

Figura 11. Estructura del Índice de Resistencia Geológica GSI.

Fuente: Ramírez Oyanguren & Alejano Monge (2004).



2.2.9 Sostenimiento en excavaciones mineras subterráneas

2.2.9.1 Diseño de sostenimiento

Según, Osinergmin (2017), el sostenimiento en excavaciones subterráneas tiene la finalidad de asegurar, controlar y mantener la estabilidad de éstas, a fin de proporcionar condiciones seguras de trabajo y brindar acceso a las labores subterráneas. El tipo de sostenimiento a emplear estará en función de los requerimientos de servicio de la excavación, las características del macizo rocoso, el equipo de construcción y los costos de instalación. Para el cálculo del sostenimiento de excavaciones subterráneas se podrá recurrir a métodos numéricos, equilibrio límite y métodos empíricos. Es recomendable realizarlo con dos métodos, cuando menos, a manera de comparación. (p. 85)

2.2.9.2 Criterios de sostenimiento

Método del Gráfico - Múltiple GDE

El enfoque de Gráfico - Múltiple GDE postulado por Russo (2008), y posteriormente actualizado el año 2014 por el mismo autor, es una herramienta útil, ya sea para la evaluación preliminar del comportamiento de la excavación en túneles de roca y, para seleccionar la clase de soporte a ser aplicado en la cara del túnel sobre la base de los criterios de diseño predefinidos (G. Russo, 2014).

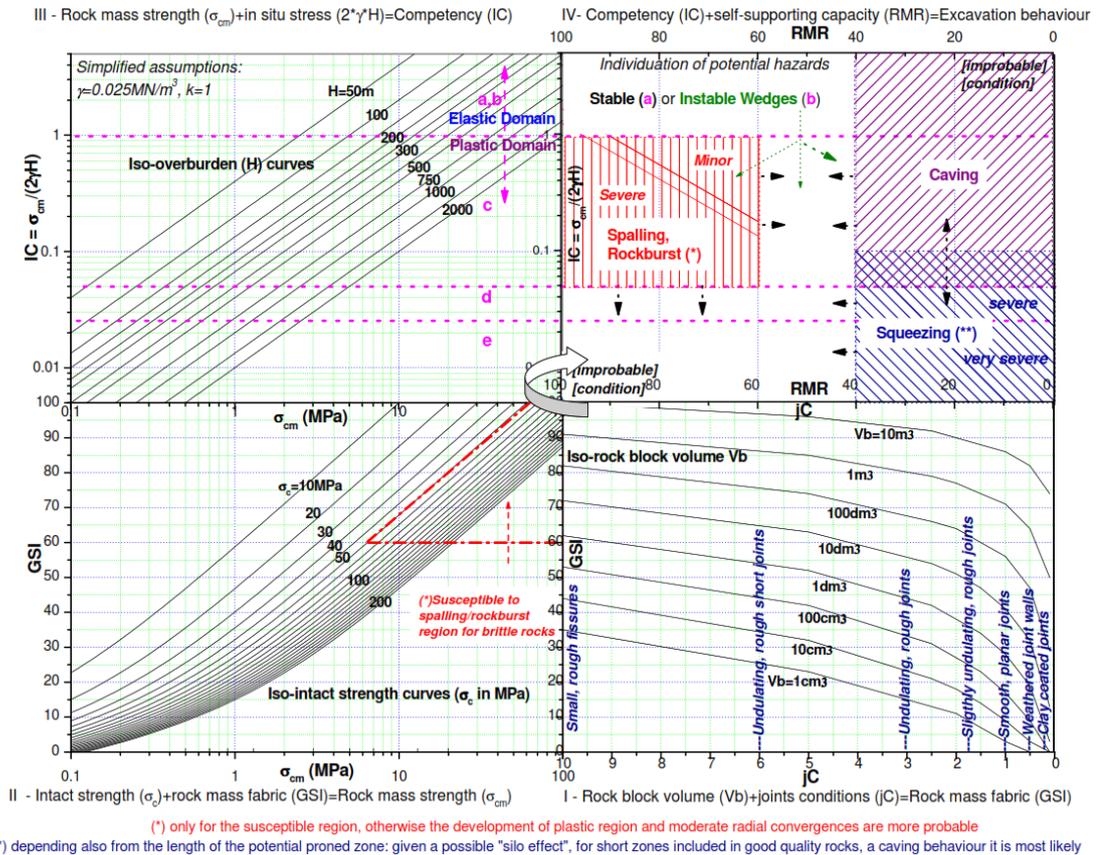


Figura 12. Gráfico-Múltiple GDE para estimar el comportamiento preliminar de la excavación.

Fuente: G. Russo (2014).

Como se mencionó anteriormente, el gráfico múltiple está compuesto por cuatro sectores (ver **Figura 12**), cada uno de ellos finalizado para una cuantificación fácil de usar de las propiedades correspondientes. La lectura completa del gráfico procede en sentido horario desde el cuadrante inferior derecho (I a IV). Sin embargo, dependiendo de la información disponible, el usuario eventualmente puede comenzar en uno de los sectores: por ejemplo, si el GSI ya está cuantificado, y los datos geoestructurales evaluados y detallados del cuadrante I no están disponibles, entonces el cuadrante de inicio es II.

Gráfico I: Estimación de la estructura del macizo rocoso

El Gráfico I (cuadrante inferior derecho en la **Figura 12**) estima la estructura de masa de roca (GSI) en función del volumen de bloque de Roca (V_b) y el factor de estado de las diaclasas del (jC).

Cuando el macizo rocoso puede tratarse razonablemente como un continuo equivalente, con propiedades geomecánicas isotrópicas, las características geoestructurales de las masas rocosas pueden expresarse mediante un índice de tejido (Tzamos y Sofianos, 2007), que puede definirse como una función escalar de dos componentes: estructura de la roca y condición de la articulación. En el presente caso, el índice de tejido de referencia es el Índice de Resistencia Geológica GSI (Hoek et al., 1995) y su estimación se obtiene por el método propuesto por el autor (Russo et al., 2007; Russo, 2009). Este nuevo método para calcular el GSI se ha desarrollado teniendo en cuenta la equivalencia conceptual entre GSI y JP (Parámetro de diaclasado) del sistema RMi (Palmström et al, 1996; Palmström, 2000), considerando que ambos se usan para reducir la escala de resistencia de la roca intacta (σ_c) a la resistencia del macizo rocoso (σ_{cm}). Con base en dicha correlación, se puede hacer una estimación cuantitativa "robusta" del GSI, definiendo los parámetros concurrentes a la evaluación de JP, es decir, el volumen del bloque (V_b) y el factor de condición conjunta (jC).

Gráfico II: Estimación de la resistencia del macizo rocoso

El Gráfico II (cuadrante inferior izquierdo en la **Figura 12**) estima la resistencia del macizo rocoso (σ_{cm}) en función del índice de tejido de la masa rocosa (GSI) y la resistencia de la roca intacta (σ_c).

La estimación de la resistencia de la masa rocosa se basa en las ecuaciones de Hoek et al. (2002). En particular, tal valor se obtiene gráficamente por la intersección de las curvas GSI estimadas y de resistencia intacta. La confiabilidad de la estimación de la

resistencia de la masa rocosa se relaciona principalmente con la aplicabilidad efectiva del criterio de falla de Hoek-Brown (basado en un medio supuesto homogéneo e isotrópico) y la ocurrencia de falla del tipo cortante. De manera diferente, puede ocurrir una falla de "tipo de desprendimiento", que involucra la resistencia de la roca intacta, al sobre-estresar una roca de buena calidad, dura y frágil. En tal caso, de acuerdo con el enfoque de predicción de espasmo (Diederichs et al., 2004; Diederichs et al., 2005; Diederichs et al., 2010; Kaiser et al., 1994), la fuerza movilizada en caso de falla puede dar como resultado alguno más alto y más bajo que el σ_{cm} derivado por las ecuaciones de Hoek et al. (Hoek et al., 2002), básicamente dependiendo tanto del valor del GSI mismo como del esfuerzo para el inicio de las grietas.

Gráfico III: Estimación de la competencia del macizo rocoso

Este gráfico estima la competencia del macizo rocoso IC en función de la resistencia del macizo rocoso σ_{cm} y las tensiones in situ σ_{θ} .

El Índice de Competencia (IC) se define simplemente como la relación entre la resistencia de la masa rocosa (σ_{cm}) y la tensión tangencial (σ_{θ}) en el contorno de la excavación.

El valor de $IC = 1$ separa en el gráfico la respuesta de deformación de la excavación en los dominios elástico (arriba) y plástico (abajo). Además, en el gráfico también se informan algunas líneas horizontales punteadas que representan la mejor correlación del Índice de Competencia con la clasificación de comportamiento de GDE informada en la **Figura 14**.

Como se presentó más adelante, ver **Figura 14**, en tal clasificación se identificaron originalmente cuatro clases (a/b, c, d, e/f) (Russo et al., 1998) en función de la deformación radial en la cara de la excavación (δ_o) y la extensión normalizada de la zona

plástica alrededor de la cavidad (R_p/R_o). Se consideraron dos distinciones adicionales: (1) en el caso de la respuesta elástica (es decir, las clases a/b), la clase b indicaba una masa de roca discontinua propensa a la inestabilidad de la cuña; (2) la clase f se asoció a condiciones de colapso inmediato de la cara del túnel.

Gráfico IV: Estimación del comportamiento de la excavación

Este gráfico estima el comportamiento de la excavación basado en la competencia del macizo rocoso IC y la capacidad de autoaporte RMR.

En el último cuadrante del gráfico múltiple, la clasificación de comportamiento integrada se aplica en forma aproximada, utilizando las correlaciones previas con IC.

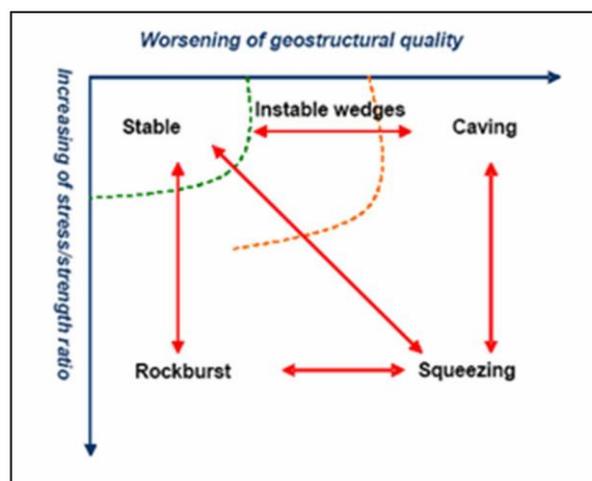


Figura 13. Esquema conceptual para un escenario general del comportamiento del terreno durante la excavación.

Fuente: G. Russo (2014).

Siguiendo el esquema conceptual presentado en la **Figura 13**, el sistema original de clasificación GDE ha sido integrado (Bieniawski, 1984; Bieniawski, 1989) por las clases de RMR, considerando también su conocida relación empírica con la capacidad de autoaporte del macizo rocoso. Con la misma lógica de la **Figura 13**, algunos de los principales peligros para la tunelización están consecuentemente delimitados en el nuevo gráfico reportado en la **Figura 14**.

| ↓ ANALYSIS → | | Geostructural → | | Rock mass | | | | |
|---|----------------|-----------------|------------------------|------------------------|-----------------|---------------|----|---------------------------------------|
| | | | | Continuous ↔ | Discontinuous ↔ | Equivalent C. | | |
| Tensional ↓ | | | | RMR | | | | |
| Deformational response ↓ | δ_o (%) | Rp/Ro | Behavioural Category ↓ | I | II | III | IV | V |
| Elastic ($\sigma_\theta < \sigma_{cm}$) | negligible | - | a | STABLE | | | | |
| | | | b | | | | | CAVING |
| Elastic - Plastic ($\sigma_\theta \geq \sigma_{cm}$) | <0.5 | 1-2 | c | SPALLING/ ROCKBURST | | UNSTABLE | | |
| | | | d | | | WEDGES | | |
| | | | e | | | | | SQUEEZING |
| | | | (f) | | | | | → Immediate collapse of tunnel face ↑ |
| | 0.5-1.0 | 2-4 | | | | | | |
| | >1.0 | >4 | | | | | | |

Figura 14. Esquema de clasificación GDE del comportamiento de la excavación.
Fuente: G. Russo (2014).

El término caving o hundimiento en su traducción al español, se utiliza aquí para identificar el colapso gravitacional genérico de partes de la masa rocosa altamente fracturada de la cavidad y/o la cara del túnel. Por lo tanto, dada su muy pobre capacidad de autoaporte, el mayor riesgo de caving está asociado a las clases de RMR más desfavorables.

Por otro lado, el término squeezing implica pronunciadas deformaciones dependientes del tiempo y generalmente se asocia a rocas con baja resistencia y alta deformabilidad tales como, por ejemplo, filitas, esquistos, serpentinas, areniscas, tobas, ciertos tipos de flysch, rocas ígneas erosionadas químicamente (Kovari, 1998). De lo contrario, las deformaciones plásticas deben prevalecer y el hundimiento (caving) también es probable. Un análisis más detallado, basado en un modelo más preciso de propiedades geomecánicas, debería ser capaz de resaltar la distinción que acabamos de describir.

Los términos severo y muy severo se han asociado a las clases de GDE d y e, respectivamente.

Donde:

δ_o = Deformación radial en la cara.



R_p/R_o = Radio de plasticidad/radio de la cavidad.

σ_θ = Tensión tangencial máxima.

σ_{cm} = Resistencia del macizo rocoso.

Parece racional que en el desarrollo del diseño estructural algunas medidas de mitigación específicas estén asociadas a los diferentes tipos de peligros y la intensidad relativa. Por lo tanto, el dimensionamiento de las medidas de estabilización y la consiguiente composición del tipo de sección de soporte se derivan de la selección de las acciones de diseño más adecuadas (Russo y Grasso, 2006), ya sea de antemano o durante la excavación del túnel. En la **Tabla 20**, como un ejemplo, se enumeran y combinan algunas medidas de mitigación típicas para garantizar los tipos de sección más adecuados para cada peligro geomecánico esperado como se detalla en la **Tabla 19**.

Tabla 19. Tabla GDE general para asociar los diferentes tipos de soporte a los peligros geomecánicos esperados.

| Peligro Prevalente | | CG | | Comportamiento de la Excavación | TS | Medidas Típicas de Mitigación | | | |
|--------------------|---|------------------------|---------------------|---------------------------------|---|-------------------------------|--|-----|-------------|
| | | Impulsado por Gravedad | Esfuerzos Inducidos | | | | GDE | RMR | |
| H1 | Cuñas Inestables/ Estallido de rocas | | a | I | Macizo rocoso estable, con la única posibilidad de caída de bloques de roca local; macizo rocoso de muy buena calidad con respuesta elástica al excavar. | A | Ma1-Mb3 | | |
| | | | b | II | Inestabilidad de la cuña de roca; macizo rocoso de buena calidad con respuesta elástica a la excavación. | B | Ma1-Mb3 | | |
| | | | c | III | Tendencia pronunciada a la caída de rocas; macizo rocoso de buena calidad, con posible ocurrencia de un desarrollo moderado de zona plástica. | C1 | Ma1-Mb5 | | |
| H2 | Desprendimiento/ Estallido de rocas | | c | I-II | Rotura frágil leve incluso asociada a la expulsión de bloques de rocas menores; macizo rocoso duro, sobrecargado, bueno (Menor desprendimiento/estallido de rocas). | | | C3 | Ma1-Mb6-Mb7 |
| | | | c | I-II | Fallo quebradizo repentino; macizo rocoso duro y bueno acentuado (Moderado desprendimiento/estallido de rocas). | C4 | Ma1-(Ma5)(Ma8)-Mb6-Mb7-Mb8 | | |
| | | | c | I-II | Falla frágil repentina y violenta, incluso asociada a la expulsión de bloques de roca; macizo rocoso duro muy sobrecargado, buena (Severo desprendimiento/estallido de rocas pesado). | | | | |
| H3 | Deformaciones plásticas/ Zonas de compresión | | d | III-IV-(V) | Desarrollo de deformaciones plásticas/viscosas; macizo rocoso de regular a pobre sobrecargado, lo que resulta en una extrusión significativa de la cara del túnel y convergencias radiales (compresión severa). | D | Ma1-Ma5(Ma6)(Mb4)-Mb5-Mb7 | | |
| | | | e | III-IV-(V) | Desarrollo intenso de deformaciones plásticas/viscosas; macizo rocoso de regular a pobre sobrecargado, lo que resulta en una gran extrusión de la cara del túnel y convergencias radiales (compresión muy severa). | E | Ma1-Ma4-Ma6-Mb1-Mb2-Mb4-Mb5-Mb7 | | |
| H4 | Hundimiento/ Deslizamiento de suelos | | c | IV | Inestabilidad impulsada por la gravedad; reducida capacidad de auto soporte del macizo rocoso pobre, generalmente asociado a un moderado desarrollo de zona plástica. | C2 | Ma1-Ma5(Ma6)-Mb5-Mb7 | | |
| | | | (e)/f | V | Inestabilidad severa impulsada por la gravedad, con colapso inmediato del frente del túnel/contorno de excavación, incluido deslizamiento de suelo, masa de roca cataclástica de muy mala calidad, generalmente en condiciones de alta presión hidrostática/entrada de agua (zonas de falla, etc.). | F/Fe | Ma1-Ma3-Ma5-Ma6(Ma7)-Mb5/(Mb2)-mb7-Mb8 | | |

Nota: CG=Clasificación Geomecánica; TS: Tipo de Sostenimiento

Fuente: Basado en G. Russo (2014).

Tabla 20. Ejemplo de medidas típicas de mitigación (estabilización) para la excavación de túneles de roca.

| Código | Ejemplo de medidas de mitigación (estabilización) de riesgos para túneles |
|--------|--|
| | |
| Ma1 | Drenaje controlado delante de la cara/contorno del túnel. |
| Ma2 | Pre-confinamiento / refuerzo de cuñas de roca inestables (pernos inclinados, spilling, etc.). |
| Ma3 | Confinamiento previo del contorno de excavación (reinforced grouting, jet grouting, etc.). |
| Ma4 | Pre-refuerzo del contorno del macizo rocoso (mediante elementos totalmente conectados). |
| Ma5 | Soporte previo del contorno de excavación (forepoling=voladizo, arco paraguas, etc). |
| Ma6 | Pre-refuerzo del frente del túnel (elementos de fibra de vidrio inyectados, estribos reforzados, etc.). |
| Ma7 | Lechada para impermeabilización (grouting for water-tightness, etc.). |
| Ma8 | Agujeros de eliminación de tensiones/voladuras (De-stressing holes/blasting). |
| | |
| | b) Durante la excavación |
| Mb1 | Sobreexcavación para permitir convergencias (alivio de tensiones). |
| Mb2 | Desconfinamiento controlado para permitir convergencias (juntas deslizantes, elementos deformables, etc.). |
| Mb3 | Confinamiento radial de cuñas rocosas inestables. |
| Mb4 | Refuerzo de roca radial (elementos totalmente conectados). |
| Mb5 | Confinamiento por sistema de distinta composición (steel ribs, fbr shotcrete, bolts, etc.). |
| Mb6 | Sistema compuesto de adsorción de alta energía (steel mesh, yielding bolts, fbr shotcrete, etc.). |
| Mb7 | Protección de todo el contorno del túnel. |
| Mb8 | Medidas de protección adicionales. |
| | |

Fuente: Basado en G. Russo (2014).



CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN

El tipo de investigación es aplicada, el nivel de la investigación es descriptiva por que busca especificar las propiedades, características, grupos, procesos, objetos o cualquier otro fenómeno que se someta a un análisis (Hernández et al., 2014), y el diseño utilizado fue descriptivo comparativo de corte transversal, porque tiene como objetivo recolectar información relevante en varias muestras con respecto a un fenómeno y luego comparar los datos recogidos (Vara Horna, 2012). Y se recolectaron datos en un solo momento, cuyo propósito es describir variables y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado (Hernández et al., 2014).

El presente trabajo de investigación denominado, evaluación geomecánica para el diseño de sostenimiento del Proyecto Chimenea Alimak en la Unidad Minera Pallancata – Región Ayacucho. Para lo cual, se realizó la caracterización geomecánica del macizo rocoso, de modo que permitió estimar el comportamiento geomecánico de forma preliminar de la excavación, y seleccionar el tipo de sostenimiento adecuado para la Chimenea Alimak durante su ejecución. Así pues, para que sea posible atender los objetivos anteriormente descritos, fueron realizados mediante un procedimiento metodológico (ver **Tabla 21**).

Tabla 21. Procedimiento metodológico para la investigación.

| ETAPAS | METODOLOGÍA |
|---------|--|
| Etapa 1 | PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Formulación del problema y el objetivo |
| Etapa 2 | RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN Revisión y recopilación de información que comprende el estudio e información precedente al proyecto. |
| Etapa 3 | RECOLECCIÓN DE DATOS Caracterización geomecánica mediante logueo geomecánico del sondaje diamantino ubicado en torno al proyecto, mapeo en estación geomecánica y ensayos de laboratorio. |
| Etapa 4 | PROCESAMIENTO DE DATOS Clasificación geomecánica, zonificación geomecánica y diseño de sostenimiento empírico. |
| Etapa 5 | ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE DATOS Análisis del comportamiento preliminar de la excavación y selección del tipo de sostenimiento. |

Fuente: Elaboración propia.

3.2 POBLACIÓN Y MUESTRA

3.2.1 Población

La población está representada por los diferentes tipos de macizo rocoso que componen la Unidad Minera Pallancata.

3.2.2 Muestra

La muestra está representada por el macizo rocoso que compone el Proyecto Chimenea Alimak. En el presente caso, la muestra como objeto de estudio, es referente a las características geomecánicas del macizo rocoso del proyecto, que se obtuvo a través del sondaje diamantino con una longitud de 259 metros ubicado en torno a dicho proyecto.

3.3 INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Según Arias (2012), afirma que, “un instrumento de recolección de datos es cualquier recurso, dispositivo o formato (en papel o digital), que se utiliza para obtener, registrar o almacenar información” (p. 68). Y “al procedimiento de obtener datos o



información, se le conoce como técnicas de investigación, la cual es un complemento al método científico” (p. 67).

En base a la afirmación anterior, en el presente trabajo de investigación los instrumentos de recolección de datos son: formato de logueo geomecánico y contiene los parámetros del sistema de clasificación RMR propuesta por Bieniawski, y el formato de mapeo geomecánico, el cual contiene los parámetros de entrada de la clasificación RMR propuesta por Bieniawski y la clasificación GSI propuesto por Hoek. Donde se siguen las recomendaciones sugeridas por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM) y el Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minas (Osinergmin).

