UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAVELICA

(Creada por Ley N° 25265)

ESCUELA DE POSGRADO

TESIS

ESTUDIO GEOTÉCNICO Y GEOMECÁNICO PARA EL DISEÑO DEL TÚNEL PRINCIPAL DE LA MINA POLVEROS, EMPRESA GREEN MINE LTDA, MARIPÍ – BOYACÁ, COLOMBIA.

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: INGENIERÍA GEOTÉCNICA Y GEOMECÁNICA APLICADA EN MINERÍA

PRESENTADO POR:

Bach. JUAN MIGUEL ORTEGA PÉREZ

PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE MAESTRO EN: INGENIERÍA GEOTÉCNICA Y GEOMECÁNICA APLICADA EN MINERÍA

HUANCAVELICA – PERÚ

2018

"Año del Diálogo y la Reconciliación Nacional"

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

Ante el Jurado conformado por los docentes: ***Dr. GAVE CHAGUA Jose Luis, Msc. GUZMAN IBAÑEZ Cesar Salvador y Mg. PAREJAS RODRIGUEZ Freddy***

Asesor: Dr. DE LA CRUZ CRUZADO Pedro Felix

De conformidad al Reglamento para Optar el Grado Académico de Maestro y Doctor, de la Universidad Nacional de Huancavelica, aprobado mediante Resolución Nº 207-2018-CU-UNH

El Candidato al ***GRADO DE MAESTRO EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA Y GEOMECÁNICA APLICADA EN MINERÍA.***

Don, ***Juan Miguel ORTEGA PEREZ,*** *procedió a sustentar su trabajo de Investigación titulado* ***"ESTUDIO GEOTÉCNICO Y GEOMECÁNICO PARA EL DISEÑO DEL TÚNEL PRINCIPAL DE LA MINA POLVEROS, EMPRESA GREEN MINE LTDA, MARIPI- BOYACÁ, COLOMBIA".***

Luego, de haber absuelto las preguntas que le fueron formulados por los Miembros del Jurado, se dio por concluido al ACTO de sustentación, realizándose la deliberación y calificación, resultando:

Con el calificativo:

Aprobado [X]

Desaprobado [ ]

Por: UNANIMIDAD

Y para constancia se extiende la presente ACTA, en la ciudad de Huancavelica, a los veinte siete días del mes de setiembre del año 2018.

.....
Dr. GAVE CHAGUA Jose Luis
Presidente del Jurado.

.....
Msc. GUZMAN IBAÑEZ Cesar Salvador
Secretario del Jurado

.....
Mg. PAREJAS RODRIGUEZ Freddy
Vocal del Jurado

ASESOR

Dr. Pedro Félix DE LA CRUZ CRUZADO

DEDICATORIA

Todos los días le doy gracias a Dios por concederme la dicha de tener la familia tan hermosa de la que hoy gozo, de tener buena salud y, sobre todo, de darme las fuerzas todos los días de seguir buscando el éxito personal y profesional.

Este logro personal y profesional, se lo dedico a mi amada esposa Yeilisbeth, quien ha estado conmigo todo el tiempo apoyándome y brindándome su amor incondicional, alentándome en momentos de flaqueza y debilidad.

A mis hijas Isabela y Daniela, que son el motor de mi vida y esa vitamina de amor, alegría y paciencia que permiten la consecución de cada uno de los logros que la vida me brinda. a mi esposa Yeilisbeth y mis hijas les agradezco siempre impulsarme a ser mejor persona.

A mi papá Tomás, quien ha sido mi modelo a seguir desde siempre, le agradezco haberme enseñado muchos valores a través del ejemplo, como la honestidad y amor por la familia de ser un luchador incansable por lograr los propósitos y las metas que se traza, por estar siempre apoyándome en muchas decisiones importantes en mi vida.

A mi mamá Eydith “La Mella”, porque siempre ha brindado todo su amor, confianza y alegría contagiosa, lo cual permite afrontar los retos de la vida con una disposición más decidido. Le agradezco siempre tenerme en sus oraciones y llenarme de positivismo en momentos difíciles.

A mis hermanos Marlyn, Tomás Vicente, María Laura, Tomas Enrique, Marcela, Víctor Daniel y Shirly, porque siempre están en mis pensamientos, y aunque no soy muy expresivo de palabras, saben que los quiero con todo mi corazón.

A mi Suegra Melba, porque siempre me ha brindado el cariño de una madre y el apoyo incondicional para fortalecer mi familia cada día; siempre pendiente de mis hijas y de mí, cuidando siempre de que nada nos falte.

AGRADECIMIENTOS

Como dije en la dedicatoria anterior, agradezco a Dios por permitirme cada día crecer como persona de bien y como un profesional fiel a la ética y el respeto por los demás.

Agradezco a mi esposa, mis hijas, mi familia y amigos por rodearme siempre de amor y comprensión siempre. Porque siempre han confiado en mí, en mis capacidades como profesional y en mis valores como ser humano.

Agradezco de manera especial a la Cámara Minera del Perú y la Universidad Nacional de Huancavelica, por ser pilar fundamental en facilitarme seguir avanzando en mi cualificación como profesional.

Agradezco a todas las personas que de manera desinteresada me han colaborado mucho para que este sueño se materialice, esas personas son la Srta. Rocío, Anderson Abdhala, el Dr José Luís Gave Chagua, el Dr Pedro de la Cruz, la Srta. Karina Maticorena y otros tantos que han estado presente siempre.

TABLA DE CONTENIDO

RESÚMEN xv
ABSTRACT xvii
INTRODUCCIÓN xix
CAPÍTULO I. 21
1. EL PROBLEMA. 21
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA. 21
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA. 22
1.3. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN. 22
1.3.1. Objetivo general. 22
1.3.2. Objetivos específicos. 22
1.4. JUSTIFICACIÓN. 23
1.4.1. Justificación del estudio. 23
1.4.2. Factibilidad del proyecto. 23
CAPÍTULO II 25
2. MARCO TEORICO 25
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN. 26
2.1.1. Ámbito local. 26
2.1.2. Ámbito internacional. 27
2.2. BASES TEÓRICAS. 28
2.2.1. Matriz rocosa. 29
2.2.2. Macizo rocoso. 30
2.2.3. Comportamiento tenso – deformacional en rocas. 32
2.2.4. Criterios de rotura. 33
2.2.4.1. Criterio de Mohr – Coulomb. 34
2.2.4.2. Criterio de Hoek y Brown. 35
2.2.5. Criterios de rotura en macizos rocosos. 37
2.2.5.1. Criterio de Hoek y Brown (1980). 37
2.2.5.2. Criterio de Sheorey. 39
2.2.5.3. Criterio de Mohr Coulomb para macizos rocosos anisótropos. 40
2.2.6. Tensiones naturales en macizos rocosos. 40
2.2.6.1. Medición de tensiones naturales *in situ*. 42
2.2.7. Diseño de túneles. 42

2.2.7.1. Clasificaciones Geomecánicas. 44
2.2.7.2. Clasificación Q. 45
2.2.7.3. Clasificación RMR (Rock Mass Rating). 45
2.2.7.4. Clasificación SRC. 46
2.2.8. Sostenimiento en túneles. 47
2.2.8.1. Métodos analíticos. 47
2.2.8.2. Métodos numéricos. 49
2.2.8.3. Métodos empíricos. 50
2.2.8.4. Métodos observacionales. 51
2.2.9. Emboquilles. 53
2.2.10. Sostenimiento de túneles. 54
2.3. FORMULACIÓN DE HIPÓTESIS. 56
2.4. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS. 57
2.5. IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES. 58
2.6. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES. 58
2.7. MARCO GEOLÓGICO DE ESTUDIO. 59
2.7.1. Geología del área de contrato 59
2.7.1.1. Formación Muzo (K1mz). 59
2.7.1.2. Formación Capotes (K1cp) Aptiano tardío –Albiano temprano. 61
2.7.2. Geología estructural. 64
2.7.2.1. Sinclinal de Muzo. 64
2.7.3. Localización geográfica. 65
2.7.4. Clima. 66
2.7.5. Economía. 67
CAPÍTULO III 69
3. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN. 69
3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN. 71
3.2. NIVEL DE INVESTIGACIÓN. 71
3.2.1. Nivel descriptivo. 72
3.2.2. Nivel explicativo. 72
3.2.3. Nivel experimental. 72
3.3. MÉTODOS DE INVESTIGACIÓN. 73
3.4. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN. 74
3.5. POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO. 76

3.6. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS. 77
3.7. TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS. 77
3.8. DESCRIPCIÓN DE LA PRUEBA HIPÓTESIS. 78
Objetivos específicos. 80
CAPÍTULO IV 83
4. PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS. 83
4.1. PRESENTACIÓN E INTERPRETACIÓN DE DATOS. 83
4.1.1. Descripción del macizo rocoso. 84
4.1.1.1. Características de la matriz rocosa. 85
4.1.1.2. Caracterización de las discontinuidades. 89
4.1.1.3. Caracterización del macizo rocoso. 101
4.2. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS. 106
4.2.1. Análisis de ensayos de laboratorio. 106
4.2.1.1. Propiedades físicas de la matriz rocosa. 106
4.2.1.2. Resistencia de la matriz rocosa. 108
4.2.2. Clasificaciones geomecánicas. 114
4.2.2.2. RMR de Bieniawski. 114
4.2.2.3. Índice GSI (Geological Strength Índex). 117
4.2.2.3.1. Criterio de rotura de Hoek y Brown (Roclab). 119
4.2.2.3.2. Criterio de rotura lineal de Mohr Coulomb. 120
4.2.2.4. Clasificación Q de Barton. 121
4.2.3. Análisis cinemático del macizo rocoso. 123
4.2.3.1. Análisis falla planar. 125
4.2.3.2. Análisis falla tipo cuña. 125
4.2.3.3. Análisis falla tipo vuelco. 126
4.2.4. Determinación del sostenimiento en la excavación. 127
4.2.4.1. Determinación del sostenimiento a partir del índice RMR. 128
4.2.4.2. Determinación del sostenimiento a partir del índice Q. 131
4.2.4.3. Propiedades de los elementos de sostenimiento determinados. 134
4.2.4.3.1. Propiedades del Shotcrete (Concreto lanzado). 136
4.2.4.3.2. Propiedades de los pernos de anclaje. 137
4.2.4.3.3. Propiedades de la malla electrosoldada. 138
4.2.5. Modelamiento de la excavación (MEF). 139
4.2.6. Excavación del túnel con perforación y voladura. 145

4.2.6.1. Agentes explosivos. 147
4.2.6.2. Método de perforación. 148
4.2.7. Diseño y cálculo de una voladura subterránea. 150
4.2.7.1. Determinación de la constante de la roca. 151
4.2.7.2. Cuele de cuatro secciones. 151
4.2.7.2.1. Avance y error en la perforación. 151
4.2.7.2.2. Primera sección del cuele. 152
4.2.7.2.3. Demás secciones del cuele. 153
4.2.7.3. Cálculo de zapateras. 154
4.2.7.4. Cálculo de barrenos de contorno. 155
4.2.7.5. Cálculo de los barrenos de destroza. 156
4.2.8. Diseño del túnel principal. 158
4.3. PROCESO DE PRUEBA DE HIPÓTESIS. 160
CONCLUSIONES. 164
RECOMENDACIONES. 167
REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA. 168
HEMEROGRAFÍA. 169
BIBLIO WEB. 170
ANEXOS. 171
MATRIZ DE CONSISTENCIA. 172
INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS. 20
BASES DE DATOS. 21

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Transición de la roca intacta hasta el macizo rocoso muy fracturado. 28
Figura 2. Representación de la matriz rocosa.....30
Figura 3. Representación vectorial de matriz rocosa homogénea y heterogénea.....30
Figura 4. Sistema de fallas normales en la carretera Granada - Motril.....31
Figura 5. Modelos característicos de comportamiento tenso – deformacional. 32
Figura 6. Representación de deformaciones en rocas elásticas y plásticas. 33
Figura 7. Envolvente de Mohr Coulomb en función de esfuerzos tangencial y normal y esfuerzos principales (mayor y menor). 35
Figura 8. Envolvente de rotura del criterio de Hoek y Brown en función de los esfuerzos principales. 36
Figura 9. Orientación desfavorable de discontinuidades. 43
Figura 10. Orientación desfavorable de los esfuerzos principales. 43
Figura 11. Curva característica del terreno. 48
Figura 12. Curva característica del sostenimiento. 48
Figura 13. Ejemplo de discretización de un macizo. 50
Figura 14. Auscultación de túneles mediante geo-radar. 52
Figura 15. Sección estratigráfica de la formación Muzo. 61
Figura 16. Sección estratigráfica de la formación Capotes. 62
Figura 17. Sinclinal de muzo perteneciente al polígono. 64
Figura 18. Ubicación de Maripí en el departamento de Boyacá. 66
Figura 19. Proceso de investigación cuantitativa. 70
Figura 20. Proceso de investigación cualitativa. 70
Figura 21. Representación de la rotura planar. 123
Figura 22. Representación de cuña inestable. 124
Figura 23. Esquema de taludes con estructura favorable al volcamiento de estratos. 124
Figura 24. Representación del sostenimiento en túneles. 128
Figura 25. Tiempo de estabilidad sin soporte. 130
Figura 26. Estimación del sostenimiento según índice Q. 133
Figura 27. Pernos de anclaje Yield - Lok. 137
Figura 28. Ciclo de avance de túneles excavados por perforación y voladura. 146
Figura 29. Tipos de secciones de excavaciones subterráneas. 147
Figura 30. Zonas de una sección a excavar en un túnel. 150
Figura 31. Primera sección del cuele y sus variables. 152
Figura 32. Dirección de la masa rocosa posterior a la detonación del cuele. 156
Figura 33. Diseño de voladura calculado para el avance del túnel. 158
Figura 34. Vista ZE de la topografía y el Túnel proyectado. 158
Figura 35. Perfil del túnel intersecado con el perfil topográfico. 159
Figura 36. Vista 3D de la topografía (Curvas de Nivel) y el Túnel. 159
Figura 37. Sección transversal del túnel proyectado 160

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1. Emboquille Túnel EL GIGANTE, California - Santander. 53
Fotografía 2. Sistema de pernado para iniciar el emboquille. 54
Fotografía 3. Concreto lanzado mecánicamente. 55
Fotografía 4. Sostenimiento con pernos, arcos de acero, shotcrete y malla. 56
Fotografía 5. Panorámica de Vereda Santa Rosa – Maripí. 67
Fotografía 6. Esmeralda extraída de la mina La Pita. 68
Fotografía 7. Macizo rocoso analizado. 85
Fotografía 8. Matriz rocosa analizada. 86
Fotografía 9. Estimación de la resistencia de la matriz rocosa. 87
Fotografía 10. Rugosidad de las paredes de las juntas. 96
Fotografía 11. Zona del macizo rocoso con alteración. 105
Fotografía 12. Máquina de compresión simple. 110
Fotografía 13. Excavación mecanizada con retroexcavadora. 146
Fotografía 14. Perforación sección completa del túnel. 149

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Diseño de la investigación.....74
Gráfico 2. Diseño de la toma de datos. 75
Gráfico 3. Esquema de muestreo. 76
Gráfico 4. Distribución normal de lecturas PLT.....89
Gráfico 5. Diagrama de rosetas de discontinuidades. 90
Gráfico 6. Diagrama de polos de las discontinuidades. 91
Gráfico 7. Diagrama de contornos de las discontinuidades. 92
Gráfico 8. Representación de familias principales.....93
Gráfico 9. Buzamiento y dirección de buzamiento de familias principales. 93
Gráfico 10. Espaciado entre juntas.....94
Gráfico 11. Continuidad de las juntas.....95
Gráfico 12. Rugosidad de las paredes de las juntas.....96
Gráfico 13. Abertura entre las paredes de las Juntas. 98
Gráfico 14. Espesor del relleno de las Juntas. 99
Gráfico 15. Estado de alteración del relleno. 99
Gráfico 16. Filtraciones en las Juntas. 100
Gráfico 17. Tendencia en el espaciado Familia 1.....102
Gráfico 18. Tendencia en el espaciado Familia 2.....103
Gráfico 19. Tendencia en el espaciado Familia 3.....103
Gráfico 20. Correlación entre índice de rebote y peso específico de la roca, para determinar la resistencia a compresión.....109
Gráfico 21. Curvas del ensayo de Compresión Simple. 111
Gráfico 22. Análisis del macizo rocoso con Roclab. 120
Gráfico 23. Magnitud y dirección de esfuerzos principales. 121
Gráfico 24. Análisis para rotura planar. 125
Gráfico 25. Análisis para rotura en cuña. 126
Gráfico 26. Análisis para volcamiento de estratos. 127
Gráfico 27. Discretización del macizo rocoso. 139
Gráfico 28. Isolíneas de esfuerzos principales (σ1). 140
Gráfico 29. Isolíneas de esfuerzos principales (σ3). 140
Gráfico 30. Líneas de flujo representadas en el macizo rocoso. 141
Gráfico 31. Isolíneas deformacionales post-excavación. 141
Gráfico 32. Reordenamiento de las líneas de flujo de los esfuerzos principales. 142
Gráfico 33. Modelamiento de la excavación con sostenimiento. 142
Gráfico 34. Esfuerzo principal Sigma 1, en el contorno de la excavación. 143
Gráfico 35. Esfuerzo principal Sigma 3, en el contorno de la excavación. 143
Gráfico 36. Representación del esfuerzo principal mayor a 20 cm del contorno. 144
Gráfico 37. Representación del esfuerzo principal menor a 20 cm del contorno. 144
Gráfico 38. representación de los desplazamientos totales. 145
Gráfico 39. desplazamiento máximo en el contorno de la excavación. 145
Gráfico 40. Planteamiento de la prueba hipótesis. 161
Gráfico 41. Distribución de la hipótesis nula y alternativa 161
Gráfico 42. representación del valor Zp 163

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Valores máximos de mi para la matriz rocosa, Hoek Brown (1997). 36
Tabla 2. Clasificaciones geomecánicas antiguas y modernas. 44
Tabla 3. Calidad de la roca Q de Barton. 45
Tabla 4. Calidad de la roca RMR de Bieniawski. 46
Tabla 5. Correlación de índice Q y RMR. 46
Tabla 6. Valores del índice ESR de la clasificación Q (Barton 2000). 51
Tabla 7. Cuadro de Consistencia de la investigación. 79
Tabla 8. Coordenadas del polígono correspondiente a la mina Polveros. 83
Tabla 9. Clasificación del tamaño de grano de las rocas. 85
Tabla 10. Descripción del grado de meteorización. 87
Tabla 11. Estimación aproximada y clasificación de la resistencia a compresión simple de rocas a partir de índices de campo. 87
Tabla 12. Lecturas tomadas con el Martillo Schmidt. 88
Tabla 13. Descripción del espaciado. 94
Tabla 14. Descripción de la abertura de las juntas. 97
Tabla 15. Descripción de las filtraciones en discontinuidades. 100
Tabla 16. Clasificación de macizos rocosos por el número de familias de discontinuidades. 101
Tabla 17. Descripción del tamaño de bloques en función del número de discontinuidades. 104
Tabla 18. Calidad de la roca en función del RQD. 104
Tabla 19. Evaluación del grado de meteorización del macizo rocoso. 105
Tabla 20. Resumen de las densidades obtenidas. 107
Tabla 21. Resumen de las densidades y peso específico. 108
Tabla 22. Dimensiones de probetas de ensayo. 110
Tabla 23. Resistencia a Compresión Simple de las probetas. 111
Tabla 24. Cálculo del índice de carga puntual corregido Is (50). 113
Tabla 25. Comparación de la RSC. 113
Tabla 26. Valoración del Índice de RMR. 114
Tabla 27. Resumen de parámetros RMR. 116
Tabla 28. Caracterización del macizo rocoso en función de los bloques basado en el entrabamiento y alteración de las juntas. 118
Tabla 29. Resultado de los parámetros cohesión y ángulo de fricción. 120
Tabla 30. Valores de los parámetros del índice Q de Barton. 122
Tabla 31. Correlación entre índice Q y RMR. 122
Tabla 32. Estimación de sostenimiento a partir del RMR. 128
Tabla 33. Determinación del ESR. 132
Tabla 34. Características del Arco TH-21. 134
Tabla 35. Características del Concreto lanzado, instalado en el Túnel Piloto de la Línea. 135
Tabla 36. Características de los pernos instalados en el Túnel Piloto de La Línea. 135
Tabla 37. Propiedades del Shotcrete en Colombia. 136
Tabla 38. Especificaciones técnicas de los pernos de anclaje. 138
Tabla 39. Características de la malla ASTM A-497 NTC 5806. 138
Tabla 40. Características físicas del agente explosivo a utilizar. 148
Tabla 41. Métodos de perforación de túneles. 148

Tabla 42. Variables de entrada para el cálculo de la voladura. 150
Tabla 43. Dimensiones lineales de burden y espaciamiento en las secciones del cuele. 153
Tabla 44. Ecuaciones para el cálculo de los barrenos zapateros. 154
Tabla 45. Ecuaciones para el cálculo de los barrenos de contorno. 156
Tabla 46. Ecuaciones para el cálculo de los barrenos de destroza. 157
Tabla 47. cantidad de barrenos por sección en el esquema del túnel. 157

RESÚMEN

La presente tesis aborda el tema sobre un estudio geomecánico para el diseño del túnel principal de la mina Polveros, perteneciente a la empresa GREEN MINE LTDA, ubicada en el municipio de Maripí Boyacá, Colombia.

La iniciativa de realizar un estudio de manera correcta (técnicamente hablando) para la proyección de una excavación subterránea con fines mineros, es la de garantizar la seguridad del personal que labora directamente en la excavación, la maquinaria utilizada y la estabilidad del contorno del túnel. Estos objetivos son fundamentales ya que de ahí se derivan otros tantos objetivos específicos, que requieren un engranaje para que al final se den resultados positivos en la investigación.

El nivel de detalle de la investigación in situ está sujeto a la cantidad de inversión que se tenga; para este proyecto no se tenía la posibilidad de una gran inversión, pero de igual forma se realizó un trabajo de campo muy serio y bastante competitivo, dando como resultado unos valores confiables para la elaboración del texto. El trabajo de campo se inició con el mapeo geomecánico al macizo rocoso objeto del presente proyecto, en donde se estudiaron la matriz rocosa, las discontinuidades y sus características y el macizo rocoso en general, incluyendo datos de resistencia a la compresión simple determinado por golpes con el martillo geológico y por el índice de rebote del martillo Schmidt.

Con los datos obtenidos en campo respecto al diaclasamiento se pudo realizar la representación estereográfica de los planos y los polos predominantes en el macizo rocoso, los cuales, permiten analizar cinemáticamente la probabilidad de colapso por algún mecanismo de rotura en la roca. Anteriormente, el análisis estadístico y de representar estereográficamente las diaclasas se ejecutaba de forma manual; hoy día, existen programas computacionales especializados en estas tareas, como es el caso de DIPS de Rocscience. Otro dato tomado en campo fue el índice de fracturamiento, y como consecuencia de ello, se pudo obtener el RQD (Rock Quality Designation). Lo mejor sería realizar perforaciones con recuperación de testigos y de esta manera calcular el RQD, pero no se pudo optar por esta opción debido al limitado presupuesto.

Posteriormente se sigue con el trabajo de ensayos de laboratorios en donde se determinan algunas propiedades físicas y propiedades mecánicas de la roca tales como densidades, pesos específicos, humedad de la roca, resistencia a la compresión simple, que son el insumo para la realización de las clasificaciones geomecánicas.

Las clasificaciones geomecánicas son de fácil elaboración y tienen un valor incalculable a la hora de realizar proyectos de ingeniería en donde el factor a

intervenir sea un macizo rocoso; nos brindan la posibilidad de conocer la calidad cuantitativa de la roca. Entre las más importantes tenemos la de Bieniawski (RMR) y la clasificación Q de Barton. Las clasificaciones geomecánicas nos dan un indicio de que tipo de sostenimiento se podría utilizar y cuanta longitud se avanzaría de acuerdo a la calidad de la roca y las dimensiones de la excavación.

La utilización de programas computacionales tales como Dips, Roclab, Phase 2, Minitab, AutoCAD, Recmin, entre otros, complementan de manera óptima los resultados numéricos y visuales del presente proyecto, dando confiabilidad a los resultados obtenidos y al análisis de los mismos. Como se puede evidenciar, se ha contemplado un gran número de variables y temas que se capitalizan en la consecución del objetivo principal, el cual es un estudio geomecánico para la elaboración de una excavación subterránea útil para la extracción de esmeraldas y tráfico de personal.

Palabras claves.

- Macizo rocoso.
- Clasificaciones geomecánicas.
- Resistencia a compresión simple.
- Análisis estereográfico.
- Investigación *in situ*.
- Discontinuidades.
- Sostenimiento de minas.
- Phase 2.
- Minitab.
- Dips.
- RQD

ABSTRACT

The present thesis deals with the subject of a geomechanical study for the design of the main tunnel of the Polveros mine, that belong to GREEN MINE LTDA Company, located in the municipality of Maripí Boyacá, Colombia.

The initiative to conduct a study of how correct (technically speaking) for the projection of an underground excavation for mining purposes, it is the ensure the safety of personnel working directly in the excavation, the machinery used and the stability of tunnel contour. These objectives are fundamental since then derive other so many specific objectives, requiring a gear so at the end will give positive results in the investigation.

The level of detail of the on-site investigation is subject to the amount of investment that you have; for this project didn't have the possibility to a large investment, but in the same way was carried out field work very seriously and very competitive, resulting in reliable values for the elaboration of the text. Field work began with the geomechanical mapping to the solid rocky object of this project, where we studied the rock matrix, discontinuities and its characteristics and the Rocky Massif in general, including data of simple strength determined by the geological hammer blows and the rate of rebound hammer Schmidt.

With the data obtained in the field with respect to the join was possible stereographic representation levels and the predominant poles in the rock mass, which allow to analyze the probability of collapse kinetically by some mechanism of break in the rock. Previously, statistical analysis and stereographically represent joint running manually; Today, there are computer programs specialized in these tasks, as in the case of Rocscience DIPS. Other data taken in field was fracturing index, and as a result, failed to get the RQD (Rock Quality Designation). The best would be drilling with recovery of witnesses and thus calculate the RQD, but you could not opt for this option due to the limited budget.

Subsequently follows the work of testing laboratories where to determine some physical properties and mechanical properties of rock such as densities, specific weights, humidity of the rock, the simple compressive strength, which are the input for the realization of the geomechanical classifications.

Geomechanical classifications are easy preparation and have a priceless when it comes to engineering projects where the factor to intervene is a rocky massif; they give us the possibility to know the quantitative quality of rock. Among the most important we have Bieniawski (RMR) and Barton Q rating. Geomechanical classifications give us a hint of that kind of support could be used and how much length would move according to the quality of the rock and the dimensions of the excavation.

The use of computer programs such as Dips, Roclab, Phase 2, Minitab, AutoCAD, Recmin, among others, complement each other optimally Visual and numerical results of this project, giving reliability to the results and the analysis of the same. As you can demonstrate, is has referred to a large number of variables and topics that are capitalized in the achievement of the main objective, which is a geomechanical survey for the development of an underground excavation useful for extraction of emeralds and traffic staff.

Key words.

- Rock Mass.
- Geomechanical classifications.
- Simple Compressive Strength.
- Stereographic Analysis.
- Research *in situ*.
- Joints.
- Sipport of mines.
- Phase 2.
- Minitab.
- Dips.
- RQD.

INTRODUCCIÓN

Para efectos de la propuesta de proyecto de grado, se hace pertinente realizar una reseña histórica de la zona en la cual se pretende llevar a cabo dicho proyecto.

El día 13 de diciembre de 1993, MINERALES DE COLOMBIA S.A., MINERALCO S.A., hoy AGENCIA NACIONAL DE MINERÍA ANM, suscribió con la sociedad GARCIA RODRIGUEZ MINEROS LTDA, GAROMINEROS LTDA, el contrato en virtud de aporte N° 059-93M para la explotación de esmeraldas en un área de 28.1997 Ha, localizada en jurisdicción del municipio de Maripí, departamento de Boyacá, por el término de 15 años contados a partir de su firma.

El área donde está proyectada la realización del proyecto, se localiza en la cordillera oriental de Colombia, en la Vereda Santa Rosa, jurisdicción del municipio de Maripí, departamento de Boyacá.

La red hidrográfica regional está controlada principalmente por el río Minero, el cual se constituye como el principal elemento del drenaje en la región y a él confluyen todos los cauces secundarios (caños y quebradas de menor caudal). Localmente, en el área de estudio, el drenaje está controlado por las quebradas Saldaña, Casa Lata, Naitamaleña y Totumos. El río Minero es la corriente más importante del sector donde se desarrolla el proyecto de Emerald Mine Resources, que a su vez recoge las aguas de la quebrada la Caco y otros afluentes menores.

Desde el punto de vista regional en el cinturón esmeraldífero occidental se pueden identificar, de sur a norte los siguientes Distritos Mineros: Yacopi, Muzo, Maripí, Coscuez y Peñas Blancas; todos localizados en el paquete de rocas de edad cretáceo inferior, correspondiente a la Formación Paja a excepción de Peñas Blancas que se encuentra encajado en rocas de la Formación Rosablanca. El ídem minero de Conalmineralco se ubica en el Distrito minero de Maripí.

Infrayaciendo la Formación Paja, en contacto fallado, se encuentra la Formación Rosablanca compuesta por calizas micríticas y microesparíticas duras, masivas, de color negro, localmente ferruginosas, dolomitizadas y con alteración neumatolítica e hidrotermal débil.

En el área de estudio afloran dos niveles litológicos. El nivel estratigráficamente inferior corresponde a una secuencia de lutitas negras carbonosas con intercalaciones calcáreas y arenosas; localmente con venas de calcita y venillas de pirita, especialmente hacia la base. El nivel superior está conformado por lutitas Maripí – carbonosas de carácter más silíceo con abundante presencia de concreciones huecas y fosilíferas.

En términos generales la zona perteneciente al municipio de Maripí – Boyacá, no cuenta con un estudio detallado del macizo rocoso, debido a las malas prácticas y costumbres de realizar minería de forma empírica y antitécnica.

Es por este motivo que sea ha tomado la decisión con la empresa GREEN MINE LTDA, de realizar los estudios geotécnicos y geomecánicos, pertinentes para poder desarrollar una infraestructura minera calculada técnicamente y diseñada con los más altos estándares de seguridad, con el fin de brindar confiabilidad a las personas que laborarán en esta. Para ello se hace necesario, realizar una investigación bibliográfica que sirva de apoyo para comenzar el desarrollo de este proyecto, además de realizar visitas de campo, con el fin de realizar mapeos geomecánicos que ayuden realizar los análisis cinemáticos del macizo rocoso y por último proponer soluciones para que se ejecute una obra minera adecuada.

La propuesta de realizar un estudio geomecánico a un macizo rocoso con fines mineros, en otrora, no se veía necesario en Colombia, y se recurría mucho a empirismo de que ciertas personalidades pregonaban como la verdad absoluta en la tunelería; esta perspectiva ha ido cambiando con el tiempo ya que existen muchos factores que dependen de la estabilidad de la excavación, es el caso, del recurso humano y la estabilidad misma de la obra, que al final se ve su repercusión en lo económico.

Espero que este texto, el cual fue elaborado con mucha dedicación e investigación bibliográfica, sea de su agrado y a su vez, cumpla las expectativas para el cual fue realizado.

CAPÍTULO I.

1. EL PROBLEMA.

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

El fundamento para este proyecto se centra en la forma de minería antitécnica ejecutada por los mineros tradicionales para la explotación de esmeraldas en el municipio de Maripí, toda vez que se ha realizado de manera empírica, quiere decir que no se aplicaron ninguno de los principios ingenieriles para la excavación de túneles de explotación.

Además, es una zona donde hubo mucha violencia por el mismo auge que tuvo la explotación del mineral, en donde el avance realizado en cada excavación minera, era directamente proporcional al riesgo al que se exponían los obreros de la misma excavación, puesto que, no se realizaban estudios previos del comportamiento de la roca.

Colombia produce la mayor cantidad de esmeraldas y las de mejor calidad en el mundo, destacándose los distritos de Muzo (incluye las del municipio de Maripí, donde se encuentra el área de estudio), aunque también se producen esmeraldas de muy buena calidad en las regiones de Chivor, Coscuez y Peñas Blancas (Departamento de Boyacá), así como en Ubalá y Gachalá (Departamento de Cundinamarca).

Es por los motivos expuestos anteriormente que se hace necesario la realización de un estudio geotécnico y geomecánico meticuloso, con el fin de obtener

resultados de alta confiabilidad técnica y de esta manera plantear el diseño de las obras mineras que cumplan con los parámetros de seguridad pertinentes.

La finalidad de toda actividad minera es recuperar la mayor cantidad de mineral, optimizando las obras de preparación, pero a su vez garantizando la integridad de los trabajadores y de la maquinaria utilizada.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.

¿Por qué se hace indispensable la realización de estudios geotécnicos y geomecánicos para el diseño del túnel principal de la mina Polveros y que impacto genera en el desarrollo minero del municipio de Maripí – Boyacá?

1.3. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.

- Realizar mapeos geomecánicos en los afloramientos del macizo rocoso, con el fin de obtener parámetros físicos y mecánicos de la roca en estudio.

- Realizar mapeos geomecánicos en labores contiguas a la zona de estudio, y de esta manera construir una hipótesis sobre el comportamiento de la roca cuando se cambia su estado tensional natural.

- Practicar ensayos *in situ* y de laboratorio, con el fin de obtener datos confiables a la hora de realizar los análisis geotécnicos.

1.3.1. Objetivo general.

- Realizar el estudio Geotécnico y Geomecánico para el diseño del túnel principal de la mina Polveros empresa GREEN MINE LTDA, Maripí – Boyacá, y evaluar el impacto que genera en el desarrollo minero del Municipio de Maripí – Boyacá.

1.3.2. Objetivos específicos.

- Consultar ampliamente bibliografía minera enfocada al diseño de labores subterráneas, con el fin de tener una base teórica de apoyo.

- Desarrollar un trabajo de campo detallado, en donde estén contemplados los parámetros geológicos, geotécnicos y geomecánicos, útiles para realizar el diseño del túnel principal de la mina Polveros.

- Analizar e interpretar toda la información colectada en campo y laboratorios con la ayuda de programas computacionales específicos en geotecnia (Rocscience y Geostudio).

- Clasificar geomecánicamente el macizo rocoso teniendo en cuenta distintos autores, lo cual ayuda a determinar la calidad cuantitativamente de la roca y correlacionarla por medio de ecuaciones matemáticas.

- Determinar con ayuda de los resultados de clasificaciones geomecánicas como RMR y Q de Barton, el tipo de sostenimiento y longitud de avance óptimo para a calidad del macizo rocoso en estudio.

- Calcular la malla de perforación y voladura que se ajuste a las condiciones físicas y mecánicas del macizo rocoso y a la sección transversal del túnel proyectado.

- Diseñar el acceso principal de la mina Polveros de acuerdo a los parámetros técnicos analizados e interpretados. Esto contempla, cálculo de fortificación, diseño de patrón de voladura y modelización del túnel.

1.4. JUSTIFICACIÓN.

1.4.1. Justificación del estudio.

Uno de los propósitos fundamentales de realizar la investigación geotécnica y geomecánica para el diseño de túneles mineros en el municipio de Maripí – Boyacá, es dar a conocer a los empresarios y/o dueños de títulos mineros circunvecinos para la explotación de esmeraldas, la importancia de la planificación de todas las actividades mineras que deben realizarse para optimizar la extracción del recurso minero y aumentar la duración de las infraestructuras mineras, así como también garantizar la seguridad de las personas y equipos mineros que interactúan constantemente con la actividad.

El conocimiento geológico y geotécnico del macizo rocoso a intervenir, brinda la posibilidad de realizar otros proyectos similares en la misma zona de influencia, puesto que es un globo de roca sedimentaria que posee características muy parecidas en toda esa zona del departamento de Boyacá.

1.4.2. Factibilidad del proyecto.

Es muy factible y probable que se desarrolle y ejecute lo propuesto en este proyecto, ya que en la mayoría de los títulos mineros u operaciones mineras que existen en la zona del municipio de Maripí, no se cuenta con un estudio detallado de las características geomecánicas de los afloramientos de roca, lo que conlleva a realizar mala planeación de las actividades mineras y poca optimización de los recursos utilizados.

La empresa GREEN MINE LTDA y quien realiza el estudio mencionado han llegado al acuerdo del financiamiento del estudio planteado, con el fin de conocer y plasmar los logros geotécnicos alcanzados a la mina Polveros; también dejar un documento que sirva de bibliografía para los demás empresarios de la zona y que los incentive a realizar estudios similares en sus proyectos mineros.

De acuerdo a los cálculos tangibles que se han realizado en obras de excavación de tierra y roca, se estima que los estudios previos a la ejecución de los proyectos (investigación de detalle) está entre el 3% – 5% del costo total de la obra; por tal motivo, es casi injustificable que los proyectos mineros activos no cuenten con los documentos básicos que sustenten el día a día de la operación minera.

Para la ejecución del proyecto de investigación GREEN MINE LTDA cuenta con profesionales especializados en el área de minería, geología y geomecánica, que, mediante un trabajo concatenado existe una alta probabilidad de tener éxito en lo propuesto.

CAPÍTULO II

2. MARCO TEORICO

A continuación, se contextualiza de manera general los aspectos más relevantes que permiten desarrollar de manera técnica los estudios necesarios para entender el comportamiento del macizo rocoso a intervenir, igualmente los modelos constitutivos, esfuerzos que actúan en el macizo, el sistema de fallas presentes, el componente hidrogeológico; además de presentar una breve descripción de algunos métodos de diseño de excavaciones subterráneas y de estabilización de las mismas.

Antes de realizar cualquier proyección ingenieril sobre una masa rocosa es fundamental realizar una descripción y una caracterización preliminar del macizo rocoso, con el fin de conocer las propiedades y características geotécnicas de la roca en su conjunto.

El procedimiento a seguir parte de una descripción general de los aspectos y características observables a simple vista, en base a los cuales se establecen distintas zonas más o menos homogéneas en base a la litología, estructura tectónica, etc., posteriormente se describen y caracterizan con detalle los componentes de las diferentes zonas del macizo y sus propiedades; finalmente, a partir de todos los datos obtenidos, se clasifica geomecánicamente el macizo rocoso. La caracterización de cada zona debe realizarse de forma objetiva e individualizada e incluye el estudio de la matriz rocosa, de las discontinuidades y del conjunto del macizo, describiendo tanto sus propiedades intrínsecas como los factores extremos que condicionan su comportamiento.

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.

2.1.1. Ámbito local.

- **Madeleidy Rodríguez Gutiérrez (2017), Magíster en Ingeniería civil, con énfasis en geotecnia,** con la tesis **"criterios de análisis y validación del comportamiento de los túneles con SQUEEZING en rocas"**, de la cual se trae a colación los más relevante.

  - las clasificaciones geomecánicas presentan un alto grado de subjetividad y múltiples limitaciones en su uso, no cubren todos los aspectos que se requieren en la ingeniería de rocas y no reemplazan los procedimientos de diseño más elaborados, y lo que es más delicado, no tienen en cuenta los mecanismos de falla, deformación e interacción del soporte y la roca, la secuencia constructiva en el proceso de estabilización, las relaciones entre esfuerzos máximos y mínimos in-situ y la relación con el tipo de roca, la geometría de la excavación, etc.

  - Durante el desarrollo de este trabajo de grado y de acuerdo con las clasificaciones geomecánicas como son el RMR, Q, RSR, entre otros, se encontró que estos métodos no son adecuados para calificar o establecer apropiadamente problemas de squeezing ground. Estas clasificaciones son una ayuda en las primeras etapas de diseño permitiendo tener un enfoque básico, pero no resuelven los problemas de squeezing ground, por lo tanto, se debe tener cuidado en su aplicación.

  - Se considera fundamental al momento de diseñar un túnel u obra subterránea, tener un buen entendimiento del estado de esfuerzos in-situ para reorientar el diseño de un túnel donde puede haber squeezing ground. Ya que de esta manera se puede llegar a evitar un sin número de problemas de estabilidad con relación a fuertes empujes por causa de los esfuerzos in-situ.

- **Diana Marcela Pérez Pérez (2012), Magíster en Ingeniería – Geotecnia,** con la tesis **"propuesta técnica para la determinación del comportamiento del terreno en excavaciones subterráneas con base en un túnel exploratorio. Caso: Túnel de la línea"** de la cual llegó a las siguientes conclusiones geotécnicas.

  - Las zonas de mala calidad, es decir con un bajo GSI corresponden generalmente a rocas de baja resistencia, con características de fluencia, con deformaciones superiores al 2%, debido al régimen de la cordillera, estas se presentan comúnmente afectadas por esfuerzos tectónicos

manifestados en el macizo como plegamientos, fracturamientos, cizallas, entre otros.

- Los tipos de terreno calculados para el TPL permiten un solapamiento del índice RMR como lo presenta la Tabla 9, este puede contribuir a la economía del proyecto si es empleada correctamente, sin embargo, un mal manejo puede dar lugar al sobresoporte de la excavación.

- Los tipos de soporte empleado corresponden a una mejor calidad con respecto a los proyectados.

2.1.2. Ámbito internacional.

- **Alan Christopher Abad Alvarado, Freddy Ronald Huisa Velázquez (2011), Ingenieros Civiles,** con la tesis **"procedimientos de excavación y sostenimiento de túneles proyecto derivación Huascacocha - Rimac"**, de la que se puedo concluir:

  - Al realizar los estudios de geología y geomecánica, lo que se trata es de disminuir la incertidumbre de la zona a trabajar, pero esto no debe ser tomado como un 100% de exactitud ya que la isotropía de los suelos hace que en el transcurso del proyecto nos encontremos con posibles eventualidades no contempladas con anterioridad.

  - Para evitar la sobre excavación es importante el paralelismo de las perforaciones de los taladros, esto se logró inicialmente con ayuda del topógrafo, el cual nos marcó dos puntos que forman una línea paralela al eje del túnel. Con esto el perforista tiene una guía para colocar su máquina y lograr que el taladro inicial sea lo más recto posible al eje del túnel. Luego de tener el primer taladro perforado, se instala un atacador el cual es un palo de madera o fierro recto con el cual se guía el perforista para que el resto de taladros sean paralelos.

  - Para el cálculo de ventilación no se ha tomado en cuenta la cantidad de aire requerida para diluir los gases de los explosivos debido a que el explosivo utilizado (emulnor) contiene una mínima cantidad de gases tóxicos y se le da un tiempo aproximado de 40min.

  - Para una mayor rapidez en el desarrollo del túnel se decidió realizar la excavación tanto por el frente de entrada del túnel como por la salida del mismo. Con esto se logró disminuir el tiempo de ejecución. Esto se logró debido a que los dos frentes están libres y disponibles para poder realizar las excavaciones. Además, se contó con los equipos apropiados para realizarlo.

- Los avances de las voladuras y los factores de carga dependen del tipo de roca a trabajar. En el caso de nuestro proyecto, los factores de carga van disminuyendo en relación directa a la dureza de la roca como se muestra en la siguiente tabla:

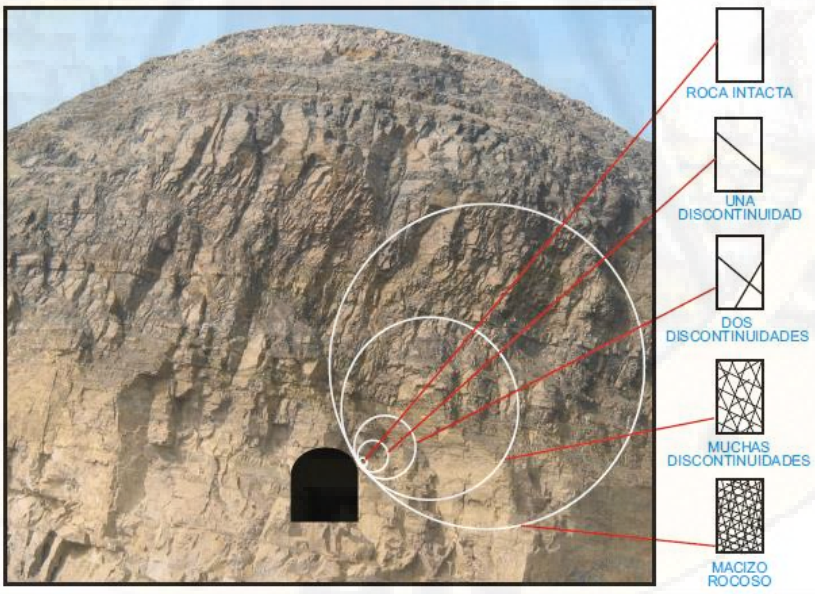
Tipos de roca	II	III	IV	V
Factor de carga (Kg/m^3)	2.98	2.87	2.53	2.37

2.2. BASES TEÓRICAS.

Cuando se habla de macizos rocosos debemos también hablar de los componentes intrínsecos que lo conforman, como son: el sistema de discontinuidades, estratificación, zonas singulares y de fallas, alteración de la matriz rocosa; todas las anteriores, influyen directamente en la resistencia del macizo rocoso, el cual será de mayor o menor resistencia dependiendo de las condiciones antes mencionadas.

Las condiciones estructurales presentes en la masa rocosa y la relación entre esfuerzos y resistencia a la compresión condicionan la estabilidad de las excavaciones subterráneas. Las excavaciones a poca profundidad como lo son la mayoría de túneles de carreteras, ferrocarril o socavones mineros cerca de la superficie, reciben una gran influencia de las condiciones estructurales y del grado de meteorización del macizo. Por otra parte, la estabilidad de las excavaciones en profundidad depende del comportamiento del macizo en relación con el campo de esfuerzos inducidos en el entorno de la obra subterránea.

Figura 1. Transición de la roca intacta hasta el macizo rocoso muy fracturado.



Fuente: https://es.slideshare.net/Irveen/mecanica-de-rocas

Para saber o estimar cómo será el comportamiento del macizo rocoso al ser intervenido por un proyecto ingenieril subterráneo, es necesario estudiar las características de la matriz rocosa, del macizo rocoso y los modelos de tensión – deformación. A continuación, se describen los parámetros mencionados.

2.2.1. Matriz rocosa.

Es el material rocoso exento de discontinuidades o bloques de roca intacta que quedan entre ellas. La matriz rocosa, a pesar de considerarse continua presenta un comportamiento heterogéneo y anisótropo ligado a su fábrica y a su microestructura mineral. Mecánicamente queda caracterizada por su peso específico, su resistencia y su deformabilidad.

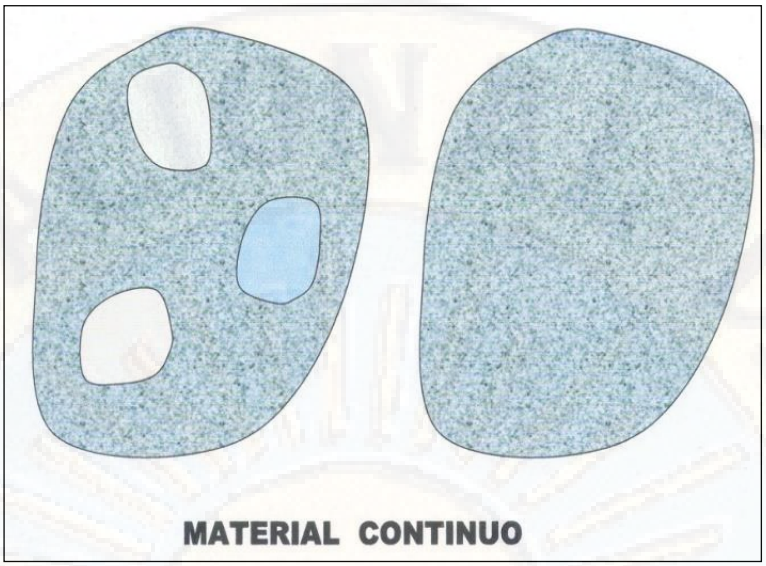
Es parte fundamental el conocimiento geológico para hacer las observaciones de campo, lo cual es un aspecto indispensable para tener conclusiones acertadas sobre las condiciones mecánicas de la roca. Los resultados de los ensayos *in situ* y de laboratorio son, junto con los análisis, la aplicación de los criterios de resistencia empíricos y las modelizaciones, las herramientas de que dispone la mecánica de rocas para determinar las propiedades geomecánicas necesarias para el estudio y la predicción del comportamiento de las rocas y macizos rocosos.

Los ensayos de laboratorio permiten cuantificar las propiedades físicas y mecánicas de la matriz rocosa que definen su comportamiento mecánico:

- La naturaleza de la roca.
- La resistencia ante la rotura.
- La deformación a corto y largo plazo.
- La influencia del agua en el comportamiento.
- El comportamiento ante la meteorización.
- El comportamiento en función del tiempo.

Existen ensayos de laboratorio, como los de corte o rozamiento sobre discontinuidades, que permiten extrapolar al comportamiento del conjunto matriz-discontinuidades.

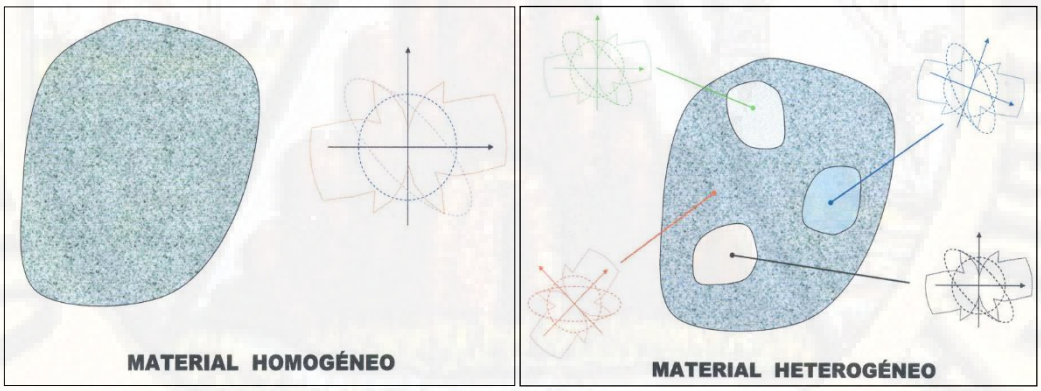
Figura 2. Representación de la matriz rocosa



Fuente: Introducción a la Mecánica de Rocas, Ingeniero Wilver Morales Céspedes (Universidad Nacional de Cajamarca)

En campo se pueden identificar las características propias de la matriz rocosa que son la identificación, alteración o meteorización y la resistencia uniaxial. La identificación visual de una roca se establece a partir de su composición y de su textura o relaciones geométricas de sus minerales. Es importante detallar el grado de alteración causada por intemperismo, toda vez que condiciona las propiedades mecánicas de la matriz rocosa; es decir, a medida que aumenta el proceso de meteorización, gradualmente se incrementa la porosidad y permeabilidad, por lo tanto, la roca se deforma con mayor facilidad al disminuir la resistencia.

Figura 3. Representación vectorial de matriz rocosa homogénea y heterogénea.



Fuente: Introducción a la Mecánica de Rocas, Ingeniero Wilver Morales Céspedes (Universidad Nacional de Cajamarca)

2.2.2. Macizo rocoso.

Se entiende por macizo rocoso la interacción de la matriz rocosa (roca intacta) con el sistema de discontinuidades originadas por las diferentes tensiones a las que está sometida la masa rocosa. Mecánicamente los macizos rocosos son

discontinuos, heterogéneos y de comportamiento anisotrópico, lo que conlleva a tener variaciones en la resistencia a la compresión simple. *La anisotropía* hace referencia a las diferentes direcciones y tensiones asociadas a la estratificación o diaclasamiento presente. La presencia de *discontinuidades* (superficie de estratificación, juntas, fallas, diques, etc.) rompe la continuidad de las propiedades mecánicas de los bloques rocosos, confiriendo al macizo un comportamiento geomecánico e hidráulico discontinuo, condicionado por la naturaleza, frecuencia y orientación de los planos de discontinuidad.

Al realizar obras sobre el terreno, como excavaciones, se modifican las condiciones iniciales y las fuerzas que actúan sobre los macizos rocosos, tanto las internas, debidas al propio peso o a las propiedades intrínsecas de los materiales, como las fuerzas externas, aparecen presiones intersticiales por modificación del flujo y de los niveles freáticos, se aplican cargas adicionales, etc.

Estas modificaciones en el estado tensional, junto con las características y propiedades resistentes y deformacionales de los materiales rocosos, controlan la respuesta mecánica y los modelos de deformación y rotura. Los factores geológicos que dominan el comportamiento y las propiedades mecánicas de los macizos rocosos son:

- La litología y propiedades de la matriz rocosa.
- La estructura geológica y las discontinuidades.
- El estado de esfuerzos a que está sometido el material.
- El grado de alteración o meteorización.
- Las condiciones hidrogeológicas.

Figura 4. Sistema de fallas normales en la carretera Granada - Motril.

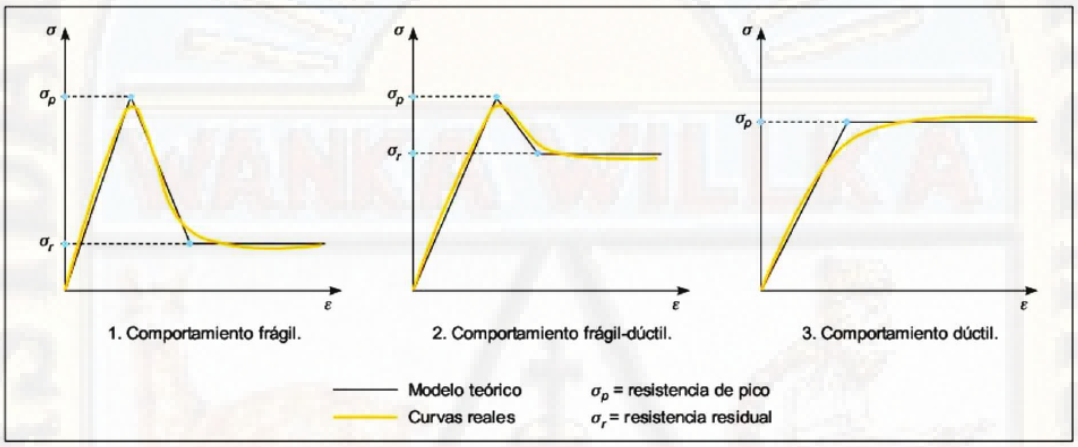
Fuente: fotografía de Luis Carcavilla – IGME.

2.2.3. Comportamiento tenso – deformacional en rocas.

El comportamiento tenso – deformacional es la característica de acción – reacción de un cuerpo rocoso que, al ser sometido a esfuerzos compresivos, genera unos cambios físicos y mecánicos en la roca que es progresiva si la carga aplicada aumenta considerablemente. La roca tiene tres estados medibles cuando se le está aplicando un incremento de carga uniaxial, los cuales son:

- El comportamiento antes de llegar a la rotura.
- La forma en que se produce la rotura.
- El comportamiento post-rotura.

Figura 5. Modelos característicos de comportamiento tenso – deformacional.



Fuente: Ingeniería geológica – Luis González de Vallejo.

Cuando la carga aplicada a la masa rocosa es mayor a la *resistencia pico* (la resistencia pico es la mayor carga aplicada a la roca antes de llegar a la rotura) puede ocurrir alguno de estos comportamientos.

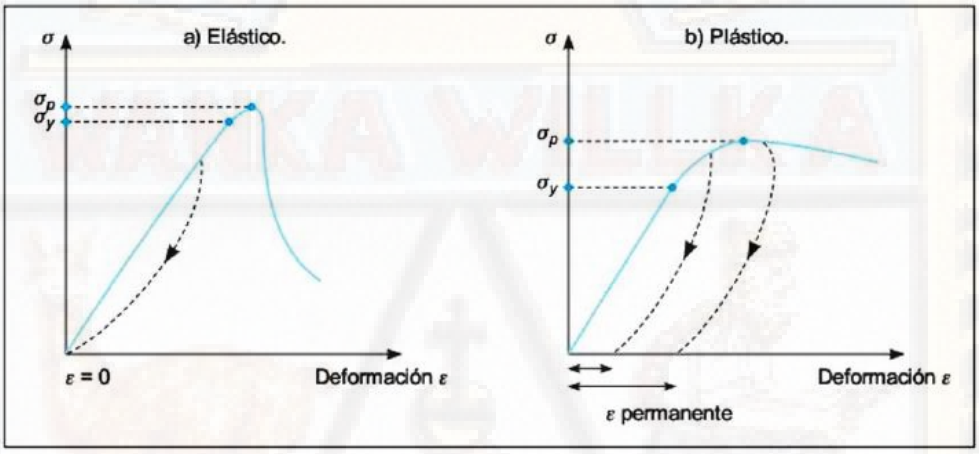
- **Comportamiento frágil:** este comportamiento es característico en rocas de resistencias altas, que, una vez ha superado la resistencia pico, experimenta una perdida instantánea de la resistencia, sin evidencias de deformación plástica (figura 4-1). Este comportamiento es muy característico, toda vez que se ve reflejada una gran diferencia entre la resistencia pico (σ_p) y la resistencia residual (σ_r).

- **Comportamiento frágil – dúctil:** este comportamiento se presenta en rocas poco masivas o discontinuas de resistencia media a baja, dejando ver un comportamiento elasto-plástico. La resistencia residual no cae drásticamente como en el comportamiento frágil (figura 4-2).

- **Comportamiento dúctil:** tiene un comportamiento muy particular, debido a que la deformación es continua manteniendo un esfuerzo constante. En este caso la resistencia pico y la resistencia residual son similares.

Cuando se le aplica esfuerzo a compresión a un cuerpo de roca de comportamiento elástico, ésta podría recuperar su forma inicial si no se supera la resistencia pico, no se podría decir lo mismo de una roca que experimenta un comportamiento elasto – plástico, ya que posterior a ese comportamiento lineal sigue una deformación plástica que, aun si se retira el esfuerzo aplicado antes de la resistencia pico, no permite que el cuerpo de roca vuelva a su configuración inicial. El cambio deformacional en la roca de elástico a plástico es un punto de inflexión conocido ***límite de elasticidad*** (σ_y).

Figura 6. Representación de deformaciones en rocas elásticas y plásticas.



Fuente: Ingeniería geológica – Luis González de Vallejo.

2.2.4. Criterios de rotura.

Como se ha venido mencionando, las rocas una vez superan el esfuerzo máximo compresivo o resistencia pico, se rompen o fallan por la fractura generada. Es por ello que en el ensayo de compresión simple se tiene de forma indirecta la resistencia al corte, debido a que la fricción entre las caras de la fractura se vence por el esfuerzo aplicado.

La resistencia de la roca está en función de dos parámetros fundamentales como *la cohesión C* (es la propiedad que permite la unión de las partículas, o esfuerzo que permite la reagrupación de las mismas) y *la fricción Φ* (es la propiedad que genera rozamiento e impide el desplazamiento por fracturas o líneas de debilidad).

La resistencia de la matriz rocosa isótropa se puede evaluar mediante los criterios de rotura de Mohr- Coulomb y de Hoek y Brown. La principal diferencia entre ambos es que el primero es un criterio lineal y el segundo no lineal, más adecuado al comportamiento mecánico real de las rocas. A lo largo de las últimas décadas otros criterios de rotura han sido desarrollados por diferentes autores, generalmente con

menor difusión y aplicación. Sheorey (1997) recoge en detalle los principales criterios de rotura existentes en la literatura sobre mecánica de rocas. El criterio de Griffith de 1921 (Jaeger y Cook, 1979; Paterson, 1978), desarrollado en base al estudio del cristal y del acero, es un clásico en mecánica de rocas; a pesar de que no es adecuado para su aplicación al material rocoso, ha sido muy útil para el estudio de la influencia de las microfisuras preexistentes en la rotura a tracción del material.

2.2.4.1. Criterio de Mohr – Coulomb.

Este criterio de falla representa la resistencia al corte a través de un plano en un estado triaxial de tensiones, obteniéndose la relación entre los esfuerzos normal y tangencial actuantes en el momento de la rotura mediante el modelo matemático:

$$\tau = c + \sigma_n \times tg\phi \qquad (1)$$

En donde $\boldsymbol{\tau}$ y σ_n son los esfuerzos normal y tangencial sobre el plano de falla; $\boldsymbol{c}$ y $\boldsymbol{\Phi}$ son la fuerza cohesiva y el ángulo de fricción interna de la matriz rocosa.

Explicado de otra manera, el criterio de rotura puede explicarse en función de los esfuerzos principales mayor y menor (σ_1 y σ_3) respectivamente.

$$\sigma_1 = \frac{2c + \sigma_3\left[sen2\theta + tg\phi\left(1 - \cos 2\theta\right)\right]}{sen2\theta - tg\phi(1 + \cos 2\theta)} \qquad (2)$$

Esta ecuación permite la posibilidad de obtener la resistencia en cualquier plano definido por Θ. Para el plano de rotura crítico, es decir, para Θ = 45° + Φ/2, la expresión matemática anterior quedaría de la siguiente manera.

$$\sigma_1 = \frac{2c \cdot \cos\phi + \sigma_3\left(1 + sen\phi\right)}{(1 - sen\phi)} \qquad (3)$$

Si se da la condición de que $\sigma_3 = 0$, el esfuerzo principal mayor será la misma resistencia a compresión simple de la roca (σ_c).