Para poder realizar el registro de los datos en nuestros instrumentos, también se hizo uso de las siguientes herramientas:

- Útiles de escritorio (lápices, lápices de color, borrador, lapiceros, plumones, escalímetro, protactor).
- Picota de geólogo 14 Oz E3-14p Estwing
- Brújula tipo Brunton profesional 5006
- Lupa de geólogo 40x 25mm. De Metal Con Luz Led
- Flexómetro de 5 m.

3.4 VARIABLES

3.4.1 Variable Independiente

Evaluación geomecánica del Proyecto Chimenea Alimak en la Unidad Minera Pallancata – Región de Ayacucho. Corresponde a la evaluación de las características del macizo rocoso per se, esto según el índice RMR, resistencia de la roca intacta, número de discontinuidades por metro lineal, condición de las discontinuidades, presencia de agua y alterabilidad.



3.4.2 Variable Dependiente

Tipo de sostenimiento del Proyecto Chimenea Alimak en la Unidad Minera Pallancata – Región de Ayacucho. Corresponde a las variables que dependen de las características de campo, es decir, el tipo de sostenimiento a utilizar en la Chimenea Alimak.

3.5 TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Las técnicas de recolección de datos que se usó en el presente trabajo de investigación son en base a la descripción y observación en campo, al respecto Arias (2012), afirma “La observación es una técnica que consiste en visualizar o captar mediante la vista, en forma sistemática, cualquier hecho, fenómeno o situación que se produzca en la naturaleza o en la sociedad, en función de unos objetivos de investigación preestablecidos” (p. 69). A su vez, es una observación participante y estructurada, ya que el investigador pasó a formar parte del ámbito donde se desarrolló el estudio y se utilizó una guía diseñada con anterioridad, donde se especifican los elementos que fueron observados (Arias, 2012).

En principio, la recolección de datos se realizó principalmente en base al logeo geomecánico del sondaje diamantino DLPP-A5, con ayuda de un formato estandarizado y recomendado por la ISRM y Osinergmin, dicho sondaje se encuentra ubicado en torno al proyecto, quedando de manifiesto la importancia de este último para entender y explicar el comportamiento preliminar de la excavación, aunado a esto poder seleccionar racionalmente el tipo de soporte en la excavación durante la fase de construcción.

Como recolección de datos también se realizó el mapeo geomecánico en pie del Proyecto Chimenea Alimak por medio de una estación geomecánica, donde se tomaron los parámetros de entrada que exige la clasificación geomecánica RMR propuesto por



Bieniawski, como son la resistencia de la roca, número de discontinuidad por metro lineal, condición de las discontinuidades (persistencia, rugosidad, relleno y alteración), agua subterránea y alterabilidad de la roca.

3.6 TÉCNICAS PARA EL PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

Respecto al procesamiento de la información se realizó con ayuda de programas de computación referidos y dedicados exclusivamente al procesamiento e interpretación de los datos. Es así que, los datos obtenidos de la caracterización geomecánica y logueo geomecánico fueron almacenados como base de datos en el software Microsoft Excel para posteriormente realizar la interpretación de los datos. En cuanto a la interpretación de los datos recolectados, se usó el software Dips en su versión 7.0 de la empresa Rocscience Inc., para procesar las orientaciones de las estructuras y las discontinuidades producto del mapeo geomecánico, también se usó el software Autocad que pertenece a la compañía Autodesk, Inc., para el diseño del Proyecto Chimenea Alimak. Del mismo modo, se prestó ayuda de método de Gráfico-Múltiple GDE propuesto por Russo (2014), para evaluar el comportamiento geomecánico preliminar de la excavación y determinar el tipo de sostenimiento a utilizar durante la fase de construcción de la Chimenea Alimak.

CAPÍTULO IV

CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

4.1 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DEL ÁREA DE ESTUDIO

4.1.1 Ubicación y acceso

La unidad minera Pallancata se encuentra ubicada políticamente en el distrito de Coronel Castañeda, provincia de Parinacochas, región de Ayacucho, a una altitud de 4200 metros sobre el nivel del mar. Su acceso es posible por vía terrestre mediante la ruta Arequipa – Nazca – Puquio – Izcahuaca, con una distancia aproximada de 875 kilómetros de carretera asfaltada, y seguidamente por una trocha carrozable de 45 kilómetros hasta llegar a la unidad minera Pallancata, estimando un tiempo de viaje de 17 horas.

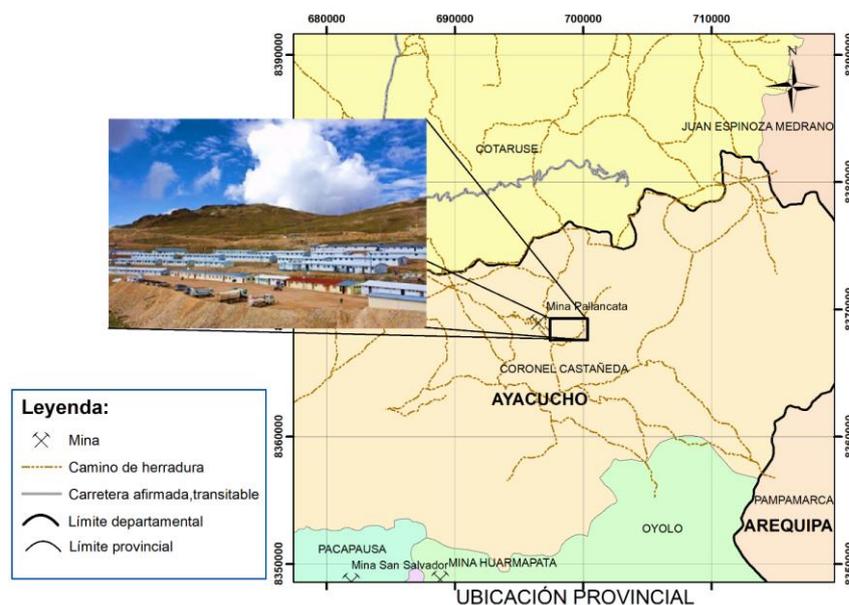


Figura 15. Ubicación del proyecto de investigación Unidad Minera Pallancata.

4.1.2 Geología local

4.1.2.1 Formación Aniso (Tm-an)

Se ubica suprayaciendo de forma concordante a la Formación Alpabamba y de forma discordante infrayace a las lavas de la Formación Saycata. Se encuentra formada



por una secuencia tobácea con areniscas conglomeráticas de fragmentos subredondeados a subangulares de tobas o lavas andesíticas. Otra característica aquí, son las tobas re-depositadas de coloración blanco amarillenta. Presenta estratos delgados y definidos, con una estratificación de tipo gradada y sesgada. El ambiente de deposición ocurre en un ambiente lacustre, esto se evidencia con los tipos de estratificación (laminar, gradada, delgada, sesgada), el adelgazamiento de los estratos y la naturaleza litológica, donde se puede ver una variación lateral de la granulometría que muestra la dirección del aporte como la energía de transporte. Con todos estos indicios se puede corroborar el ambiente cerrado lagunar al que pertenece.

A esta formación se le da una datación del Mioceno Medio al Superior. Dicha datación se realizó tomando los criterios de correlación con las edades de las formaciones suprayacentes e infrayacentes, esto debido a que no se encontró ningún fósil o dato radiométrico de datación. Esta unidad estratigráfica es de naturaleza sedimentario-volcánica, cuya secuencia más conspicua se encuentra en la parte alta del pueblo de Aniso, donde se observa tanto la base como el techo. La base de la Formación Aniso cubre en forma concordante a la Formación Alpabamba y el tope está cubierto en discordancia por lavas de la Formación Saycata. El grosor aproximado de esta unidad es de 500 metros.

4.1.2.2 Formación Saycata (Tm-sa)

Se caracteriza por ser una secuencia lávica de andesitas grises de oscuras a claras, con textura fluida, porfiríticas con fenocristales de feldespatos y máficos. Los análisis petrográficos indican lavas andesíticas basálticas a andesitas anfibolítica. La geomorfología de la zona muestra las secuencias eruptivas y la fuerte acción glaciaria, dejando como evidencia las artesas y valles glaciares que no sirven como patrón de distinción con el Grupo Barroso.



La localidad típica donde presentan los mejores afloramientos se encuentra en los alrededores del caserío de Saycata, situado a 27.5 km del área de estudio. Esta unidad constituye las partes más altas de los cerros Pucacunca y Chachacoma.

La base de la Formación Saycata cubre en discordancia angular a erosional a la Formación Aniso y es cortada por diques de composición dacítica a andesítica. En el área del proyecto su tope está cubierto por depósitos cuaternarios. Presenta un grosor aproximado de 200 m.

4.1.2.3 Unidad Subvolcánica

Constituyen afloramientos rocosos de tipo hipabisal, por su característica petrográfica se puede asociar con rocas volcánicas. En el área de estudio se encuentran cortando a los volcánicos pseudoestratificados, por lo que se les considera como centros volcánicos o puntos por donde los constituyentes volcánicos fluyeron a superficie (cuellos volcánicos). Esta unidad corta las formaciones Aniso y Alfabamba.

4.1.2.4 Depósitos morrénicos antiguos

Con esta designación se ha identificado a remanentes de morrenas laterales; debido a la erosión, solamente quedan cuerpos discontinuos. Además, parte de estas morrenas estarían cubiertas por la anterior, en el fondo del valle. Están constituidos por grava y bloques de composición heterogénea de rocas volcánicas, en una matriz limo arcillosa. El conjunto es compacto y sustenta abundante vegetación de puna (ichu).

4.1.2.5 Depósitos morrénicos recientes

Esta unidad se encuentra en los alrededores de la laguna Patococha. Se caracteriza por su coloración beige blanquecina y una rala vegetación dentro de su ámbito. Da lugar a relieves suaves y laderas con baja pendiente. Sus constituyentes son principalmente



grava y cantos de tobas y raramente de otro tipo litológico. La matriz es areno arcillosa. El conjunto forma un suelo compacto.

4.1.2.6 Depósitos fluvio-glaciares antiguos

Estos depósitos se encuentran adyacentes a los anteriores, formando terrazas más amplias, aunque discontinuas. Se caracterizan por poseer suelos orgánicos, que llegan a los 0.5 m de espesor, muy compresibles, que sobreyacen una grava fina subangulosa con arena y escasos finos, poco densos.

4.1.2.7 Depósitos fluvio-glaciares recientes

Están conformados por arcillas plásticas con algo de arena, grava fina y abundante materia orgánica. Se encuentran en los cauces de máxima inundación de los drenajes.

4.1.2.8 Depósitos coluviales

Estos depósitos se encuentran al pie de las escarpas que forman los afloramientos de riolita. Están constituidos por clastos angulosos de riolita, entre gravas y cantos con escasa arena, en conjunto poco denso. En el extremo sureste tienen poco espesor y dejan ver pequeños afloramientos riolíticos. En la cabecera de cuenca, estos depósitos llegan a formar escombros de pie de ladera bien desarrollados, con espesores significativos.

4.1.2.9 Depósitos Antrópicos

Estos depósitos se encuentran en dos áreas, una en la parte norte de la cabecera de cuenca y la segunda en el flanco derecho del vaso, ambas al lado y debajo de la carretera que va hacia Pallancata. Proviene de la remoción y apilado de materiales morrénicos, probablemente con el propósito de utilizarlos en el mantenimiento de la carretera. Están constituidos por grava y cantos de naturaleza volcánica en una matriz limo-arcillosa con algo de arena, en conjunto con baja compacidad.



4.1.3 Condición estructural

El área de investigación fue afectada por las fases tectónicas denominadas Quechua 3 y Quechua 4 (Guevara C. y Dávila D., 1983).

La fase Quechua 3 afecto a las formaciones Alpbamba y Aniso, incluyendo las unidades hipabisales que comprenden rocas del Mioceno medio superior. La fase Quechua 3 se evidencia en base a la discordancia angular existente entre la formación Aniso y la formación Saycata. Las estructuras originadas por esta fase son anticlinales y sinclinales kilométricos con flancos inclinados entre 10° a 15° y direcciones predominantes Norte Sur con la presencia de fallas de desgarre conjugadas relacionadas al plegamiento. La información obtenida en campo permitió determinar que la fase Quechua 3 es de tipo compresional con acortamiento Este -Oeste.

En la fase Quechua 4, las estructuras son de tendencia andina y de carácter distensional. De acuerdo con las rocas afectadas, esta fase se le considera del Plioceno inferior debido a que en esta fase su máximo desarrollo coincidió con el inicio de la superficie de erosión denominada Puna.

4.1.4 Hidrogeología

Los estudios hidrogeológicos fueron llevados a cabo por la empresa Acomisa entre los años 2007 a 2009 y actualizados por la empresa Klohn Crippen Berger entre los años 2015 a 2016 en la Unidad Minera Pallancata. De acuerdo a los estudios se determinaron cuatro unidades hidroestratigraficas que presentan características hidráulicas similares, las cuales se detallan a continuación:

- Una unidad superficial sedimentaria compuesta por una intercalación de sedimentos de origen fluvioglacial y coluvial;



- Una unidad intermedia moderada a altamente fracturada compuesta por andesitas, tobas volcánicas andesíticas y dacíticas;
- Una unidad de roca dacítica con fiames, la cual tiene presencia de clastos de diverso tamaño y presenta bajo grado de fracturamiento;
- Una unidad que comprende a las vetas mineralizadas existentes en la unidad minera Pallancata, caracterizadas por una permeabilidad alta y diverso grado de facturación.

El agua subterránea parece estar no confinada, organizada principalmente en la unidad intermedia (roca moderada a altamente fracturada). La recarga se produce mediante la infiltración directa de la precipitación sobre los materiales sedimentarios en la superficie, de donde se infiltra hacia las zonas más profundas, además de infiltración de las lagunas bofedales y el aporte de la quebrada Ranichico. La descarga se produce a través de manantiales y está orientada hacia la zona del río Suyamarca. Las actividades de mina pueden generar alteraciones de los niveles de agua en el acuífero debido a bombeos o descargas de agua.

El modelo hidrogeológico conceptual sugiere que la recarga ocurriría desde las partes altas de la cuenca, de donde se infiltra hacia las zonas inferiores por medio de las fracturas y fallas presentes en la toba dacítica, donde ocurre el almacenamiento.

Con esta información, se procedió a la elaboración del modelo numérico presentado en la **Figura 16** donde se observa de manera resumida los componentes principales del modelo conceptual; sin embargo, cabe mencionar que el bloque tridimensional presentado no es una representación exacta del modelo, sino que es esencialmente conceptual, en las cuales se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- La recarga ocurre de manera heterogénea en todas las zonas de mina, de acuerdo con condiciones topográficas, litológicas y de suelo.
- La unidad cuaternaria tiene espesores variables de acuerdo con la zona donde está ubicada.
- El nivel freático estimado para la zona, con los datos de diciembre de 2015, se presenta en la **Figura 16**.
- El bloque presenta un espesor de aproximadamente 1000 m (definido con el objetivo de simular las labores subterráneas). La información disponible y procesada, sin embargo, se encuentra restringida a porciones superiores del macizo rocoso (hasta 150 m aproximadamente).
- El bloque conceptual tiene por objetivo presentar los parámetros básicos tratados en el balance hídrico, por lo que los manantiales y bofedales no se representan en dicho bloque.

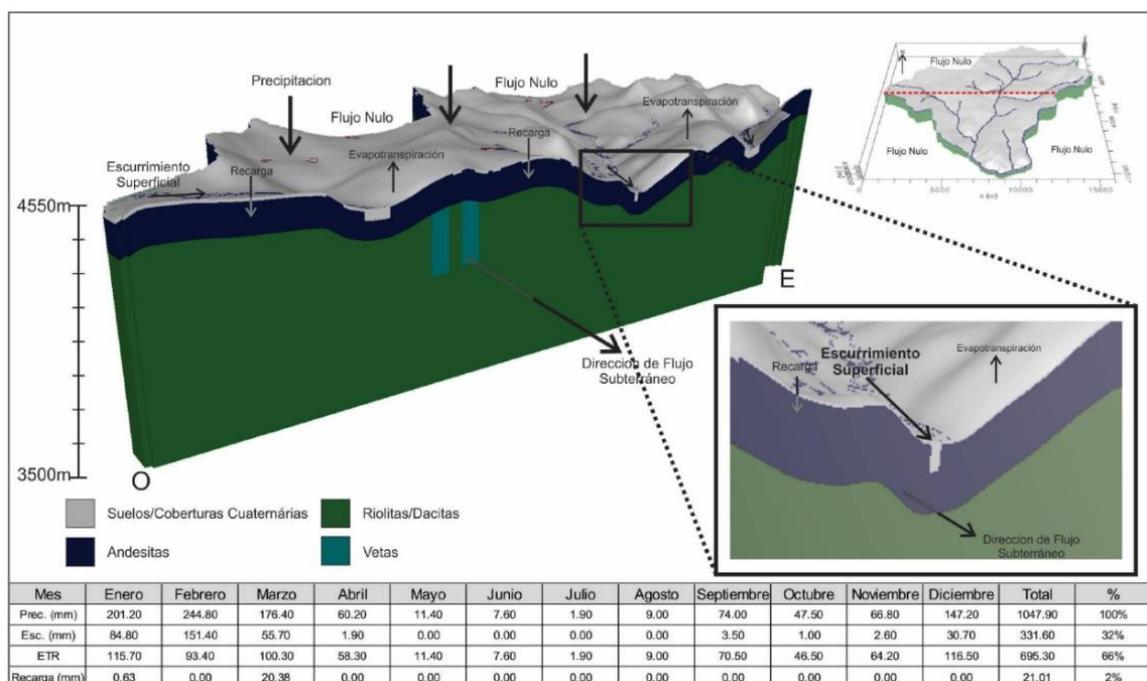


Figura 16. Bloque conceptual con principales componentes del modelo conceptual según Klohn Crippen Berger (junio, 2016).

4.2 PROYECTO CHIMENEA ALIMAK

En principio, se denominan chimeneas a las excavaciones subterráneas con dimensiones angostas y una inclinación superior a 45° con respecto a la horizontal. Estas labores, en minería subterránea sirven para unir labores a distinto nivel o con la propia superficie para generar fuentes de ventilación (caso de investigación), para el paso de minerales, etc. En consecuencia, el Proyecto Chimenea Alimak tendrá una sección cuadrada de 2x2 metros y se encuentra ubicada en el CX4403SE del NV4402 como punto de origen, con una inclinación de 90° con respecto a la horizontal y teniendo conexión con la superficie como punto superior.

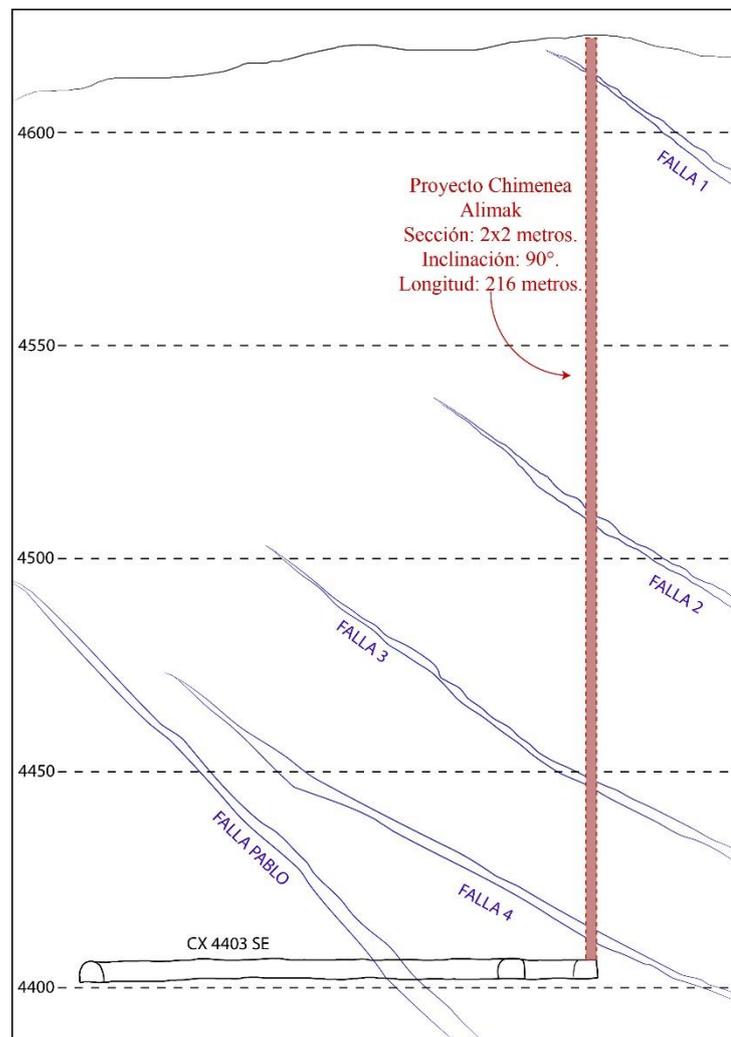


Figura 17. Sección del Proyecto Chimenea Alimak.



4.3 CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DEL ÁREA DE ESTUDIO

La caracterización geomecánica se efectuó a partir del logeo geomecánico del sondaje diamantino DLPP-A5, mapeo geomecánico en la estación geomecánica 01 ubicado en la base del Proyecto Chimenea Alimak y ensayos de laboratorio. La caracterización geomecánica tuvo por finalidad, efectuar la clasificación del macizo rocoso por donde atravesará el mencionado proyecto. Además de permitir zonificar el macizo rocoso en dominios estructurales, caracterizándolos por su homogeneidad estructural y geomecánica. (Ver Anexos 4 y 5).

4.4 CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DEL MACIZO ROCOSO

El criterio empleado para la clasificación del macizo rocoso por donde atravesará la Chimenea Alimak, se basó en las clasificaciones geomecánicas de Bieniawski (RMR), y Hoek (GSI), atendiendo al logeo geomecánico del sondaje diamantino DLPP-A5 y a la estación geomecánica en el CX 4403 SE del nivel 4402 donde queda la base del proyecto. De manera que, se delimitó dominios litológicos compuestos de volcánicos, zonas de contacto litológico, zonas de alteración y fallas, motivo por el cual, se procedió a separarlos en unidades geotécnicas para una mejor interpretación de sus características geomecánicas.

4.4.1 Unidades geotécnicas

De las formaciones y unidades geológicas anteriormente descritas, se agrupó, atendiendo a sus características geomecánicas y/o geotécnicas mediante el logeo geomecánico del sondaje diamantino DLPP-A5, en cinco unidades geotécnicas, que se citan y se describen en los párrafos siguientes para posteriormente efectuar su análisis e interpretación.

4.4.1.1 Unidad geotécnica Q-Fa (depósito cuaternario y fallas)

Se encuentra ubicada entre la superficie y la unidad geotécnica La-An, con una sobrecarga aproximada de 12 metros. Se trata principalmente de material cuaternario de naturaleza volcánica con una matriz de limos y arcillas producto de la erosión y meteorización. A su vez, se trata de la unidad geotécnica de menor calidad geomecánica, su resistencia no llega a alcanzar los 3 MPa, dada la naturaleza del terreno puesto que, es la conexión entre el proyecto y la superficie. Seguidamente, el sondaje intercepta un tramo de falla con presencia de panizo, un halo de alteración de un metro aproximadamente, y caja techo inestable.



Figura 18. Unidad geotécnica Q-Fa.

Fuente: Unidad Minera Pallancata

4.4.1.2 Unidad geotécnica La-An (lava andesítica)

Se encuentra ubicada entre la unidad geotécnica Q-Fa y la unidad Pi-An, con una sobrecarga aproximada de 101 metros. Se trata de roca de origen volcánico intermedio de composición andesítica, predominando las plagioclasas y en menor proporción cuarzo, y presenta tramos autobrechados con clastos angulosos y sub-angulosos en su matriz.

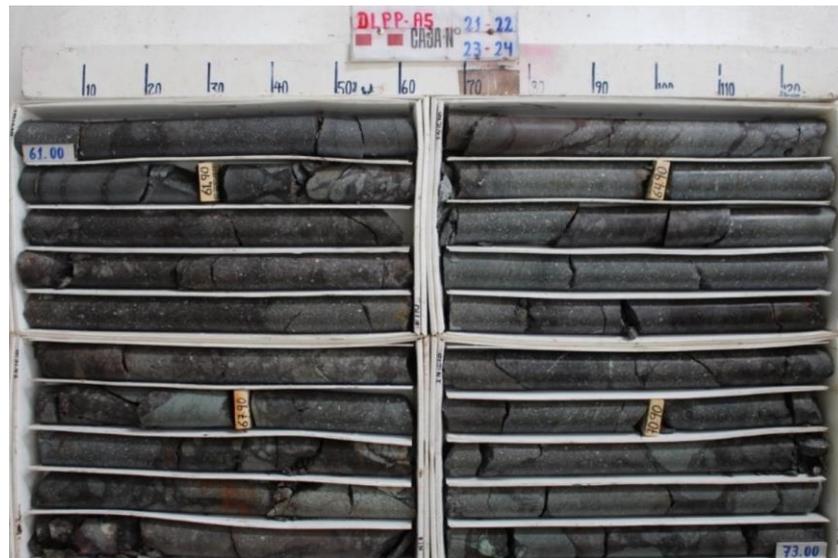


Figura 19. Unidad geotécnica La-An.

Fuente: Unidad Minera Pallancata.

4.4.1.3 Unidad geotécnica Pi-An (piroclasto andesítico)

Esta unidad se encuentra ubicada entre la unidad geotécnica La-An y la unidad La-Ri, con una sobrecarga aproximada de 7 metros. Compuesta por roca volcánica de composición andesítica, plagioclasas y cuarzo en su matriz, a su vez presenta brechas en tramos con clastos sub-angulosos.



Figura 20. Unidad geotécnica Pi-An.

Fuente: Unidad Minera Pallancata.

4.4.1.4 Unidad geotécnica La-Ri (lava riodacítica)

Se encuentra ubicada entre la unidad geotécnica Pi-An y la unidad Da, con una sobrecarga aproximada de 60 metros. Compuesta principalmente de roca volcánica de composición riodacítica, compuesta por fenocristales principalmente de cuarzo y feldespatos englobada en una matriz vítrea, autobrechada con clastos moderadamente argilizados en todo el horizonte.

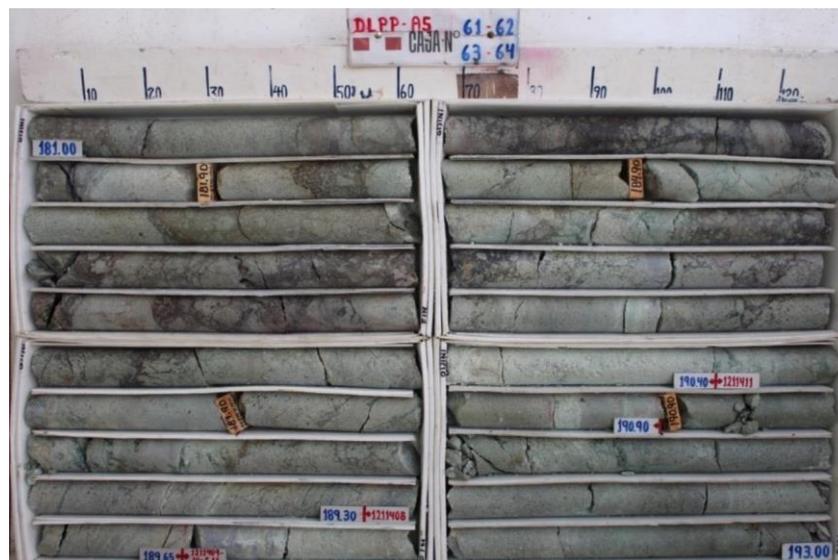


Figura 21. Unidad geotécnica La-Ri.

Fuente: Unidad Minera Pallancata.

4.4.1.5 Unidad geotécnica Da (retrabajado dacítico y piroclasto dacítico)

Esta unidad se encuentra ubicada entre la unidad geotécnica La-Ri y la base del proyecto, con una sobrecarga aproximada de 36 metros. Compuesta de roca volcánica constituida por una intercalación de horizontes de retrabajados dacíticos y piroclastos dacíticos, donde la matriz del primero consta de clastos de composición dacítica dando la apariencia de un aglomerado y la segunda consta de tobas volcánicas de composición dacítica con abundante contenido de plagioclasas, con moderada alteración argílica y fracturamiento moderado en todo el horizonte, la característica geomecánica relevante de esta unidad es la presencia de clastos volcánicos de composición dacítica.

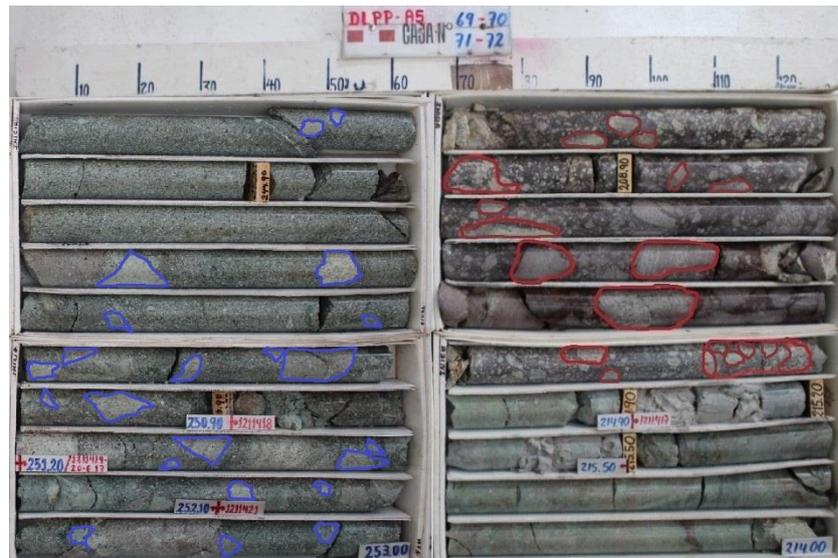


Figura 22. Unidad geotécnica Da (a la izquierda piroclastos dacíticos y a la derecha retrabajados dacíticos).

Fuente: Unidad Minera Pallancata.

4.4.2 Estación geomecánica 01

Está ubicada entre el CX 4403 SE y la VE 4402 SE, donde queda la base del Proyecto. Se usó la clasificación de Bieniawski RMR_{14} . Las características geomecánicas fueron determinadas in situ y se citan en los siguientes párrafos:

Resistencia a la compresión uniaxial (USC): se determinó con ayuda del esclerómetro tipo L, dando un valor promedio de 60 MPa.

$$\text{Valoración USC} = 6.$$

Número de discontinuidades por metro: se observó una media de 16 discontinuidades por metro lineal.

$$\text{Valoración juntas por metro} = 16.$$

Resistencia de las discontinuidades: las discontinuidades presentan una persistencia que varía de uno a dos metros, dando un puntaje de 4. A su vez, dichas discontinuidades son rugosas, de manera que se obtiene un puntaje de 3. También presentan relleno suave menor a 5 mm producto de la descomposición de las plagioclasas,



lo cual corresponde a un puntaje de 2. A su vez, se observó una moderada alteración de las discontinuidades producto de la argilización, dando un puntaje de 3.

Valoración resistencia de las discontinuidades = 12.

En cuanto al efecto del agua, se observó humedad en las paredes de las discontinuidades y en toda la celda de mapeo de la estación geomecánica.

Valoración efecto del agua = 10.

Respecto a la alterabilidad, como se mencionó anteriormente las paredes de las discontinuidades presentan una leve argilización.

Valoración alterabilidad = 8.

Por consiguiente, se obtuvo un RMR básico (sin ajuste por orientación del túnel).

$$\text{RMR}_{\text{Básico}} = 52$$

Para obtener un RMR corregido, se realizó un ajuste por orientación de las discontinuidades del eje de avance del túnel, el valor de ajuste se presenta en la Tabla 11 y Tabla 12, teniendo a la familia 1 que presenta un buzamiento de 75° y dirección de buzamiento de 177° , en tal efecto, el rumbo de la familia 1 es perpendicular al eje del túnel con avance en contra del buzamiento.

Valoración ajuste por orientación de discontinuidades = -5

Es así que:

$$\text{RMR}_{\text{Corregido}} = \text{RMR}_{\text{Básico}} + \text{Ajuste por orientación de las discontinuidades.}$$

$$\text{RMR}_{\text{Corregido}} = 47$$

El RMR corregido equivale un macizo rocoso tipo III (Regular). (Ver Anexo 4).

Posteriormente, se realizó el diagrama de contorno de densidad de polos y se determinó tres familias de discontinuidades, como se observa en la siguiente figura:

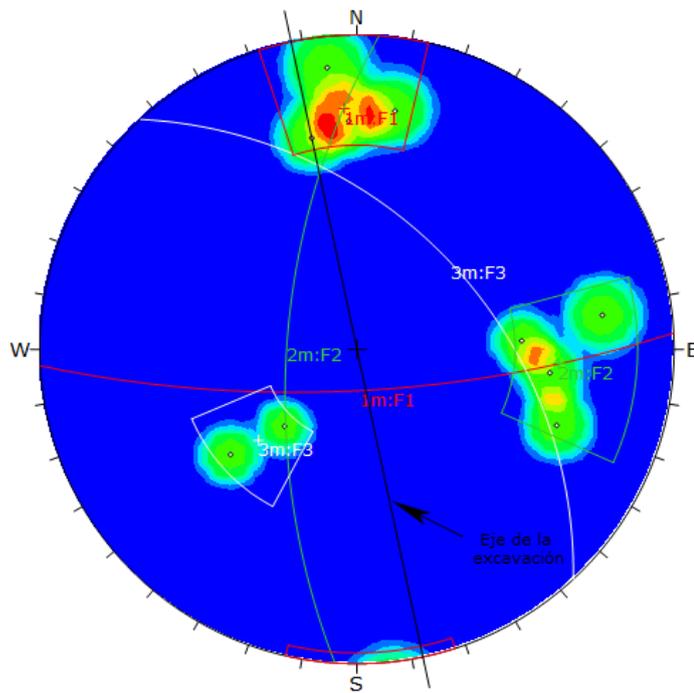


Figura 23. Diagrama de contornos de densidad de polos para la E.G. 01.
Fuente: Unidad Minera Pallancata.

- Familia 1 (Buzamiento/Dirección de buzamiento): $75^{\circ}/177^{\circ}$.
- Familia 2 (Buzamiento/Dirección de buzamiento): $65^{\circ}/274^{\circ}$.
- Familia 3 (Buzamiento/Dirección de buzamiento): $46^{\circ}/47^{\circ}$.

CAPÍTULO V

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

5.1 CARACTERÍSTICAS GEOMECÁNICAS DEL MACIZO ROCOSO

5.1.1 Propiedades mecánicas del macizo rocoso

5.1.1.1 Ensayo de carga puntual

Este ensayo determina el Índice $I_{s(50)}$ en muestras de roca que requieren de poca preparación y que pueden tener formas regulares o irregulares. Este índice, se utilizó en la clasificación geomecánica del macizo rocoso y para estimar la resistencia a la compresión simple de la roca intacta que serán de utilidad para el análisis del comportamiento del macizo rocoso mediante el método del Gráfico-Múltiple GDE propuesto por Russo, (2014). Los ensayos se realizaron en la unidad minera Pallancata, en total se realizaron 87 ensayos. los resultados de los ensayos se presentan en la **Tabla 22**. (Ver Anexo 6).

Tabla 22. Resumen de ensayos de carga puntual para unidades geotécnicas.

| Litología | Índice de carga puntual $I_{s(50)}$ (Mpa) | | | Ensayos |
|----------------------------------|--|--------|----------|---------|
| | Mínimo | Máximo | Promedio | |
| Retrabajado Dacítico | 0.85 | 0.96 | 0.92 | 3 |
| Piroclasto Dacítico | 1.03 | 2.81 | 2.39 | 8 |
| Lava Riodacítica | 0.91 | 4.20 | 2.46 | 26 |
| Piroclasto Andesítico | 0.79 | 0.87 | 0.84 | 3 |
| Lava Andesítica | 0.80 | 5.04 | 2.24 | 44 |
| Depósito cuaternario y fallas | 0.11 | 0.78 | 0.46 | 3 |

Fuente: Elaboración propia.

5.1.1.2 Slake durability

El resultado del ensayo se expresa mediante el índice de durabilidad, que representa la relación entre el peso inicial y el peso final de la muestra expresado en

porcentaje, I_{D2} (%), y su clasificación de manera estándar se obtiene en base al valor I_{D2} , propuesto por Gamble & C. (1971). Los ensayos se realizaron en el laboratorio de Mecánica de Rocas de la Pontificia Universidad Católica del Perú - PUCP donde se enviaron 8 muestras. Los resultados de los ensayos se presentan en la **Tabla 23**. Estos datos se utilizaron en el logeo geomecánico para determinar la clasificación geomecánica RMR_{14} , para valorar la alterabilidad del macizo rocoso del Proyecto Chimenea Alimak. (Ver Anexo 6).

Tabla 23. Resumen del ensayo Slake Durability Index.

| N° Muestra | Litología | Slake Durability Index I_{D2} (%) |
|--------------|-----------------------|--|
| Muestra - 01 | Lava Riodacítica | 97.72 |
| Muestra - 02 | Lava Andesítica | 99.57 |
| Muestra - 03 | Retrabajado Dacítico | 98.97 |
| Muestra - 04 | Piroclasto Dacítico | 98.65 |
| Muestra - 05 | Piroclasto Dacítico | 98.51 |
| Muestra - 06 | Piroclasto Andesítico | 98.84 |
| Muestra - 07 | Sub-volcánico | 97.71 |
| Muestra - 08 | Retrabajado Dacítico | 98.62 |

Fuente: Elaboración propia.

5.1.1.3 Roca intacta

El criterio para estimar la resistencia a la compresión simple de la roca intacta se hizo mediante el índice $I_{s(50)}$, y se utilizó la ecuación de E. Broch y J. A. Franklin (Eq.05):

$$\sigma_c = K * I_{s(50)}$$

Donde:

$I_{s(50)}$: Índice de carga puntual corregido para un diámetro de muestra de 50 mm.

σ_c : Resistencia a la compresión simple estimada a partir de $I_{s(50)}$.

K : Factor de conversión.

Para muestras con Diámetro = 47.6 mm (diámetro NQ), como se tuvo en el presente estudio, se tiene que, factor $K = 22.6$.

Tabla 24. Resumen de resistencia a la compresión simple mediante el Índice de Carga Puntual $I_{s(50)}$

| Litología | $I_{s(50)}$ Promedio | $\sigma_c = KI_{s(50)}$ |
|-----------------------|-------------------------|-------------------------|
| Retrabajado Dacítico | 0.92 | 20.75 |
| Piroclasto Dacítico | 2.39 | 54.04 |
| Lava Riodacítica | 2.46 | 55.49 |
| Piroclasto Andesítico | 0.84 | 18.93 |
| Lava Andesítica | 2.23 | 50.53 |
| Material cuaternario | 0.13 | 10.50 |

Fuente: Elaboración propia.

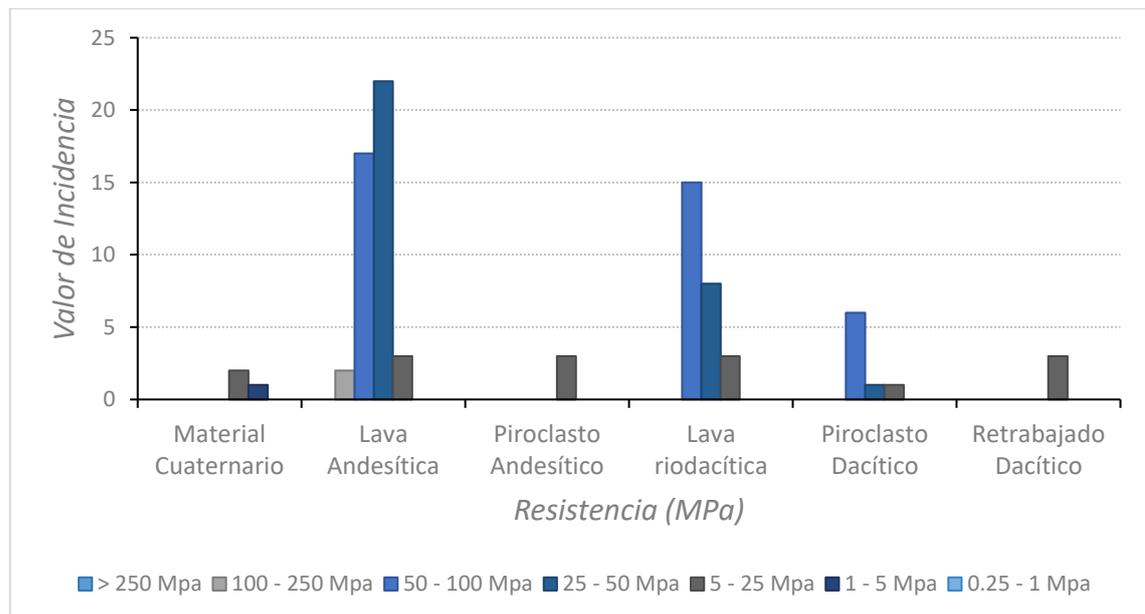


Figura 24. Análisis estadístico de incidencia de Resistencia a la Compresión Simple
Fuente: Elaboración propia.

5.1.2 Características de las discontinuidades del macizo rocoso

5.1.2.1 Unidad geotécnica Q-Fa (depósito cuaternario y fallas)

En general el rango de resistencia para esta unidad varía de muy débil a débil con valores que oscilan entre 2.5 MPa a 17 MPa respectivamente.

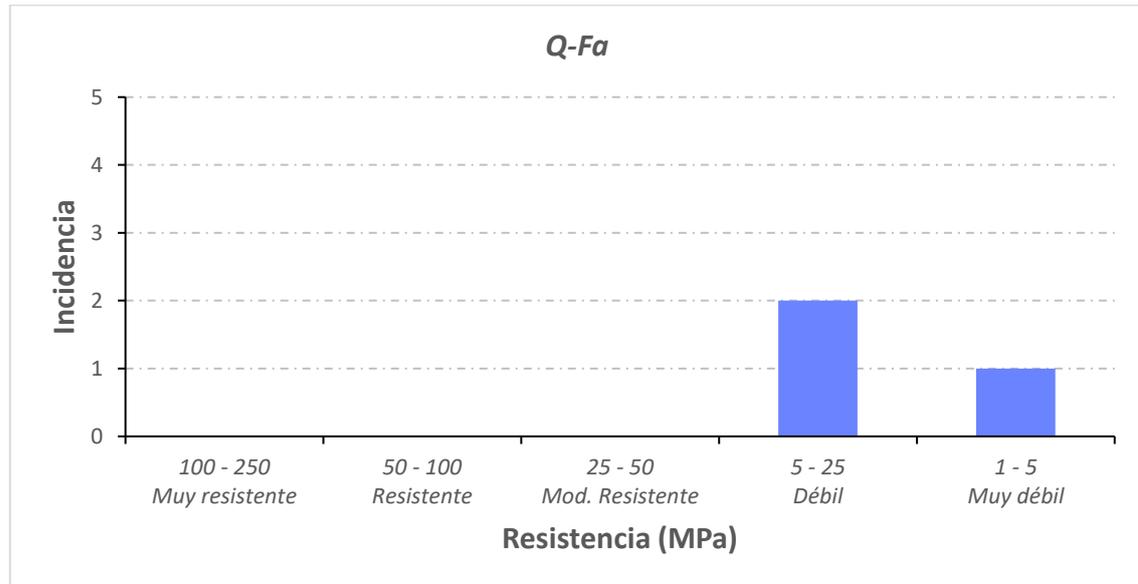


Figura 25. Análisis estadístico de incidencia del RCS para la unidad geotécnica Q-Fa.
Fuente: Elaboración propia.

El índice GSI para esta unidad se mantiene en el rango de mala a muy mala, con valores que varían entre 10-35 respectivamente.

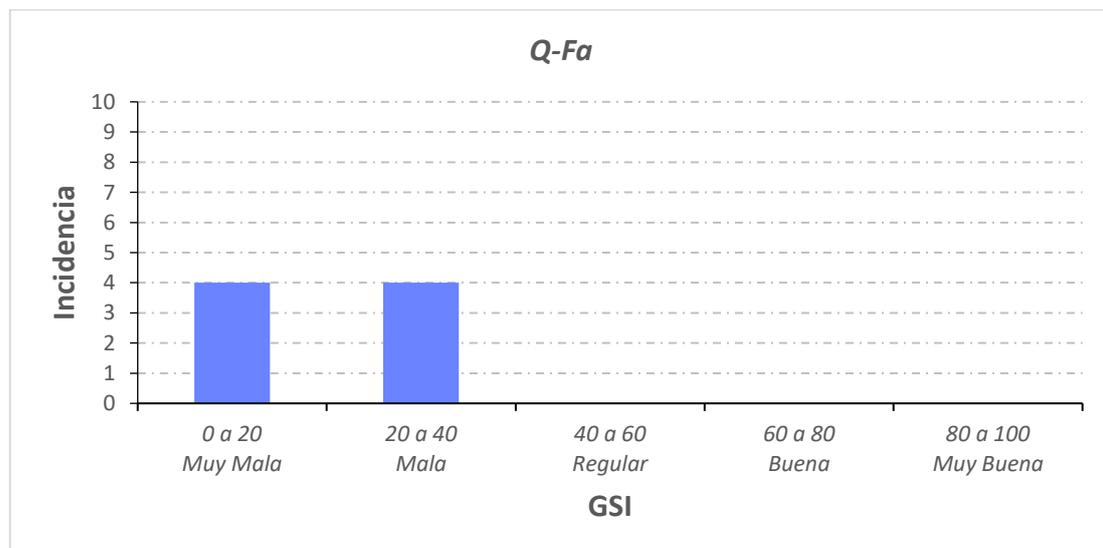


Figura 26. Análisis estadístico de incidencia del GSI para la unidad geotécnica Q-Fa.
Fuente: Elaboración propia.