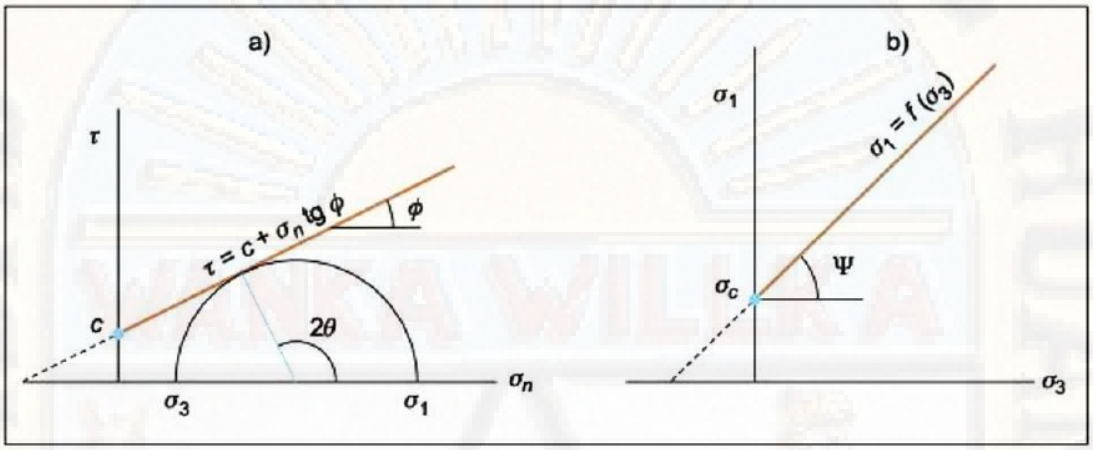
$$\sigma_1 = \sigma_c = \frac{2c \cdot \cos\phi}{(1 - sen\phi)} \qquad (4)$$

Este criterio también proporciona la resistencia a la tracción de la roca ensayada. Estas variables son útiles para representar gráficamente el proceso de rotura de la roca.

$$\sigma_t = \frac{2c \cdot \cos\phi}{(1+sen\phi)} \qquad (5)$$

En la siguiente gráfica se observará la envolvente de Mohr – Coulomb en función de los esfuerzos normal y tangencial respectivamente (a) y, además, se observa la representación del criterio en función de los esfuerzos principales mayor y menor (b).

Figura 7. Envolvente de Mohr Coulomb en función de esfuerzos tangencial y normal y esfuerzos principales (mayor y menor).



Fuente: ingeniería geológica – Luis González de Vallejo.

El criterio de rotura de Mohr – Coulomb tiene algunos inconvenientes, toda vez que el comportamiento de la roca al momento de aplicarle carga de compresión uniaxial no es lineal, lo que podría implicar errores al considerar esfuerzos actuantes, sobre todo en zonas de bajos esfuerzos confinantes.

2.2.4.2. Criterio de Hoek y Brown.

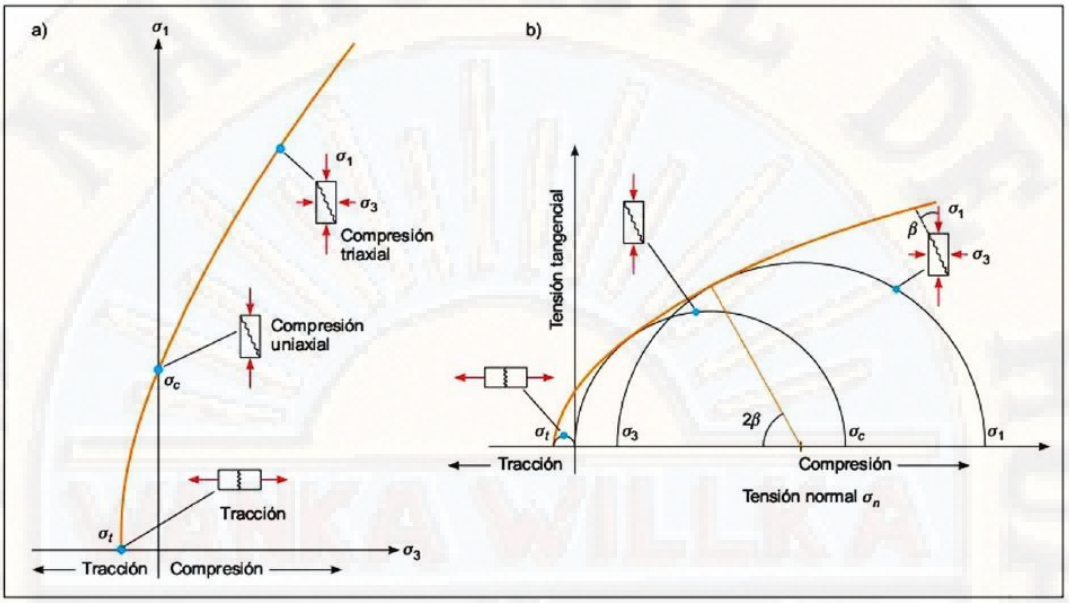
En comparación con el criterio de rotura de Mohr – Coulomb, este criterio es más idóneo para evaluar la resistencia de la matriz rocosa, debido a que tiene un comportamiento no lineal, donde la representación gráfica es una curva cóncava. El criterio de Hoek y Brown es un criterio no lineal, empírico, que permite valorar, de manera sencilla, la rotura de un medio rocoso mediante la introducción de las principales características geológicas y geotécnicas y se evalúa la resistencia de la matriz rocosa en condiciones triaxiales.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_{ci} \sigma_3 + \sigma_{ci}^2} \qquad (6)$$

De la ecuación anterior se especifica que $\mathbf{m_i}$ es una constante que depende de las propiedades de la roca y σ_{ci} corresponde a la resistencia a compresión simple, la cual puede ser determinada en ensayos de laboratorio o por correlación de datos

mediante el ensayo de carga puntual (PLT – Point Load Test). La ecuación permite, además, graficar la envolvente de rotura del criterio de Hoek y Brown.

Figura 8. Envolvente de rotura del criterio de Hoek y Brown en función de los esfuerzos principales.



Fuente: Ingeniería Geológica de Luis González de Vallejo.

La resistencia a tracción se obtiene cuando se desprecia el esfuerzo principal mayor o se iguala a cero $\sigma_1 = 0$ y $\sigma_3 = \sigma_t$.

$$\sigma_t = \frac{1}{2}\sigma_{ci}\left(m_i - \sqrt{m_i^2 + 4}\right) \qquad (7)$$

En la siguiente tabla se presentarán algunos valores de la constante m_i para la matriz rocosa.

Tabla 1. Valores máximos de mi para la matriz rocosa, Hoek Brown (1997).

Tipo de roca y valor de la constante m_1				
Sedimentarias clásicas	Conglomerado	(22)	Lutita	4
	Arenisca	19	Grauvaca	(18)
	Limolita	9		
Sedimentarias no clásicas	Caliza margosa	7	Caliza micrítica	8
	Brecha caliza	(20)	Yeso	16
	Caliza esparítica	(10)	Anhidrita	13
Metamórficas	Mármol	9	Gnéis*	33
	Cuarcita	24	Esquisto*	4 – 8
	Migmatita	(30)	Filita*	(10)
	Anfibolita	25 – 31	Pizarra*	9
	Milonita	(6)		
Ígneas	Granito	33	Diorita	(28)
	Riolita	(16)	Andesita	19

	Granodiorita	(30)	Gabro	27
	Decita	(17)	Basalto	(17)
Ígneas extrusivas piroclásticas	Aglomerado	(20)	Toba	(15)
	Brecha	(18)		

Fuente: Ingeniería Geológica de Luis González de Vallejo

Los valores que se encuentran delimitados por paréntesis, son valores estimados; mientras que, los valores que tienen como distintivo un asterisco, obtenidos de ensayos en matriz rocosa con dirección de aplicación de la carga normal a los planos de foliación.

2.2.5. Criterios de rotura en macizos rocosos.

Los criterios de rotura o de resistencia de los macizos rocosos constituyen la base de los métodos empíricos y permiten evaluar la resistencia a partir de los esfuerzos actuantes y de las propiedades del material rocoso, proporcionando:

- La respuesta de la roca intacta ante diversas condiciones de esfuerzo.
- La predicción de la influencia de las discontinuidades en el comportamiento del macizo.
- La predicción del comportamiento global de un macizo rocoso.

La resistencia de los macizos rocosos puede determinarse bajo condiciones de máximo esfuerzo condicionada por sus propiedades de cohesión y ángulo de rozamiento interno, parámetros fundamentales para la proyección de obras de ingeniería.

El macizo rocoso será mayor o menor resistente debido a una serie de parámetros, entre ellos la fracturación, que está definida por el número de familias de discontinuidades presentes en el macizo.

2.2.5.1. Criterio de Hoek y Brown (1980).

En principio el criterio de rotura fue desarrollado para aplicarlo a macizos rocosos fracturados sin alteración y de gran resistencia a la deformabilidad. La resistencia del macizo quedó definida por el siguiente modelo matemático:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci}\sqrt{m\frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s} \qquad (8)$$

donde m y s son constantes que dependen de las propiedades de la roca, la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta es la σ_{ci}. Para roca intacta s = 1 y m = m_i.

Las constantes m y s son determinadas a partir de una forma modificada de la clasificación de RMR de Bieniawski, en 1989 por Hoek y Brown, modificando la puntuación a 10 para los parámetros de las aguas subterráneas, presentando dos ecuaciones diferentes para cada variable según la perturbación del macizo, esta última hace referencia a si el macizo rocoso ha sido alterado por el tipo o método de excavación.

- **Para macizos rocosos no perturbados por voladura.**

$$m = m_i \exp\frac{RMR - 100}{28} \qquad (9)$$

$$s = \exp\frac{RMR - 100}{9} \qquad (10)$$

- **Para macizos rocosos perturbados por voladura.**

$$m = m_i \exp\frac{RMR - 100}{14} \qquad (11)$$

$$s = \exp\frac{RMR - 100}{6} \qquad (12)$$

Tanto el criterio como las expresiones para el cálculo de m y s no proporcionan valores representativos para macizos rocosos alterados y de mala calidad. Por ello, los autores han desarrollado una nueva expresión, valida también para macizos rocosos fracturados de mala calidad, con materiales blandos y alterados (Hoek, 1994):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci}\left(m\frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s\right)^{\alpha} \qquad (13)$$

Esta ecuación se constituye como la expresión del criterio generalizado donde ***m, s y α*** dependen de las propiedades y características del macizo rocoso.

Varios autores entre 1994 y 1995 (entre ellos Hoek) propusieron un ***índice geológico de resistencia GSI***, el cual evalúa la calidad del macizo en función del grado de fracturación y la litología, y la alteración de las paredes de discontinuidades. Las ecuaciones matemáticas para obtener los parámetros mencionados son las siguientes:

$$m = m_i \exp\frac{GSI - 100}{28} \qquad (14)$$

- Para macizos rocosos con GSI > 25 (macizos de calidad media a buena).

$$s = \exp\frac{GSI - 100}{9} \qquad \alpha = 0.5 \qquad (15)$$

- Para macizos con GSI < 25 (macizos de calidad de mala a muy mala).

$$s = 0 \qquad \alpha = 0.65 - \frac{GSI}{200} \qquad (16)$$

El valor de GSI = 25 es arbitrario. Para GSI > 25 (macizos de media a muy buena calidad) este índice puede obtenerse a partir del RMR (Apartado 3.8), mediante la correlación siguiente, en cuyo caso debe asignarse un valor de 15 para las condiciones de agua del macizo y un valor de 0 al parámetro de ajuste para la orientación de las discontinuidades:

$$GSI = RMR_{(89)} - 5 \qquad (17)$$

En la aplicación del criterio de Hoek y Brown y en la interpretación de los valores de resistencia obtenidos debe tenerse en cuenta:

- El criterio es válido únicamente para macizos rocosos con comportamiento isótropo.

- El índice GSI se basa en estimaciones cualitativas y en modelos simples que rara vez coinciden con las condiciones reales.

2.2.5.2. Criterio de Sheorey.

Un criterio de falla a partir de ensayos triaxiales en el carbón fue propuesto por Sheorey et al., (1989). El criterio sugiere relacionar el sistema Q (Barton et al., 1974). El sistema Q debía tener la relación de esfuerzos (SRF = 1) y adicionalmente cubre una gran gama de macizos rocosos en comparación con otros sistemas de clasificación. Todos los estudios de casos estaban relacionados con las vetas de carbón y yacimientos de carbón.

En 1997, Sheorey cambia el criterio vinculado el sistema RMR, expresando la resistencia a la compresión uniaxial de un macizo diaclasado como

$$\sigma_{cm} = \sigma_c \exp\left(\frac{RMR_{76} - 100}{100}\right) \qquad (18)$$

Donde σ_c es la resistencia uniaxial de la roca.

Para $RMR_{76} \geq 18$, se el RMR_{76} de Bieniawski.
Para $RMR_{89} \leq 18$, determine Q' y usando la ecuación 19 determine el RMR.

$$RMR = 9\ln Q' + 44 \qquad (19)$$

Donde,

$$Q' = \frac{RQD}{J_n}\frac{J_r}{J_a} \qquad (20)$$

Donde:

J_r = Índice de rugosidad de las discontinuidades
J_a = Índice de alteración de las discontinuidades
J_n = Índice de diaclasamiento

Estos índices hacen parte de los Parámetros de clasificación del sistema Q, Barton (2000), ver tabla 1A del anexo A.

2.2.5.3. Criterio de Mohr Coulomb para macizos rocosos anisótropos.

En este caso la resistencia del macizo rocoso está ligada a la orientación de los planos de estratos presentes y los esfuerzos que en ellos intervienen, donde se notará una variación entre la resistencia de los planos discontinuos y la resistencia de la matriz.

Si la rotura está definida u orientada a través de los planos de estratificación, la resistencia del macizo rocoso se ajustará al siguiente modelo matemático de Mohr – Coulomb.

$$\sigma_1 = \frac{2c + \sigma_3\left[\sin 2\theta + \tan\phi\left(1 - \cos 2\theta\right)\right]}{\sin 2\theta - \tan\phi\left(1 + \cos 2\theta\right)} \qquad (21)$$

2.2.6. Tensiones naturales en macizos rocosos.

Toda estructura geológica se encuentra sometida a esfuerzos o tensiones naturales como consecuencia de su misma historia geológica. Al realizar una excavación las

condiciones de esfuerzo son alteradas debido a la descompresión del macizo rocoso y al carácter heterogéneo y discontinuo, generando una nueva configuración de esfuerzos alrededor de la obra ingenieril excavada.

Las principales aplicaciones del estudio de las tensiones naturales en ingeniería son los túneles y las obras subterráneas en general, donde la estabilidad de las excavaciones depende de la magnitud y orientación de las tensiones, siendo fundamental el conocimiento del estado tensional *in situ*.

Las formaciones geológicas están sometidas a diferentes configuraciones de esfuerzos en función de su historia geológica, obedeciendo a distintas causas, siendo las principales:

- **Tensiones de origen tectónico**: Los esfuerzos tectónicos son producidos por fuerzas exteriores aplicadas al macizo debido a la tectónica de placas, son la causa principal de las tensiones acumuladas y pueden ser liberadas de diversas maneras como lo son los terremotos, las explosiones de roca y deformaciones, según Vallejo 2004 pueden alcanzar tensiones de 25 MPa, que aunque relativamente bajas, debido a las propiedades visco elásticas de la litosfera sufren un efecto amplificador al actuar constantemente durante periodos de tiempo largos

- **Tensiones de tipo gravitacional:** Se producen como consecuencia del peso de los materiales geológicos. Si en un punto no actúa otro tipo de esfuerzos, el estado tensional es el correspondiente a las fuerzas gravitacionales que ejercen los materiales suprayacentes y confinantes, y las tensiones o esfuerzos principales son la vertical y la horizontal: $\sigma_1 = \sigma_v$, $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_H$ donde $\sigma_v = \rho.g.z$.

  Esta tensión compresiva vertical origina esfuerzos laterales horizontales al tender las rocas a expandirse en direcciones transversales con respecto a las cargas verticales. En cuerpos elásticos la expansión transversal puede expresarse por el coeficiente de Poisson v, según:

$$\nu = \frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_t} \qquad (22)$$

  Donde ε_t es la deformación transversal y ε_l es la deformación longitudinal. Si la roca no es libre de expandirse se crea un esfuerzo transversal representada por la siguiente ecuación:

$$\sigma_{trans} = \sigma_H = \left(\frac{\nu}{1-\nu}\right).\sigma_v \qquad (23)$$

Considerando un valor medio del coeficiente de Poisson *v* = 0.25, la relación *K* = σ_H/σ_v se reduce a un tercio.

$$\sigma_H = 0.33\sigma_v \text{ o } K \approx 1/3 \qquad (24)$$

- **Tensiones de origen no renovable:** pueden ser generadas por efectos térmicos sobre los materiales rocosos, por flexiones o abombamientos en la corteza o como consecuencia de cambios en el radio de curvatura de una placa tectónica, pudiendo dar lugar en teoría a grandes esfuerzos en la corteza, aunque debido a que no son renovables se disipan en procesos de rotura frágil dentro de periodos geológicos relativamente cortos.

  Las tensiones no renovables tienen escasa incidencia al actuar en periodos geológicos cortos y disiparse rápidamente.

2.2.6.1. Medición de tensiones naturales *in situ*.

La medición del estado tensional es una tarea muy compleja, la cual solo se puede llevar a cabo mediante mediciones *in situ* y vienen definidas por su orientación y magnitud. Existen varios métodos de medición, entre los cuales se resaltan:

- Métodos de sobreperforación.
- Método del gato plano.
- Método de fracturamiento hidráulico.

Existen algunos métodos que solo permiten la medición de las direcciones de los esfuerzos:

- Análisis de estructuras tectónicas.
- Análisis de los mecanismos focales de terremotos.
- Observación de la orientación de los planos de rotura en las paredes de un sondeo.
- Medidas de relajación de tensiones en afloramientos.

En este proyecto se realizarán análisis de orientación a las diferentes unidades litológicas y discontinuidades contenidas en el macizo rocoso, que será de gran utilidad para realizar el modelo computacional del túnel proyectado.

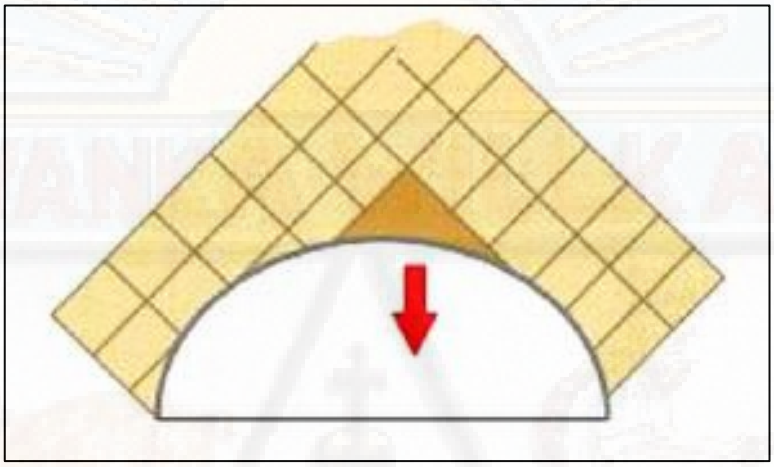
2.2.7. Diseño de túneles.

Los túneles y las obras subterráneas de ingeniería son la solución económica y técnica para poder realizar la extracción de minerales de gran valor económico. Dicho lo anterior, se requiere hacer estudios geológicos y geotécnicos que permitan

compilar la suficiente información para poder proyectar la obra de ingeniería. Estos estudios geológicos y geotécnicos tienen como finalidad tener conocimiento sobre las condiciones geológicas, sectorización geomecánica del macizo rocoso y conocimiento hidrogeológico. Con estos datos de gran importancia, dar recomendaciones en cuanto al método de excavación y sostenimiento de los túneles. En los avances de las excavaciones se pueden encontrar condiciones naturales del macizo que influyen directamente en problemas de estabilidad del contorno.

- La orientación desfavorable de discontinuidades podría generar cuñas inestables con desprendimiento de roca.

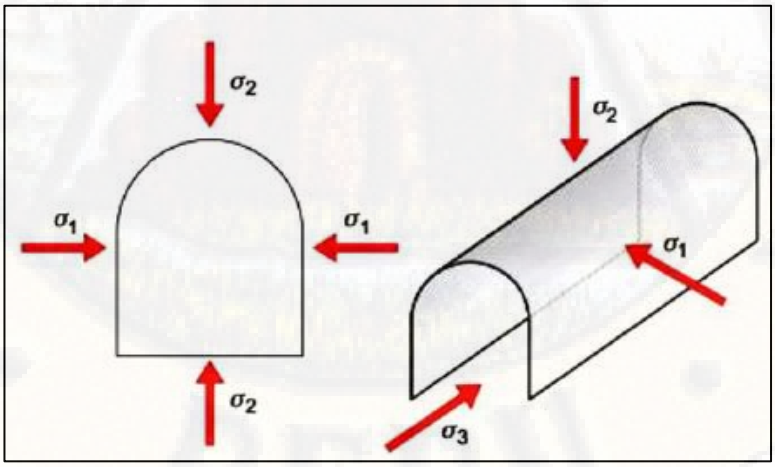
Figura 9. Orientación desfavorable de discontinuidades.



Fuente: Ingeniería geológica – Luis González de Vallejo.

- La orientación desfavorable de los esfuerzos principales causa altas deformaciones en el contorno del túnel.

Figura 10. Orientación desfavorable de los esfuerzos principales.



Fuente: Ingeniería geológica – Luis González de Vallejo.

- Otro problema de estabilidad en obras subterráneas es la filtración de agua hacia el interior del túnel por las fracturas o discontinuidades o por la permeabilidad litológica que se tenga.

2.2.7.1. Clasificaciones Geomecánicas.

Las clasificaciones surgieron por la necesidad de tener parámetros técnicos para cualificar un macizo rocoso en el cual se pretendía proyectar una obra ingenieril. Las clasificaciones geomecánicas permiten evaluar el comportamiento mecánico de los macizos rocosos, describiendo de manera sistemática la calidad del macizo y como consecuencia de ello se puede estimar los parámetros geotécnicos de diseño y sostenimiento a implementar.

A través del tiempo han existido varios autores que patentaron clasificaciones de los macizos rocosos, que por su complejidad o pocas modificaciones en el tiempo fueron quedando obsoletas o sencillamente otras las complementaron incluyendo más parámetros de evaluación.

Tabla 2. Clasificaciones geomecánicas antiguas y modernas.

CLASIFICACIONES ANTIGUAS	CLASIFICACIONES MODERNAS
Terzaghi (1946)	Sistema RMR (Rock Mass Rating – Bieniawski, 1973-1989)
Lauffer	Sistema Q (Barton, Líen, Lunde, 1974).
Deere et al (1967)	
RSR (Rock Structure Ratio) (Wickham, Tiedmann and skinner, 1972)	

En la actualidad, las clasificaciones geomecánicas más utilizadas para la proyección de túneles son ***RMR de Bieniawski y Q de Barton***, ya que evalúan los siguientes parámetros en el macizo rocoso:

- Resistencia del macizo rocoso.
- RQD.
- Discontinuidades.
- Filtraciones de agua.
- Estructuras geológicas singulares.
- Estado tensional.

2.2.7.2. Clasificación Q.

Desarrollada por Barton, Líen y Lunde en 1974, a partir del estudio de un gran número de túneles, constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite estimar parámetros geotécnicos del macizo y diseñar sostenimientos para túneles y cavernas subterráneas. El Índice Q está basado en una evaluación numérica de seis parámetros dados por la expresión:

$$Q = \frac{RQD}{J_n}\frac{J_r}{J_a}\frac{J_w}{SRF} \qquad (25)$$

Aquí se relacionan los factores de dimensionamiento de bloques (RQD/Jn), la resistencia del macizo de acuerdo al grado de alteración y paredes de las discontinuidades (Jr/Ja), y la influencia de la filtración de agua y el estado tensional del macizo rocoso (Jw/SRF). Ver anexo A.

En la tabla 3 se presentan los valores del índice Q, obtenidos a partir de los parámetros mencionados anteriormente.

Tabla 3. Calidad de la roca Q de Barton.

Valor índice Q	Calidad de la roca
0.001 – 0.01	Roca excepcionalmente mala
0.01 – 0.1	Roca extremadamente mala
0.1 – 1	Roca muy mala
1 – 4	Roca mala
4 – 10	Roca media
10 – 40	Roca buena
40 – 100	Roca muy buena
100 – 400	Roca extremadamente buena
400 – 1000	Roca excepcionalmente buena

Fuente: Clasificación geomecánica Q de Barton.

2.2.7.3. Clasificación RMR (Rock Mass Rating).

Esta clasificación desarrollada por Bieniawski en 1973 es muy útil en la actualidad tanto para proyectos superficiales, como para obras subterráneas, y esto es debido a la evaluación de los parámetros del macizo rocoso que relaciona, para cualificar la calidad de la roca. Los parámetros evaluados en esta clasificación son los siguientes:

- Resistencia de la matriz rocosa.
- RQD.
- Evaluación de los parámetros de las discontinuidades.
- Condiciones hidrogeológicas del macizo.

- Favorabilidad o desfavorabilidad de las discontinuidades respecto al eje de la excavación.

En esta clasificación geomecánica cada parámetro tiene una puntuación, que al final se realiza una sumatoria comprendida entre 0 y 100. En el anexo B se amplía la información sobre esta clasificación geomecánica.

Tabla 4. Calidad de la roca RMR de Bieniawski.

Clase	Calidad	Valoración RMR
I	Muy buena	100 – 81
II	Buena	80 – 61
III	Media	60 – 41
IV	Mala	40 – 21
V	Muy mala	< 20

Fuente: extraído de la clasificación geomecánica de Bieniawski.

Se han propuesto varias correlaciones entre el Q de Barton y la clasificación RMR, las cuales se describen en la siguiente tabla.

Tabla 5. Correlación de índice Q y RMR.

Autor	Correlación RMR – Q
Bieniawski, 1979, Sudáfrica	$RMR = 9\ln Q + 44$
Rutledge y Preston, 1980, Nueva Zelanda	$RMR = 5.9\ln Q + 43$
Moreno E. 1981, Asturias	$RMR = 5.4\ln Q + 55.2$
Abad, J. et al 1983, Asturias	$RMR = 10.5\ln Q + 41.8$
Cameron Clark y Budavari 1981, Sudáfrica	$RMR = 5\ln Q + 60.8$

Fuente: correlación de González de Vallejo (2004).

2.2.7.4. Clasificación SRC.

La clasificación geomecánica SRC (González de Vallejo, 1985 y 2003) se basa en la RMR, y se diferencia de esta por considerar el estado tensional del macizo rocoso, las condiciones constructivas del túnel y la utilización de datos de afloramientos. Los parámetros que intervienen son los siguientes:

- Resistencia de la matriz rocosa.
- RQD.
- Condiciones de las discontinuidades.
- Filtraciones de agua.
- Estado tensional.

Este último parámetro viene definido por los siguientes factores: *factor de competencia (Fc), accidentes tectónicos, factor de relajación tensional y actividad sísmica*.

Debido a la similitud en cuanto a los parámetros evaluados entre las clasificaciones geomecánicas RMR de Bieniawski y la clasificación geomecánica RSC de Vallejo, en algunos casos donde requiera mayor detalle y sensibilidad para tomar decisiones, se podrá tomar la evaluación realizada a partir de la clasificación SRC, debido a que contempla un rigor mucho mayor respecto a los parámetros evaluados, que conllevan a tener mayor seguridad en la obra que se desee proyectar. A continuación, se realiza un comparativo respecto al uso de las clasificaciones geomecánicas en función de la competencia del macizo rocos:

- En rocas de **calidad media a buena** (RMR I, II, III) se podrá utilizar la clasificación RMR o la clasificación Q de Barton sin ningún problema.

- En rocas de **calidad media a mala** (III, IV, V) con matriz rocosa de poca competencia y esfuerzos importantes, la clasificación SRC se ajusta mejor que la RMR de Bieniawski.

Es importante a la hora de aplicar clasificaciones geomecánicas determinar o evidenciar los parámetros fundamentales y efectivos que aportarán la mayor información sobre el macizo.

2.2.8. Sostenimiento en túneles.

El sostenimiento en túneles es un tema principal y crucial, puesto que, de ello depende la seguridad de las personas que laboran a diario bajo tierra, el buen estado de los equipos y estructuras que interactúan con los túneles y el contorno propio de la excavación; todo lo anterior repercute en el factor económico.

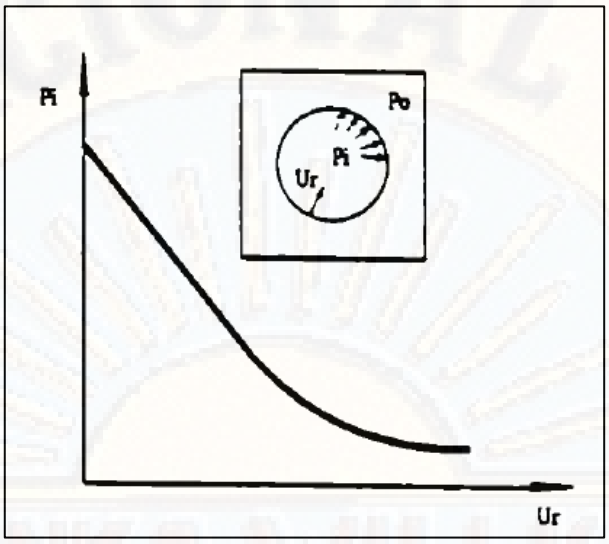
Es por ello que para realizar el cálculo del sostenimiento de un túnel (minero, vial o cualquier otra obra subterránea) existen varios métodos como *los métodos analíticos, métodos numéricos, empíricos y observacionales,* que permiten de manera técnica llegar a un sistema sostenible para túneles.

2.2.8.1. Métodos analíticos.

Los métodos analíticos parten de las hipótesis de la elasticidad y suponen que el comportamiento del túnel es elástico hasta que se alcanza una cierta presión interna critica, para la cual se produce la plastificación. Se acepta que hay una correspondencia entre la presión interna y la deformación radial de la excavación según una curva característica (también denominada línea característica). El sostenimiento elegido debe ser capaz de resistir la citada presión interna, conocida

como la ley de presión - deformación del sostenimiento, el punto de encuentro entre ambas curvas define la situación de equilibrio.

Figura 11. Curva característica del terreno.

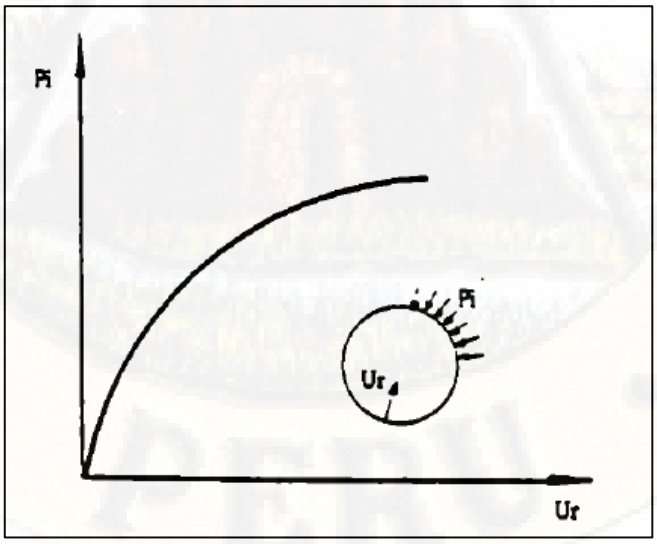


Fuente: Interacción Túnel Sostenimiento. E.T.S.E.C.C.P.B. – U.P.C

La curva característica del terreno es la representación mediante un gráfico entre la presión radial aplicada en un punto del contorno de la excavación y el valor del desplazamiento alcanzado en ese punto.