Respecto al índice RQD para esta unidad geotécnica, presenta concentraciones con mayor incidencia respecto al tipo de roca muy mala, cuyos rangos de RQD varían entre 0 – 50.

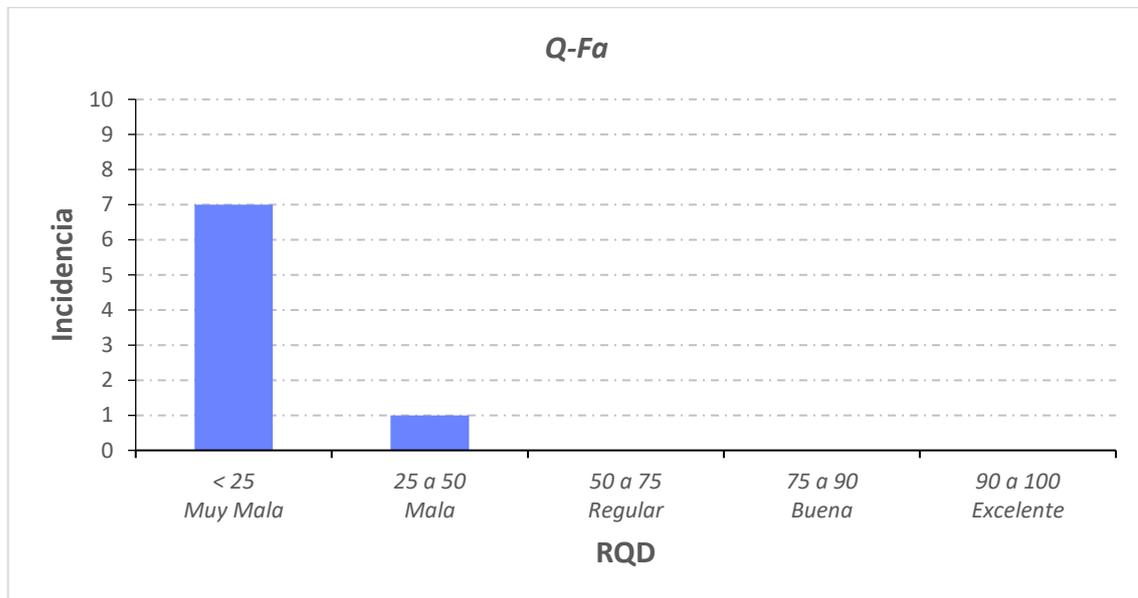


Figura 27. Análisis estadístico de incidencia del RQD para la unidad geotécnica Q-Fa.
Fuente: Elaboración propia.

Con respecto al RMR, esta unidad presenta de 13 - >25 discontinuidades por metro lineal, las discontinuidades presentan rugosidades lisas, con relleno blando predominantemente mayor a 5 mm, y a su vez, tramos de alteración que varían de descompuesto a muy alteradas, el RMR varía de 6 - 40, correspondiente a un rango de macizos rocosos tipo V, IV-B y IV-A, según la clasificación de Bieniawski.

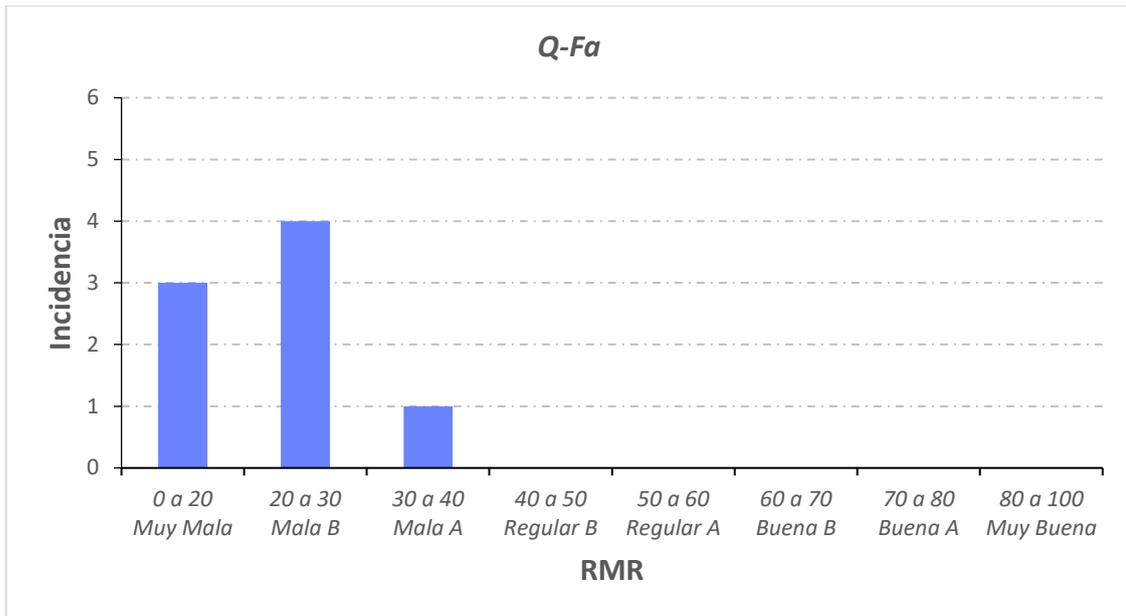


Figura 28. Análisis estadístico de incidencia del RMR para la unidad geotécnica Q-Fa.
Fuente: Elaboración propia.

5.1.2.2 Unidad geotécnica La-An

La resistencia a la compresión simple de la roca intacta es, en general y según los ensayos hechos en los testigos de los sondajes diamantinos, es resistente y varía de moderadamente resistente a resistente, con un rango de valores de 30 MPa – 114 MPa.

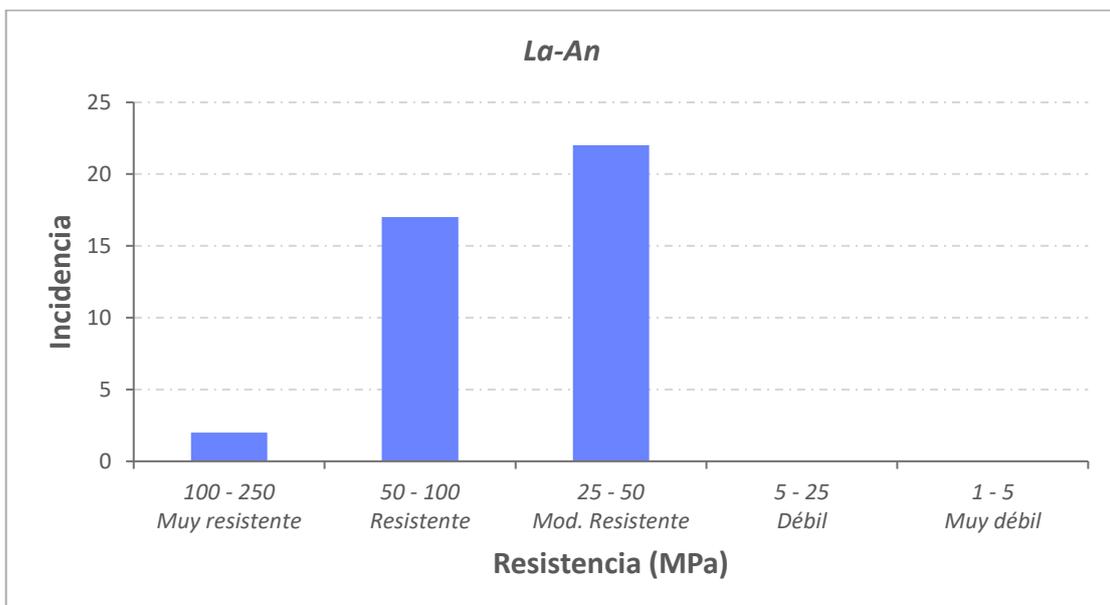


Figura 29. Análisis estadístico de incidencia del RCS para la unidad geotécnica La-An.
Fuente: Elaboración propia.

Respecto al GSI, en esta unidad el rango varía de mala a buena, y posee valores de GSI que oscilan entre 31-63 respectivamente, predominando el tipo de macizo rocoso de calidad regular con una valoración media de 52.

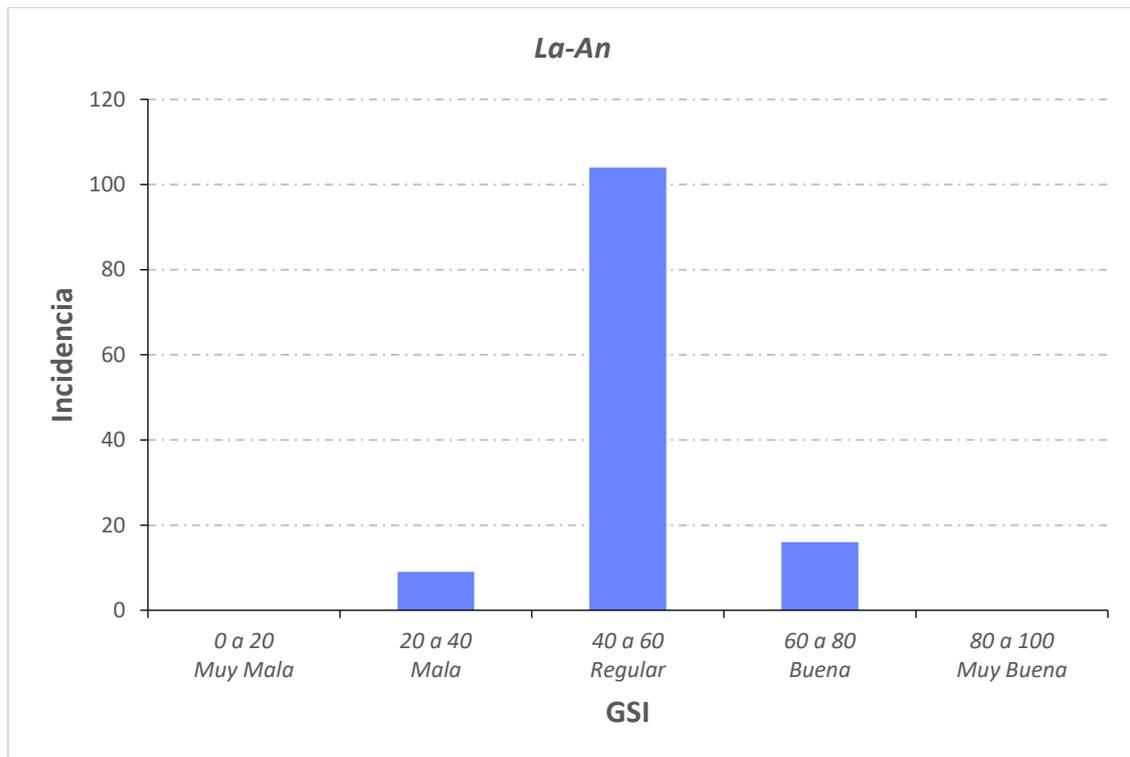


Figura 30. Análisis estadístico de incidencia del GSI para la unidad geotécnica La-An.
Fuente: Elaboración propia.

En cuanto al RQD, esta unidad presenta mayor incidencia para macizos rocosos de mala a buena calidad, con valores de RQD que oscilan entre 27-90, predominando el macizo rocoso de regular calidad.

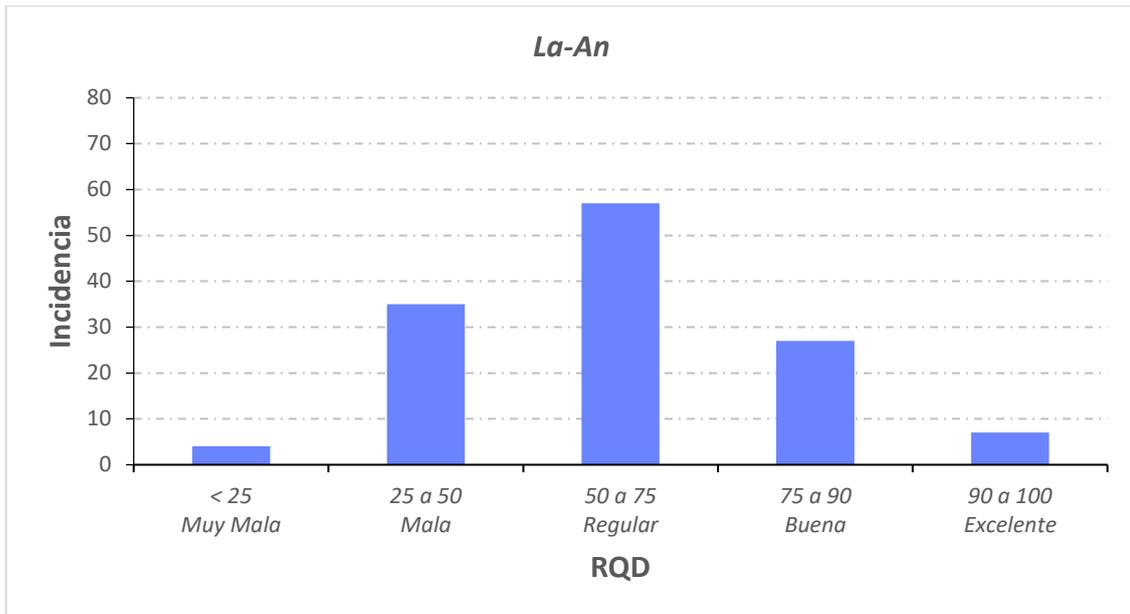


Figura 31. Análisis estadístico de incidencia del RQD para la unidad geotécnica La-An.
Fuente: Elaboración propia.

En lo que refiere al RMR, esta unidad presenta de 4-16 discontinuidades por metro lineal, presenta rugosidades suaves, con relleno blando menor a 5 mm, y a su vez, tramos que varían de muy alteradas a poco alteradas, la valoración del RMR oscila entre 36 - 68, correspondiente a un rango de macizos rocosos tipo IV-A, III-B, III-A y II-B siendo predominantes estas dos últimas. La valoración media corresponde a 57, que corresponde a un tipo de roca III-A según la clasificación de Bieniawski.

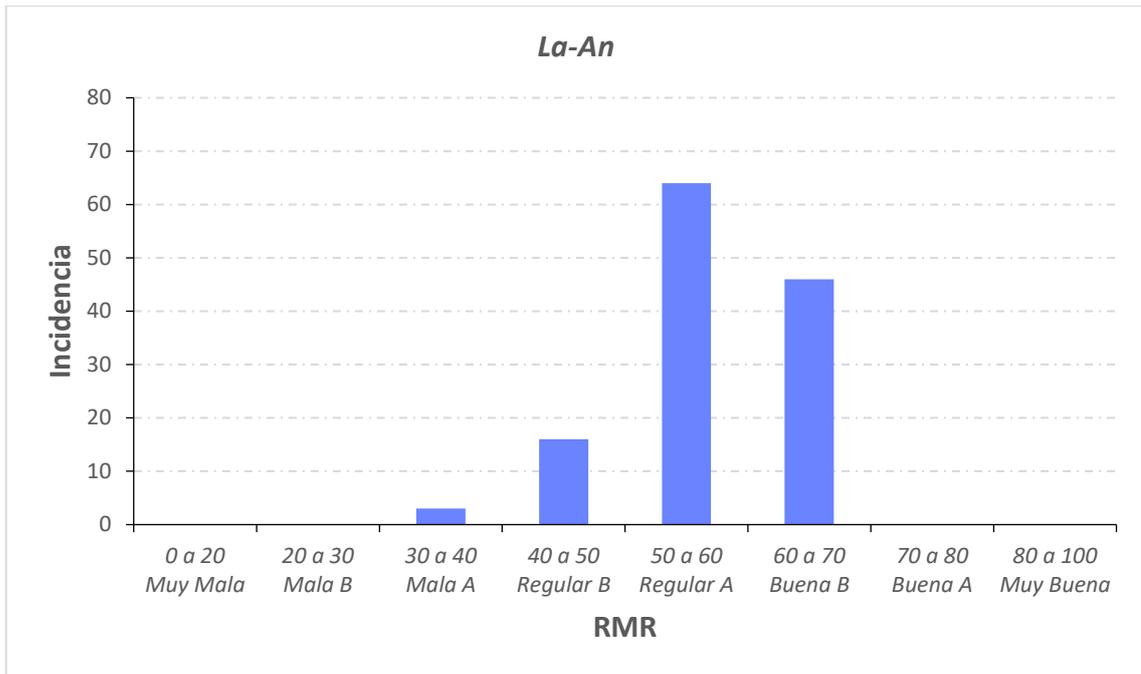


Figura 32. Análisis estadístico de incidencia del RMR para la unidad geotécnica La-An.
Fuente: Elaboración propia.

5.1.2.3 Unidad geotécnica Pi-An

De manera general no es muy resistente, predominando el tipo de resistencia débil, siendo su valor promedio de resistencia a la compresión simple de 19 MPa.

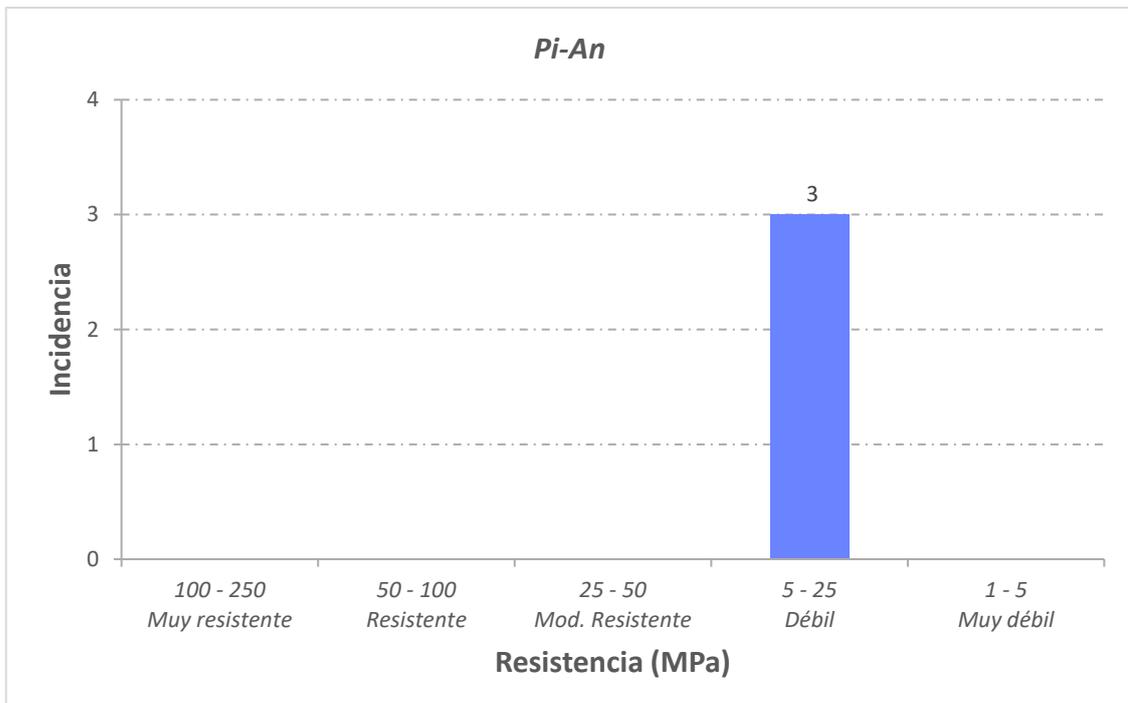


Figura 33. Análisis estadístico de incidencia del RCS para la unidad geotécnica Pi-An.
Fuente: Elaboración propia.

En cuanto al índice GSI, el rango varía de mala a regular con valores que oscilan entre 24-43 respectivamente, y una media de 36.

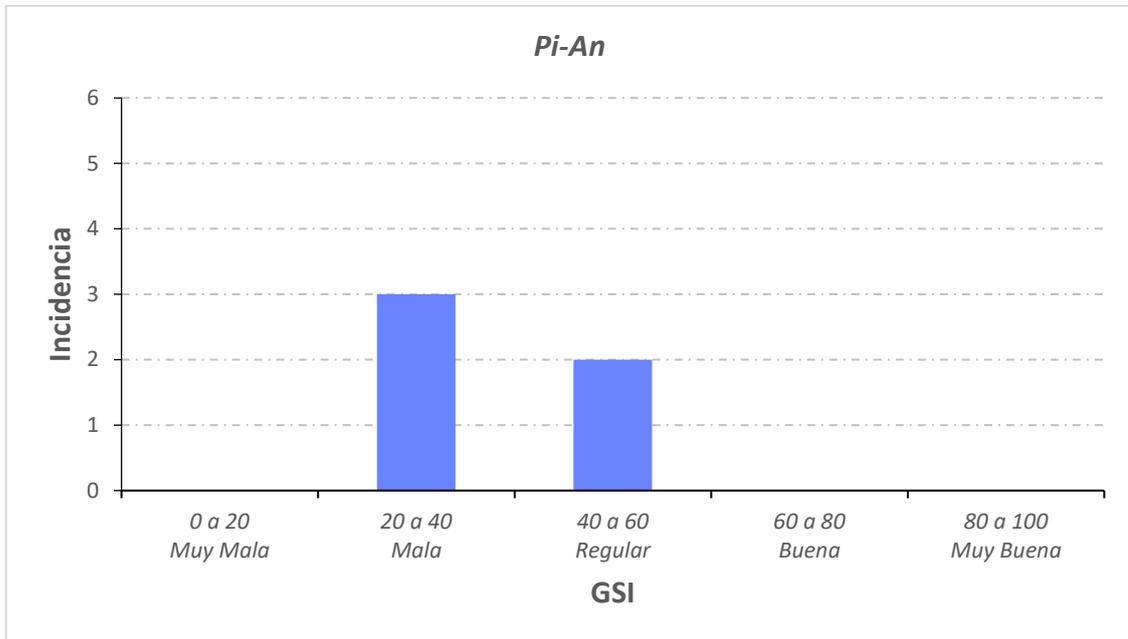


Figura 34. Análisis estadístico de incidencia del GSI para la unidad geotécnica Pi-An.
Fuente: Elaboración propia.

Respecto al índice RQD, presenta concentraciones que varían de muy mala a regular, con rangos de RQD que oscilan entre 16-62.