En la figura 11 se ilustra *la curva característica del sostenimiento*, y esta relaciona la presión radial ejercida sobre él, con los valores de desplazamiento radial producido. El punto de equilibrio en el problema viene determinado por la condición de compatibilidad y corresponde a la intersección entre ambas *Curvas Características*.

Figura 12. Curva característica del sostenimiento.



Fuente: Interacción Túnel Sostenimiento. E.T.S.E.C.C.P.B. – U.P.C

2.2.8.2. Métodos numéricos.

Este método parte de la discretización del macizo rocoso mediante los métodos de los elementos finitos (MEF), elementos discretos o de diferencias finitas. Permiten la modelización detallada de los procesos de deformación que afectan al terreno como consecuencia de la excavación, y el análisis de la influencia de los diferentes factores y parámetros que intervienen en los procesos constructivos, pudiéndose establecer los criterios de diseño adecuados para la excavación.

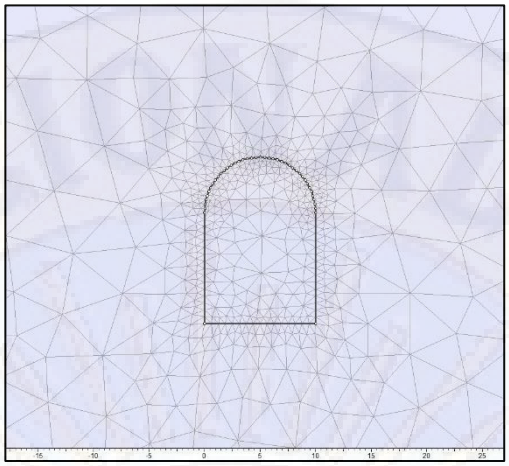
- **Fundamentos del método de los elementos finitos.**

En esencia se trata de una técnica que sustituye el problema diferencial por otro algebraico, aproximadamente equivalente, para el cual se conocen técnicas generales de resolución. Para ello hace uso de la "discretización" o subdivisión de una región sobre la cual están definidas las ecuaciones en formas geométricas simples, denominadas elementos finitos. Las propiedades materiales y relaciones gobernantes en estos elementos se expresan en función de los valores desconocidos en las "esquinas" de los elementos o nodos como lo presenta la figura 12.

Una de las ventajas de este método es su facilidad de implementación en un programa computacional, que a su vez es una condición básica para su utilización, ya que para el tratamiento de un problema en particular debe efectuarse un número muy elevado de operaciones para resolver sistemas algebraicos del orden de cientos o miles de ecuaciones.

El proceso de análisis de un problema físico mediante elementos finitos se muestra en la figura 12. La geometría puede ser definida por el analista o creada a partir de algún software. El segundo paso consiste en definir el modelo matemático a resolver. Este es el paso fundamental donde se especifica el tipo de ecuaciones a determinar, las condiciones de borde, propiedades materiales, y otros detalles acerca del método en sí mismo. Una vez efectuada dicha definición el programa resuelve automáticamente las ecuaciones pertinentes y provee los resultados en una forma apropiada para el analista.

Figura 13. Ejemplo de discretización de un macizo.



Fuente: El Autor.

2.2.8.3. Métodos empíricos.

Estos proporcionan una aproximación al sostenimiento de los túneles, por lo tanto, no es considerado un método de cálculo; sin embargo, pueden ser muy útiles en macizos rocosos fracturados, y como medio de establecer las propiedades del macizo y los sostenimientos requeridos.

Los sostenimientos calculados o estimados de manera empírica, se basan en las clasificaciones geomecánicas RMR (Bieniawski) y Q de Barton. Por lo anterior, se debe ser muy riguroso a la hora de evaluar los parámetros litológicos y estructurales del macizo, con el fin de utilizar la clasificación más pertinente en cada caso.

La presión de roca o presión sobre el sostenimiento se podría estimar mediante la ecuación (utilizada para RMR):

$$P = \frac{100 - RMR}{100}\gamma B \qquad (26)$$

Donde ***Y*** es el peso específico de la roca y ***B*** el ancho del túnel. Esta expresión empírica hay que utilizarla con precaución pues puede dar resultados poco representativos.

Para la estimación de sostenimientos a partir del Q de Barton se deben definir los siguientes parámetros:

- Diámetro equivalente: es la relación entre el diámetro o altura de la excavación y el ESR.

$$D_e = \frac{anchura,diametro(m)}{ESR} \qquad (27)$$

- ESR (excavation support ratio): es un factor que depende del tipo de excavación, cuyos valores están dados en la siguiente tabla:

Tabla 6. Valores del índice ESR de la clasificación Q (Barton 2000).

	Tipo de excavación	ESR
A	Labores mineras de carácter temporal, etc.	2 – 5
B	Galerías mineras permanentes, túneles de centrales hidroeléctricas (excluyendo las galerías de alta presión), túneles piloto, galerías de avance en grandes excavaciones, cámaras de compensación hidrostática.	1.6 – 2.0
C	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles de carreteras secundarias y de ferrocarril, túneles de acceso.	1.2 – 1.3
D	Centrales eléctricas subterráneas, túneles de carreteras primarias y de ferrocarril, refugios subterráneos para defensa civil, emboquille e intersecciones de túneles.	0.9 – 1.1
E	Centrales nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones públicas y deportivas, fabricas, túneles para tuberías principales de gas.	0.5 – 0.8

Fuente: Clasificación Q de Barton.

El índice Q también permite calcular los siguientes parámetros:

- Longitud de pase (m). $L_{pase} = 2 \cdot ESR \cdot Q^{0.4}$ (28)
- Carga sobre la clave (P_r) $P_r = \frac{2\sqrt{J_n}}{3J_r \sqrt[3]{Q}}$ (29) para macizos con menos de tres familias de discontinuidades. $P_r = \frac{2\sqrt{J_n}}{J_r \sqrt[3]{Q}}$ (30) para macizos con más de tres familias de discontinuidades.

2.2.8.4. Métodos observacionales.

Los métodos observacionales se basan en las medidas de tensiones y deformaciones que se producen durante la excavación del túnel, calculando los sostenimientos con el apoyo de métodos numéricos o analíticos. El método observacional más representativo es el Nuevo Método Austriaco (NATM).

El Nuevo Método Austriaco constituye un procedimiento especial de construcción de túneles, desarrollado en Austria por Rabcewicz y otros en los años cuarenta en base a observaciones sobre el comportamiento *reológico* de los macizos rocosos y las relaciones entre las deformaciones radiales y los sostenimientos.

Es aplicable a todo tipo de terrenos, incluyendo los blandos y con escaso recubrimiento. Sus principios básicos se pueden resumir en los siguientes puntos:

- Aplicación inmediata de un sostenimiento provisional semirrígido de hormigón proyectado, bulones y excepcionalmente cerchas.
- Auscultación y medidas *in situ* de deformaciones/tiempos (medidas de convergencia).
- Eventual refuerzo del sostenimiento.
- Construcción de un revestimiento definitivo en función de la información anterior obtenida.

La auscultación del túnel tiene como objetivo realizar un seguimiento oportuno al comportamiento del terreno en el interior y el exterior cercano, esta es una herramienta del método observacional. El sistema de auscultación incluye:

- Control de movimientos en el sostenimiento y/ o revestimiento del túnel, utilizando cintas de convergencia u otros procedimientos ópticos que permitan controlar movimientos horizontales y desplazamientos relativos entre la clave y los hastiales.
- Control de caudales de filtración para conocer las posibles afecciones a los niveles freático y piezométrico; en algunos túneles se han producido filtraciones que han rebajado el nivel piezométrico en materiales cuaternarios blandos próximos al túnel, lo que ha dado lugar a asientos y daños en instalaciones apoyadas en ellos.

- Medida de los desplazamientos en la superficie y el interior del terreno, con extensómetros de varilla aislados y múltiples e inclinómetros.
- Control de movimientos en edificios próximos: asientos y desplomes.
- Control de presiones de tierras sobre el túnel (células de carga) y de deformaciones (extensómetros de cuerda vibrante, por ejemplo) en el sostenimiento o revestimiento.

Figura 14. Auscultación de túneles mediante geo-radar.

Fuente: http://www.ocsa-geofisica.com

2.2.9. Emboquilles.

El emboquille es la parte inicial para la construcción de un túnel, puesto que es la preparación del terreno para poder realizar ese empalme de ladera – túnel o talud – túnel. Los emboquilles contemplan un grado de complejidad en la ejecución, debido a que son construidos en la mayoría de los casos en zonas donde la meteorización es absoluta o de mayor grado. Las dificultades están relacionadas a la estabilización de taludes construidos, y a la propia estabilidad de la zona más externa del túnel.

El emboquille es el primer paso de la excavación, conllevado a una fase de inestabilidad del terreno inclinado, lo cual altera el equilibrio natural y causa un reordenamiento de esfuerzos. Es por ello que la función principal es la protección del túnel de caída de rocas y o deslizamientos en masa, que podrían provocar un taponamiento de accesos de manera parcial o total.

Fotografía 1. Emboquille Túnel EL GIGANTE, California - Santander.

Fuente: El Autor.

Al diseñar o proyectar el emboquille para la construcción de un túnel es necesario estudiar ciertos aspectos geológico – geotécnicos:

- **Estabilidad natural:** deslizamientos activos o latentes.

- **Inestabilidad inducida:** la excavación de los taludes puede intersectar planos de discontinuidad inestables.

- **Resistencia:** la presencia de roca muy alterada y los depósitos superficiales pueden ser zonas de baja resistencia.

- **Contactos litológicos:** es frecuente encontrar coluviones sobre rocas alteradas, o bien rocas muy alteradas sobre rocas sanas con contactos de baja resistencia.

- **Alterabilidad:** la excavación de los taludes a superficies rápidamente degradables por meteorización, sobre todo en rocas de tipo arcilloso.

- **Decompresión:** la excavación puede producir la apertura de discontinuidades reduciendo su resistencia.

- **Filtraciones:** cuando la excavación intercepta el nivel freático, la red de flujo tiende a fluir hacia el frente de la excavación, incidiendo en la resistencia y estabilidad.

Fotografía 2. Sistema de pernado para iniciar el emboquille.

Fuente: El Autor.

La decisión del área de emboquille debe realizarse en función de las condiciones geológico geotécnicas, principalmente exenta de zonas inestables y donde la roca adquiera una resistencia suficiente para poder sostener el túnel.

2.2.10. Sostenimiento de túneles.

Cuando se realiza la excavación de un túnel o cualquier otra obra subterránea, automáticamente se cambia el equilibrio de esfuerzos, causando un reordenamiento tensional que, a su vez, hace que el macizo rocoso experimente nuevas deformaciones que lleven al colapso de la cavidad realizada.

El sostenimiento debe garantizar una estabilidad a la obra ingenieril construida y para ello debe:

- Evitar que el terreno pierda sus propiedades resistentes y minimizar el desprendimiento de cuñas inestables causadas por el proceso de excavación.
- Limitar las deformaciones existentes posterior a la excavación del túnel.
- Controlar las filtraciones que podrían meteorizar la roca, disminuyendo notablemente las propiedades mecánicas de resistencia.

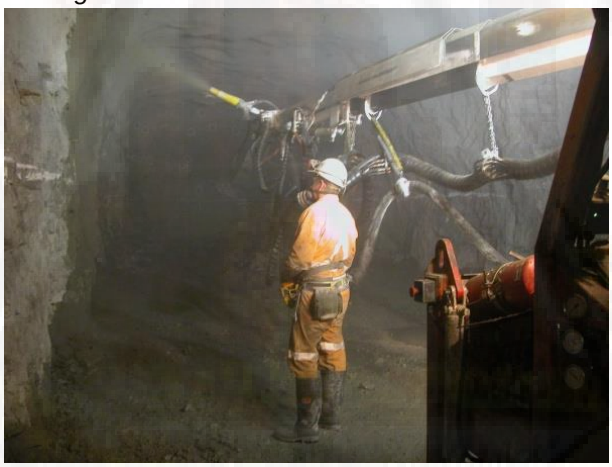
- Garantizar en todo momento la seguridad del personal y las infraestructuras instaladas, así como de la maquinaria presente.

Para garantizar que lo anterior descrito se cumpla se debe instalar el sostenimiento tan pronto la roca y el avance de la excavación lo permita (el tiempo de instalación del sostenimiento está ligado a la resistencia de la roca) o por seguridad en el avance, por lo tanto, el sostenimiento podría ser provisional y se le denomina ***sostenimiento primario***.

En muchas ocasiones las excavaciones necesitan de un sostenimiento definitivo que contrarreste la presión ejercida por el reordenamiento tensional, de mucha más capacidad de carga que el primario, el cual es denominado ***sostenimiento secundario***. Los principales tipos de sostenimientos empleados en túneles en roca se describen a continuación.

- **Concreto lanzado (Shotcrete):** tiene como finalidad sellar las grietas del macizo rocoso, minimizando las filtraciones, descompresión de la roca y alteración de la misma. El concreto lanzado podría alcanzar una resistencia de 50 Kp/cm^2 a las 8 horas; trabaja resistiendo las cargas trasmitidas por la deformación rocosa e impide la caída de bloques o cuñas inestables. Cuando el concreto lanzado se utiliza para el sellado de la excavación, no se combina con otro elemento de sostenimiento adicional; cuando se pretende usar como elemento resistente, el concreto se combina con mallas de acero electrosoldada o fibras plásticas o acero.

Fotografía 3. Concreto lanzado mecánicamente.



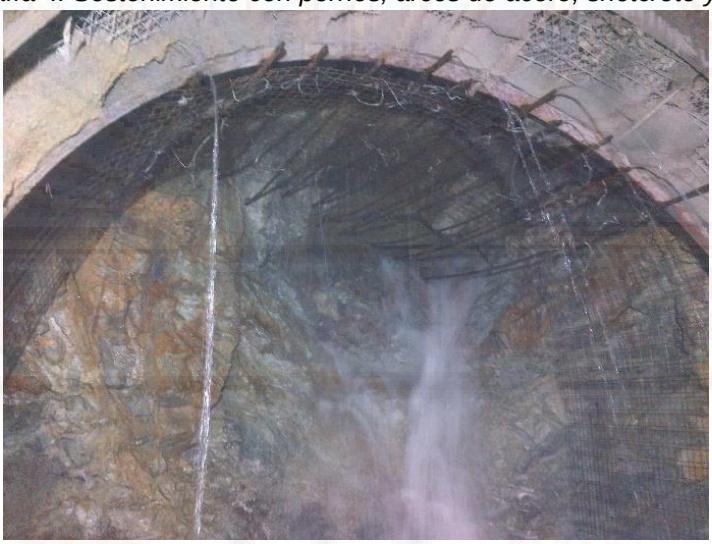
Fuente: www.revistaseguridadminera.com/operaciones-mineras/sostenimiento-shotcrete-y-la-fibra-sintetica-estructural/

- **Malla electrosoldada:** es una parrilla de varillas corrugadas y se utiliza como refuerzo del concreto lanzado, para que se facilite su adherencia en el contorno del túnel. Como elemento de resistencia también se podría utilizar fibras de acero que se dosifican directamente sobre el concreto proyectado.

- **Pernos de anclaje:** son barras de acero de 1” o 2” de diámetro y longitud variable según la necesidad del anclaje y admiten cargas hasta de 25 toneladas. Existen varios tipos de pernos de los cuales se destacan los de anclaje, que van sujetados con una resina o cemento y los de fricción.

  Los pernos ejercen dos efectos sobre la excavación: impiden el deslizamiento de cuñas y bloques inestables y aportan al terreno un efecto de confinamiento.

Fotografía 4. Sostenimiento con pernos, arcos de acero, shotcrete y malla.



Fuente: El Autor.

- **Arcos de acero:** son perfiles de acero laminado que ejercen una función resistente cuando trabajan en contacto con el terreno, por ende, se colocan sobre toda la sección y apoyados en el piso.

2.3. FORMULACIÓN DE HIPÓTESIS.

El estudio de un macizo rocoso realizado para la modificación del estado tensional y geometría inicial (como es la proyección y ejecución de un túnel), debe contemplar un análisis riguroso de los tres ámbitos fundamentales para la caracterización y clasificación geomecánica de la roca, los cuales son: el estudio de la matriz rocosa, el análisis de las discontinuidades y la valoración general o global del macizo rocoso; teniendo en cuenta que el nivel de control que se ejerce sobre los parámetros tanto de la roca, como de la sistemática de continuidades y su influencia en el macizo rocoso, es directamente proporcional al número de muestras o datos estadísticos que se obtengan del mismo, coadyuvando a disminuir el error en las decisiones que se tomen respecto a los resultados obtenidos.

“Por lo anterior se puede inferir que, la realización de estudios geotécnicos y geomecánicos de manera detallada para el diseño de túneles y demás obras

subterráneas, impactan de manera positiva en la proyección de las obras y ejecución de las mismas, ya que brindan una información que permite prever los cambios característicos y deformacionales de las rocas ante las modificaciones que esta sufra en las excavaciones, logrando además, optimizar costos en ejecución de obras y minimizar los riesgos de accidentalidad al personal, ya sea por desprendimiento de cuñas rocosas o colapso total de la sección de la excavación".

2.4. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS.

Los términos que se relacionan a continuación, son fundamentales para asimilar un poco más el desarrollo de esta investigación; básicamente son términos comunes a la mecánica de rocas, geotecnia y geomecánica.

RQD: El índice **RQD** (Rock Quality Designation) desarrollado por Deere entre 1963 y 1967, se define como la sumatoria de los porcentajes de recuperación de testigos de más de 10 cm de longitud sobre la longitud total de la perforación.	**PLT:** es un ensayo de resistencia que se realiza a las rocas in situ y laboratorio, cuyo objetivo es determinar la capacidad de carga en un punto dado.
Matriz Rocosa: es un material conformado de minerales altamente cohesivo que carece de sistemas discontinuos que afecten sus condiciones deformacionales.	**Rocscience:** es un paquete computacional afín a la geotecnia y análisis de las rocas y suelos. Entre sus programas comunes tiene el de análisis de estabilidad de taludes, análisis de cuñas inestables, análisis estereográfico, modelamiento por elementos finitos, entre otros.
Macizo rocoso: es el conjunto de matriz rocosas más el sistema de discontinuidades presentes, que pueden ser sistemáticas o singulares, que impactan directamente las propiedades tenso-deformacionales.	**Clasificaciones geomecánicas:** son herramientas fundamentales que permiten dar una valoración cuantitativa de la calidad de la roca y el macizo rocoso; en la actualidad se utilizan la clasificación RMR de Bieniawski y la clasificación Q de Barton.
Resistencia a compresión simple: es un ensayo destructivo realizado en laboratorio, para determinar la carga aplicada en la superficie de una muestra cilíndrica. Esto me indica el esfuerzo máximo que podría soportar cada muestra de roca.	**Índice $I_{s\ (50)}$:** es el resultado de realizar ensayos a muestras de roca de geometría irregular, corregidos al diámetro de 50 milímetros, con el fin de correlacionar el valor con la resistencia a la compresión simple.
Discontinuidades: son los planos de separación presentes en el macizo rocoso, pudiendo ser planares o lineares; sistemáticas o singulares.	**Sostenimiento de minas:** es la parte estructural de la excavación que sostiene la cavidad causada, ya sea naturalmente (roca muy competente) o mediante aditamentos artificiales que no permiten el colapso de la excavación.
Análisis estereográfico: representación bidimensional de las discontinuidades o planos discontinuos determinados a través de la toma de datos estructurales en el afloramiento rocoso, donde cada dato obedece a una orientación e inclinación. Se	**Investigación In Situ:** las investigaciones in situ, hacen parte del trabajo preliminar de campo, donde, de manera macroscópica se inicia con el reconocimiento de la litología presente, así como las estructuras y condiciones hidráulicas y calidad de la roca o

puede representar por medio de polos, trazas y diagrama de rosetas.	el suelo; se tiene en cuenta la información determinada a partir de los ensayos in situ, enfocados en propiedades físicas y mecánicas.
Phase 2: es un software de Rocscience, que permite representar por el método de elementos finitos MEF las condiciones tenso-deformacionales del macizo rocoso antes y durante la ejecución de modificaciones significativas. Esto con el fin de observar donde se podrían causar las mayores deformaciones en el terreno.	**Dips:** es el software de Rocscience que permite realizar la representación estereográfica a partir de os datos estructurales tomados en campo; además, nos ayuda con en análisis cinemático para ver si hay posibilidad de rotura en el afloramiento.

2.5. IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES.

Las variables son deducibles a partir de los objetivos y la hipótesis planteada. Para este caso de estudio se identificarán de la siguiente forma:

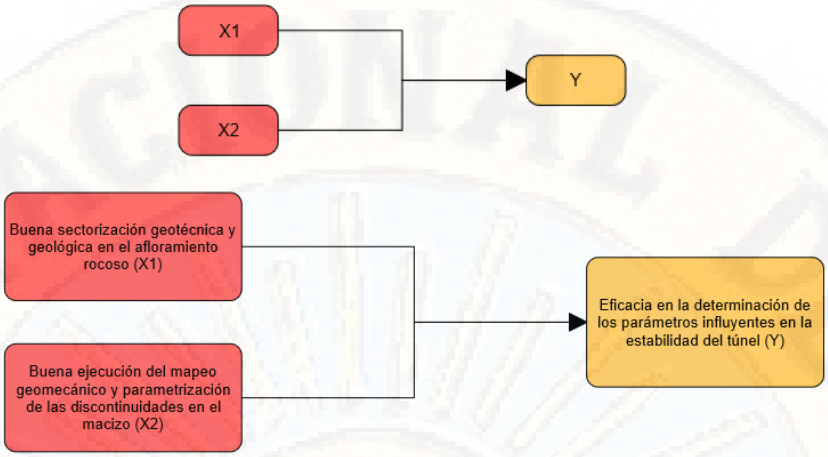
- **Variables independientes:**
  - **X_1**: Estudio Geotécnico.
  - **X_2**: Estudio Geomecánico.
- **Variable dependiente:**
  - **Y**: Diseño del túnel principal de la mina polveros, Empresa GREEN MINE LTDA, Maripí – Boyacá, Colombia.

2.6. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.

En este apartado se trata de ajustar las variables identificadas con un sistema de indicadores que permitan la medición de ejecución de cada una. Para ello se hace necesario realizar un cuadro en donde se detallen cada uno de los indicadores medibles.

Variables	Indicadores
1. Estudio Geotécnico (X_1). 2. Estudio Geomecánico (X_2).	2.1. Mapeo geomecánico. 2.2. Mapeo geológico - geotécnico. 2.3. Ensayos d resistencia In Situ y ensayos de laboratorio. 2.4. Modelos de elementos finitos (MEF), para ver la reorientación de esfuerzos.
3. Diseño del túnel principal de la mina polveros, Empresa GREEN MINE LTDA, Maripí – Boyacá, Colombia (Y).	3.1. Valoración del Factor de Seguridad. 3.2. Sistemas de fortificación. 3.3. Esquema óptimo de perforación y voladura.

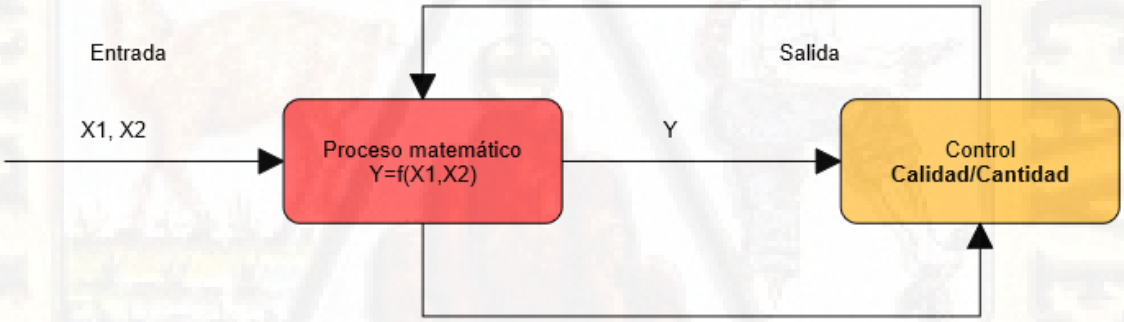
- **Representación lógica de las variables.**



La representación lógica de las variables, se puede expresar en función matemática lineal.

$$Y = f(X1, X2)$$

Ahora bien, el funcionamiento lógico de las variables estaría representado de manera sistemática de la siguiente manera.



2.7. MARCO GEOLÓGICO DE ESTUDIO.

2.7.1. Geología del área de contrato.

Dentro del polígono se encuentran dos formaciones las cuales se describen a continuación:

2.7.1.1. Formación Muzo (K1mz).

Esta unidad es una sucesión calcárea, que suprayace a rocas de la Formación Furatena y es suprayacida por La Formación Capotes; en los flancos del Anticlinal La Chapa-Borbur;

- **Nombre y sección tipo**

Se designa como Formación Muzo a la unidad representada por lodolitas calcáreas y no calcáreas intercaladas con arenitas, limolitas y calizas micríticas limitada en la base por la Formación Furatena y en el techo por la Formación Capotes; en esta formación se localiza la bocamina Polveros en el título 059-93M.

- **Descripción litológica**

Segmento 1 (20 m). Intervalo calcáreo, con intercalaciones de capas ondulosas delgadas a medianas de lodolitas calcáreas y no calcáreas; con ellas se intercalan capas lenticulares de caliza micrítica de colores grises (N3 y N4) y capas de *shales* y limolitas. La laminación es ondulada continua y discontinua, se observan nódulos de pirita, en ocasiones oxidados y venas de calcita paralelas o cortando la estratificación de las rocas.

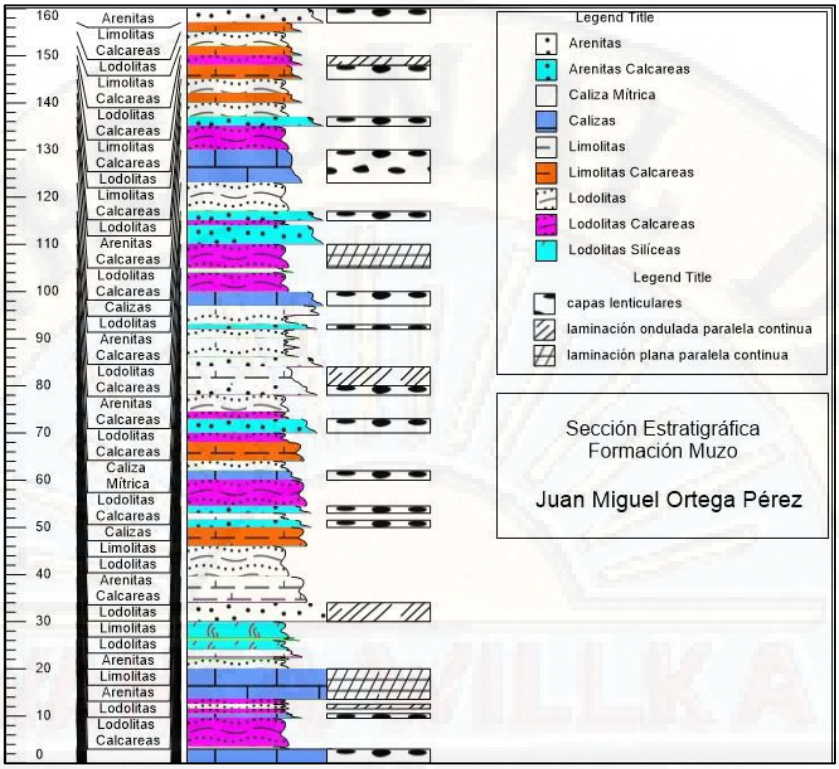
Segmento 2 (10 m). Es un intervalo constituido por intercalaciones de lodolitas silíceas, en capas delgadas a medianas con contactos ondulosos y limolitas arenosas en capas o lentes delgados; las rocas son de aspecto masivo y de colores grises.

Segmento 3 (20 m). Los primeros cinco metros (5 m) son arenitas cuarzosas en capas delgadas con contactos ondulados, texturalmente inmaduras y están atravesadas por venas de albita y cuarzo. En la secuencia siguen quince metros (15 m) de limolitas y lodolitas silíceas, albitizadas y en ocasiones calcáreas; las capas son delgadas a medianas tabulares y lentiformes y con contactos ondulosos.

La laminación de las rocas es ondulada paralela continua y discontinua; los colores de las rocas son grises y cuando están albitizadas toman coloración gris claro y café amarilloso pálido a gris oliva pálido; además se observan venas de calcita y **brechas hidrotermales.**

Segmento 4 (35 m). Se presentan lodolitas y limolitas calcáreas y no calcáreas, en capas delgadas a gruesas que se intercalan con calizas micríticas y arenitas cuarzosas inmaduras con cemento calcáreo, dispuestas en capas lenticulares delgadas. Las rocas tienen tonos grises; también se observan coloraciones claras, cremas, debido a procesos de albitización. Los contactos de las capas son ondulosos y la laminación es ondulada paralela continua y discontinua. Es notoria la albitización de roca, además se observa rompimiento de la estratificación por formación de brechas hidrotermales en ocasiones meteorizadas; hay venas de calcita, albita, yeso y pirita.

Figura 15. Sección estratigráfica de la formación Muzo.



Fuente: El Autor.

Segmento 5 (25 m). Los primeros quince metros (15 m) son lodolitas de colores grises (N4 y N5), en capas delgadas a gruesas con contactos ondulosos y laminación ondulada paralela continua y discontinua, que se intercalan con ocasionales capas lenticulares de limolitas arenosas y calizas micríticas. En los metros superiores la secuencia tiene un carácter calcáreo y se intercalan capas delgadas a medianas de lodolitas y limolitas calcáreas con capas lenticulares de calizas micríticas.

Segmento 6 (52 m). En los primeros diez metros (10 m) se presentan arenitas y arenitas lodosas grises, con cemento calcáreo e inmaduras; intercaladas con lodolitas silíceas grises en capas delgadas con contactos plano paralelos; además, se presentan nódulos de pirita, limosos, silíceos y calcáreos como también venas de calcita.

2.7.1.2. Formación Capotes (K1cp) Aptiano tardío –Albiano temprano.

Esta unidad es una sucesión de rocas finas, constituida por arcillolitas, limolitas y en ocasiones margas. Aflora en los alrededores de Muzo y constituye el 40% del título en estudio.

- **Nombre y sección tipo**

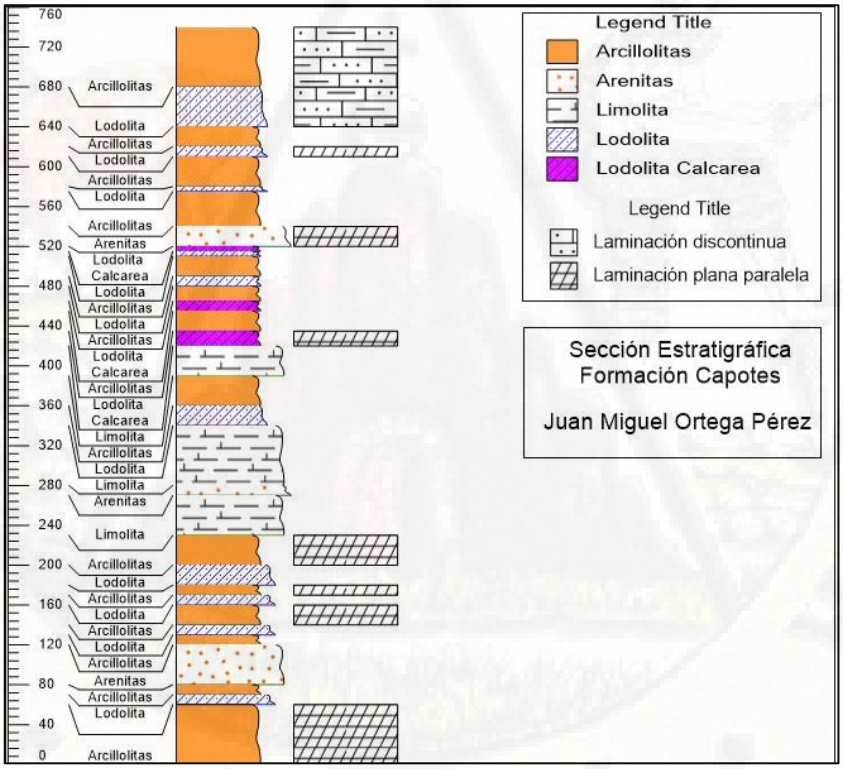
El miembro Capotes, está constituido por una alternancia de lutitas y margas con concreciones fosilíferas de edad albiano medio que descansa sobre shales que conforman el miembro medio de la formación Socotá y es suprayacido por el nivel de shales denominado por Hubach (1931) como nivel de esferitas; para estos autores los miembros Capotes y medio pasan lateralmente a shales. Etayo Serna (1979), mantiene esta definición, pero le asigna a esta sucesión una edad albiano temprano.

Acosta et al. (2001), en la cartografía de la plancha 227 La Mesa, agrupan el miembro medio, el Miembro Capotes y el Horizonte de Esferitas como Formación Capotes, la cual es limitada en la base por la Formación Socotá y en el techo por la Formación Hiló.

- **Descripción litológica**

En la región de Muzo es de 710 m, de los cuales 460 m pertenecen a esta unidad.

Figura 16. Sección estratigráfica de la formación Capotes.



Fuente: El Autor.

- **Petrografía.**

Las rocas que en muestra de mano tienen tamaño más fino (arcillolitas), pueden clasificarse al microscopio como pizarra o meta-arcillolita; están compuestas por mica recristalizada (sericita) de color transparente a verde manzana, la cual muestra dos tamaños; la más grande (0.05 mm), es de color verde manzana o amarillo verdoso, con formas equidimensionales y con bordes redondeados y la mica de menor tamaño son cristales anhedrales. La materia orgánica está acompaña de hilos a las micas y en ocasiones definen una crenulación (microplegamiento< 1 cm). Es notoria en estas rocas la presencia de cloritoide (10%), el cual tiene un tamaño promedio de 1-2 mm; son cristales alargados, sub-euhedrales, de color verde manzana, con extinción tipo reloj de arena; este mineral se observa sin orientación preferencial.

La laminación plana paralela, se debe al tamaño de grano y a la composición; en las láminas oscuras, los minerales arcillosos tienen mayor concentración de material carbonoso, mientras que las láminas claras están formadas por la fracción limo.

La laminación continua a discontinua, acentuada por coloración rojiza, se debe a la presencia de carbonato de hierro (siderita), en cristales cúbicos, en ocasiones corroídos y en los bordes hay óxidos de color rojizo (posiblemente hematita), están acompañados de cuarzo y mica recristalizada (sericita). En las láminas de color azul o gris no se observan minerales de hierro y aumenta la cantidad de cuarzo, en estas rocas también se observa cloritoide.

En el área de Muzo la porción del aptiano tardío de la formación Capotes presenta en la parte basal un nivel de limolitas silíceas (porcelanitas), seguidas por arcillolitas laminadas, gris oscuro que por meteorización toman un color gris claro, son micáceas y son comunes las concreciones desde 5 hasta 20 cm de diámetro.

- **Posición estratigráfica y edad**

El límite inferior con la Formación Muzo es concordante-neto, sin embargo y considerando la edad de la Formación Muzo como Barremiano y la edad de la parte más baja de esta unidad como Aptiano tardío, se debe presentar un hiato correspondiente al Aptiano inferior. El límite superior con la Formación Hiló es concordante-transicional, en el techo de Formación Capotes empieza a aflorar arcillolitas finamente laminadas y algunas limolitas silíceas hasta llegar a ser predominantes en la Formación Hiló.

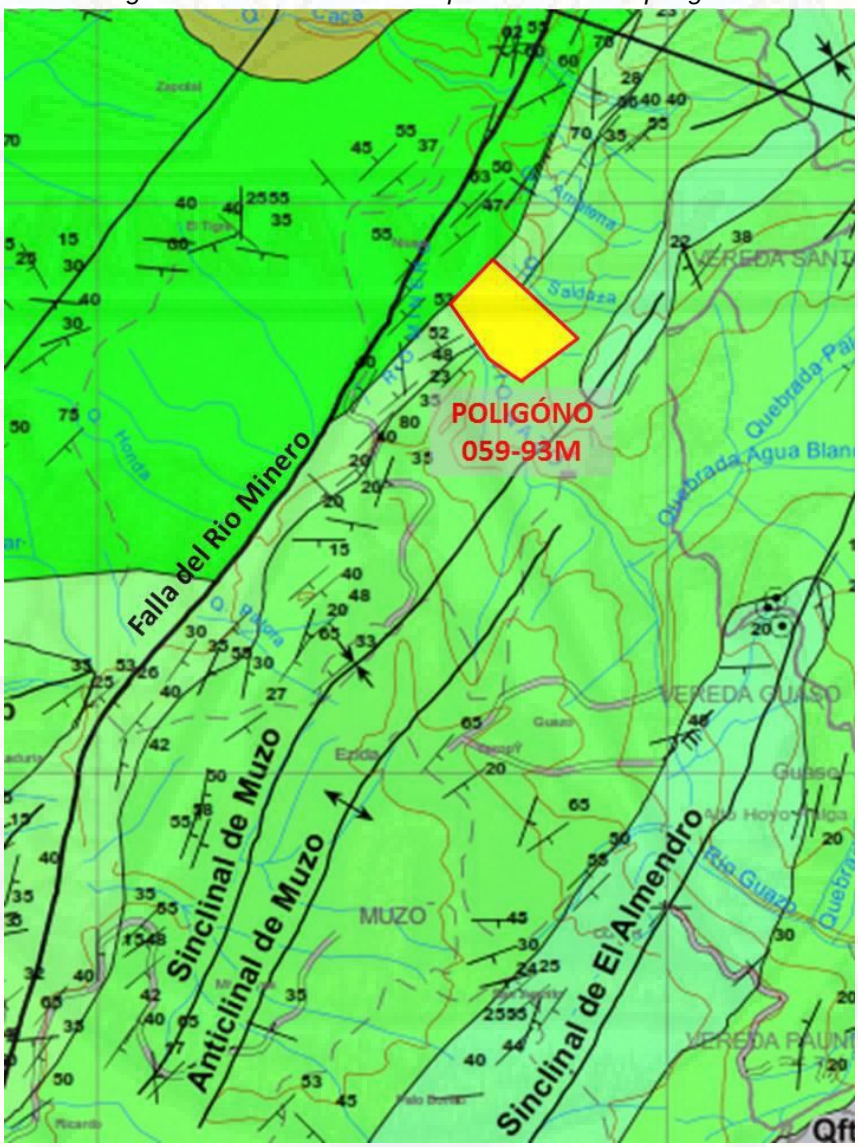
2.7.2. Geología estructural.

La principal estructura presente en el polígono, es el flanco Occidental del "**Sinclinal de Muzo".**

2.7.2.1. Sinclinal de Muzo.

Este nombre se toma de Burgl (1956), para la estructura que está en el valle de la localidad de Muzo. Presenta un nivel fuerte de erosión sobre el flanco occidental del anticlinal que descubre rocas de la Formación Muzo.

Figura 17. Sinclinal de muzo perteneciente al polígono.



Fuente: programa de trabajos e inversiones PTI, Contrato en virtud de aporte 059-93M.

2.7.3. Localización geográfica.

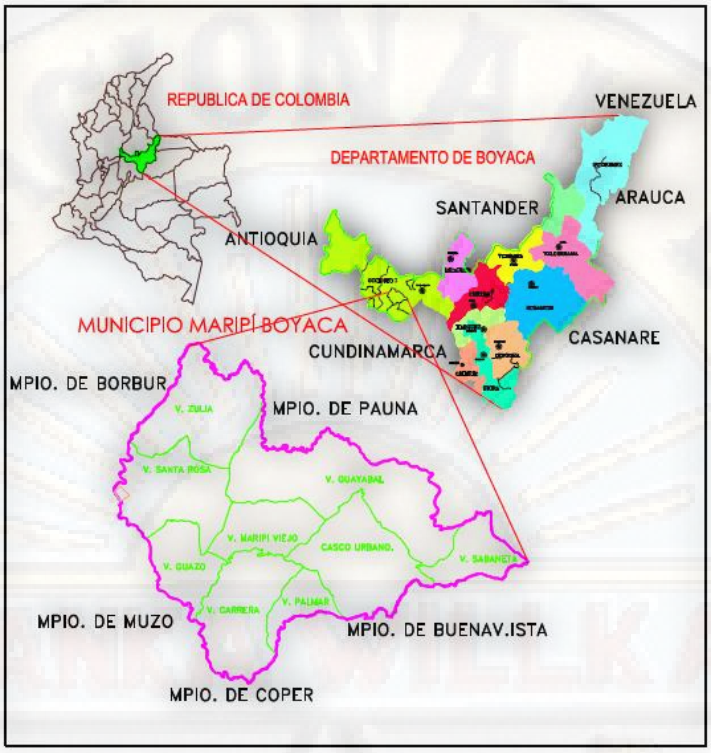
El área de ubicación del título minero 059-93M perteneciente a la empresa **GREEN MINE LTDA** se encuentra localizada en la parte occidental del departamento de Boyacá, en la vereda Santa Rosa, jurisdicción del Municipio de Maripí.

Maripí es un municipio colombiano ubicado en la provincia de Occidente en el departamento de Boyacá. Está situado a 41 km de la ciudad de Chiquinquirá, la capital de la provincia, y a 119 kilómetros de la ciudad de Tunja la capital del departamento. Hasta la década de 1990 su economía era de tipo agropecuario, pero desde entonces se dio a conocer por el descubrimiento y explotación de yacimientos esmeralderos en su territorio.

El municipio se encuentra ubicado en la ladera oeste de la cordillera Oriental, en su declinación por la cuenca del río Minero hacia el valle del río Magdalena, la topografía del territorio es de tipo quebrado y lo atraviesan varias fallas geológicas, la altitud sobre el nivel del mar oscila entre 425 msnm al extremo occidental del municipio en la vereda Zulia, hasta los 3020 msnm en el cerro Yanacá ubicado en la vereda Sabaneta.

Limita por el norte con el municipio de Pauna, al sur con los municipios de Buenavista y Coper, al occidente con San Pablo de Borbur y Muzo, al oriente con el municipio de Caldas *(información tomada de la página institucional del municipio de Maripí Boyacá)*. Al sur del territorio está surcado por el río Cantino que toma el nombre de Guazo, luego de encontrarse con el río Villamizar y el río Minero. Las quebradas que sobresalen son El Salitre, El Ramal, Upane, El Salto, Santarosa, Dos quebradas, La Yanacá y La Piache en límites con Pauna.

Figura 18. Ubicación de Maripí en el departamento de Boyacá.



Fuente: programa de trabajos e inversiones PTI, Contrato en virtud de aporte 059-93M.

2.7.4. Clima.

El clima del municipio es de tipo tropical de montaña, con altitud que oscila entre 425 a 2950 msnm. Este rango de altitud, hace que el territorio posea tres de los cuatro pisos térmicos para este tipo de clima:

- Piso térmico cálido: de los 425 a los 1000 msnm, caracterizado por alta lluviosidad con temperatura superior a los 24 °C, en las veredas de Zulia, Santa Rosa, Guazo y parte de La Carrera y Guayabal.

- Piso térmico templado: comprendido entre los 1000 y 2000 msnm, el cual abarca cerca de la mitad del área municipal, con temperaturas que oscilan entre los 17 y 22 °C. Las precipitaciones son también variables oscilando de 2.000 mm a 2.500 mm anuales. En este rango se ubican las veredas Centro, Palmar, Maripí Viejo, la mayor parte de Guayabal y un sector de La Carrera.

- Piso térmico frío: situado entre los 2000 y 2950 msnm, es la región del bosque andino o bosque de niebla, con una temperatura de 10 a 17 °C, con lluvias de 2000 mm al año. En este sitio se ubica la vereda de Sabaneta y sectores de la vereda Centro y Guayabal *(información tomada de la página institucional del municipio de Maripí Boyacá)*.

Fotografía 5. Panorámica de Vereda Santa Rosa – Maripí.

Fuente: www.maripi-boyaca.gov.co

2.7.5. Economía.

La economía del municipio se basa en la agricultura, la ganadería, la minería y el comercio. Entre los productos agrícolas del área ubicada en los pisos térmicos templado y cálido; se destaca la caña de azúcar, los cítricos, la yuca, el plátano y el Café, a menor escala se cultiva cacao, maíz, frijol y frutales.

En la vereda Sabaneta ubicada en el piso térmico frío, existen cultivos de frutales, papa, maíz, arveja y hortalizas. La producción pecuaria está compuesta por la cría de bovinos, porcinos, piscicultura y cría de aves de corral; el ganado bovino es utilizado con doble propósito (carne y leche) en las áreas calientes y templadas, especialmente de raza criolla y cebú; y para la producción de leche en la zona de piso térmico frío, también de raza criolla, Holstein y normando.

La cría de porcinos y aves no se efectúa a gran escala y solamente suple el consumo local. Las especies de pescado explotadas en el municipio son la mojarra roja y la cachama.

El sector minero está representado por la extracción artesanal de esmeralda en jurisdicción de las veredas de Zulia, Santa Rosa y La Carrera.

Fotografía 6. Esmeralda extraída de la mina La Pita.

Fuente: www.maripi-boyaca.gov.co

CAPÍTULO III

3. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.

Hay que partir de que la investigación es un conjunto de procesos sistemáticos, críticos y empíricos que se aplican al estudio de un fenómeno o problema, los cuales a través de los años se han polarizado en dos tipos de enfoque: *el enfoque cuantitativo y el enfoque cualitativo*.

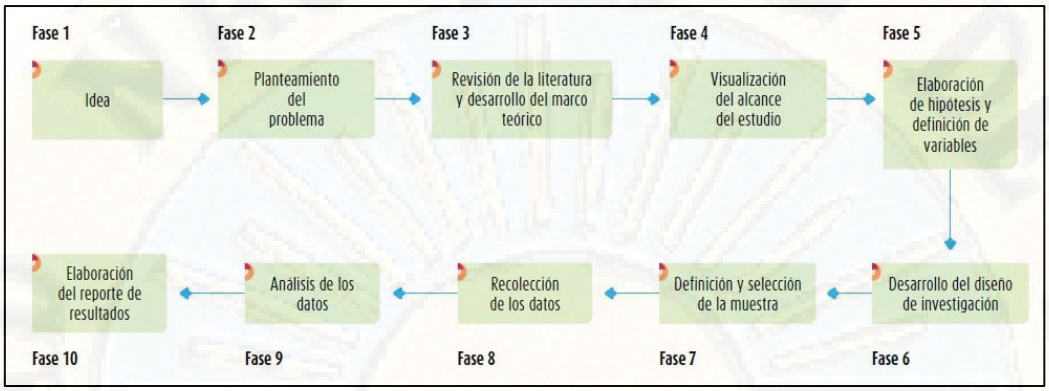
Ambos enfoques emplean procesos cuidadosos, metódicos y empíricos en su esfuerzo para generar conocimiento, por lo que la definición previa de investigación se aplica a los dos por igual. En términos generales, estos métodos utilizan cinco estrategias similares y relacionadas entre sí (Grinnell,1997):

1. Llevan a cabo la observación y evaluación de fenómenos.
2. Establecen suposiciones o ideas como consecuencia de la observación y evaluación realizadas.
3. Demuestran el grado en que las suposiciones o ideas tienen fundamento.
4. Revisan tales suposiciones o ideas sobre la base de las pruebas o del análisis.
5. Proponen nuevas observaciones y evaluaciones para esclarecer, modificar y fundamentar las suposiciones e ideas o incluso para generar otras.

El enfoque cuantitativo es secuencial y probatorio, en donde cada etapa precede a la siguiente y no podemos brincar o eludir pasos. El orden es riguroso, aunque desde luego, podemos redefinir alguna fase. Parte de una idea que va acotándose y una vez delimitada se derivan objetivos y preguntas de investigación, se revisa la literatura y se construye un marco o una perspectiva teórica. De las preguntas se

establecen hipótesis y determinan variables, se traza un plan para probarlas (diseño); se miden las variables en un determinado contexto, se analizan las mediciones obtenidas utilizando métodos estadísticos, y se extrae una serie de conclusiones respecto de la o las hipótesis.

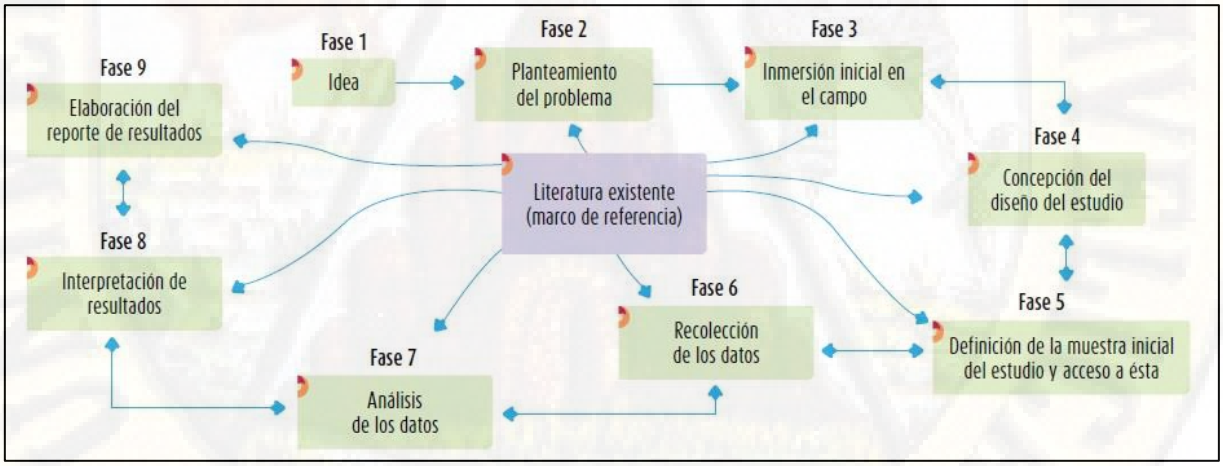
Figura 19. Proceso de investigación cuantitativa.



Fuente: metodología de la investigación Sampieri.

El enfoque cualitativo también se guía por áreas o temas significativos de investigación. Sin embargo, en lugar de que la claridad sobre las preguntas de investigación e hipótesis preceda a la recolección y el análisis de los datos (como en la mayoría de los estudios cuantitativos), los estudios cualitativos pueden desarrollar preguntas e hipótesis antes, durante o después de la recolección y el análisis de los datos.

Figura 20. Proceso de investigación cualitativa.



Fuente: metodología de la investigación Sampieri.

"Para realizar el *estudio geotécnico y geomecánico para el diseño del emboquille y túnel principal de la mina Polveros* a la investigación se le dará un *enfoque cuantitativo*, es decir, guiado a través de un plan secuencial hasta llegar a la consecución de los objetivos.

En este caso, como es una investigación fundamentada en el estudio de una roca para saber la viabilidad de la construcción de una excavación subterránea, la

hipótesis y variables giran entorno de una comprobación basada en ecuaciones matemáticas patentadas por autores que empíricamente demostraron su utilidad. Por lo tanto, no se tendrán parámetros estadísticos que demuestren la hipótesis planteada y la relación directa con las variables**”**.

3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN.

Al dar una clasificación de los tipos de investigación se debe partir del hecho de que toda investigación debe implicar un cambio, una transformación o un aporte a la ciencia, la realidad o al investigador y su medio.

Los tipos de conocimiento en un orden que tiene en cuenta la profundidad del conocimiento son:

- **Investigación fundamental, básica o pura:** se caracteriza porque parte de un marco teórico y permanece en él; la finalidad radica en formular teorías nuevas o modificar las que existen, en incrementar los conocimientos científicos, pero sin corroborarlos o confrontarlo con ningún aspecto práctico.

- **Investigación aplicada:** también se conoce como investigación práctica o empírica. Su principal característica es la aplicación o utilización de los conocimientos adquiridos. La investigación básica y la aplicada guardan cierta relación, toda vez que depende de los resultados de esta última; esto queda aclarado si planteamos que toda investigación aplicada requiere de marco teórico. No obstante, cuando se realiza una investigación empírica, lo que busca el investigador es el conocimiento de las consecuencias prácticas.

“El tipo de investigación a desarrollar en este proyecto es una **investigación aplicada**, porque se parte de un desconocimiento de las condiciones intrínsecas del terreno en cuanto a propiedades físicas, diaclasamiento, propiedades mecánicas, condición tensional y de humedad, pero a la vez, se tiene noción o indicio de que tipo de datos debemos extraer del macizo rocoso en estudio, y cuáles son los ensayos y pruebas de campo a realizar para obtener resultados y analizarlos; para que se dé todo lo anteriormente mencionado, existen postulados estudiados años tras año, es el caso de las clasificaciones geomecánicas o los mecanismos de rotura de Mohr – Coulomb y el de Hoek – Brown, que si hacemos una adecuada aplicación y adaptación al terreno, existe una alta probabilidad que los resultados obtenidos sean confiables**”**.

3.2. NIVEL DE INVESTIGACIÓN.

Se entiende que la investigación se podría presentar de varias maneras y de igual forma clasificarla, es por ello que ciertos autores comúnmente la clasifican en función de su nivel investigativo, el cual incrementa el grado investigativo sobre el tema que está siendo objeto de estudio. Es por ello que en función del nivel el tipo

de investigación puede ser descriptiva, explicativa y exploratoria (esta, en algunos casos se conoce como experimental).

3.2.1. Nivel descriptivo.

Con frecuencia la meta del investigador consiste en describir fenómenos, situaciones, contextos y sucesos; esto es, detallar cómo son y se manifiestan. Con los estudios descriptivos se busca especificar las propiedades, las características y los perfiles de personas, grupos, comunidades, procesos, objetos o cualquier otro fenómeno que se someta a un análisis. Es decir, únicamente pretenden medir o recoger información de manera independiente o conjunta sobre los conceptos o las variables a las que se refieren, esto es, su objetivo no es indicar cómo se relacionan éstas.

3.2.2. Nivel explicativo.

Los estudios explicativos van más allá de la descripción de conceptos o fenómenos o del establecimiento de relaciones entre conceptos; es decir, están dirigidos a responder por las causas de los eventos y fenómenos físicos o sociales. Como su nombre lo indica, su interés se centra en explicar por qué ocurre un fenómeno y en qué condiciones se manifiesta o por qué se relacionan dos o más variables.

3.2.3. Nivel experimental.

Es aquel que se efectúa sobre un tema u objeto desconocido o poco estudiado, por lo que sus resultados constituyen una visión aproximada de dicho objeto, es decir, un nivel superficial de conocimiento. Este tipo de investigación, de acuerdo con Sellriz (1980) puede ser:

a) Dirigido a la formulación más precisa de un problema de investigación, dado que se carece de información suficiente y de conocimiento previo del objeto de estudio, resulta lógico que la formulación inicial del problema sea imprecisa. En este caso la exploración permitirá obtener nuevo datos y elementos que pueden conducir a formular con mayor precisión las preguntas de investigación.

b) Conducente al planteamiento de una hipótesis: cuando se desconoce el objeto de estudio resulta difícil formular hipótesis acerca del mismo. La función de la investigación exploratoria es descubrir las bases y recabar información que permita como resultado del estudio, la formulación de una hipótesis. Las investigaciones exploratorias son útiles por cuanto sirve para familiarizar al investigador con un objeto que hasta el momento le era totalmente desconocido, sirve como base para la posterior realización de una investigación descriptiva, puede crear en otros investigadores el interés por

el estudio de un nuevo tema o problema y puede ayudar a precisar un problema o a concluir con la formulación de una hipótesis.

“En este proyecto de investigación, se tomará un **nivel experimental**, ya que se parte de un punto desconocido y con pocos antecedentes técnicos que brinden información confiable como es el diseño de un túnel fundamentado en estudios geomecánicos previos que, además, siempre que se pretende desarrollar una investigación que involucre la proyección de obras de ingeniería, el objetivo principal es algo que se pretende demostrar con una serie de estudios reiterativos, pero muy eficaces a la hora de obtener buenos resultados**”**.

3.3. MÉTODOS DE INVESTIGACIÓN.

La palabra metodología es un cuerpo de conocimientos que describe y analiza los métodos indicando sus limitaciones y recursos, clarificando sus supuestos y consecuencias y considerando sus potenciales para los avances en la investigación. El objetivo de la metodología es el mejoramiento de los procedimientos y criterios utilizados en la conducción de la investigación científica.

A continuación, se definen algunos métodos utilizados en la investigación científica.

- **Método inductivo:** el método inductivo utiliza el razonamiento para obtener conclusiones que parten de hechos aceptados como válidos, para llegar a conclusiones, cuya aplicación sea de carácter general, se inicia con un estudio individual de los hechos y se formulan conclusiones universales que se postulan como leyes, principios o fundamentos de una teoría.

- **Método deductivo:** el método deductivo consiste en tomar conclusiones generales para explicaciones particulares. El método se inicia con el análisis de los teoremas, leyes, postulados y principios de aplicación universal y de comprobada validez, para aplicarlos a soluciones o hechos particulares.

- **Método analítico:** el método analítico es un proceso cognoscitivo, que consiste en descomponer un objeto de estudio separando cada una de las partes del todo para estudiarlas en forma individual.

- **Método sintético:** es un proceso que consiste en integrar los componentes dispersos de un objeto de estudio para estudiarlos en su totalidad. Método inductivo-deductivo: consiste en un procedimiento que parte de unas aseveraciones en calidad de hipótesis y busca refutar o falsear tales hipótesis, deduciendo de ellas conclusiones que deben confrontarse con los hechos.

- **Método dialectico:** este método se caracteriza por su universalidad, porque, es un método general, es aplicable a todas las ciencias y a todo proceso de investigación.

"Para la ejecución de este proyecto, se utilizará **el concepto del método analítico**, ya que se tiene la particularidad de estudiar y analizar muchas variables de manera individual, tales como el macizo rocoso, sus propiedades físicas y mecánicas, mecanismos de ruptura, entre otros; y a la vez, se complementan para obtener un análisis de resultados que dé respuesta a los objetivos principales".

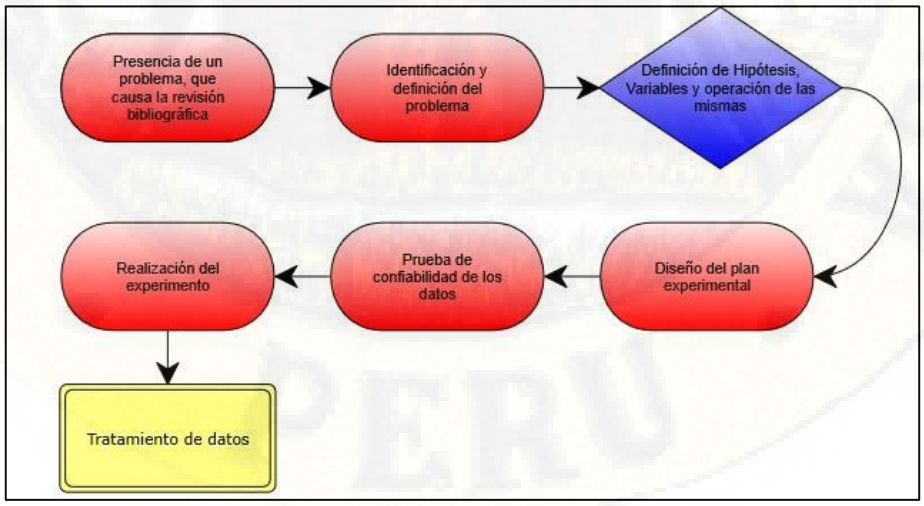
3.4. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.

Cuando se hace referencia al *diseño de la investigación,* se refiere a la estrategia programada para la consecución de los objetivos planteados y satisfacer la necesidad de resolver el problema inicial. Cada tipo de diseño posee características particulares por lo que cada uno es diferente a cualquier otro y no es lo mismo seleccionar un tipo de diseño que otro.

La eficacia de cada uno de ellos depende de si se ajusta realmente a la investigación que se esté realizando. Los diseños experimentales son propios de la investigación cuantitativa, mientras los no experimentales se aplican en ambos enfoques (cualitativo o cuantitativo). De este modo existen dos clases de diseño de investigaciones principales, los experimentales o de laboratorio y los no experimentales que se basan en la temporalización de la investigación.

"Para realizar de manera adecuada **el estudio geomecánico y geotécnico del macizo rocoso en donde se proyectará la construcción de un túnel de acceso**, se debe optar por el siguiente diseño de investigación, el cual corresponde a una investigación experimental".

Gráfico 1. Diseño de la investigación.



Fuente: El Autor.

Para profundizar en el punto 3 de este diseño de investigación, tenemos como variables de investigación:

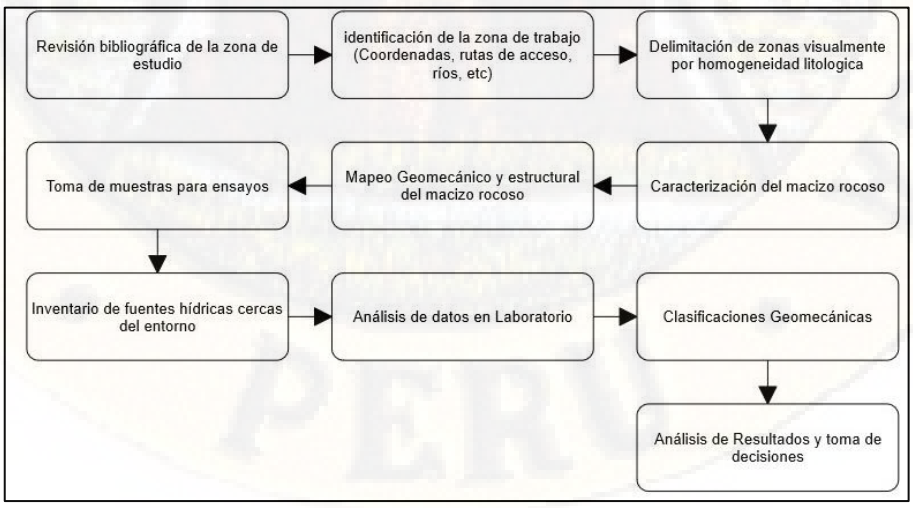
- Análisis geomecánico de la roca.
- Modelamiento computacional de datos.
- Aplicabilidad de datos para el diseño.