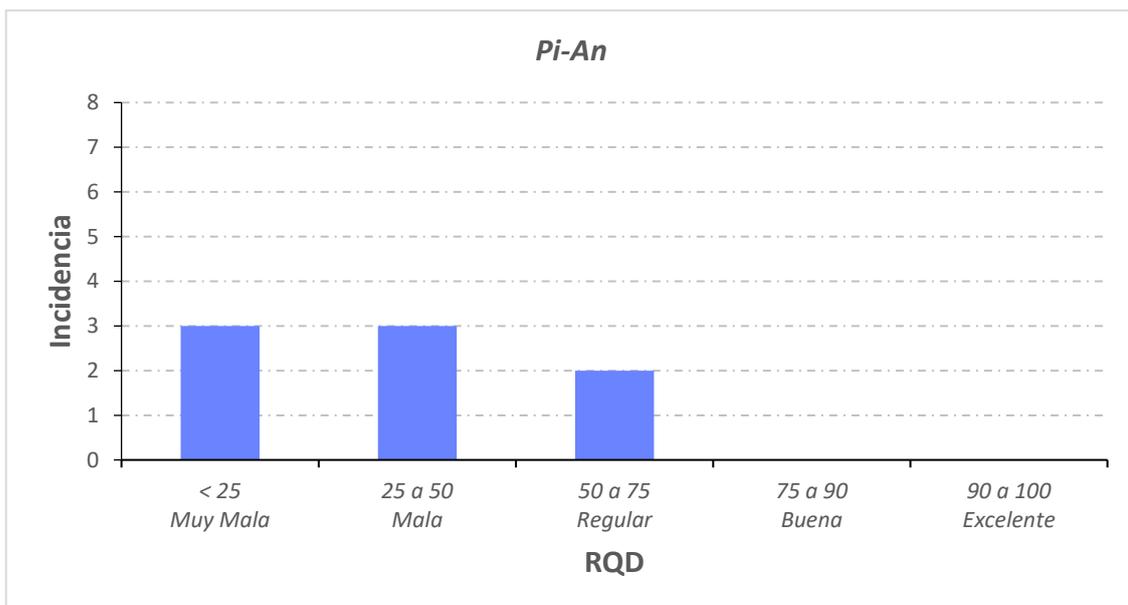


Figura 35. Análisis estadístico de incidencia del RQD para la unidad geotécnica Pi-An.
Fuente: Elaboración propia.

Para el índice RMR, esta unidad presenta de 7-15 discontinuidades por metro lineal, las discontinuidades presentan rugosidad suave, con relleno blando predominantemente, y a su vez, tramos que varían de poco alteradas a muy alteradas, el RMR oscila entre 24 - 49, correspondiente a un rango de macizos rocosos tipo IV-B, IV-A y III-B, según la clasificación de Bieniawski.

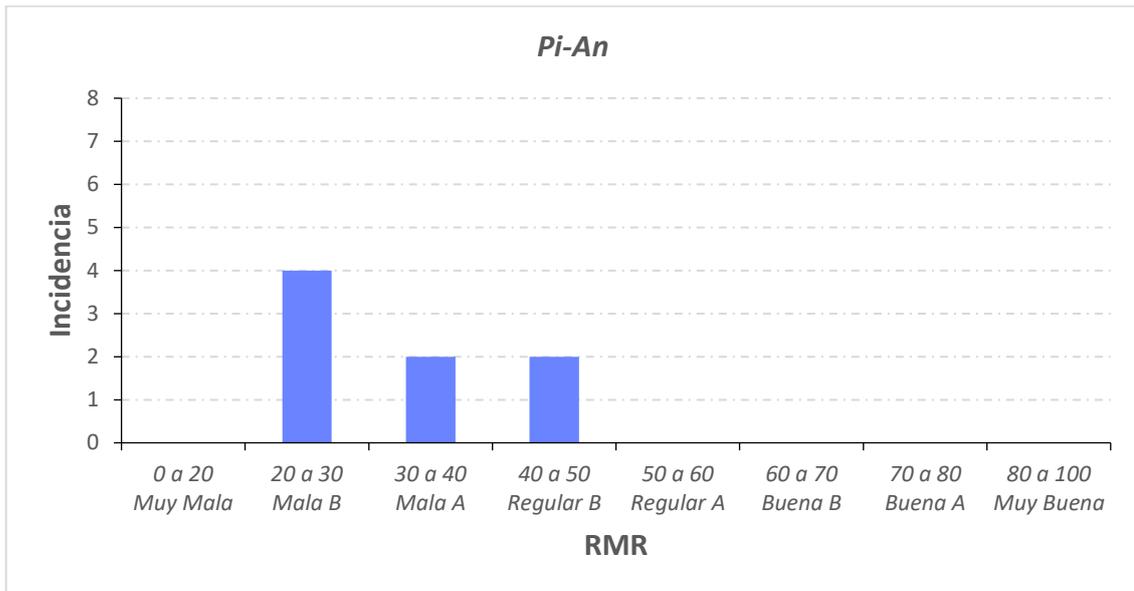


Figura 36. Análisis estadístico de incidencia del RMR para la unidad geotécnica Pi-An. Fuente: Elaboración propia.

5.1.2.4 Unidad geotécnica La-Ri

La resistencia a la compresión simple de la roca intacta es, en general, resistente y varía de moderadamente resistente a resistente, siendo la media 60 MPa, y el rango oscila entre 41 MPa – 95 MPa.

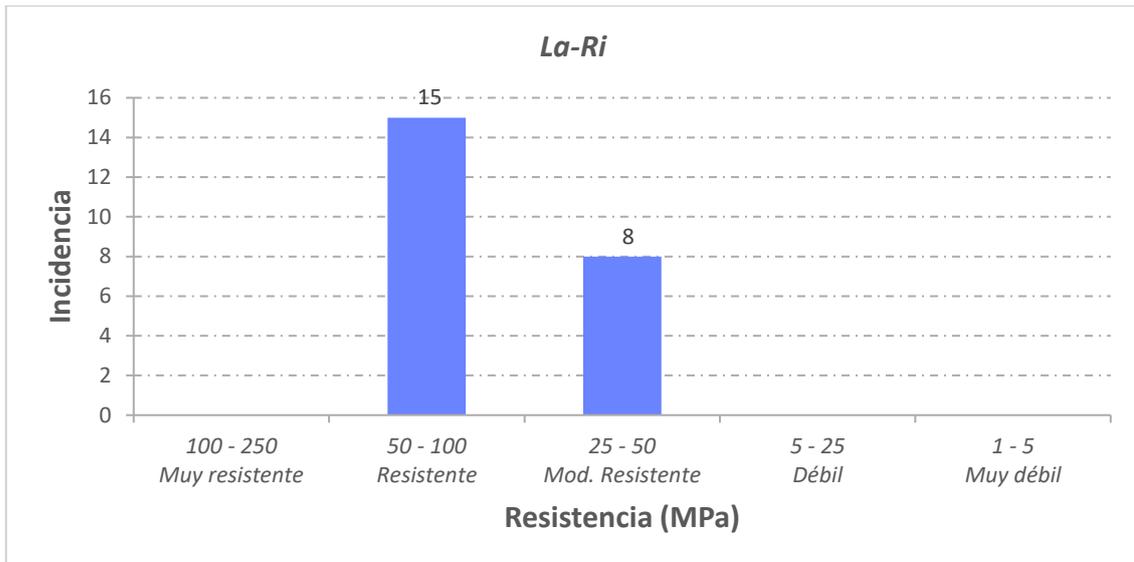


Figura 37. Análisis estadístico de incidencia del RCS para la unidad geotécnica La-Ri.
Fuente: Elaboración propia.

Respecto al GSI, predomina principalmente el tipo regular con un valor promedio de 51, y el rango de valoración del GSI en esta unidad oscila entre 25-66.

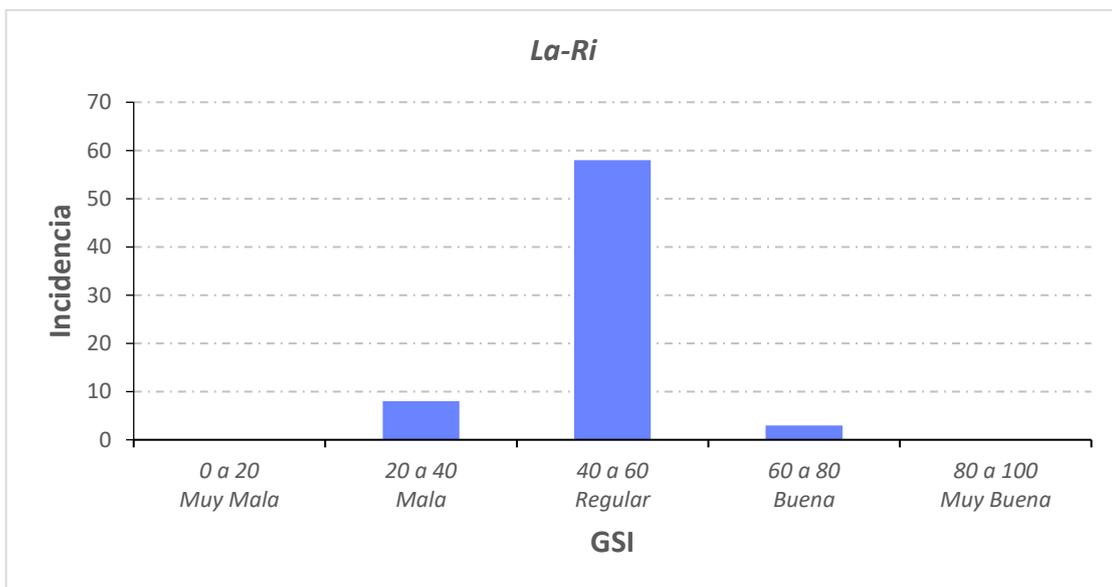


Figura 38. Análisis estadístico de incidencia del GSI para la unidad geotécnica La-Ri.
Fuente: Elaboración propia.

En cuanto al índice RQD realizados en los testigos de perforación presentan concentraciones con mayor incidencia con respecto al tipo regular con un valor promedio de RQD de 60, y el rango general de GSI varía de 12-95.

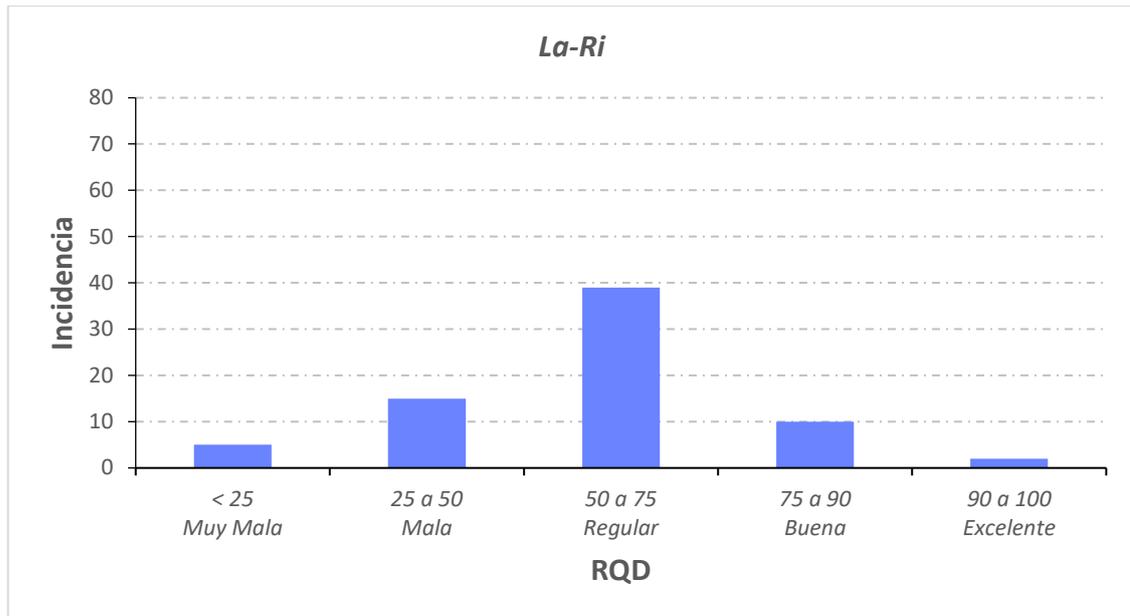


Figura 39. Análisis estadístico de incidencia del RQD para la unidad geotécnica La-Ri.
Fuente: Elaboración propia.

Según la clasificación RMR, presenta de 4-14 discontinuidades por metro lineal, dichas discontinuidades son rugosas con relleno que varía entre duro y blando en tramos, y a su vez, tramos que varían de poco alteradas a muy alteradas, la valoración de RMR oscila entre 24 - 71, correspondiente a un rango de macizos rocosos tipo IV-B, IV-A, III-B, III-A y II-B predominando estas dos últimas.

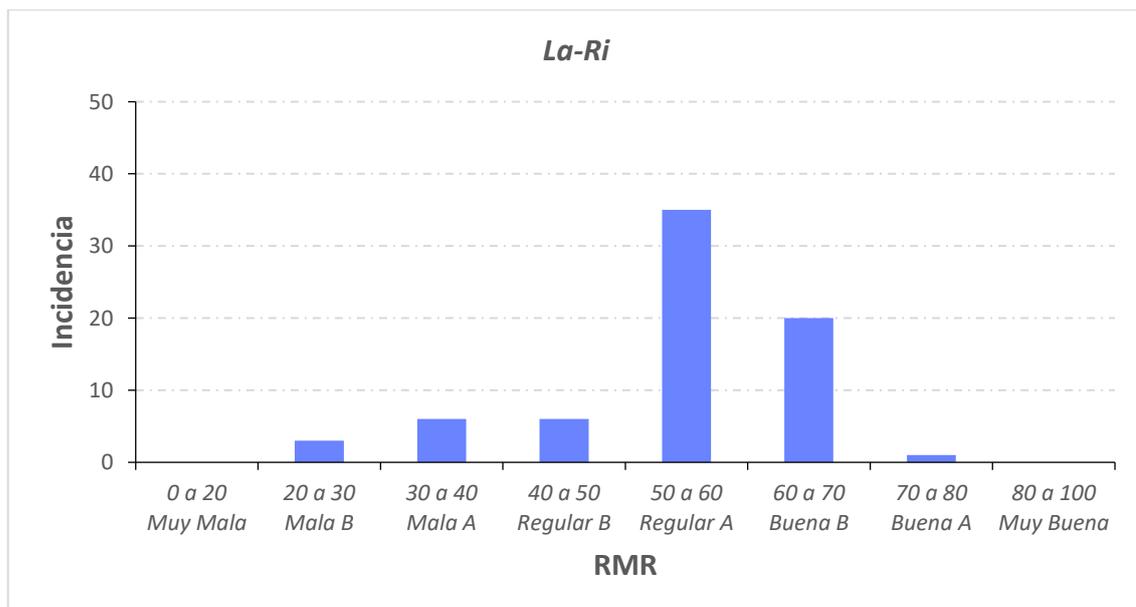


Figura 40. Análisis estadístico de incidencia del RMR para la unidad geotécnica La-Ri.
Fuente: Elaboración propia.

5.1.2.5 Unidad geotécnica Da

En cuanto a la resistencia, los piroclastos dacíticos son más resistentes en comparación a los retrabajados dacíticos como se observa en la **Figura 41**, donde esta última muestra un rango de resistencia débil R2, y el rango de resistencia para los piroclastos dacíticos oscila entre 23 MPa - 64 MPa, y, para los retrabajados dacíticos el rango de resistencia varía de 19 MPa a 22 MPa.

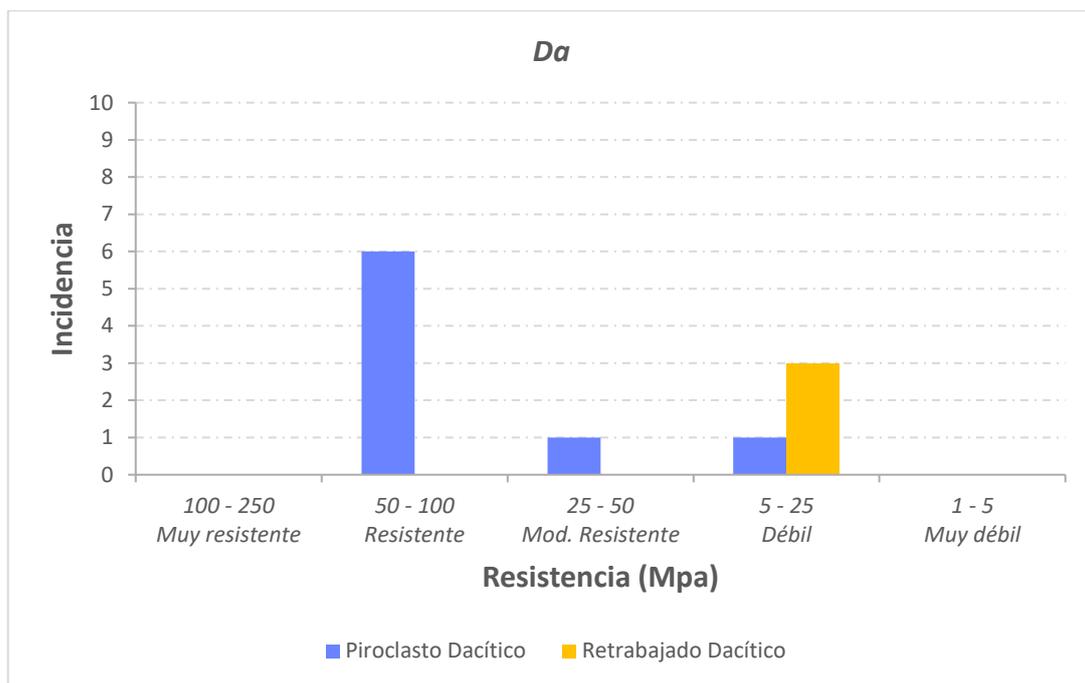


Figura 41. Análisis estadístico de incidencia de RCS para la unidad geotécnica Da.
Fuente: Elaboración propia.

El GSI, para los retrabajados dacíticos varía de regular a mala con una valoración de GSI que oscila entre 31-45, y para los piroclastos dacíticos varían de buena a regular con una valoración de GSI que oscila entre 42-61.

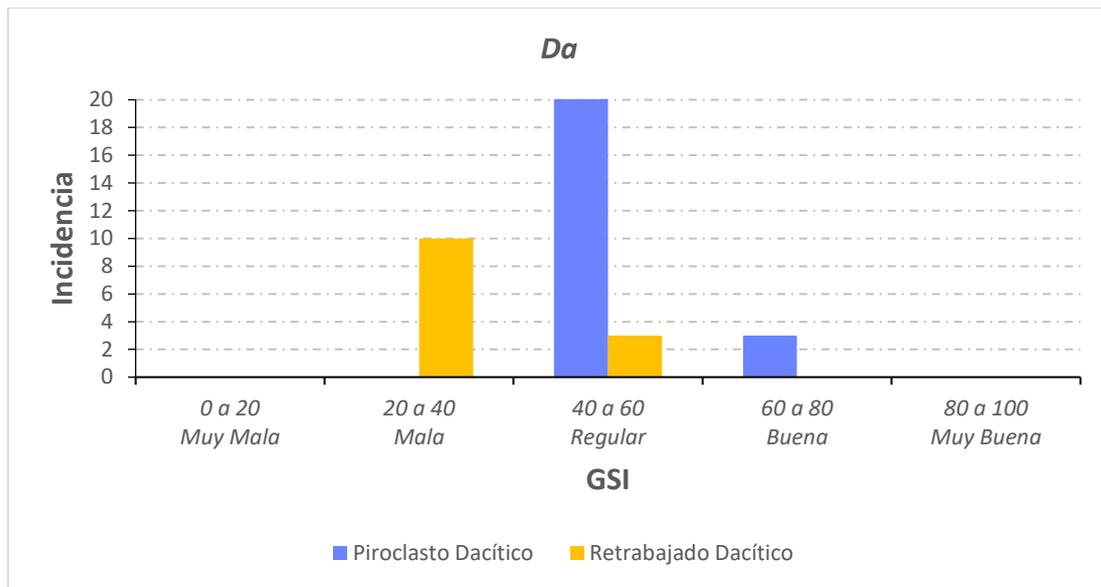


Figura 42. Análisis estadístico de incidencia del GSI para la unidad geotécnica Da.
Fuente: Elaboración propia.

El índice RQD, para los retrabajados dacíticos varían entre regular a muy mala con una valoración de RQD que oscila entre 70 a 16 respectivamente, de igual manera, los piroclastos dacíticos presentan un rango de valoración de RQD que oscila de 98 a 46.

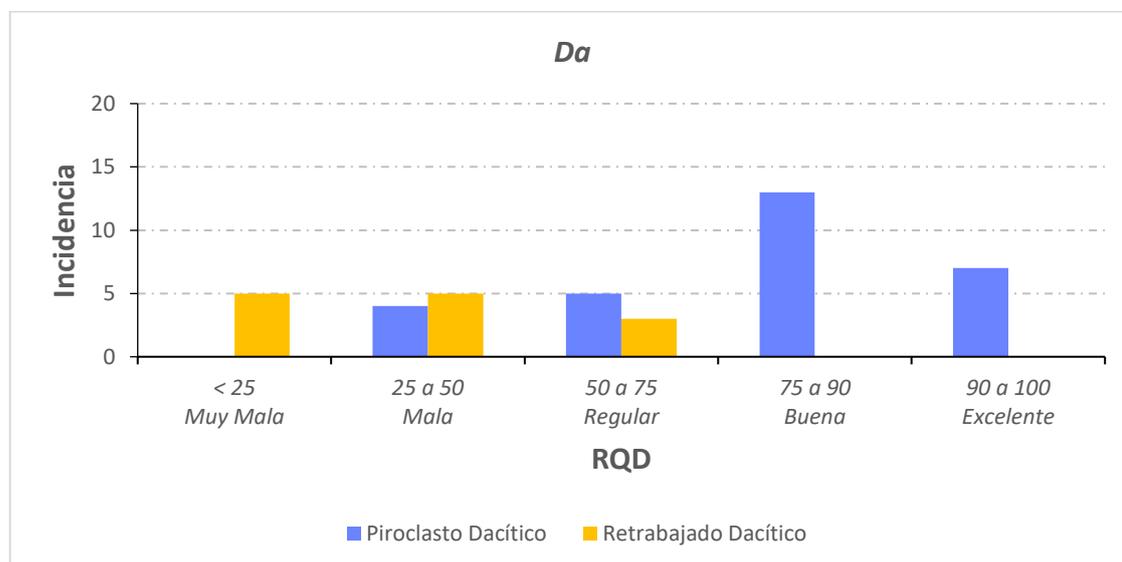


Figura 43. Análisis estadístico de incidencia del RQD para la unidad geotécnica Da.
Fuente: Elaboración propia.