Para tener el control sobre las variables mencionadas, es necesario tener unos indicadores de medición, los cuales permitirán conocer datos únicos que posteriormente servirán para la toma de decisiones. Los indicadores de medición son los siguientes:

- Mapeo geológico – geomecánico.
- Toma de muestras.
- Ensayos de laboratorio para determinar propiedades físicas y mecánicas.
- Interpretación de datos.
- Factor de seguridad.
- Determinación del sostenimiento óptimo para la excavación.

En el punto 4 habla del diseño del plan experimental, el cual esquematiza de una manera ordenada el tratamiento de la información tenida en cuenta para dar solución al planteamiento del problema inicial; para ello es necesario realizar la siguiente estructura de trabajo, la cual es muy similar a la planteada inicialmente (en este caso se hace énfasis en las labores especificas). Los puntos o fases 5, 6 y 7, se derivan de la estrategia adoptada a partir del punto 4, en donde se tendrán en cuenta todas las variables que se requieren para poder emitir un concepto final, de manera técnica y ajustado a la realidad de lo que se percibe en el entorno en el cual se desarrollará el proyecto.

Gráfico 2. Diseño de la toma de datos.



Fuente: El Autor.

3.5. POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO.

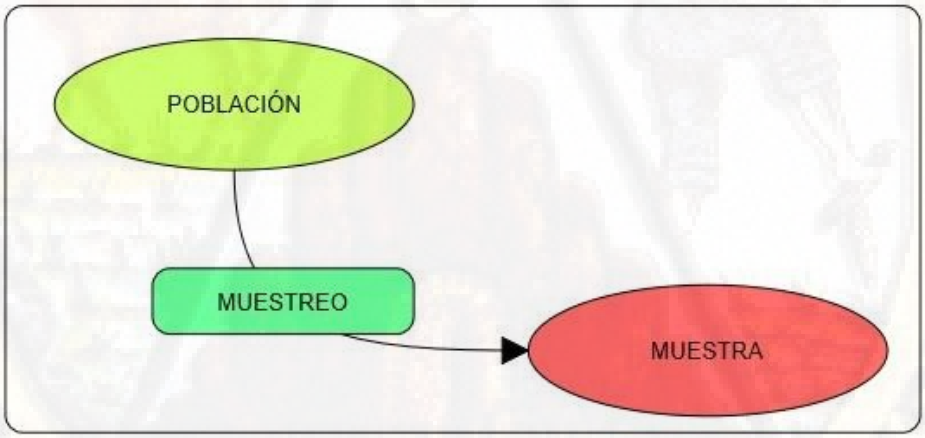
Para llevar a cabo un proyecto de investigación, se hace necesario el uso de los procesos estadísticos, cuyo objeto es relacionar numéricamente el entorno donde se trabaja, la calidad y confiabilidad de los datos y las técnicas utilizadas para tal fin.

Se sabe que ***la población*** es el conjunto de individuos u objetos que comparten características similares o que satisfacen los criterios de estudios pertinentes para realizar la investigación. Al realizar una investigación se deben contemplar si es el caso, ciertas características de la población que será objeto de estudio, tales como la homogeneidad, el tiempo, el espacio y la cantidad.

La muestra es una porción determinante o representativa de la población que se toma con el fin de realizar un estudio más manejable y con alto grado de confiabilidad. Estas muestras pueden ser aleatorias o sistemáticas, dependiendo del grado de representatividad que se requiera.

El muestreo es el mecanismo utilizado para realizar la elección de una muestra representativa para la investigación. Igual que la muestra, este muestreo se puede ejecutar de manera aleatoria o sistemática.

Gráfico 3. Esquema de muestreo.



Fuente: El autor del proyecto e investigación.

Para este proyecto, el cual, tiene como objetivo general llegar a la conclusión técnica de realizar un túnel de acceso para la extracción de esmeraldas, con estudios previos del análisis del macizo rocoso. En este caso, se homologará **la muestra** por las coordenadas del lugar en donde se realizará la toma de datos estructurales y muestras para posteriores ensayos de laboratorio, cuyo punto estratégico esta georreferenciado así: **N: 1.108.591, E: 998.436**, con una elevación de 585 m.s.n.m.,

3.6. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.

La técnica de recolección de datos es directa, debido a que se ha fijado el lugar en el área del título minero para registrar los datos necesarios para iniciar los correspondientes análisis y estudios. El macizo rocoso se ha referenciado en el apartado 3.5, como la muestra de la investigación.

Es necesario realizar descripciones de afloramientos rocosos que permiten una descripción cualitativa o caracterización del macizo. Posteriormente, se realizará un mapeo aleatorio de las estructuras geológicas presentes, de la litología y de los parámetros de discontinuidades, con el fin de poder clasificar geomecánicamente la roca.

También se debe realizar un muestreo de rocas y suelos, que posteriormente serán llevados al laboratorio y determinar propiedades de humedad, plasticidad, resistencia a compresión simple, entre otras.

Para llevar registro y control de todos los datos valorados y necesarios para esta investigación, se hace imprescindible el uso de carteras de campo numeradas de forma secuencial y por fechas, asimismo, se hará con la toma de muestras físicas.

3.7. TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS.

Debido a que la investigación se basa en el registro de datos cualitativos (numéricos) y cuantitativos (adjetivos), se realizarán análisis estadísticos que ayuden a ver las tendencias de los parámetros más representativos, tales como gráficos de barras, de líneas, de torta, de distribución normal y tablas de apreciación objetiva mediante estándares establecidos, con el fin de mostrar tendencias que condicionan geomecánicamente el macizo rocoso.

También se realizarán interpretaciones visuales de características o variables evaluadas IN – SITU. En reiteradas ocasiones se ha dicho que las interpretaciones visuales deben ser lo más objetiva posible, sustentadas en las tablas prediseñadas.

Como complemento a las interpretaciones visuales, se practicarán ensayos de laboratorios que permitan saber las propiedades físicas y mecánicas de la matriz rocosa; con el software Roclab (evalúa el criterio de rotura de Hoek – Brown) se obtendrán los parámetros de diseño cohesión y ángulo de fricción interna.

Con los datos obtenidos en campo y ensayos de laboratorio, se ejecutará un modelamiento computacional con el software Phase 2 (Rocscience), el cual realiza un algoritmo programado que permite ver de manera fácil y rápida las deformaciones y cambios sufridos por el macizo rocoso simular una excavación

subterránea. También se realizará un análisis de cuñas, por medio del software Unwedge, cuyo objetivo es prever las posibles inestabilidades que se podrían presentar en el contorno de la excavación.

3.8. DESCRIPCIÓN DE LA PRUEBA HIPÓTESIS.

La prueba hipótesis parte de una serie de elementos evidenciables surgidos a partir de investigaciones científicas, que permitirán asociar la veracidad de lo planteado en la hipótesis o formulación de hipótesis; que al final, si todas las evidencias se encaminan hacia lo planteado en la hipótesis, entonces existirá una alta probabilidad de que la hipótesis sea verdadera.

Para este caso, existen muchas herramientas que pudieran ayudar con la estadística inferencial respectiva, tales como *Chi^2, C de consistencia, t de Student,* entre otros.

Para esta investigación se utilizará un cuadro de consistencia, el cual trata de fundamentar su uso en una secuencia lógica, que permite la fácil planeación y control de variables que vienen de los objetivos, para poder concluir de manera óptima frente a la problemática planteada. Esta matriz o cuadro de consistencia comprende pasos esenciales para poder realizarla tales como planteamiento del problema, objetivos (general y específicos), formulación de la hipótesis, operacionalización de variables, indicadores y medidas y el tipo de investigación.

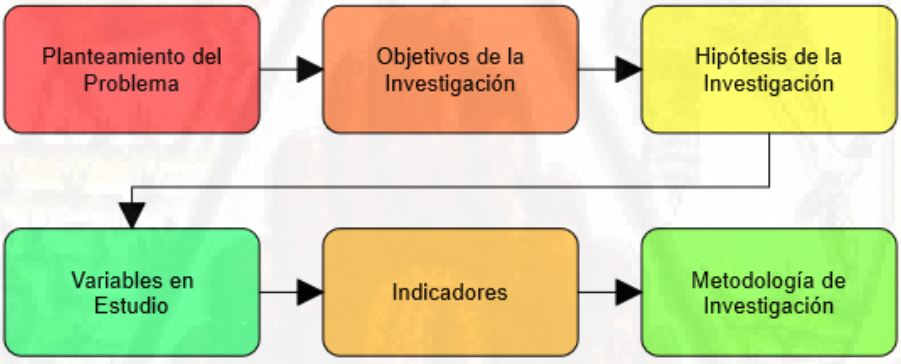


Tabla 7. Cuadro de Consistencia de la investigación.

Planteamiento del problema	Objetivos de la investigación	Hipótesis de la investigación	Variables de estudio	Indicadores	Metodología de investigación
El fundamento para este proyecto se centra en la forma de minería antitécnica ejecutada por los mineros tradicionales para la explotación de esmeraldas en el municipio de Maripí, toda vez que se ha realizado de manera empírica, quiere decir que no se aplicaron ninguno de los principios ingenieriles para la excavación de túneles de explotación. Además, es una zona donde hubo mucha violencia por el mismo auge que tuvo la explotación del mineral, en donde el avance realizado en cada excavación minera, era directamente proporcional al riesgo al que se exponían los obreros de la misma excavación, puesto que, no se realizaban estudios previos del comportamiento de la roca. Es por los motivos expuestos anteriormente que se hace necesario la realización de un estudio geotécnico y geomecánico meticuloso, con el fin de obtener resultados de alta confiabilidad técnica y de esta manera plantear el diseño de las obras mineras que	Realizar un estudio Geotécnico y Geomecánico para el diseño del túnel principal de la mina Polveros, empresa GREEN MINE LTDA, Maripí – Boyacá, Colombia, que permita parametrizar los procesos de construcciones subterráneas, minimizando riesgos de accidentalidad y costos en sobreexcavaciones e irregularidades geométricas; a su vez, impactar de manera positiva en la región circunscrita al municipio de Maripí – Boyacá, en cuanto al incremento de títulos mineros accediendo a la realización de estudios preliminares que le den amplio conocimiento de la roca y con ello, optimizar gastos en la ejecución y minimizar riesgos de accidentalidad al personal, ya sea por desprendimiento de cuñas rocosas o colapso total de la sección de la excavación.	El estudio de un macizo rocoso realizado para la modificación del estado tensional y geometría inicial (como es la proyección y ejecución de un túnel), debe contemplar un análisis riguroso de los tres ámbitos fundamentales para la caracterización y clasificación geomecánica de la roca, los cuales son: el estudio de la matriz rocosa, el análisis de las discontinuidades y la valoración general o global del macizo rocoso; teniendo en cuenta que el nivel de control que se ejerce sobre los parámetros tanto de la roca, como de la sistemática de continuidades y su influencia en el macizo rocoso, es directamente proporcional al número de muestras o datos estadísticos que se obtengan del mismo, coadyuvando a disminuir el	Variable independiente: Buena ejecución del mapeo geomecánico en el afloramiento rocoso (V_1). Variable dependiente: eficacia en la determinación de los parámetros influyentes en la estabilidad de túneles (V_2).	Mapeo geomecánico. Mapeo geológico. Ensayos de resistencia In Situ y ensayos de laboratorio. Modelos de elementos finitos (MEF), para ver la reorientación de esfuerzos. Valoración del Factor de Seguridad. Sistemas de fortificación. Esquema óptimo de perforación y voladura.	*El enfoque cualitativo* también se guía por áreas o temas significativos de investigación. Sin embargo, en lugar de que la claridad sobre las preguntas de investigación e hipótesis preceda a la recolección y el análisis de los datos (como en la mayoría de los estudios cuantitativos), los estudios cualitativos pueden desarrollar preguntas e hipótesis antes, durante o después de la recolección y el análisis de los datos. El tipo de investigación a desarrollar en este proyecto es una investigación aplicada, porque se parte de un desconocimiento de las condiciones intrínsecas del terreno en cuanto a propiedades físicas, diaclasamiento, propiedades mecánicas, condición tensional y de humedad, pero a la vez, se

cumplan con los parámetros de seguridad pertinentes. La finalidad de toda actividad minera es recuperar la mayor cantidad de mineral, optimizando las obras de preparación, pero a su vez garantizando la integridad de los trabajadores y de la maquinaria utilizada. ¿Por qué se hace indispensable la realización de estudios geotécnicos y geomecánicos para el diseño del túnel principal de la mina Polveros y que impacto genera en el desarrollo minero del municipio de Maripí – Boyacá?	**Objetivos específicos.** Consultar ampliamente bibliografía minera enfocada al diseño de labores subterráneas, con el fin de tener una base teórica de apoyo. Desarrollar un trabajo de campo detallado, en donde estén contemplados los parámetros geológicos, geotécnicos y geomecánicos, útiles para realizar el diseño del túnel principal de la mina Polveros. Analizar e interpretar toda la información colectada en campo y laboratorios con la ayuda de programas computacionales específicos en geotecnia (Rocscience y Geostudio). Clasificar geomecánicamente el macizo rocoso teniendo en cuenta distintos autores, lo cual ayuda a determinar la calidad cuantitativamente de la roca y correlacionarla por medio de ecuaciones matemáticas.	error en las decisiones que se tomen respecto a los resultados obtenidos. “Por lo anterior se puede inferir que, la realización de estudios geotécnicos y geomecánicos de manera detallada para el diseño de túneles y demás obras subterráneas, impactan de manera positiva en la proyección de las obras y ejecución de las mismas, ya que brindan una información que permite prever los cambios característicos y deformacionales de las rocas ante las modificaciones que esta sufra en las excavaciones, logrando además, optimizar costos en ejecución de obras y minimizar los riesgos de accidentalidad al personal, ya sea por desprendimiento de cuñas rocosas o colapso total de la sección de la excavación”.			tiene noción o indicio de que tipo de datos debemos extraer del macizo rocoso en estudio, y cuáles son los ensayos y pruebas de campo a realizar para obtener resultados y analizarlos; para que se dé todo lo anteriormente mencionado, existen postulados estudiados años tras año, es el caso de las clasificaciones geomecánicas o los mecanismos de rotura de Mohr – Coulomb y el de Hoek – Brown, que si hacemos una adecuada aplicación y adaptación al terreno, existe una alta probabilidad que los resultados obtenidos sean confiables”. “En este proyecto de investigación, se tomará un nivel exploratorio o experimental, ya que se parte de un punto desconocido y con pocos antecedentes técnicos que brinden información confiable como es el diseño de un túnel fundamentado en estudios geomecánicos

	Determinar con ayuda de los resultados de clasificaciones geomecánicas como RMR y Q de Barton, el tipo de sostenimiento y longitud de avance óptimo para a calidad del macizo rocoso en estudio. Calcular la malla de perforación y voladura que se ajuste a las condiciones físicas y mecánicas del macizo rocoso y a la sección transversal del túnel proyectado. Diseñar el acceso principal de la mina Polveros de acuerdo a los parámetros técnicos analizados e interpretados. Esto contempla, cálculo de fortificación, diseño de patrón de voladura y modelización del túnel.				previos que, además, siempre que se pretende desarrollar una investigación que involucre la proyección de obras de ingeniería, el objetivo principal es algo que se pretende demostrar con una serie de estudios reiterativos, pero muy eficaces a la hora de obtener buenos resultados". "Para la ejecución de este proyecto, se utilizará el concepto del método analítico, ya que se tiene la particularidad de estudiar y analizar muchas variables de manera individual, tales como el macizo rocoso, sus propiedades físicas y mecánicas, mecanismos de ruptura, entre otros; y a la vez, se complementan para obtener un análisis de resultados que dé respuesta a los objetivos principales". "Para realizar de manera adecuada el estudio geomecánico y geotécnico del macizo rocoso en donde se proyectará la

					construcción de un túnel de acceso, se debe optar por el siguiente diseño de investigación, el cual corresponde a una investigación experimental".

Fuente: El Autor

CAPÍTULO IV

4. PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS.

En este capítulo se materializa la investigación del problema inicial planteado, basado en la recolección de datos y muestras del lugar objeto del proyecto *estudio geotécnico y geomecánico para el diseño del túnel principal de la mina Polveros, de la empresa Green Mine Ltda.*

4.1. PRESENTACIÓN E INTERPRETACIÓN DE DATOS.

El inicio de esta fase es la georreferenciación del lugar en donde se va a realizar el mapeo geológico – geomecánico, en el cual se involucran las estructuras litológicas y el sistema de discontinuidades presentes en el macizo rocoso, además de las muestras que serán analizadas en laboratorios. El área objeto de estudio está delimitada por las siguientes coordenadas.

Tabla 8. Coordenadas del polígono correspondiente a la mina Polveros.

Punto	Coordenadas Este	Coordenadas Norte
P.A.	998250.0000	1108780.0000
1	998062.3770	1109103.1050
2	998341.9100	1109389.2200
3	998817.5750	1108924.4970
4	998375.1780	1108657.6990
5	9982250.0000	1108780.0000

Fuente: Programa de Trabajos e Inversiones Título 059-93M (2015).

El punto geográfico de la toma de datos para el análisis estereográfico se referencia así: *N: 1.108.591, E: 998.436*, con una elevación de 585 m.s.n.m.

- En el sitio se tomaron 150 datos de discontinuidades, los cuales son una cantidad suficiente para la determinación de las familias principales que afectan al macizo rocoso y determinan, además, el grado de fracturación y tamaño de bloques. Además de las lecturas estructurales, se determinaron las características de las discontinuidades, debido a que son fundamentales a la hora de realizar la caracterización del macizo rocoso y clasificarlo geomecánicamente.

- Se tomaron 20 lecturas con la ayuda de un esclerómetro o *martillo Schmidt***,** con el fin de tener datos de resistencia preliminares que permitan la correlación de la resistencia a la compresión simple determinada en el laboratorio, a través de los ensayos a compresión simple y carga puntual.

- Se tomaron muestras pequeñas (del tamaño de un puño) de geometría irregular para realizar los ensayos de *índice de carga puntual*; en este tipo de muestra es aconsejable realizar mínimo 5 ensayos, con el fin de realizar una ponderación de los datos resultantes y poder tomar un valor representativo.

- Además de muestras del tamaño puño para los ensayos de índice de carga puntual, se tomaron muestras del macizo rocoso, de las cuales se sacaron las probetas que se someterán a ensayos de compresión simple. Los valores representativos se deben comparar con los obtenidos a través del ensayo PLT y el de índice de carga puntual.

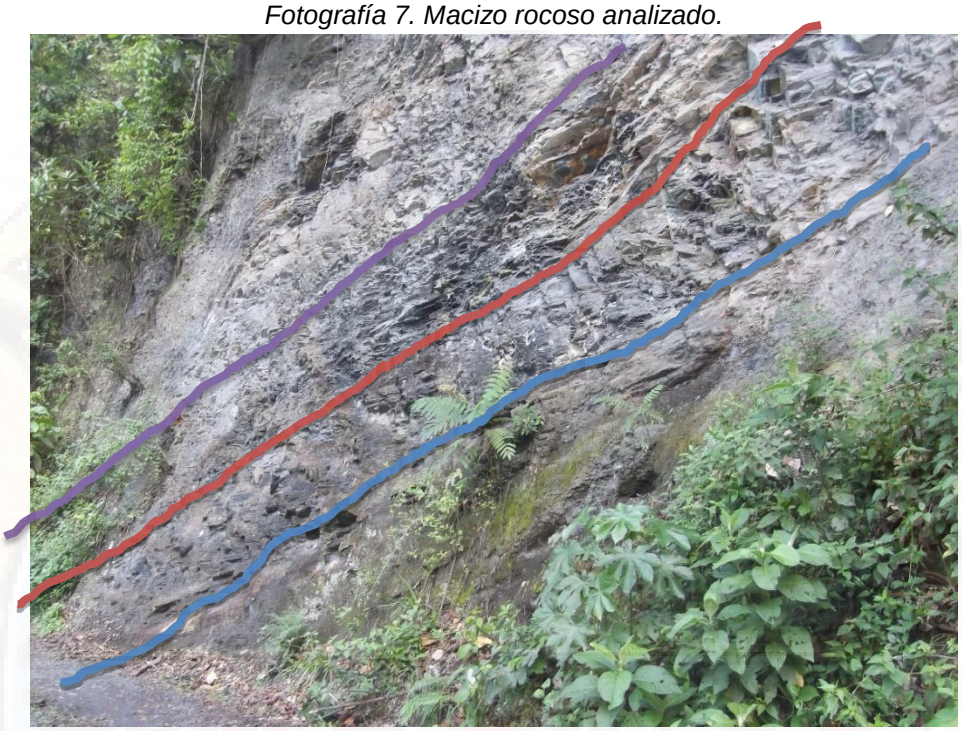
4.1.1. Descripción del macizo rocoso.

La descripción de afloramientos rocosos y caracterización de los mismos, es una tarea indispensable para la realización de obras de ingeniería, además, tiene como objetivo caracterizar de manera cualitativa las propiedades geológicas y mecánicas que condicionan la roca.

En la fotografía 7 Se evidencian unos paquetes de estratificación con una orientación similar, a su vez, se puede detallar el fracturamiento causado por la cantidad de discontinuidades en varias direcciones.

Esto condiciona la estabilidad del macizo rocoso, ya que el tamaño de los bloques se reduce a medida que existe mayor cantidad de discontinuidades en distintas direcciones.

Fotografía 7. Macizo rocoso analizado.



Fuente: El Autor.

No se evidenció a simple vista la existencia de zonas singulares (que no se repiten de manera sistemática) como fallas, zonas de flujo constante de agua, cavidades, entre otras. No obstante, la zona por lo general se encuentra en una condición parcial de saturación (varía entre 5 % - 10 %).

4.1.1.1. Características de la matriz rocosa.

La caracterización de la matriz rocosa se basa en la identificación o determinación de tres parámetros fundamentales: identificación mineralógica, condiciones de alteración y resistencia a la compresión uniaxial.

Tabla 9. Clasificación del tamaño de grano de las rocas.

Descripción	Tamaño del grano	Equivalencia con los tipos de suelo
Grano grueso	> 2 mm	Gravas
Grano medio	0.06 mm – 2 mm	Arenas
Grano fino	< 0.06 mm	Limos y arcillas

Fuente: Ingeniería Geológica – Luís González Vallejo.

Fotografía 8. Matriz rocosa analizada.

Fuente: El Autor.

La roca no presenta alteración en sus componentes mineralógicos que causen una pérdida de las propiedades de resistencia*. El tamaño de los granos* hace referencia a las dimensiones medias de los minerales que componen la matriz rocosa. En este caso, el tamaño de los granos observados en la matriz rocosa es menor de 0.06 mm, correspondiente al tamaño de los granos de limos y arcillas (esto si se compara con la granulometría para suelos).

Al estar compuesta la matriz rocosa por granos muy finos y compactos entre sí, se reduce significativamente la relación de vacíos, lo cual, aumenta el peso unitario de la roca observada y, en consecuencia, también aumenta la resistencia a la compresión simple.

La meteorización es un proceso que se presenta en la roca, cuando ésta es sometida a intemperismo o al contacto permanente con flujos de agua. Condiciona definitivamente las condiciones mecánicas de la roca, aumentando la porosidad y permeabilidad, en consecuencia, se hace más fácil la deformación de la matriz.

La matriz rocosa analizada se ve que no presenta decoloración en gran proporción y las caras o planos observados, no presentan rasgos de flujos de agua; por lo anterior, se podría determinar que la matriz rocosa está fresca. La meteorización es un parámetro fundamental a la hora de la caracterización de la matriz rocosa, debido a que sus condiciones de alteración impactan directamente en la resistencia a compresión de la roca, por lo tanto, el nivel de alteración de la matriz rocosa es directamente proporcional a la deformación que puede sufrir la roca al ser sometida a esfuerzos.

Tabla 10. Descripción del grado de meteorización.

Término	Descripción
Fresca	No se observan signos de meteorización en la matriz rocosa.
Decolorada	Se observan cambios en el color original de la matriz rocosa. Es conveniente indicar el grado de cambio.
Desintegrada	La roca se ha alterado a un estado de suelo, manteniéndose la fábrica original. La roca es friable, pero los granos minerales no están descompuestos.
Descompuesta	La roca se ha alterado al estado de un suelo, algunos o todos los minerales están descompuestos.

Fuente: Ingeniería Geológica – Luís González Vallejo.

La dureza o resistencia a compresión simple, está determinada por la composición mineralógica de la matriz y por el tamaño de los granos interconectados de la misma. Su apreciación cualitativa se puede determinar mediante la siguiente tabla propuesta por ISRM 1981, donde la aproximación al rango de resistencia a la compresión simple se hace mediante el contacto directo con la roca, ya sea con la mano, con un objeto cortopunzante o con el martillo geológico.

Fotografía 9. Estimación de la resistencia de la matriz rocosa.

Fuente: El Autor.

La matriz de roca analizada resultó *clase* R_4, donde dice que para causar fractura se debe golpear más de una vez con el martillo geológico común. Como se aclara en el título de la siguiente tabla, esto hace referencia a una estimación objetiva de la resistencia, que más adelante debe ser corroborada con ensayos o índices de más credibilidad técnica.

Tabla 11. Estimación aproximada y clasificación de la resistencia a compresión simple de rocas a partir de índices de campo.

Clase	Descripción	Identificación de campo	Aproximación al rango de resistencia a compresión simple (MPa)
R_0	Roca extremadamente blanda	Se puede marcar con la uña	0.25 – 1.0

R_1	Roca muy blanda	La roca se desmenuza al golpear con la punta del martillo. Con una navaja se talla fácilmente	1.0 – 5.0
R_2	Roca blanda	Se talla con dificultad con una navaja. Al golpear con la punta del martillo se producen pequeñas marcas.	5.0 – 25
R_3	Roca moderadamente dura	No puede tallarse con la navaja. Puede fracturarse con un golpe del martillo.	25 – 50
R_4	Roca dura	Se requiere más de un golpe con el martillo para fracturarla	50 – 100
R_5	Roca muy dura	Se requieren muchos golpes con el martillo para fracturarla	100 – 250
R_6	Roca extremadamente dura	Al golpearlo con el martillo saltan esquirlas	> 250

Fuente: ISRM, 1981.

Para tener un valor estimado de la resistencia, además del valorado a través de los golpes del martillo geológico, se realizaron ensayos PLT (Point Load Test) obteniendo los siguientes resultados. Es válido resaltar que se trató de conservar el mismo ángulo de inclinación para las lecturas, con el fin de obtener un mejor índice de rebote.

Se debe tener en cuenta que el ISRM recomienda tomar 20 lecturas en diferentes zonas del macizo rocoso con el fin de tener un dato estadístico representativo. La norma ASTM recomienda tomar 10 lecturas.

Tabla 12. Lecturas tomadas con el Martillo Schmidt.

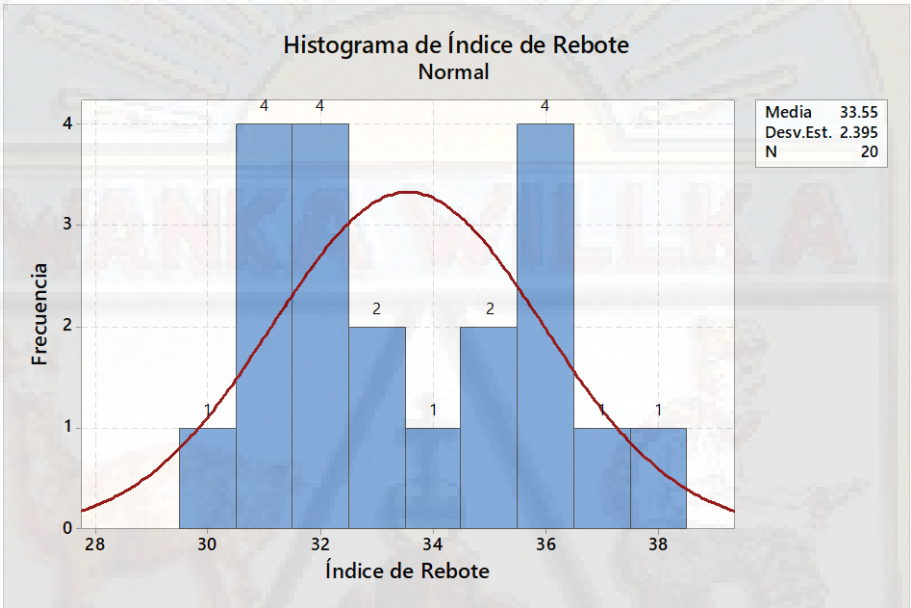
Numero de Lectura	Índice de Rebote	Lecturas Ordenadas
1	32	30
2	30	31
3	38	31
4	36	31
5	32	31
6	37	32
7	32	32
8	34	32
9	33	32
10	31	33
11	31	33
12	35	34
13	36	35
14	36	35
15	32	36
16	35	36
17	33	36
18	36	36
19	31	37

20	31	38

Fuete: El Autor.

Técnicamente se sugiere utilizar el valor de los 10 datos o lecturas de mayor valor. En este estudio se utilizará el valor medio de todos los datos tomados, puesto que, no se observó variaciones exageradas en la tendencia de los valores arrojados. El valor de la media es 33.55, con una desviación estándar de 2.4. Los valores obtenidos a partir del ensayo con el martillo Schmidt, no se pueden confundir con la resistencia a la compresión simple; para determinar dicho esfuerzo, es necesario utilizar el peso específico de la roca y el gráfico de Miller.

Gráfico 4. Distribución normal de lecturas PLT.



Fuente: El Autor (Software Minitab 17).

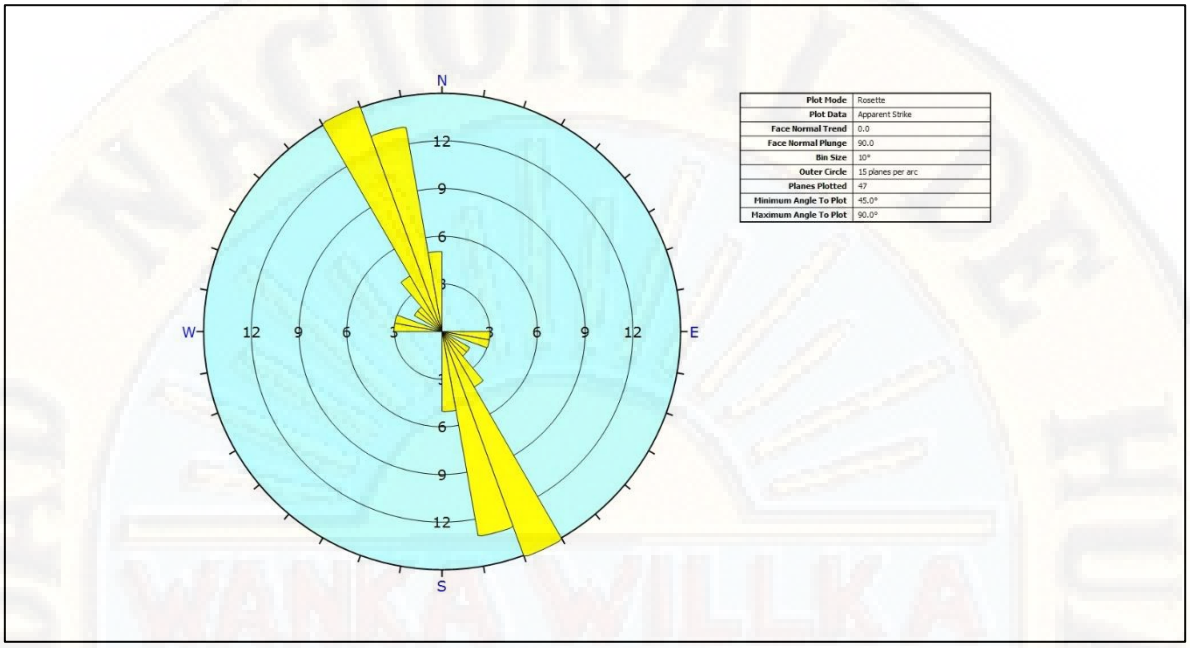
4.1.1.2. Caracterización de las discontinuidades.