Respecto al RMR, los retrabajados dacíticos presentan de 7-20 discontinuidades por metro lineal, las discontinuidades son poco rugosas con relleno suave y muy alteradas, según la clasificación de Bieniawski se trata de macizos rocosos tipo III-B y IV-A, con

un rango de RMR que oscila entre 50 – 36 respectivamente para cada tipo de macizo rocoso. De forma similar, los piroclastos dacíticos presenta de 2-13 discontinuidades por metro lineal, dichas discontinuidades son rugosas con relleno duro y poco alteradas, el rango de RMR está entre 66-47, que corresponde a macizos rocosos tipo II-B, III-A y III-B, predominando el macizo rocoso tipo II-B.

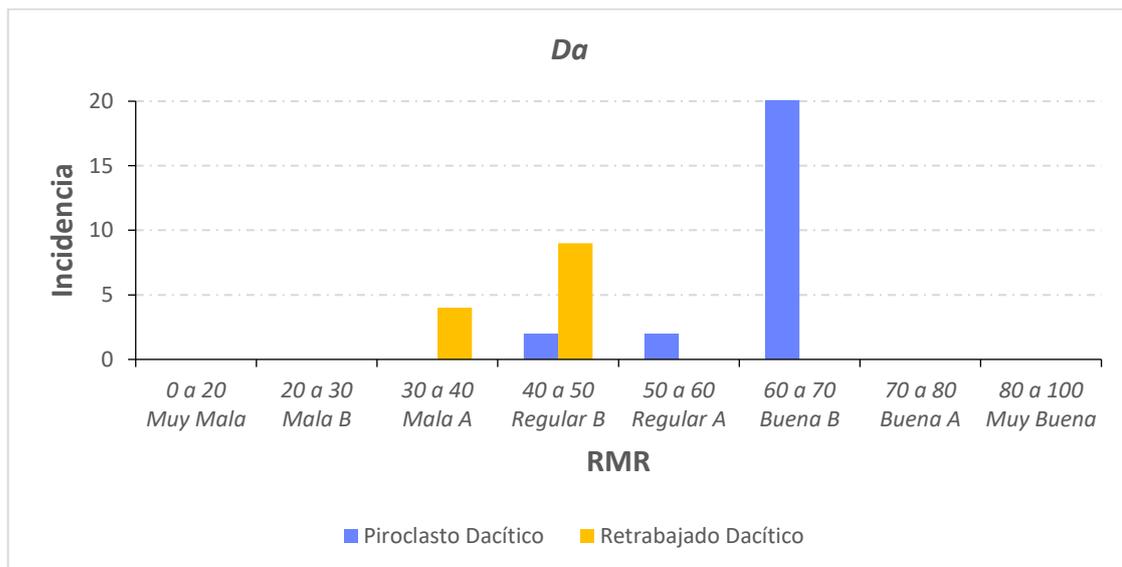


Figura 44. Análisis estadístico de incidencia del RMR para la unidad geotécnica Da. Fuente: Elaboración propia.

5.2 ANÁLISIS PRELIMINAR DEL COMPORTAMIENTO DE LA EXCAVACIÓN

Para estimar el comportamiento esperado de la excavación del Proyecto Chimenea Alimak, se empleó el enfoque de Gráficos-Múltiples GDE propuesto por Russo, (2014).

A continuación, se describe el comportamiento preliminar esperado de la excavación del Proyecto Chimenea Alimak para cada una de las unidades geotécnicas descritas anteriormente. Este análisis se basó en la información obtenida del logueo geomecánico, ubicado en el entorno del Proyecto.

5.2.1 Unidad geotécnica Da

Esta unidad geotécnica se encuentra en la base del proyecto, y, en base a los parámetros que exige el enfoque de Gráficos - Múltiples GDE, y, teniendo en cuenta la variabilidad de los parámetros geomecánicos principales obtenidos a través del logeo geomecánico como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 25. Parámetros geomecánicos principales para la unidad geotécnica Da.

| Unidad Geotécnica Da | PARÁMETROS | | | | | | |
|----------------------|------------|--------|------------------|--------|----------------|--------|--------|
| | G.S.I. | | σ_c (MPa) | | SOBRECARGA (m) | R.M.R. | |
| | Mínimo | Máximo | Mínimo | Máximo | Máximo | Mínimo | Máximo |
| Pi-Da | 42 | 61 | 23 | 64 | 216 | 47 | 66 |
| Re-Da | 31 | 45 | 19 | 22 | 216 | 36 | 50 |

Fuente: Elaboración propia.

Se realizó el análisis del comportamiento preliminar de la excavación esperado para esta unidad y se representa gráficamente en la **Figura 45**, donde el GSI ya se estimó y, por lo tanto, no se compila en el primer cuadrante. Así pues, dada la variabilidad de los parámetros geomecánicos y las condiciones de la sobrecarga generalizada, se deben esperar los siguientes riesgos principales para la excavación en esta unidad:

- 55% menor desprendimiento y/o estallido de rocas.
- 35% generación de cuñas inestables.
- 10% de squeezing severo asociado a retrabajados dacíticos.

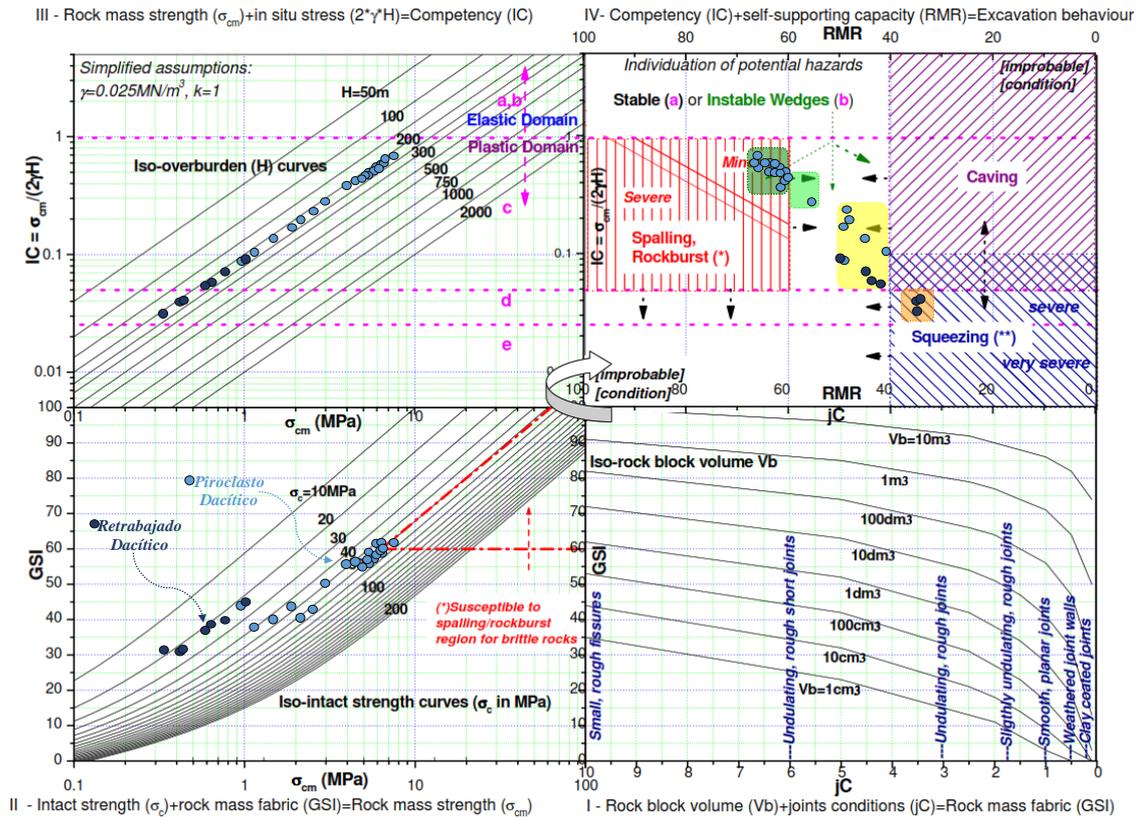


Figura 45. Análisis del comportamiento de la excavación para la unidad geotécnica Da, según el Gráfico - Múltiple GDE.

Fuente: Elaboración propia basado en G. Russo (2014).

5.2.2 Unidad geotécnica La-Ri

Esta unidad geotécnica posee una sobrecarga aproximada de 180 metros, y, de acuerdo a los parámetros de entrada que exige el enfoque de Gráficos - Múltiples GDE, y, teniendo en cuenta la variabilidad de los parámetros geomecánicos principales obtenidos a través del logueo geomecánico como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 26. Parámetros geomecánicos principales para la unidad geotécnica La-Ri.

| Unidad Geotécnica | PARÁMETROS | | | | | | |
|-------------------|------------|--------|------------------|--------|----------------|--------|--------|
| | G.S.I. | | σ_c (MPa) | | Sobrecarga (m) | R.M.R. | |
| | Mínimo | Máximo | Mínimo | Máximo | Máximo | Mínimo | Máximo |
| La-Ri | 19 | 66 | 41 | 95 | 180 | 24 | 71 |

Fuente: elaboración propia.

Se realizó el análisis del comportamiento preliminar de la excavación esperado para esta unidad y se representa gráficamente en la **Figura 46**, donde el GSI ya se estimó

y, por lo tanto, no se compila en el primer cuadrante. De manera que, se estiman los siguientes riesgos principales para la excavación en esta unidad:

- 50% generación de cuñas inestables.
- 30% menor desprendimiento y/o estallido de rocas.
- 15% moderado hundimiento.
- 5% squeezing severo.

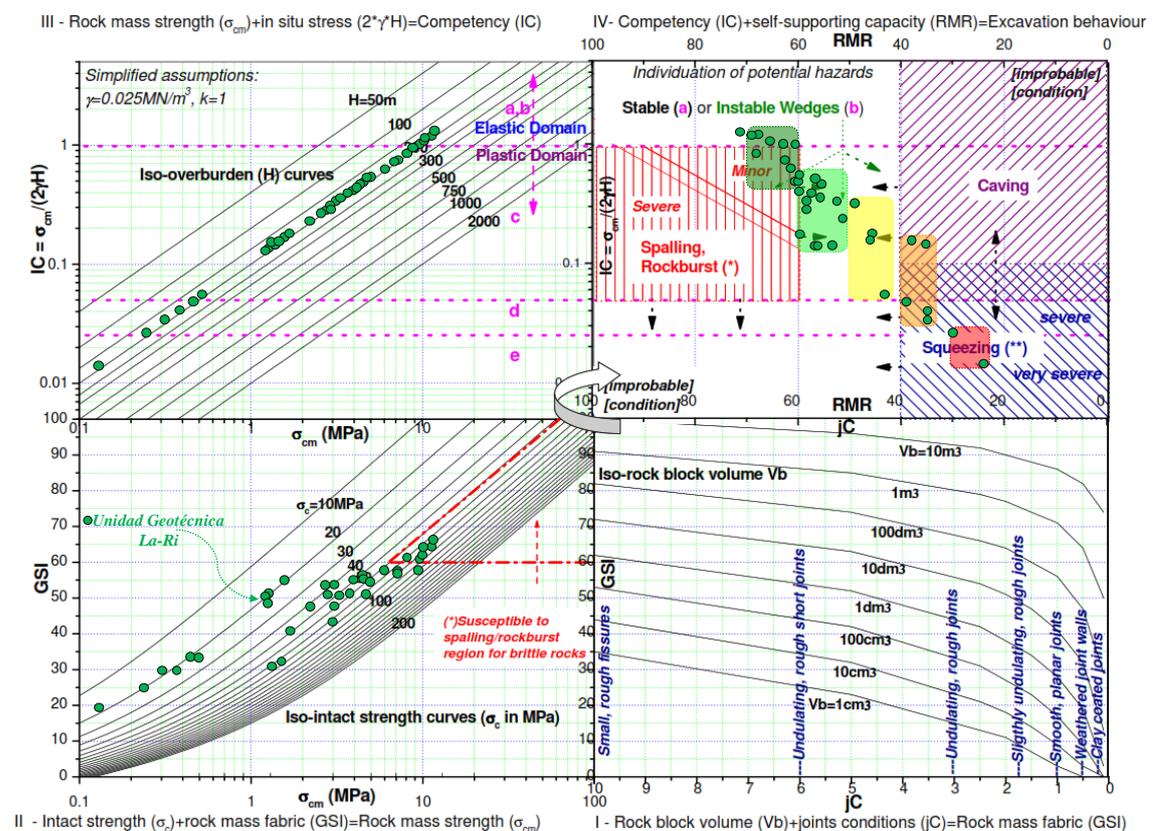


Figura 46. Análisis del comportamiento de la excavación para la unidad geotécnica La-Ri, según el Gráfico - Múltiple GDE.

Fuente: Elaboración propia basado en G. Russo (2014).

5.2.3 Unidad geotécnica Pi-An

Esta unidad geotécnica posee una sobrecarga aproximada de 180 metros, y, de forma similar con las anteriores unidades, se imputó de acuerdo a los parámetros de entrada que exige el enfoque de Gráficos - Múltiples GDE, y, teniendo en cuenta la

variabilidad de los parámetros geomecánicos principales obtenidos a través del logueo geomecánico como se muestra en la **Tabla 27**.

Tabla 27. Parámetros geomecánicos principales para la unidad geotécnica Pi-An.

| Unidad Geotécnica | PARÁMETROS | | | | | | |
|-------------------|------------|--------|---------------------|--------|----------------|--------|--------|
| | G.S.I. | | σ_{ci} (MPa) | | SOBRECARGA (m) | R.M.R. | |
| | Mínimo | Máximo | Mínimo | Máximo | Máximo | Mínimo | Máximo |
| Pi-An | 18 | 43 | 18 | 20 | 120 | 24 | 49 |

Fuente: Elaboración propia.

Se realizó el análisis del comportamiento preliminar de la excavación esperado para esta unidad y se representa gráficamente en la **Figura 47**, donde el GSI ya se estimó y, por lo tanto, no se compila en el primer cuadrante. De manera que, se estiman los siguientes riesgos principales para la excavación en esta unidad:

- 40% generación de squeezing moderado/severo.
- 30% generación de hundimiento moderado.
- 30% generación de cuñas inestables.

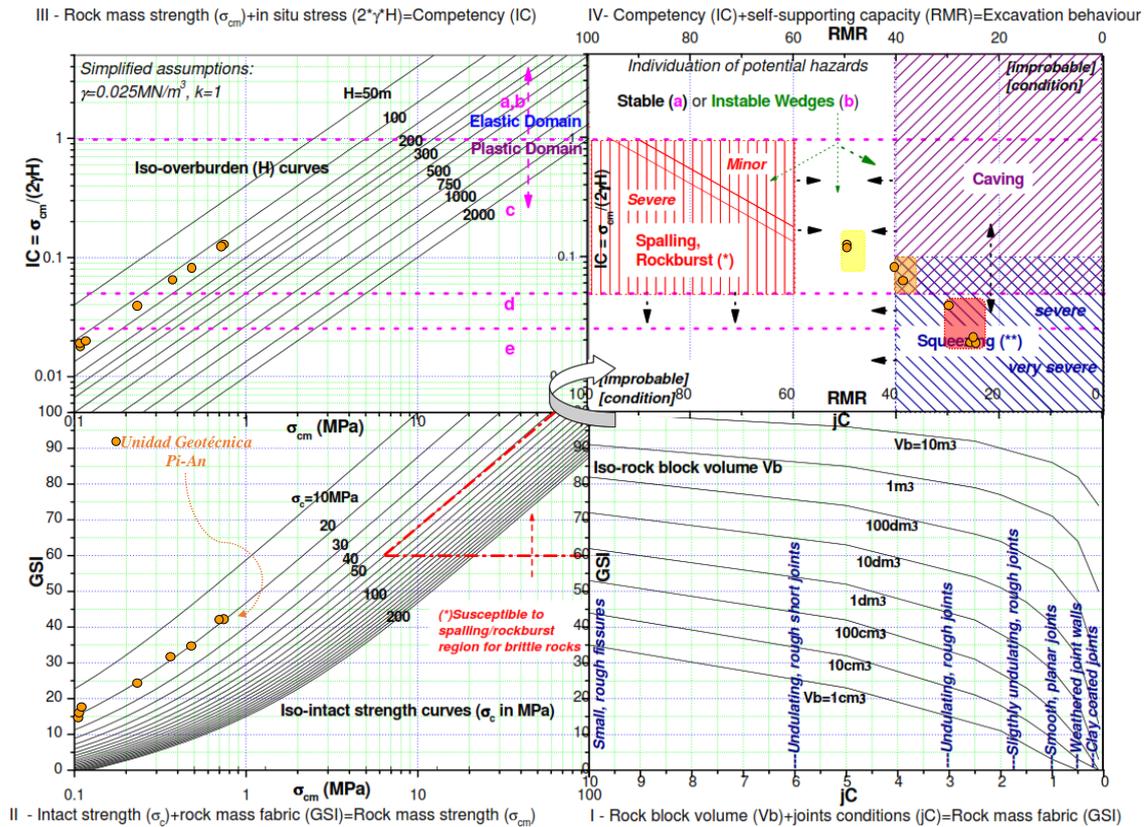


Figura 47. Análisis del comportamiento de la excavación para la unidad geotécnica Pi-An, según el Gráfico - Múltiple GDE.

Fuente: Elaboración propia basado en G. Russo (2014).

5.2.4 Unidad geotécnica La-An

Esta unidad geotécnica posee una sobrecarga aproximada de 113 metros, y, de acuerdo a los parámetros de entrada que exige el enfoque de Gráficos - Múltiples GDE, y, teniendo en cuenta la variabilidad de los parámetros geomecánicos principales obtenidos a través del logeop geomecánico como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 28. Parámetros geomecánicos principales para la unidad geotécnica La-An.

| Unidad Geotécnica | PARÁMETROS | | | | | | |
|-------------------|------------|--------|---------------------|--------|----------------|--------|--------|
| | G.S.I. | | σ_{ci} (MPa) | | SOBRECARGA (m) | R.M.R. | |
| | Mínimo | Máximo | Mínimo | Máximo | | Mínimo | Máximo |
| La-An | 31 | 65 | 18 | 114 | 113 | 35 | 68 |

Fuente: Elaboración propia.

De manera similar se realizó el análisis del comportamiento preliminar de la excavación esperado para esta unidad y se representa gráficamente en la **Figura 48**, donde

el GSI ya se estimó y, por lo tanto, no se compila en el primer cuadrante. De modo que, se estiman los siguientes riesgos principales para la excavación en esta unidad:

- 60% generación de cuñas inestables.
- 35% menor desprendimiento y/o estallido de rocas.

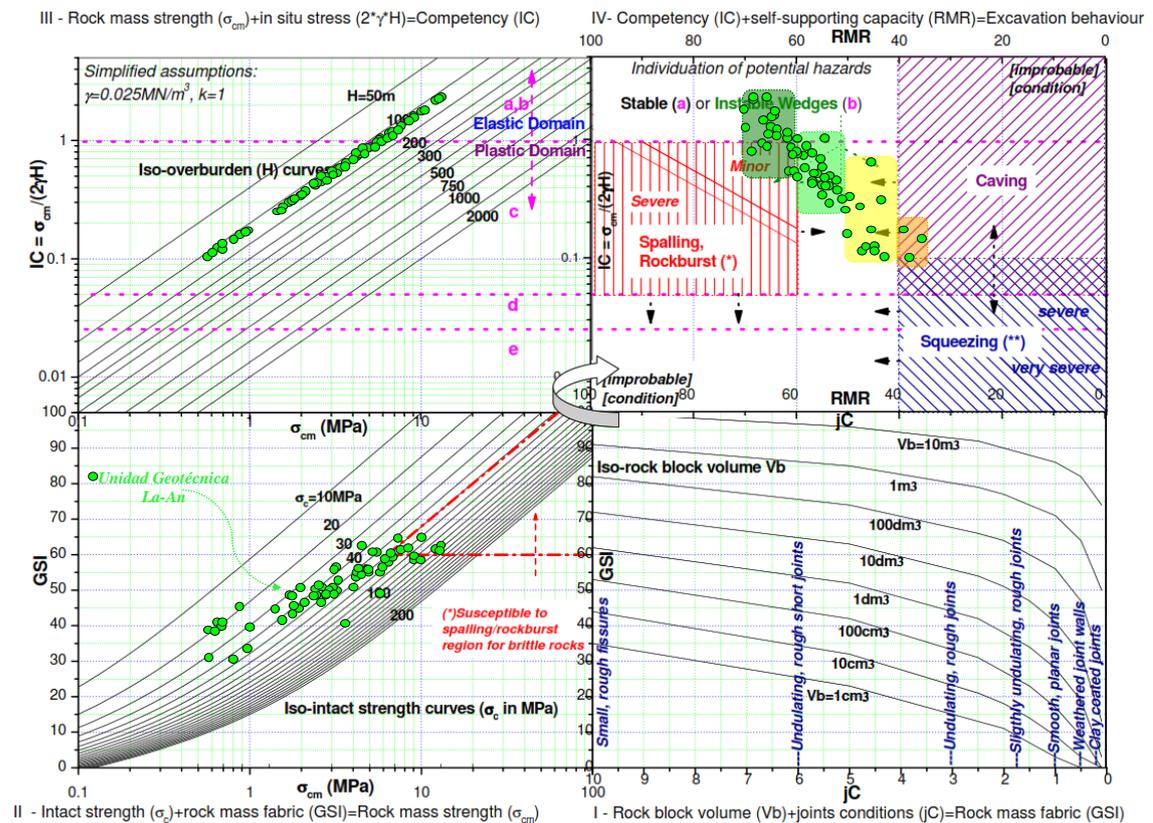


Figura 48. Análisis del comportamiento de la excavación para la unidad geotécnica La-An, según el Gráfico - Múltiple GDE.
Fuente: Elaboración propia basado en G. Russo (2014).

5.2.5 Unidad geotécnica Q-Fa

Esta unidad geotécnica posee una sobrecarga aproximada de 12 metros aproximadamente (conexión con la superficie). A su vez, se consideró a los tramos de falla en esta unidad debido a las características geomecánicas que comparten. De igual manera, se utilizó el enfoque de Gráficos - Múltiples GDE, teniendo en cuenta la variabilidad de los parámetros geomecánicos principales obtenidos a través del logueo geomecánico como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 29. Parámetros geomecánicos principales para la unidad geotécnica Q-Fa.

| Unidad Geotécnica | PARÁMETROS | | | | | | |
|-------------------|------------|--------|---------------------|--------|----------------|--------|--------|
| | G.S.I. | | σ_{ci} (MPa) | | SOBRECARGA (m) | R.M.R. | |
| | Mínimo | Máximo | Mínimo | Máximo | Máximo | Mínimo | Máximo |
| Q-Fa | 10 | 35 | 2.5 | 18 | 12 | 6 | 40 |

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, se realizó el análisis del comportamiento preliminar de la excavación esperado para esta unidad y se representa gráficamente en la **Figura 49**, donde el GSI ya se estimó y, por lo tanto, no se compila en el primer cuadrante. Así pues, se estima el siguiente riesgo principal para la excavación en esta unidad:

- 90% hundimiento moderado asociado a macizos rocosos tipo IV y V.

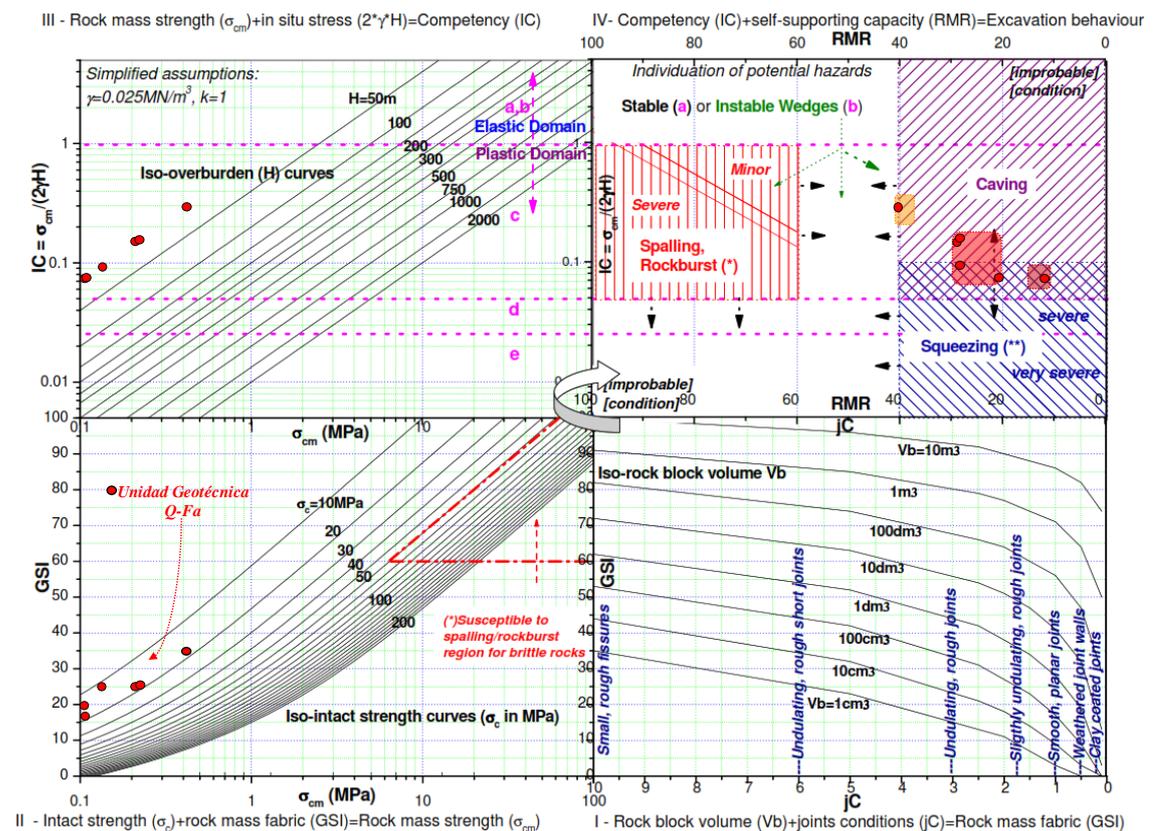


Figura 49. Análisis del comportamiento de la excavación para la unidad geotécnica Q-Fa, según el Gráfico - Múltiple GDE.

Fuente: Elaboración propia basado en G. Russo (2014).

De manera general y resumida, el análisis del comportamiento preliminar de la excavación esperado, para toda la excavación se representa gráficamente en la **Figura 50**.

Donde, en líneas generales, se deben esperar los siguientes riesgos principales para la excavación general del Proyecto Chimenea Alimak:

- 45% generación de cuñas inestables.
- 30% menor desprendimiento y/o estallido de rocas.
- 17% hundimiento moderado.
- 8% squeezing moderado/severo.

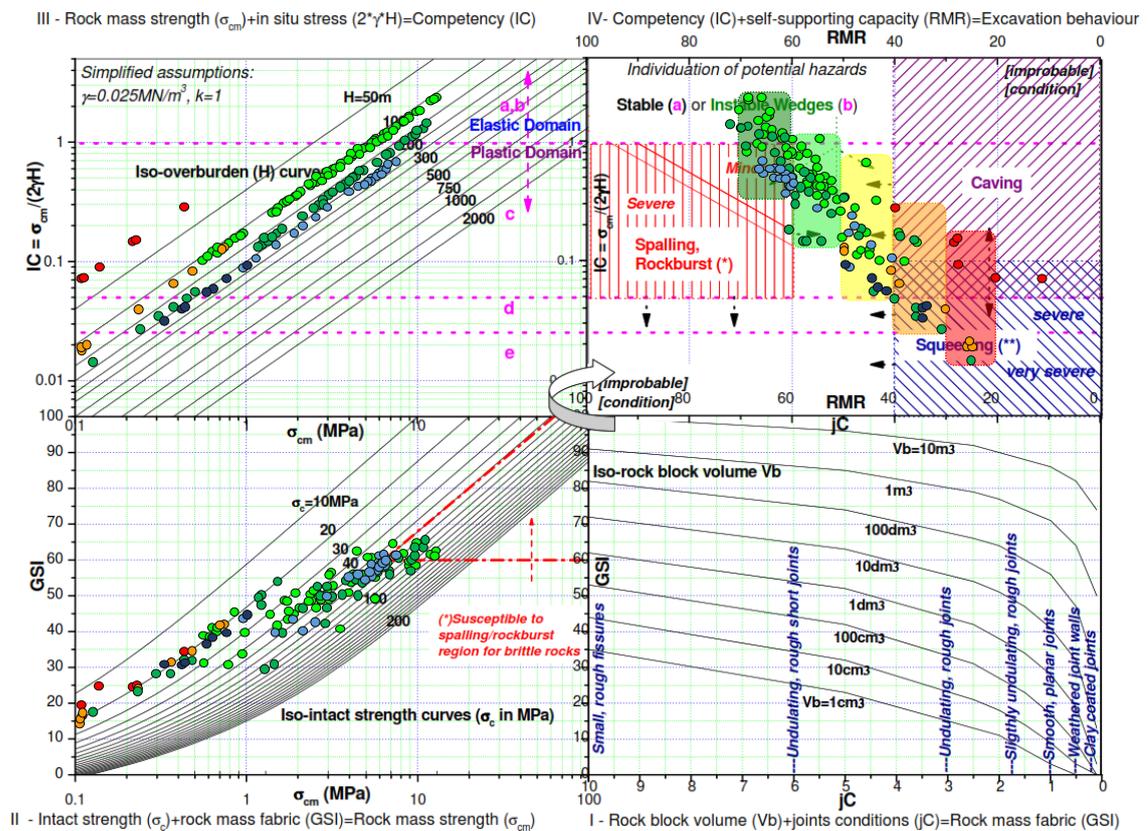


Figura 50. Análisis del comportamiento preliminar generalizado para la excavación del Proyecto Chimenea Alimak, según el Gráfico - Múltiple GDE.

Fuente: Elaboración propia basado en G. Russo (2014).

5.3 DETERMINACIÓN DEL TIPO DE SOSTENIMIENTO

Para el diseño de sostenimiento, se usó como base el análisis preliminar del comportamiento de la excavación del Proyecto Chimenea Alimak. De manera que, tratándose de un análisis preliminar, se hizo el diseño de sostenimiento en base al criterio del método empírico haciendo uso de la clasificación geomecánica RMR propuesto por

Bieniawski y usando como referencia la Tabla GDE general para asociar los diferentes tipos de soporte a los peligros geomecánicos esperados (**Tabla 19**) propuesto por Russo (2014). Así pues, de acuerdo con el peligro específico, se determinó el tipo de soporte a utilizar para cada tipo de macizo rocoso.

5.3.1 Sostenimiento tipo B

Según la **Tabla 19**. Tabla GDE general para asociar los diferentes tipos de soporte a los peligros geomecánicos esperados. Corresponde al macizo rocoso tipo II de la clasificación de Bieniawski, y, responden a un comportamiento donde el peligro prevalente se genera por acción de la gravedad, dando lugar a cuñas inestables y el macizo rocoso responde de manera elástica a la excavación, tal como se puede apreciar en la siguiente figura.

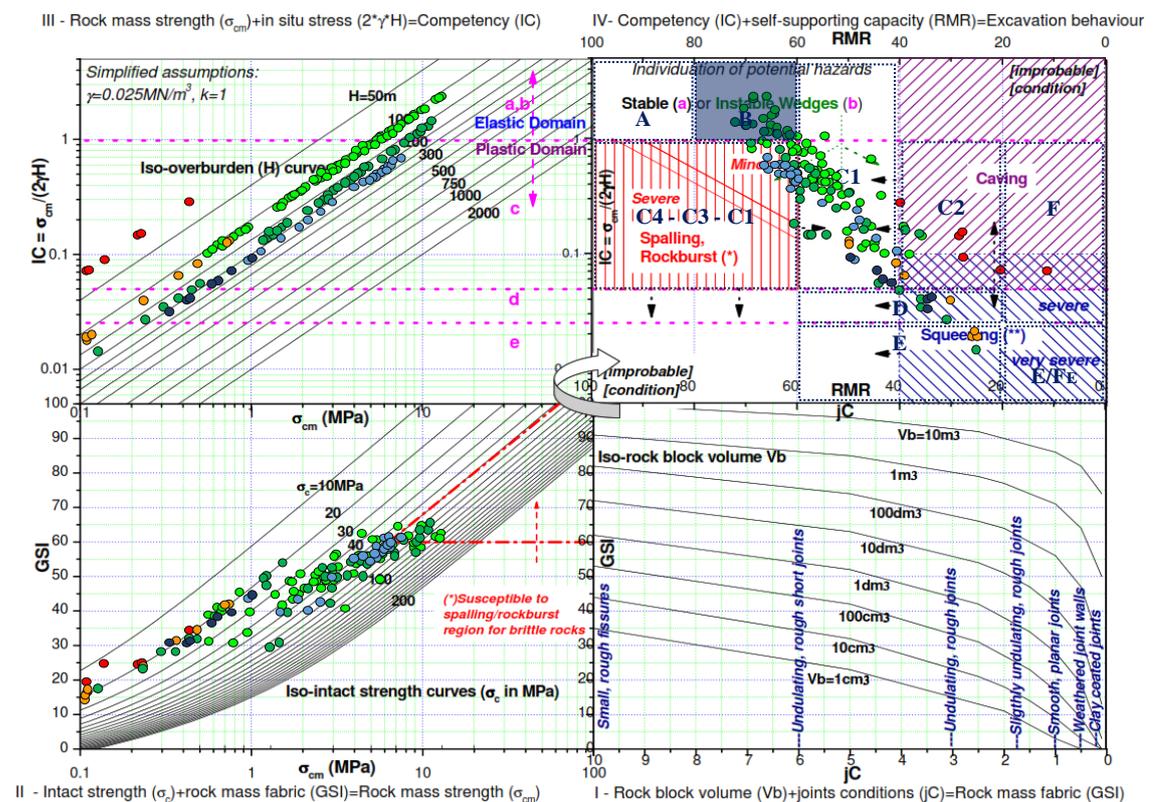


Figura 51. Análisis del sostenimiento tipo B asociado a macizos rocosos tipo II, según el Gráfico - Múltiple GDE.

Fuente: Elaboración propia basado en G. Russo (2014).

5.3.2 Sostenimiento tipo C1

Corresponde a macizos rocosos tipo II y III de la clasificación de Bieniawski. Donde, el tipo de roca II responde a un comportamiento en la cual el peligro prevalente se genera por la acción de esfuerzos inducidos, generando rotura frágil asociada a la expulsión de rocas menores con menor probabilidad de desprendimiento y/o estallido de rocas. Para el tipo de roca III, responde a un comportamiento donde el peligro prevalente viene dado por la acción de la gravedad, generando una tendencia pronunciada a la caída de rocas y posible ocurrencia de un desarrollo moderado de zona plástica en la excavación, como se observa en la **Figura 52**.

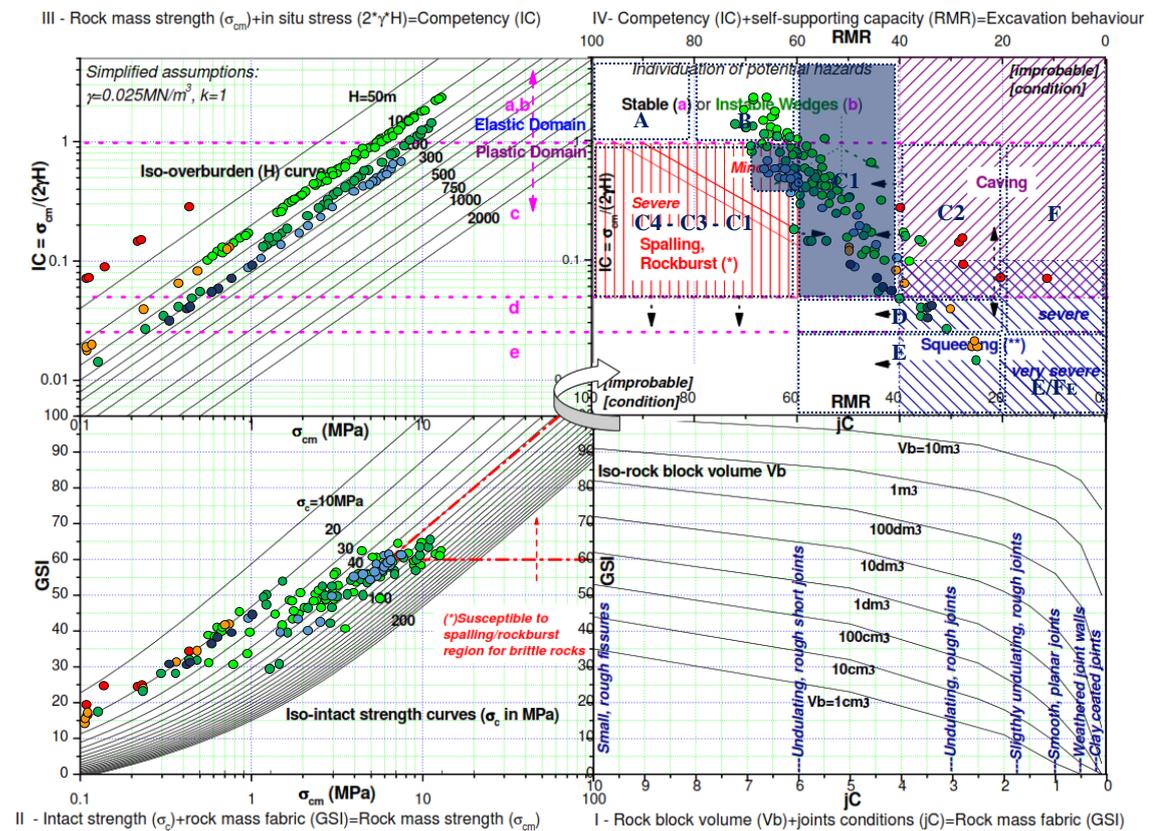


Figura 52. Análisis del diseño de sostenimiento tipo C1 asociado a macizos rocosos tipo II y III, según el Gráfico - Múltiple GDE.

Fuente: Elaboración propia basado en G. Russo (2014).

5.3.3 Sostenimiento tipo C2

Este tipo de sostenimiento corresponde a macizos rocosos tipo IV, según la Tabla GDE general para asociar los diferentes tipos de soporte a los peligros geomecánicos esperados. Dado que, responden a un comportamiento donde el peligro prevalente viene dado por la acción de la gravedad, producto de su capacidad reducida de autoaporte del macizo rocoso pobre, generalmente asociado a un moderado desarrollo de zona plástica, como se aprecia en la siguiente figura:

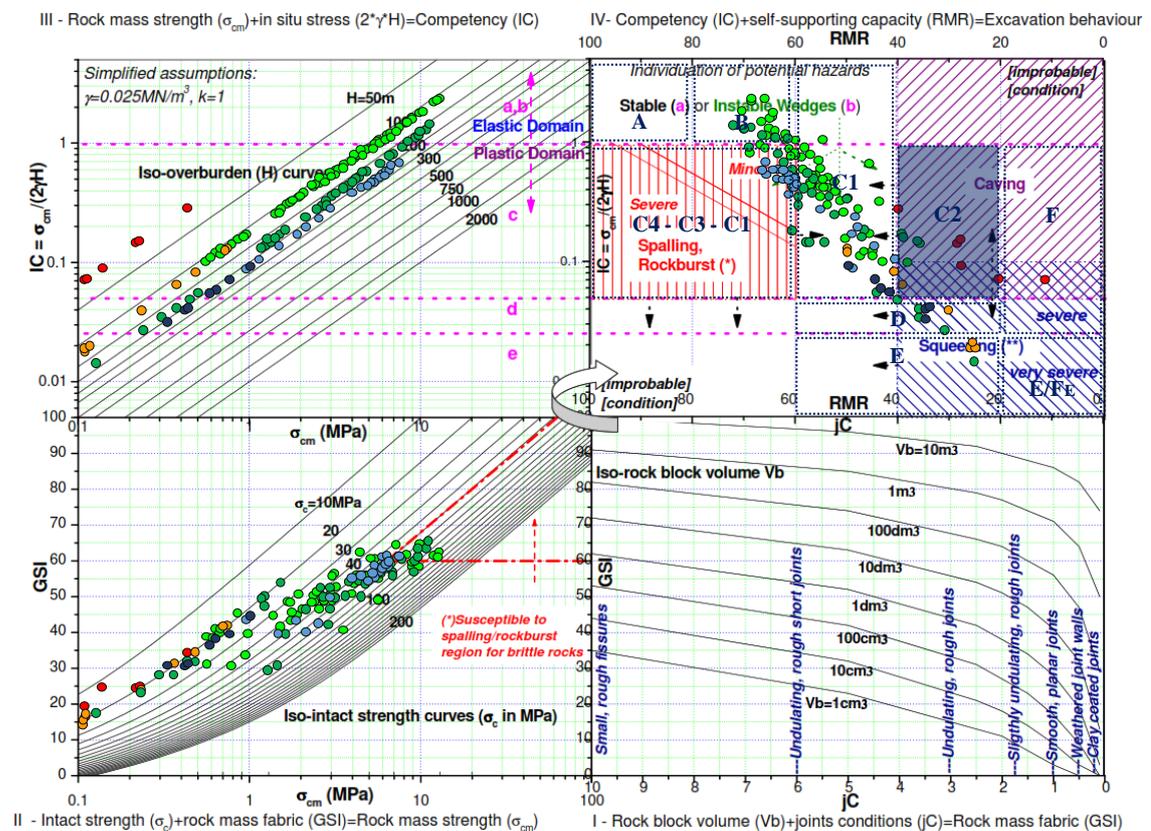


Figura 53. Análisis del diseño de sostenimiento tipo C2 asociado a macizos rocosos tipo IV, según el Gráfico - Múltiple GDE.

Fuente: Elaboración propia basado en G. Russo (2014).

5.3.4 Sostenimiento tipo D

Corresponde a macizos rocosos tipo III, IV y V. Para el presente trabajo de investigación en particular, corresponde al tipo de roca IV, y, responden a un comportamiento donde el peligro prevalente es generado por la acción de esfuerzos

inducidos, desarrollando deformaciones plásticas; y el macizo rocoso pobre es sobrecargado, lo que resulta en una extrusión significativa de las paredes del túnel y convergencias radiales (squeezing severo), como se muestra en la **Figura 54**.

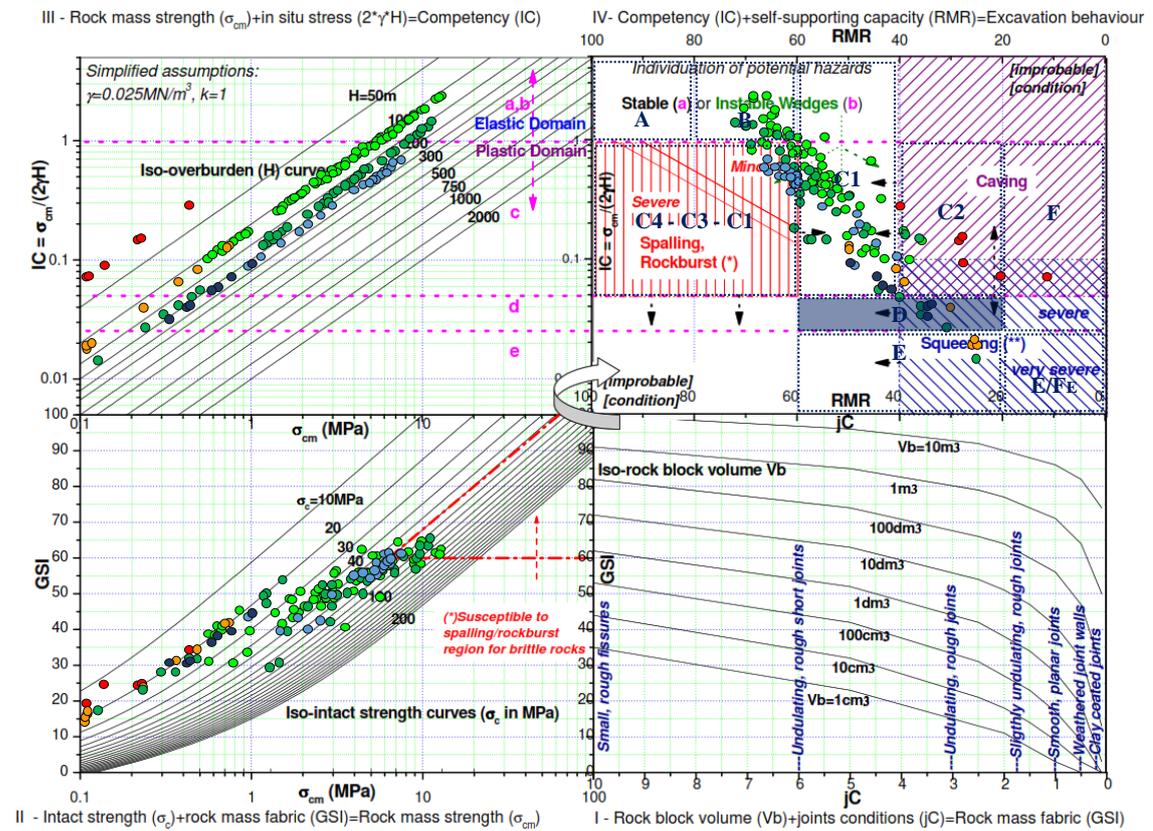


Figura 54. Análisis del diseño de sostenimiento tipo D asociado a macizos rocosos tipo IV, según el Gráfico - Múltiple GDE.
Fuente: Elaboración propia basado en G. Russo (2014).