El estudio de las discontinuidades es un parámetro fundamental para la realización de este trabajo de investigación, puesto que, éstas de forma directa condicionan el comportamiento resistente del macizo rocoso y permiten el paso del agua al interior del mismo.

Las discontinuidades (dependiendo de su orientación) son determinantes en la estabilidad de un macizo rocoso, debido a sus características particulares, tales como la orientación, la rugosidad, alteración de las paredes, entre otras; además, condicionan el tamaño de los bloques rocosos susceptibles a desprendimientos, lo cual va a depender mucho de la rugosidad de las juntas y de la dirección de las familias predominantes. A continuación, se presentará el resultado obtenido del mapeo geomecánico (ver anexo C) realizado en el sitio objeto de investigación.

- **Orientación de las discontinuidades.**

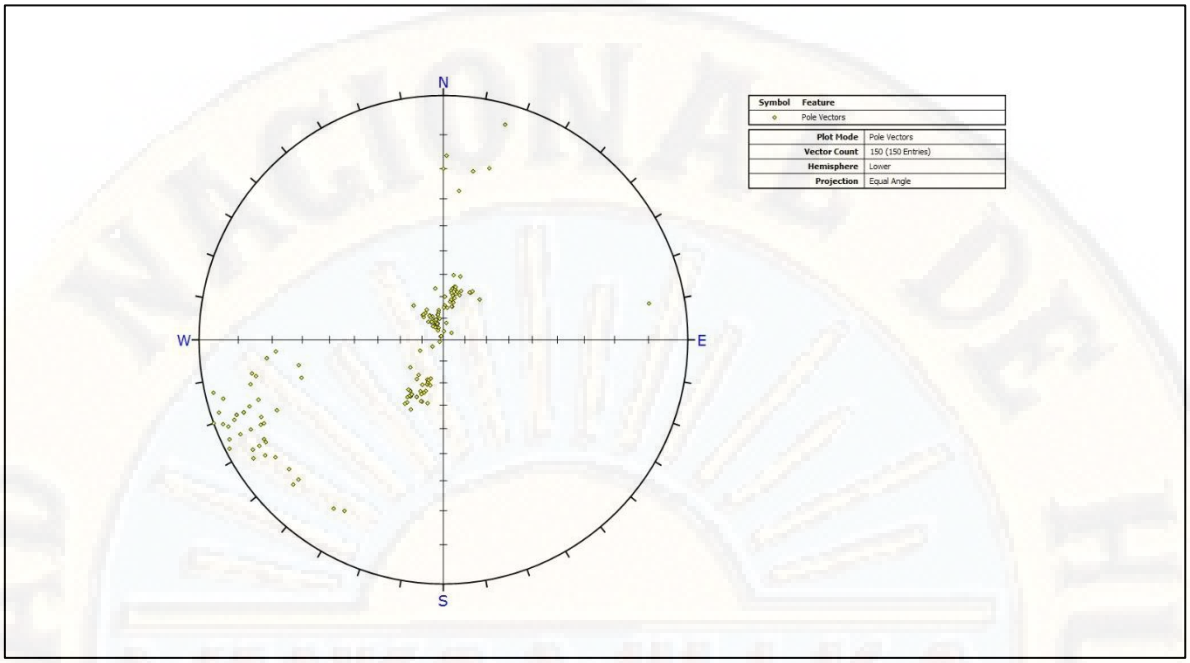
Gráfico 5. Diagrama de rosetas de discontinuidades.



Fuente: El Autor.

En el gráfico anterior se visualiza claramente que la dirección predominante de las lecturas tomadas a las discontinuidades es NW o de la misma manera SE (entiéndase que la dirección de los planos puede ser ambigua). Si se quiere precisar un poco más, el rango angular de la dirección que marca tendencia en el diagrama de rosetas es N 10 – 30 W o S 10 – 30 E. El dato obtenido es de mucha relevancia debido a que se puede afirmar que el macizo rocoso no presenta un comportamiento en bloques, sino, un diaclasamiento tabular con orientación bien marcada. Más adelante trataremos también la importancia que tiene este comportamiento frente a la favorabilidad o desfavorabilidad de acuerdo a la dirección que tendrá el trazado proyectado de la excavación subterránea.

Gráfico 6. Diagrama de polos de las discontinuidades.

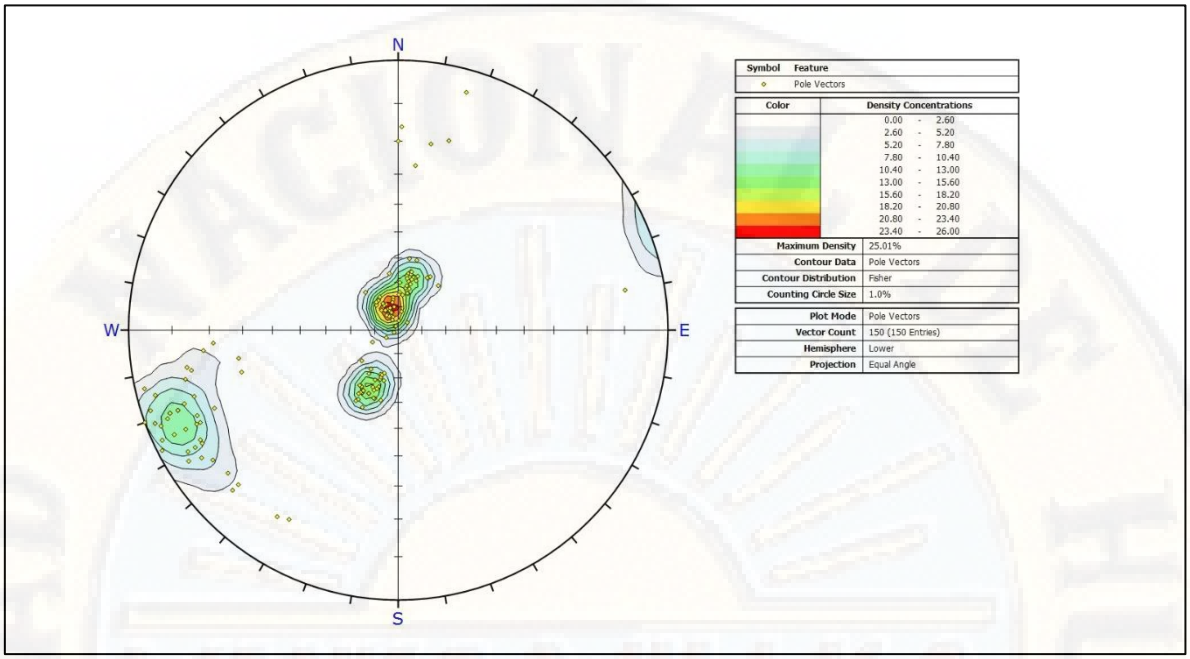


Fuente: El Autor.

El diagrama de polos muestra todas las lecturas de buzamiento y dirección de buzamiento (Dip – Dip Direction) de manera individual, representadas como los polos de los planos que podrían generarse en la representación estereográfica. Se nota una dispersión en la disposición de los polos, pero también se puede visualizar unas zonas más densas en donde hay mayor concentración de polos; quiere decir que, mediante estas zonas de altas concentraciones de polos, se podría determinar cuáles son las familias predominantes en el macizo rocoso.

La determinación de manera técnica de las familias predominantes es de mucha utilidad, puesto que esta información será de mucha utilidad en las clasificaciones geomecánicas, análisis cinemático frente a una eventualidad de rotura de taludes y en el modelamiento de la excavación subterránea y la incidencia de las familias predominantes en la generación de cuñas inestables.

Gráfico 7. Diagrama de contornos de las discontinuidades.



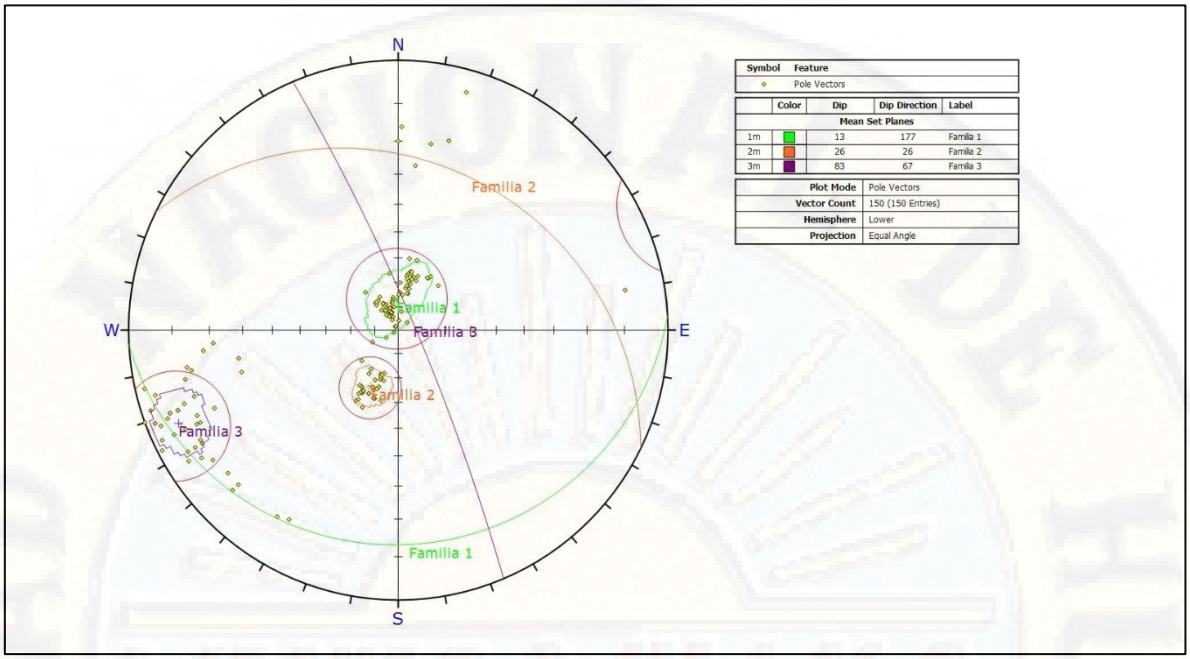
Fuente: El Autor.

Este gráfico muestra los contornos que presentan densidades variables de polos graficados a partir de las lecturas de buzamiento y dirección de buzamiento tomadas del macizo rocoso; como se observa, existen diferentes colores que determinan la cantidad de polos presentes en cierta área de la *estereoneta*. Según lo graficado, existen zonas que presentan una concentración de polos del 25 % del total (representadas por el color rojo) y otras de menor concentración, pero son un indicio determinante para visualizar cuales podrían ser las familias de discontinuidades predominantes en el macizo estudiado.

En la leyenda o tabla de resultados del diagrama de contornos existen varios rangos de densidades de concentración, los cuales van incrementados en 2.6 % del total de los polos tomados (150 lecturas tomadas en campo) como referencia para este estudio, es decir, los incrementos son de aproximadamente 4 polos, esto de acuerdo al número total.

La escala de colores utilizada es la más común de todas, en donde se toma la gama de colores fríos para representar bajas concentraciones de polos, y los colores cálidos para representar las concentraciones más densas. Sin embargo, hay concentraciones representadas con los colores verdes que tienen un porcentaje significativo o una densidad de polos importante.

Gráfico 8. Representación de familias principales.



Fuente: El Autor.

En este gráfico se visualizan las familias principales o predominantes, determinadas a través de la concentración de polos. Esto se logra con la ubicación de un centroide en los contornos con mayor densidad de polos, el cual da un polo general para dicha concentración, por ende, un plano correspondiente a dicho polo. En esta ocasión las familias predominantes se han denominado ***Familia 1, Familia 2 y Familia 3.*** A continuación, se describen los buzamientos y direcciones de buzamientos correspondientes a cada familia.

Gráfico 9. Buzamiento y dirección de buzamiento de familias principales.

Symbol	Feature
◇	Pole Vectors

	Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes				
1m		13	177	Familia 1
2m		26	26	Familia 2
3m		83	67	Familia 3

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	150 (150 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

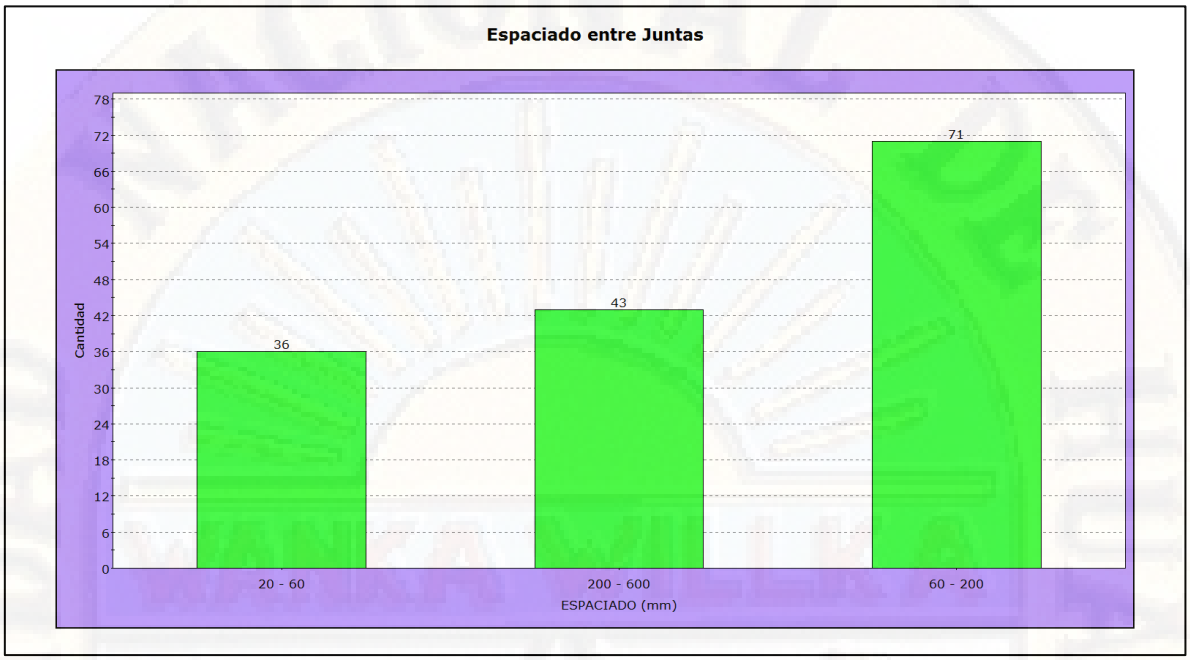
Fuente: Software Dips (El Autor).

- **Espaciado entre las juntas.**

El espaciado entre juntas está determinado por la distancia perpendicular existente entre dos discontinuidades de una misma familia. Este parámetro condiciona el

tamaño de los bloques de matriz rocosa, por lo tanto, también condiciona las propiedades mecánicas.

Gráfico 10. Espaciado entre juntas.



Fuente: El Autor.

En el gráfico de barras se visualiza el espaciado entre juntas discriminado por los rangos de longitud estandarizados. A continuación, se describen los rangos de espaciados y sus características que lo definen.

Tabla 13. Descripción del espaciado.

Descripción	Espaciado (mm)
Extremadamente junto	< 20
Muy junto	20 – 60
Junto	60 – 200
Moderadamente junto	200 – 600
Separado	600 – 2000
Muy separado	2000 – 6000
Extremadamente separado	> 6000

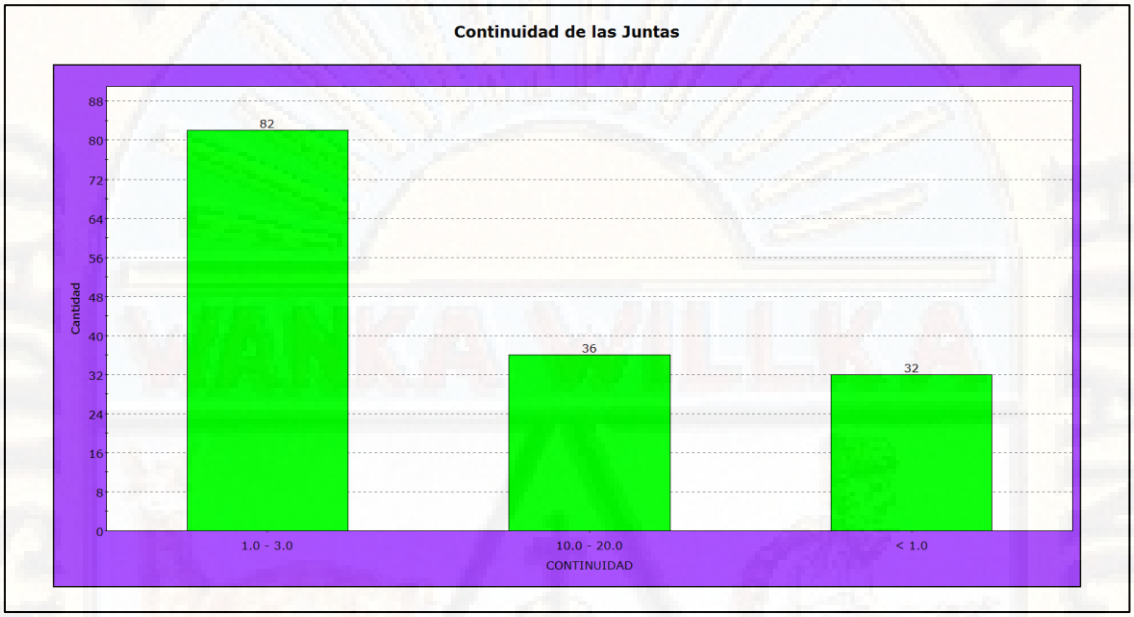
Fuente: Ingeniería Geológica – Luis González de Vallejo

De acuerdo a los datos tomados en campo, se tiene como resultado que el espaciado entre las juntas está distribuido así: 24% entre 20 – 60 mm, 28.67% entre 200 – 600 mm y el 47.33% entre 60 – 200 mm; por lo anterior se puede considerar que la descripción del espaciado generalizado entre las juntas es *Junto*, debido a que existe un gran porcentaje en este rango. Al estar en el rango cuya descripción es *Junto,* quiere decir que los bloques existentes son muy pequeños, lo cual los hace más inestables, debido a que se requiere una fuerza menor que los desestabilice.

- **Continuidad de las juntas.**

La continuidad de las juntas o persistencia es la longitud o extensión del plano superficial medida directamente sobre el macizo rocoso. Este parámetro en todas las ocasiones no se puede medir, debido a las grandes extensiones que podría tener en todo el afloramiento.

Gráfico 11. Continuidad de las juntas.



Fuente: El Autor.

De acuerdo a los datos obtenidos en campo sobre la continuidad de las discontinuidades, tenemos que se registraron tres rangos de longitudes en las cuales se clasificaron las juntas: 54.67% entre 1 – 3 m, 24% entre 10 – 20 m y 21.33% menores a un metro.

De acuerdo a los valores calculados en porcentaje de las lecturas de continuidad de las juntas, se tiene que el macizo rocoso presenta una descripción de *Baja Continuidad*. El macizo rocoso al tener una descripción de *baja continuidad* de las juntas, se puede inferir que las discontinuidades causan un comportamiento en bloques pequeños, los cuales no causarían desprendimientos de una gran cantidad de masa rocosa.

- **Rugosidad de las paredes de las juntas.**

La rugosidad de los planos de las juntas tiene como objetivo principal impedir el desplazamiento de las caras de las discontinuidades, por lo tanto, cuanto más rugosa e irregular son las superficies discontinuas aumentará la resistencia al corte del macizo.

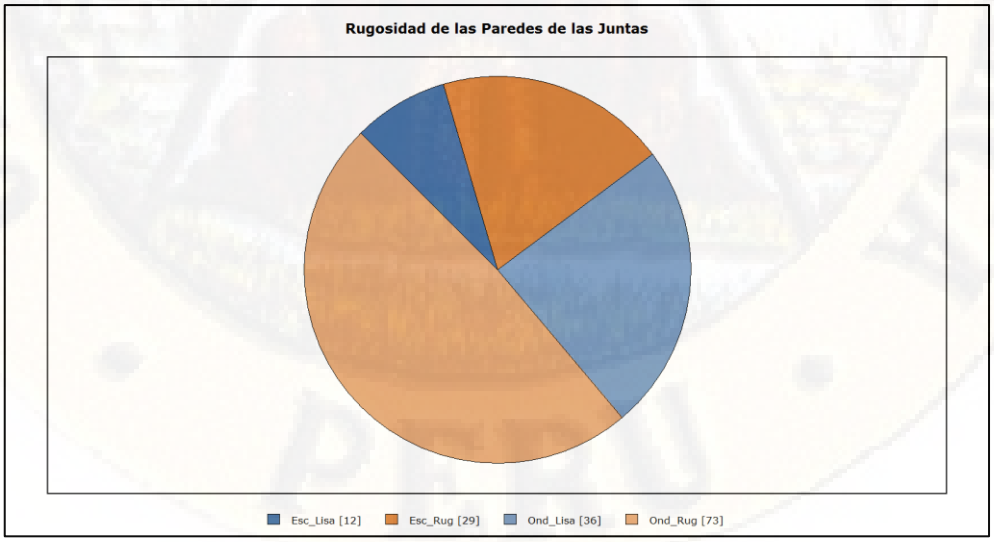
La determinación o descripción de las discontinuidades se realiza de manera visual, siguiendo ciertos estándares para no perder objetividad a la hora de tomar lecturas que describan este parámetro.

Fotografía 10. Rugosidad de las paredes de las juntas.

Fuente: El Autor.

En el siguiente gráfico de torta se pueden visualizar las diferentes descripciones de morfología de las paredes de las juntas, destacándose las siguientes: escalonada lisa con el 8%, escalonada rugosa con el 19.33%, ondulada lisa con el 24% y la que mayor porcentaje tiene es ***ondulada rugosa con el 48.67%.***

Gráfico 12. Rugosidad de las paredes de las juntas.



Fuente: El Autor.

Una vez determinado que la rugosidad predominante tiene una morfología en las paredes de las juntas *ondulada rugosa*, se puede inferir que el macizo rocoso no tendrá grandes problemas de desprendimientos de masas rocosas, aun cuando presente un grado de fracturamiento importante, el comportamiento rugoso ayuda a que se mantenga estable.

- **Abertura de las juntas.**

Este parámetro tiene que ver directamente con la resistencia al corte del macizo rocoso, debido a que es la distancia perpendicular medida entre los planos de una junta o discontinuidad.

Tabla 14. Descripción de la abertura de las juntas.

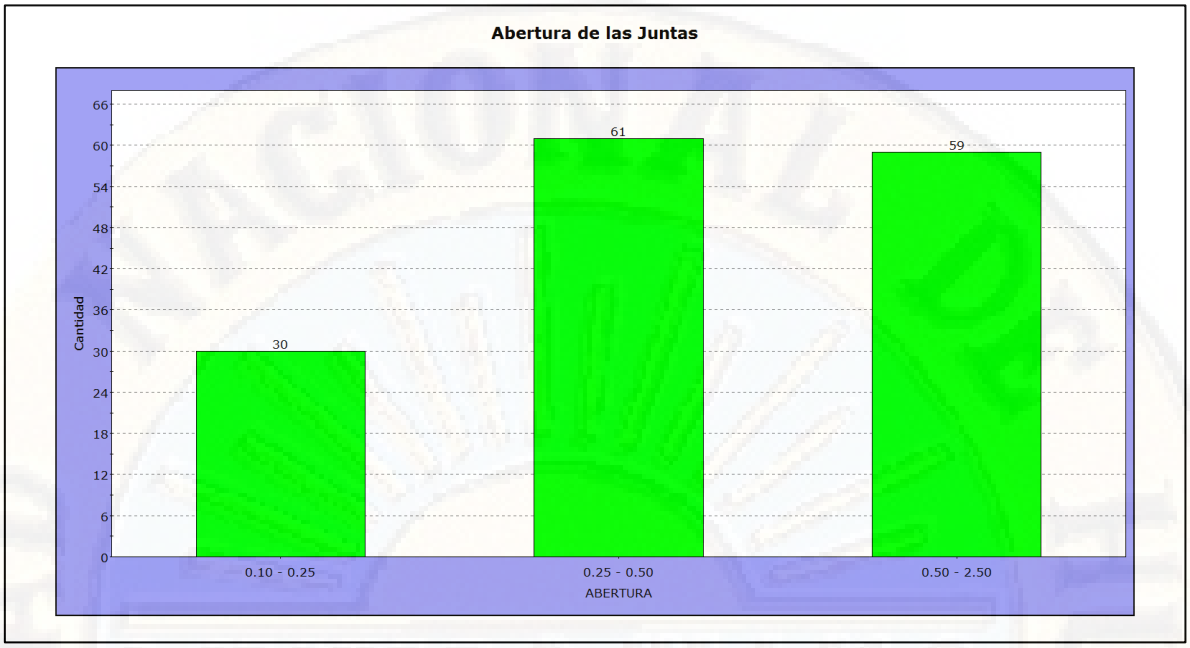
Abertura	Descripción
< 0.1 mm	Muy cerrada
0.1 – 0.25 mm	Cerrada
0.25 – 0.5 mm	Parcialmente abierta
0.5 – 2.5 mm	Abierta
2.5 – 10 mm	Moderadamente ancha
> 10 mm	Ancha
1 – 10 cm	Muy ancha
10 – 100 cm	Extremadamente ancha
> 1 m	Cavernosa

Fuente: ISRM – 1981.

En la tabla anterior se describe como sería la cualidad de la abertura observada en las discontinuidades, dependiendo de la distancia medida entre sus planos. Esta abertura es cambiante y va a depender mucho del confinamiento al que esté sometido el macizo, es decir, en superficie podemos notar aberturas con una distancia significativa entre labios, pero en profundidad podrían estar incluso cerradas.

Estadísticamente las lecturas de abertura han dado el siguiente resultado: 0.1 – 0.25 mm el 20 %, 0.25 – 0.5 mm 40.67% y el 39.33% para el rango de 0.5 – 2.5 mm; por lo anterior, se dice que el macizo rocoso presenta una tendencia en las discontinuidades con una descripción ***parcialmente abierta***, evidenciado en el gráfico 13. Que las discontinuidades tengan un distanciamiento evidenciable, es una condición que minimiza la resistencia de la roca, puesto que, no hay oposición a un eventual movimiento de bloques, además, se convierte en un canal preferente de agua, aportando un mayor porcentaje de meteorización de las paredes.

Gráfico 13. Abertura entre las paredes de las Juntas.



Fuente: El Autor.

- **Relleno de las Juntas.**

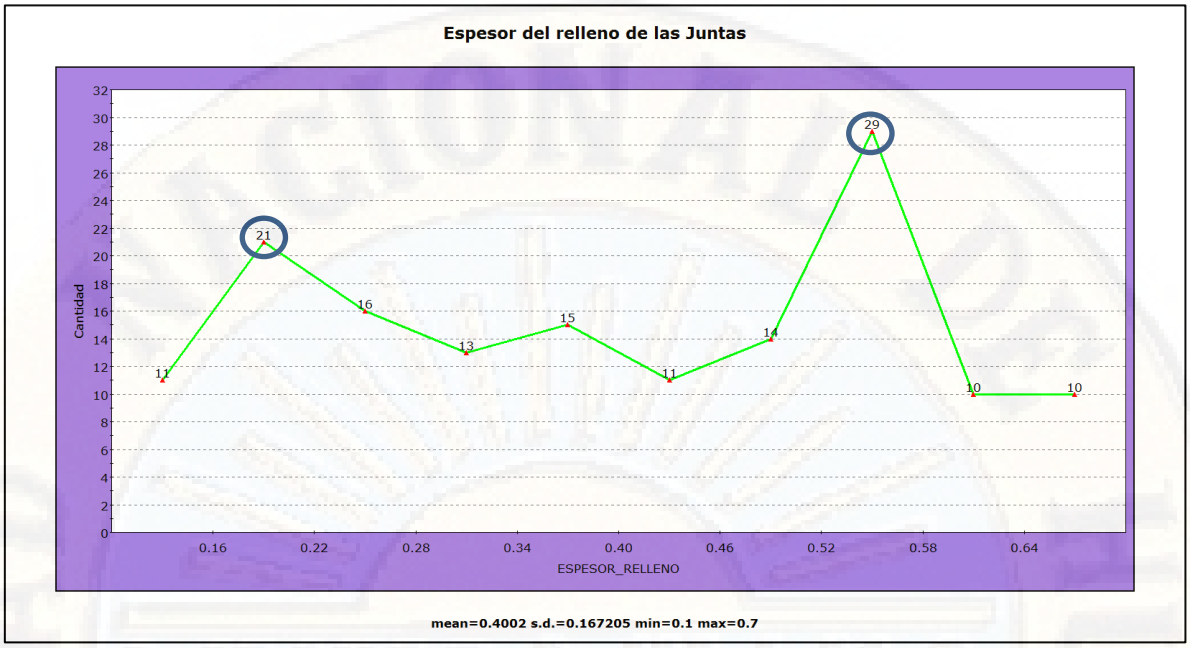
El relleno es el material que se deposita en la cavidad generada por la abertura de las discontinuidades, es decir, cuanto mayor es la abertura de los labios de las juntas existe la posibilidad de almacenar una cantidad importante de material; este material podría ser de una naturaleza distinta a la roca madre, por lo tanto, puede presentar condiciones mecánicas que desfavorezcan al macizo rocoso, o, por el contrario, ayude a la estabilización del mismo.

La forma de tomar las lecturas es similar a la lectura de las aberturas, puesto que el relleno se alberga en la separación existente entre los planos de las discontinuidades.

Para este proyecto se tomaron datos de espesores de rellenos y el estado de alteración de los mismos, debido a la importancia que estos tienen a la hora de hablar de estabilidad y factor de seguridad de una obra ingenieril.

En el gráfico 14 se visualiza claramente la tendencia de los datos tomados haciendo referencia al espesor del material alojado en la abertura de cada una de las discontinuidades. Se puede apreciar que existen unos picos diferenciales en los rangos 0.16 – 0.22 mm (21 datos) y 0.52 – 0.58 mm (29 datos), lo cual corrobora las lecturas de abertura referenciadas anteriormente.