5.3.5 Sostenimiento tipo E

Este tipo de sostenimiento corresponde a macizos rocosos tipo III, IV y V, según la tabla GDE general para asociar los diferentes tipos de soporte a los peligros geomecánicos esperados. Para el presente trabajo de investigación en particular, corresponde al tipo de roca IV, y, responden a un comportamiento cuyo peligro prevalente se genera producto de esfuerzos inducidos, desarrollándose intensas deformaciones plásticas; y donde el macizo rocoso pobre es sobrecargado, lo que resulta en una gran extrusión de las paredes del túnel y convergencias radiales (squeezing muy severo), como se observa en la siguiente figura:

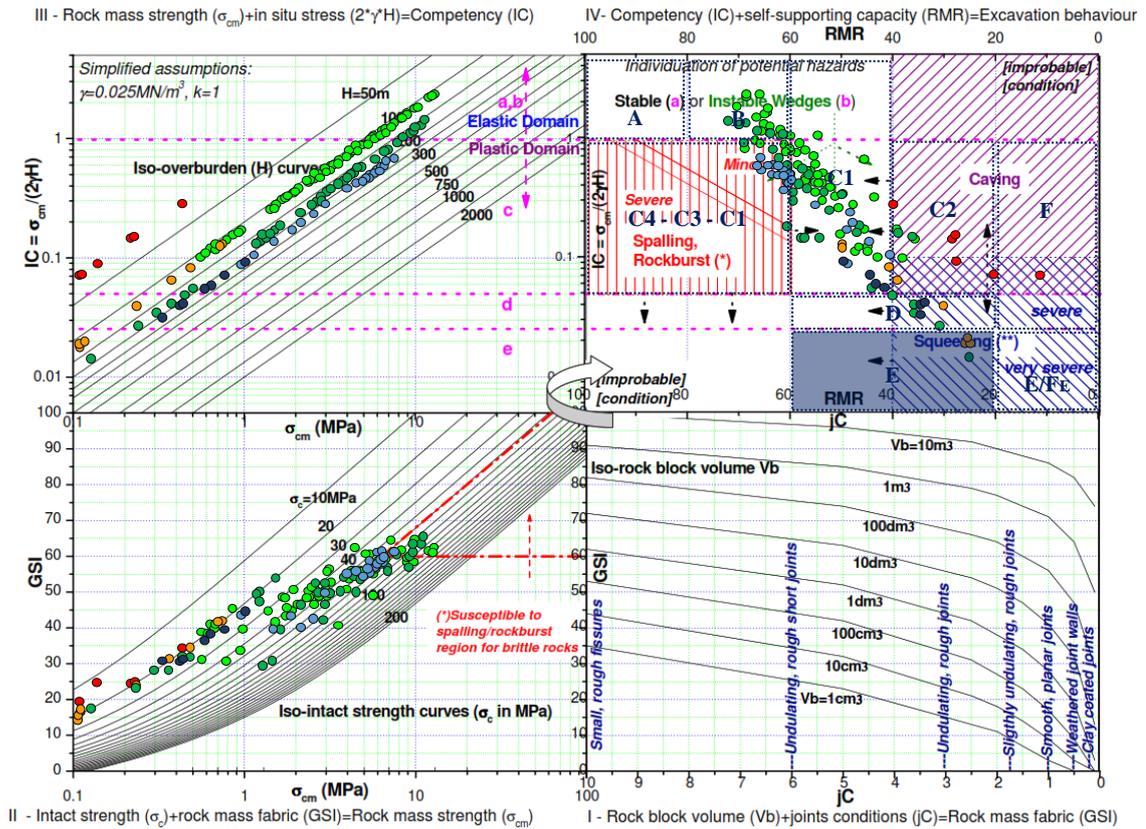


Figura 55. Análisis del diseño de sostenimiento tipo E asociado a macizos rocosos tipo IV, según el Gráfico - Múltiple GDE.

Fuente: Elaboración propia basado en G. Russo (2014).

Según la Tabla GDE general para asociar los diferentes tipos de soporte a los peligros geomecánicos esperados durante la excavación, el tipo de sostenimiento general a utilizar de manera porcentual para todo el tramo de excavación del Proyecto Chimenea Alimak es dada de la siguiente forma:

- Sostenimiento B : 19% para la excavación del Proyecto Chimenea Alimak.
- Sostenimiento C1 : 52% para la excavación del Proyecto Chimenea Alimak.
- Sostenimiento C2 : 14% para la excavación del Proyecto Chimenea Alimak.
- Sostenimiento D : 10% para la excavación del Proyecto Chimenea Alimak.
- Sostenimiento E : 5% para la excavación del Proyecto Chimenea Alimak.

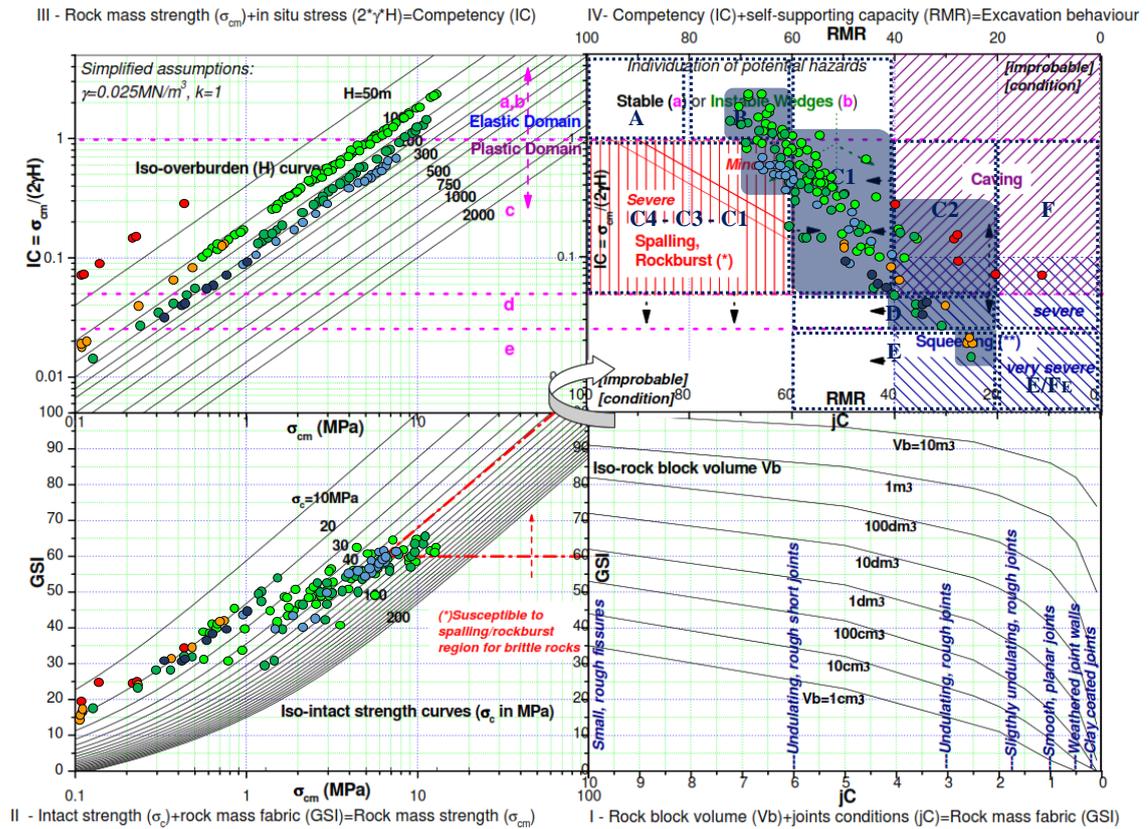


Figura 56. Análisis del diseño de sostenimiento generalizado para el Proyecto Chimenea Alimak, según el Gráfico - Múltiple GDE.
Fuente: Elaboración propia basado en G. Russo (2014).

5.3.6 Selección del tipo de sostenimiento

La estabilidad de cualquier labor subterránea, depende de la acción de los esfuerzos y la condición estructural del macizo rocoso, así como del efecto causado al macizo rocoso producto de la voladura. Al respecto, en el Proyecto Chimenea Alimak, se estima utilizar diferentes elementos de sostenimiento, con el fin de prevenir accidentes producidos por la caída de rocas. En consecuencia, los elementos de sostenimiento que se estima utilizar durante la ejecución de la Chimenea Alimak, incluye elementos de sostenimiento permanente. Para tal fin, se utilizó como referencia la **Tabla 20**. Ejemplo de medidas típicas de mitigación (estabilización) para la excavación de túneles de roca. En la **Tabla 30**, se muestra un resumen detallado de selección del sostenimiento en base a la capacidad de autoporte del macizo rocoso según la clasificación de Bieniawski. A su vez, cabe resaltar que en todo el tramo por donde atravesará la Chimenea Alimak, el

13.5% será tipo de roca III-B, 39% tipo de roca III-A y 35% macizo rocoso II-B aproximadamente como se observa en la **Figura 57**.

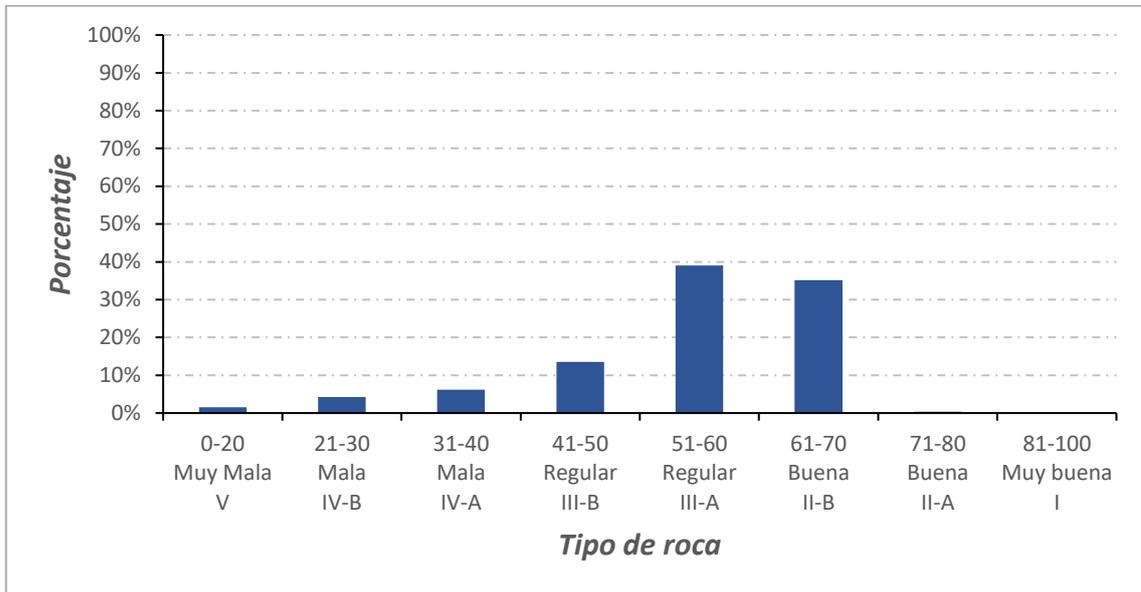


Figura 57. Análisis estadístico porcentual del tipo de roca de la Chimenea Alimak.
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 30. Medidas de estabilización respecto a la calidad del macizo rocoso del Proyecto Chimenea Alimak.

| TIPO DE ROCA | CG | | PELIGRO PREVALENTE | TS | MEDIDAS DE MITIGACIÓN Y/O ESTABILIZACIÓN | SOSTENIMIENTO |
|--------------|-----|----|------------------------|----|--|--|
| | RM | GD | | | | |
| II | II | b | Esfuerzos inducidos | B | Ma1-Mb3 | Empernado sistemático. |
| | II | c | Esfuerzos inducidos | C1 | Ma1-Mb5 | Malla electrosoldada y empernado sistemático. |
| III | III | c | Impulsado por gravedad | C1 | Ma1-Mb5 | Malla electrosoldada y empernado sistemático. |
| IV | IV | c | Impulsado por gravedad | C2 | Ma1-Ma5(Ma6)-Mb5-Mb7 | Hormigón proyectado con fibra, con espesor entre 5 - 6 cm, y empernado sistemático. |
| | IV | d | Esfuerzos inducidos | D | Ma1-Ma5(Ma6)(Mb4)-Mb5-Mb7 | Hormigón proyectado con fibra, con espesor entre 6 - 9 cm, y empernado sistemático. |
| | IV | e | Esfuerzos inducidos | E | Ma1-Ma4-Ma6-Mb1-Mb2-Mb4-Mb5-Mb7 | Hormigón proyectado con fibra, con espesor entre 9 - 12 cm, empernado sistemático y cuadro metálico. |

Nota: CG = Clasificación Geomecánica; TS = Tipo de Sostenimiento.

Fuente: Elaboración propia.



VI. CONCLUSIONES

- Las características geomecánicas del macizo rocoso del Proyecto Chimenea Alimak fueron determinadas mediante las propiedades mecánicas de la roca intacta y las discontinuidades del macizo rocoso, como son la resistencia de la roca intacta, número de discontinuidades por metro lineal, resistencia de las discontinuidades, presencia de agua y alterabilidad. Donde, las clasificaciones geomecánicas RMR y GSI dependen de las características antes mencionadas. De manera que se realizó la caracterización geomecánica para cada unidad geotécnica, y se determinó: 35% tipo de roca II-B, 39% tipo de roca III-A, 14% tipo de roca III-B, 6% tipo de roca IV-A y 4% tipo de roca IV-B, para todo el tramo de excavación del Proyecto Chimenea Alimak.
- El comportamiento geomecánico de la excavación del Proyecto Chimenea Alimak, de forma preliminar, se estimó con base en la capacidad de autosoporte del macizo rocoso según su índice RMR. Para tal fin, se realizó el análisis del comportamiento esperado para la excavación mediante el enfoque de gráficos-múltiples GDE. Y se estimó los siguientes riesgos principales asociados a la excavación: 45% generación de cuñas inestables, 30% menor desprendimiento y/o estallido de rocas, 17% hundimiento moderado asociado al tipo de roca IV y 8% squeezing moderado/severo, también asociado al tipo de roca IV.
- El tipo de sostenimiento a utilizar fue determinado por la evaluación geomecánica del macizo rocoso del Proyecto Chimenea Alimak, haciendo uso de la tabla GDE general, para asociar los diferentes tipos de soporte a los peligros geomecánicos esperados durante la excavación, determinándose cinco tipos de sostenimiento (B, C1, C2, D y E). En consecuencia, para sostenimiento tipo B: se determinó



empernado sistemático. Sostenimiento tipo C1: malla electrosoldada y emperrado sistemático. Sostenimiento tipo C2: hormigón proyectado con fibra, con espesor entre 5-6 cm, y emperrado sistemático. Sostenimiento tipo D: hormigón proyectado con fibra, con espesor entre 6-9 cm, y emperrado sistemático. Finalmente, para sostenimiento tipo E: hormigón proyectado con fibra, con espesor entre 9-12 cm, emperrado sistemático y cuadro metálico.



VII. RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar sondeos orientados, a fin de obtener una información geomecánica más detallada del macizo rocoso.
- Realizar ensayos de laboratorio como: resistencia a la compresión triaxial y propiedades físico – elásticas principalmente. A fin de diseñar un tipo de sostenimiento eficaz.
- Realizar el seguimiento estricto de la excavación y/o construcción de la Chimenea Alimak, haciendo un uso correcto y adecuado de por lo menos dos clasificaciones geomecánicas, a fin de lograr una correcta y apropiada caracterización geomecánica del macizo rocoso mediante estaciones geomecánicas.



VII. REFERENCIAS

- Arias, F. G. (2012). *El proyecto de investigación. Introducción a la metodología científica. 6ta.*
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications: A Complete Manual for Engineers and Geologist in Mining, Civil and Petroleum Engineering.*
- Brady, B. H. G., & Brown, E. T. (2004). Rock Mechanics for underground mining. In *Physics Today* (Vol. 16, Issue 2).
- Calderón Mena, M. A. (2018). Caracterización geomecánica para la determinación del tipo de sostenimiento en la Galería Gavilán de Oro de la UEA Ana María. In *Repositorio Institucional digital de la Universidad Nacional del Altiplano.*
- Celada, B., Tardáguila, I., Varona, P., Rodríguez, A., & Bieniawski, Z. T. (2014). Innovating Tunnel Design by an Improved Experience-based RMR System. *Proceedings of the World Tunnel Congress 2014 – Tunnels for a Better Life*, 3, 1–9.
- Celada, B., Tardáguila, I., Rodríguez, A., Varona, P., & Bieniawski, Z. T. (2014). Actualización y mejora del RMR. *INGEOPRES N°234, 1*, 18–22.
- Ferrer Gijón, M., & Gonzalez de Vallejo, L. (2007). *Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos en afloramientos.*
- Ferrer, M. (2010). Descripción de macizos rocosos. In *Ingeniería Geológica* (p. 33).
- Gamble, & C., J. (1971). Durability-plasticity classification of shales and other argillaceous rocks. In *Ph. D. thesis, University of Illinois.*
- González de Vallejo, L., Ferrer, M., Otuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica.*
- Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, P. (2014). Metodología de la investigación. In *McGraw-Hill. México DF.*
- Hoek, E., & Corkum, B. (2002). *El criterio de rotura de Hoek-Brown – Edición 2002 Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition. 1*, 1–8.
- Hudson, J. A., & Harrison, John P. (1997). *ENGINEERING ROCK MECHANICS An Introduction to the Principles.*
- ISRM. (1978). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses International Society for Rock Mechanics Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests. In *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and* (Vol. 15, Issue 6, pp. 319–368). Pergamon.
- ISRM. (1981). Suggested methods for rock characterization, testing and monitoring. In *ISMR Suggested methods. Ed. E.T. brown.*
- Loarte Trujillo, O. J. (2018). Geomecánica para el diseño del sostenimiento de las labores mineras en la Corporación Minera toma la Mano – CORMITOMA S.A. In *Repositorio Institucional de la Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo.*



- Mamani Barraza, L. R. (2018). Clasificación geomecánica para el diseño de sostenimiento en la galería principal – Contrata Minera Peyols U.E.A. – Ana María. In *Repositorio Institucional digital de la Universidad Nacional del Altiplano*.
- Marquez Olivera, G. C. (2018). Geomecánica aplicada al diseño del sostenimiento para mejorar la estabilidad del nivel 730 - Unidad Minera San Cristóbal – Volcan 2016. In *Repositorio Institucional de la Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo*.
- Osinergmin. (2017). Guía de Criterios Geomecánicos para Diseño, Construcción, Supervisión y Cierre De Labores Subterráneas. In *Minería y Geología*.
- Palmström, A. (1995). *RMi – A Rock Mass Characterization System For Rock Engineering Purposes*.
- Palmström, A. (2000). Recent developments in rock support estimates by the RMI. *Journal of Rock Mechanics and Tunnelling Technology*, 6(1), 1–19.
- Palmström, A. (2003). *Recientes desarrollos en la estimación del sostenimiento en roca mediante el RMI*. Dyna, Num. 140.
- Quispe Matos, K. A. (2018). Evaluación geomecánica para la elección del sostenimiento en el túnel Yauricocha del Nv.720, Sociedad Minera Corona S.A. In *Repositorio Institucional Continental*.
- Ramírez Oyanguren, P., & Alejano Monge, L. (2004). *Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes*.
- Robles Espinoza, N. (1994). *Excavacion y Sostenimiento de Túneles en Roca*.
- Russo, G. (2014). An update of the “multiple graph” approach for the preliminary assessment of the excavation behaviour in rock tunnelling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 41, 74–81.
- Russo, Giordano. (2008). A simplified rational approach for the preliminary assessment of the excavation behaviour in rock tunnelling. *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, 207(June), 173–180.
- Russo, Giordano. (2014). An update of the “multiple graph” approach for the preliminary assessment of the excavation behaviour in rock tunnelling. In *Tunnelling and Underground Space Technology* (Vol. 41, Issue 1).
- Sandoval Bonilla, F. J. M. (2018). Estudio geomecánico para un óptimo diseño de la excavación y sostenimiento - Mina Yauricocha S.A. Región Lima. In *Repositorio Institucional de la Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión*.
- Singh, B., & Goel, R. K. (1999). *ROCK MASS CLASSIFICATION A Practical Approach in Civil Engineering*.
- Singh, B., & Goel, R. K. (2011). ENGINEERING ROCK MASS CLASSIFICATION. In *Вестник Казнму: Vol. №3*.
- Sociedad nacional de minería petróleo y energía. (2004). *Manual de geomecanica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea: Vol. I*.



- Suárez Burgoa, L. O. (2015). *Descripción del Macizo Rocoso Introducción a la Ingeniería de Rocas de Superficie y Subterránea.*
- Thomas Cabrera, C. E. (2014). Estudio comparativo entre requerimientos de soporte y fortificación de túneles definidos según métodos empíricos de clasificación geomecánica versus métodos analíticos y numéricos. In *Repositorio Académico de la Universidad de Chile.*
- Vara Horna, A. A. (2012). Desde La Idea hasta la sustentación: Siete pasos para una tesis exitosa. Un método efectivo para las ciencias empresariales. *Instituto de Investigación de La Facultad de Ciencias Administrativas y Recursos Humanos. Universidad de San Martín de Porres. Lima., 451. www.aristidesvara.net*
- Velasco Redrobán, E. M. (2016). Diseño de sostenimiento en base a la caracterización geomecánica del macizo rocoso en el Sector Vetilla 1 subniveles 1 y 2 de Sociedad Minera Liga de Oro. In *Repositorio digital de la Universidad Central del Ecuador.*
- Yucás Mejía, V. H. (2015). Análisis geomecánico del macizo rocoso para la construcción de la Chimenea Glory Hole mediante el Sistema Alimak. In *Repositorio digital de la Universidad Central del Ecuador.*
- Zhang, L. (2016). *Engineering Properties of Rocks.* Butterworth-Heinemann.



ANEXOS

- **Anexo 1** - Plano de ubicación del proyecto.
- **Anexo 2** - Sección geológica del Proyecto Chimenea Alimak.
- **Anexo 3** - Zonificación geomecánica del Proyecto Chimenea Alimak.
- **Anexo 4** - Estación geomecánica 01.
- **Anexo 5** – Logueo geomecánico.
- **Anexo 6** - Ensayos del laboratorio.