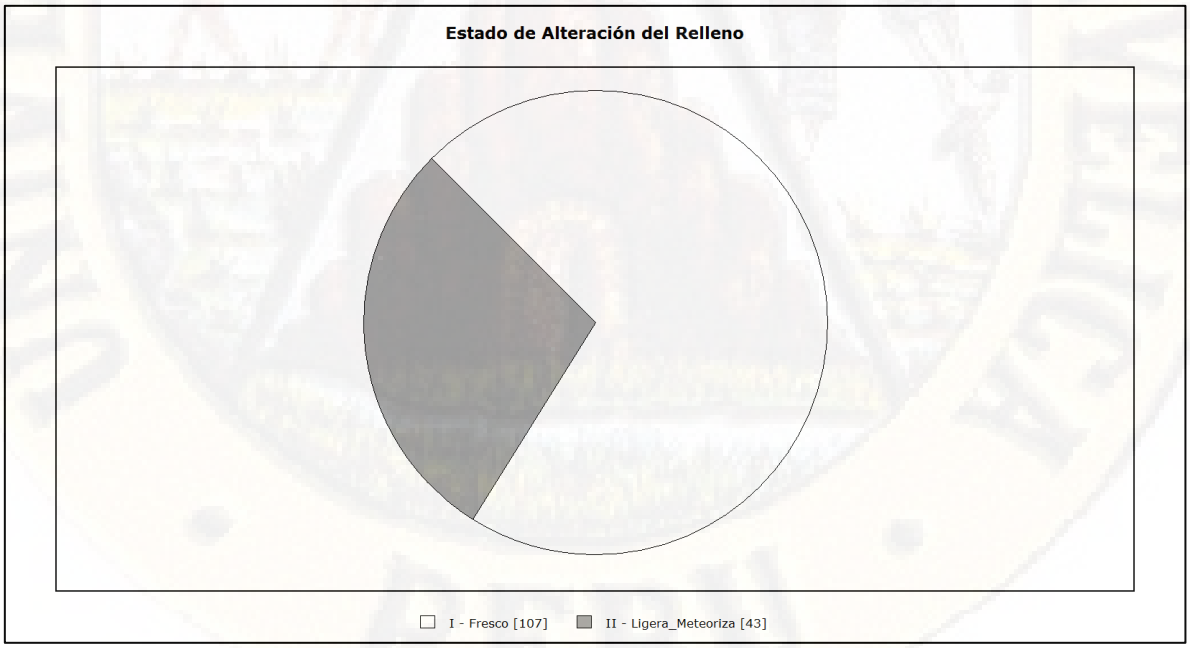
Gráfico 14. Espesor del relleno de las Juntas.



Fuente: El Autor.

Es de vital importancia saber el estado de alteración del relleno que está depositado en la abertura de las discontinuidades tomadas como referencia para la realización de esta investigación. En el gráfico 15 se detalla que el 71.33% de los datos tomados no presenta una mayor alteración, es decir, la condición del relleno es ***sana o fresca***, y el 28.67% presenta una condición de ***ligeramente meteorizado***.

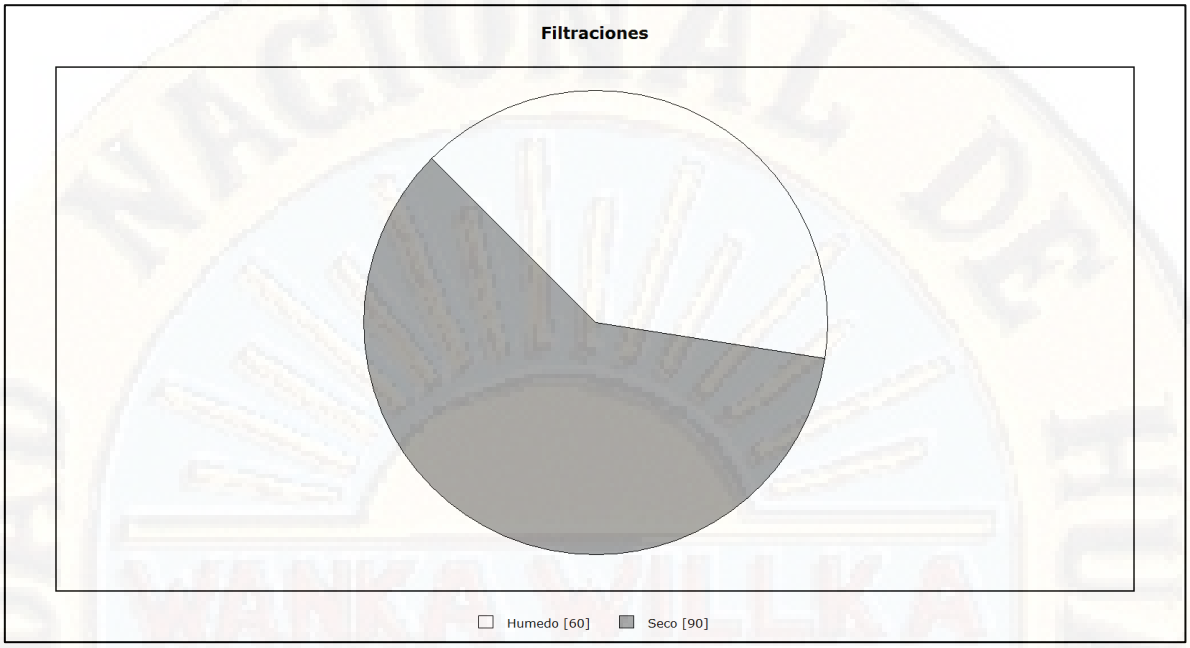
Gráfico 15. Estado de alteración del relleno.



Fuente: El Autor.

- **Filtraciones.**

Gráfico 16. Filtraciones en las Juntas.



Fuente: El Autor.

Filtración se le llama al flujo de agua que puede estar presente en las aberturas de las discontinuidades, y también, al flujo que permita la matriz rocosa dependiendo de su condición de permeabilidad.

En el gráfico anterior, se ve la clara tendencia que hay en las discontinuidades en cuanto a filtraciones, mostrando un 60% de los datos de discontinuidades sin presencia de agua y el 40% restante con algunos rasgos de humedad.

Si se clasifica según la tabla que describe las filtraciones en discontinuidades, tenemos que el macizo rocoso estudiado es ***clase I***; en la siguiente tabla vemos las descripciones de las posibilidades más comunes de encontrar en cuanto a filtraciones se refiere.

Tabla 15. Descripción de las filtraciones en discontinuidades.

Clase	Discontinuidades sin relleno	Discontinuidades con relleno
I	Junta muy plana y cerrada. Aparece seca y no parece posible que circule agua.	Relleno muy consolidado y seco. No es posible el flujo de agua.
II	Junta seca sin evidencia de agua.	Relleno húmido, pero sin agua libre.
III	Junta seca, pero con evidencia de haber circulado agua.	Relleno mojado con goteo ocasional.
IV	Junta húmeda, pero sin agua libre.	Relleno que muestra señales de lavado, flujo de agua continuo (estimar caudal en l/min).

V	Junta con rezume, ocasionalmente goteo, pero sin flujo continuo.	Relleno localmente lavado, flujo considerable según canales preferentes (estimar caudal y presión).
VI	Junta con flujo continuo de agua (estimar caudal en l/min y la presión).	Rellenos completamente lavados, presiones de agua elevadas.

Fuente: Ingeniería geológica. Luis González de Vallejo.

4.1.1.3. Caracterización del macizo rocoso.

Para la caracterización a nivel cualitativo y generalizado del macizo rocoso se debe utilizar la descripción de la matriz rocosa y los parámetros evaluados de las discontinuidades; esto con el fin de determinar los parámetros necesarios para esta caracterización, tales como: *número y orientación de las familias de discontinuidades, tamaño de los bloques y grado de alteración*.

- **Número y orientación de las familias.**

El comportamiento mecánico del macizo rocoso, sus condiciones deformacionales y la susceptibilidad a los mecanismos de rotura están condicionados por el número de familias de discontinuidades. La orientación de dichas familias respecto a la construcción de obras ingenieriles, podrían condicionar su estabilidad, debido a la favorabilidad o desfavorabilidad que se tenga.

De acuerdo al gráfico 8 (representación de familias principales) se puede determinar la existencia de tres (3) familias principales, más una cantidad inferior de polos dispersos. A continuación, se describe la clasificación de macizos rocosos de acuerdo al número de familias.

Tabla 16. Clasificación de macizos rocosos por el número de familias de discontinuidades.

Tipo de macizo rocoso	Número de familias
I	Masivo, discontinuidades ocasionales
II	Una familia de discontinuidades
III	Una familia de discontinuidades más otras ocasionales
IV	Dos familias de discontinuidades
V	Dos familias de discontinuidades más otras ocasionales
VI	Tres familias de discontinuidades
VII	familias de discontinuidades más otras ocasionales
VIII	Cuatro o más familias de discontinuidades
IX	Brechificado

Fuente: ISRM – 1981.

El tipo de macizo estudiado es VI, correspondiente a tres familias principales. La intensidad o fracturación de un macizo rocoso, va directamente relacionada con el número de familias de discontinuidades predominantes, haciendo que los bloques generados puedan ser de diversos tamaños, generando una mayor probabilidad de inestabilidad de bloques.

- **Tamaño de los bloques.**

El tamaño de los bloques está determinado por el número de familias predominantes y la dirección de las mismas, lo cual condiciona directamente las propiedades mecánicas del macizo, es decir, cuanto menor son los bloques, el riesgo de inestabilidad y colapso se incrementan.

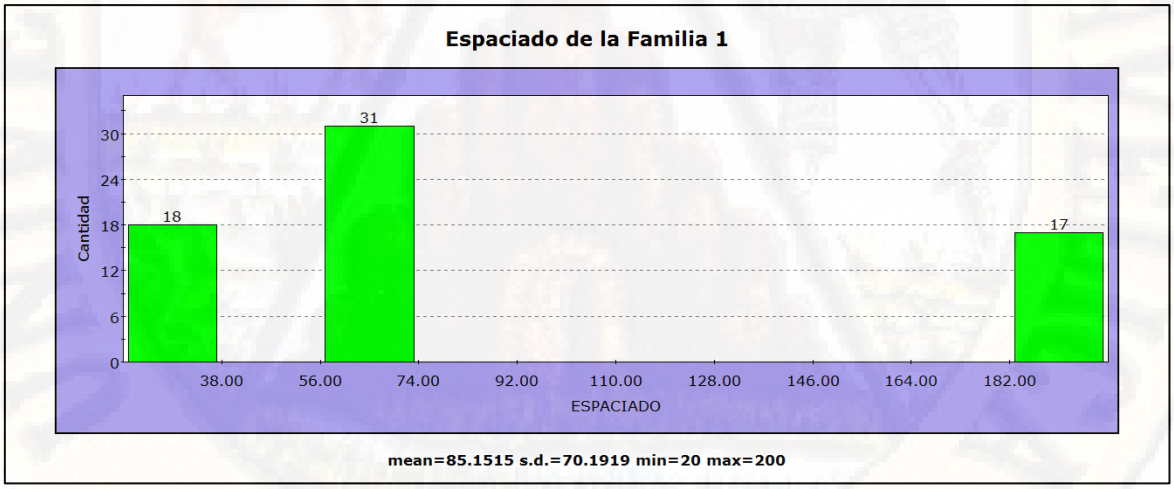
La determinación del tamaño de los bloques se puede realizar de varias maneras; a continuación, se desarrollarán las más comunes.

- Índice de tamaño de bloques I_b: este índice representa las dimensiones medias de los bloques en el macizo rocoso aflorante. Para ello, se utilizan los valores medios de las tres familias predominantes y se utiliza la siguiente ecuación:

$$I_b = \frac{(e_1 + e_2 + e_3)}{3} \qquad (31)$$

Para la resolución de la ecuación anterior, tomaremos los valores más representativos de espaciado de cada una de las familias predominantes. A continuación, se graficará la tendencia de espaciado de cada una de las familias del macizo rocoso.

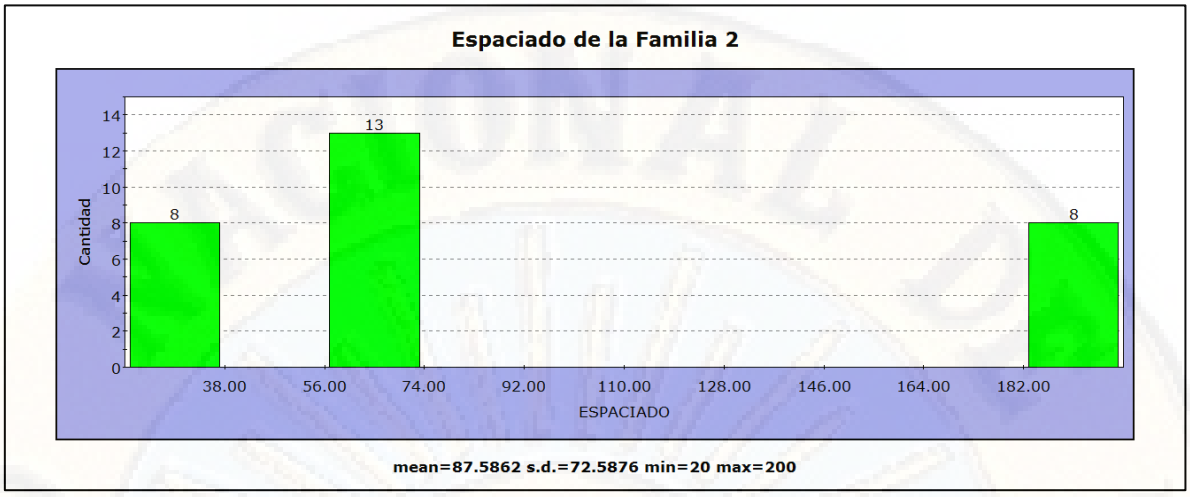
Gráfico 17. Tendencia en el espaciado Familia 1.



Fuente: El Autor.

El espaciado predominante en la familia 1 está entre 56 – 74 mm. Tomaremos el valor de 70.2 mm (valor de la desviación estándar).

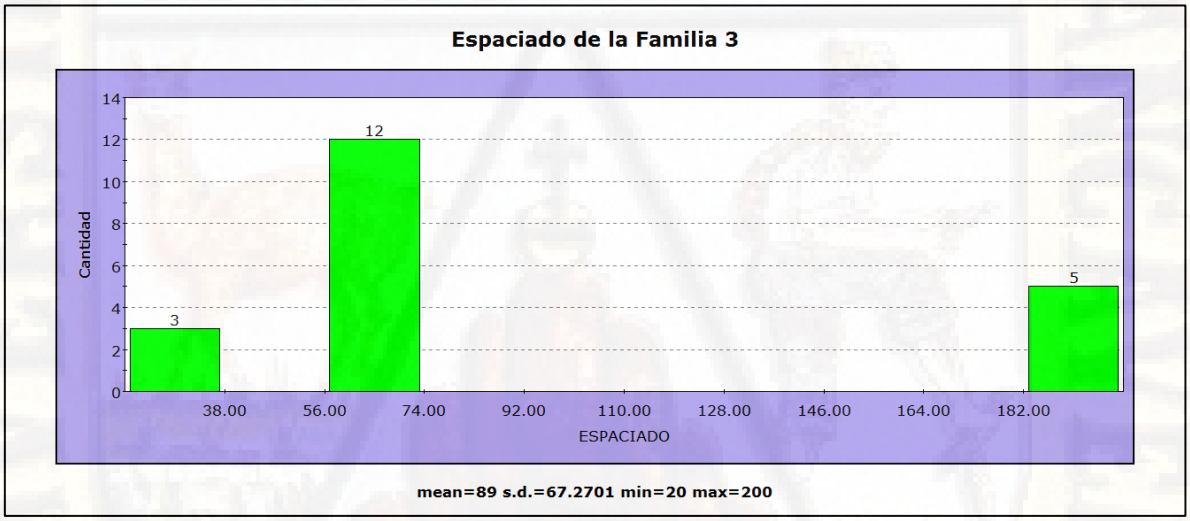
Gráfico 18. Tendencia en el espaciado Familia 2.



Fuente: El Autor.

El espaciado predominante en la familia 2 está entre 56 – 74 mm. Tomaremos el valor de 72.6 mm (valor de la desviación estándar).

Gráfico 19. Tendencia en el espaciado Familia 3.



Fuente: El Autor.

El espaciado predominante en la familia 3 está entre 56 – 74 mm. Tomaremos el valor de 67.2 mm (valor de la desviación estándar).

La ecuación quedaría de la siguiente manera:

$$I_b = \frac{(70.2 + 72.6 + 67.2)}{3} = 70$$

- Parámetro J_V: representa el número de discontinuidades contenidas en un metro cubico ($1m^3$) de macizo rocoso. Debido a las dificultades observaciones en tres vistas, se toma como referencia una longitud

definida y el J_v se determina en metros lineales mediante la siguiente ecuación:

$$J_v = \sum \frac{n°_de_discontinuidades}{longitud_de_medida} \qquad (32)$$

Debido a la gran cantidad de discontinuidades se tomó un metro (1m) de referencia, en el cual se contabilizaron 12 discontinuidades. Se asume que para las tres vistas se tiene la misma cantidad de juntas.

$J_v = \frac{12_dicontinuidades}{1m^3}$, según la descripción de la tabla para el tamaño de bloques, arroja que tenemos *bloques pequeños**.***

Tabla 17. Descripción del tamaño de bloques en función del número de discontinuidades.

Descripción	J_v (discontinuidades/m^3)
Bloques muy grandes	< 1
Bloques grandes	1 – 3
Bloques de tamaño medio	3 – 10
Bloques pequeños	10 – 30
Bloques muy pequeños	> 30

Fuente: ISRM – 1981.

La estimación del *RQD* (Rock Quality Designation) se realiza a través de las correlaciones empíricas como la de Palmstrom – 1975 (en ISRM – 1981), la cual viene dada por la siguiente ecuación:

$RQD = 115 - 3.3J_v$, para $J_v > 4.5$ (33)

$RQD = 100$, para $J_v \leq 4.5$ (34)

De acuerdo al J_v calculado (12/m^3), se utiliza la ecuación 32. El valor del RQD es:

$$RQD = 115 - 3.3J_v = 75.4\%$$

De acuerdo a la valoración porcentual del RQD, tenemos una calidad de macizo rocoso *buena**.***

Tabla 18. Calidad de la roca en función del RQD.

RQD %	Calidad de la Roca
< 25	Muy mala
25 – 50	Mala
50 – 75	Regular
75 – 90	Buena
90 – 100	Excelente.

- Grado de alteración: este parámetro se estima directamente de la observación realizada en el macizo rocoso y se correlaciona con las descripciones de la siguiente tabla y fotografía del sitio:

Tabla 19. Evaluación del grado de meteorización del macizo rocoso.

Grado de alteración	Tipo	Descripción
I	Fresco	No aparecen signos de meteorización
II	Ligeramente meteorizado	La decoloración indica alteración del material rocoso y de las superficies de discontinuidad. Todo el conjunto rocoso está decolorado por meteorización.
III	Moderadamente meteorizado	Menos de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto y /o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura continua o como núcleos aislados.
IV	Altamente meteorizado	Más de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto y /o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura continua o como núcleos aislados.
V	Completamente meteorizado	Todo el macizo rocoso aparece descompuesto y /o transformado en suelo. Se conserva la estructura original del macizo rocoso.
VI	Suelo residual	Todo el macizo rocoso se ha transformado en un suelo. Se ha destruido la estructura del macizo y la fábrica del material.

Fuente. ISRM – 1981.

Fotografía 11. Zona del macizo rocoso con alteración.

Fuente: El Autor.

En la fotografía 11 se observa que es un macizo rocoso sedimentario, *ligeramente meteorizado*, sin presencia de flujo de agua visible y con sectores de roca sana, no hay desprendimientos de rocas; por lo tanto, se podría estimar que es un macizo rocoso de *grado II*.

4.2. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS.

4.2.1. Análisis de ensayos de laboratorio.

4.2.1.1. Propiedades físicas de la matriz rocosa.

En la investigación en curso es requerido conocer la mayor cantidad de características y propiedades de la matriz y el macizo rocoso, con el fin de llegar a conclusiones y recomendaciones lo más acertadas posibles. Es por ello que se realizó un análisis físico de la matriz rocosa, y con ello determinar datos muy relevantes para el análisis de diseño de la excavación subterránea.

A continuación, se describirán las propiedades físicas calculadas a la muestra de lutita calcárea llevada al laboratorio.

- **Densidad total (ρ):** este parámetro sirve para saber qué cantidad de masa ocupa la muestra en un determinado volumen en condiciones naturales. La magnitud se acompaña de las variables g/cm^3.

$$\rho_T = \frac{m(g)}{V(cm^3)} \qquad (35)$$

  Para calcular la densidad total de la matriz rocosa es necesario tener una muestra tipo puño de roca, una probeta con una cantidad de agua conocida y una balanza calibrada.

  - La muestra de roca tiene una masa de 129.75 g.
  - El desplazamiento de agua al introducir la muestra en la probeta fue de 48.45 cm^3.

$$\rho_T = \frac{129.75g}{48.45cm^3} = 2.67\frac{g}{cm^3}$$

  Asimismo, se realizó el cálculo de la densidad para la muestra seca y la densidad para la muestra saturada. Los valores de densidades se resumen en la siguiente tabla.

Tabla 20. Resumen de las densidades obtenidas.

Propiedad	Variable	Unidad de medida	Magnitud
Densidad total (natural)	ρ	g/cm^3	2.67
Densidad seca	ρ_s	g/cm^3	2.55
Densidad saturada	ρ_{sa}	g/cm^3	2.74

Fuente: El Autor.

- **Humedad natural (w):** en este parámetro se relaciona el peso del agua contenido en la muestra de matriz rocosa, respecto al peso de la muestra.

$$w = \frac{(m - m_s)}{m_s} \times 100 = \frac{(129.75 - 123.85)}{123.85} \times 100 = 4.76\% \qquad (36)$$

- **Grado de saturación (S):** es la relación existente entre la humedad natural de la roca y el peso de la roca totalmente saturada. La magnitud se expresa en porcentaje.

$$S = \frac{(m - m_s)}{(m_{sa} - m_s)} \times 100 = \frac{(129.75 - 123.85)}{(131.40 - 123.85)} \times 100 = 78.14\% \qquad (37)$$

- **Porosidad (n):** es la relación que existe entre el volumen de vacíos y el volumen total de la muestra de matriz rocosa. Se debe tener en cuenta que la densidad del agua es de 1 g/cm^3.

$$n = \frac{(m_{sa} - m_s)}{(V \times \rho_w)} \times 100 = \frac{(131.40 - 123.85)}{(48.45 \times 1)} \times 100 = 15.58\% \qquad (38)$$

- **Relación de vacíos (*e*):** es la relación entre el volumen de vacíos respecto del volumen de sólidos.

$$e = \frac{\left(\frac{m - m_s}{\rho_w}\right)}{\frac{V - (m_{sa} - m_s)}{\rho_w}} = \frac{\left(\frac{129.75 - 123.85}{1}\right)}{\frac{48.45 - (131.40 - 123.85)}{1}} = 0.144 \qquad (39)$$

- **Peso específico (Ɣ):** como el peso es una fuerza, se debe relacionar directamente la masa de la muestra natural con la aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2).

$$\gamma = ag \times \rho = 9.81 \frac{m}{s^2} \times 2.67 \frac{g}{cm^3} = 26.19 \frac{kN}{m^3} \qquad (40)$$

Asimismo, se realizó el cálculo del peso específico seco y el peso unitario saturado. Los valores de los pesos específicos y unitarios se resumen en la siguiente tabla.

Tabla 21. Resumen de las densidades y peso específico.

Propiedad	Variable	Unidad de medida	Magnitud
Peso específico	γ	KN/m^3	26.19
Densidad seca	ρ_s	KN/m^3	25.01
Densidad saturada	ρ_{sa}	KN/m^3	26.87

Fuente: El Autor.

4.2.1.2. Resistencia de la matriz rocosa.

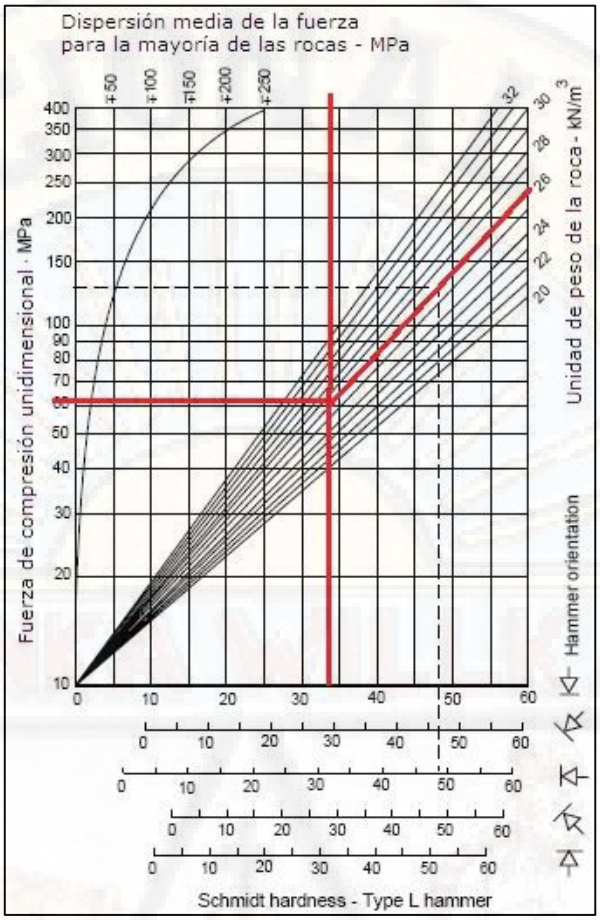
Cuando se proyecta la construcción de obras ingenieriles, uno de los parámetros de mayor relevancia para la investigación es conocer cuan resistente y/o deformable es la roca, debido a que condiciona todas las medidas geométricas y, por consiguiente, la seguridad de la infraestructura.

A continuación, se describen algunos ensayos realizados *in situ* y en el laboratorio, referentes a la determinación de la resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa.

- **Índice de rebote Martillo Schmidt (PLT):** en apartados anteriores se había hablado acerca de este ensayo, el cual se realiza directamente sobre la matriz rocosa, en repetidas ocasiones, con el fin de tener un valor representativo en cuanto a resistencia se refiere, de la zona investigada.

  Para obtener estos valores de resistencia es necesario tener los valores de índice de rebote (valores determinados con la ayuda del Martillo Schmidt) y las propiedades de peso específico de la matriz rocosa. *El valor determinado mediante el índice de rebote es de 33.55 y el peso específico es de 26.19 KN/m^3*

Gráfico 20. Correlación entre índice de rebote y peso específico de la roca, para determinar la resistencia a compresión.



Fuente: Miller – 1965.

Una vez realizada la correlación entre el índice de rebote (lecturas tomadas con el martillo Schmidt) y el peso específico de la matriz rocosa, se determinó que la resistencia a compresión uniaxial del cuerpo rocoso es de **65 MPa**. Este valor determinado será de gran utilidad para realizar las clasificaciones geomecánica (RMR de Bieniawski).

- **Resistencia a la Compresión Simple (σ_c):** este ensayo es de suma importancia, toda vez que determina la carga máxima aplicada a una muestra de matriz rocosa antes de llegar al estado de rotura. El procedimiento es bastante sencillo, consta de aplicar una carga uniaxial progresiva a una probeta de dimensiones conocidas hasta llevarla al estado de rotura; la fractura de la probeta depende de la resistencia que ofrezca la roca a la deformación causada por la carga aplicada.

  Para determinar este esfuerzo de compresión inconfinada se tomaron tres probetas con las siguientes dimensiones:

Tabla 22. Dimensiones de probetas de ensayo.

Muestra	Longitud (cm)	Diámetro (cm)	Esbeltez	Área (cm^2)	Área (m^2)
Probeta 1	10.30	4.72	2.18	17.50	0.00175
Probeta 2	10.27	4.70	2.19	17.35	0.00173
Probeta 3	10.32	4.68	2.21	17.20	0.00172

Fuente: El Autor.

Es muy importante que la relación de esbeltez (relación directa entre la altura o longitud de la probeta y el diámetro) no supere las 2.5 veces, debido a que podría condicionar la resistencia a la compresión de cada muestra y generar valores que no corresponden a la realidad del macizo estudiado. Para determinar el esfuerzo aplicado a la probeta, es necesario recurrir a la siguiente ecuación:

$$\sigma_c = \frac{F}{A} \qquad (41)$$

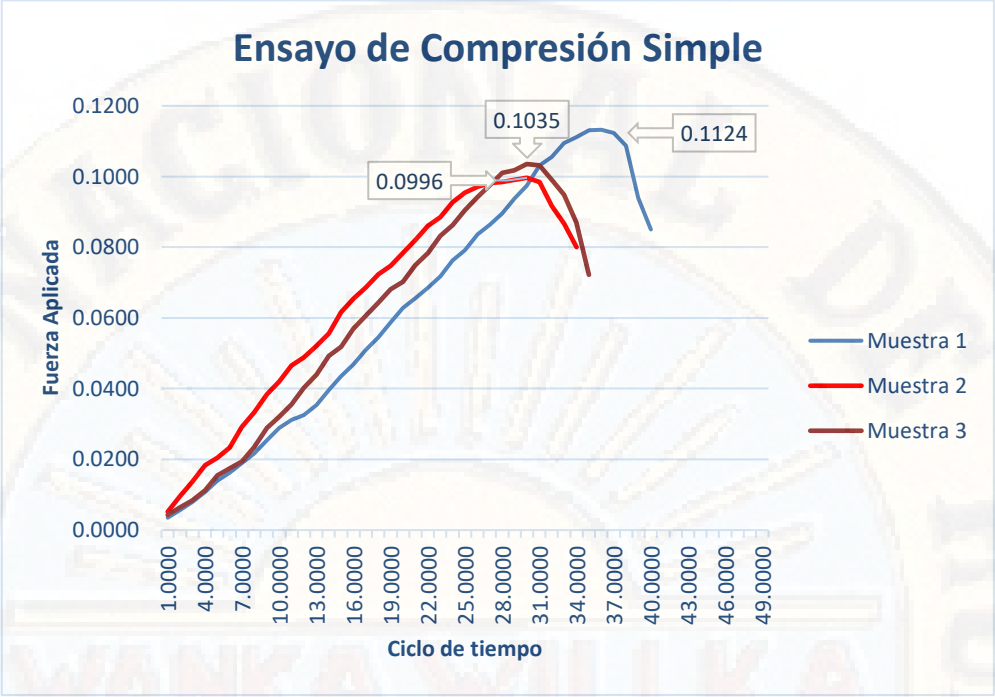
La fuerza es el peso aplicado de manera uniaxial a la muestra de roca y el área es calculada a través del radio de cada probeta. En la tabla 21, están especificadas las áreas que servirán para determinar el esfuerzo máximo soportado por cada una de ellas. La resistencia máxima de cada muestra de roca antes de llegar a la rotura se denomina resistencia pico (σ_p). En el gráfico 21, se ilustran los resultados de la prueba de compresión uniaxial realizada a cada una de las probetas.

Fotografía 12. Máquina de compresión simple.

Fuente: El Autor.

Es válido resaltar que el registro de datos se hizo manualmente, y podría no tener la máxima precisión, pero no significa que existan variaciones que puedan alterar los resultados.

Gráfico 21. Curvas del ensayo de Compresión Simple.



Fuente: El Autor.

En el gráfico 21 se observa que la resistencia pico para cada probeta se dio a diferentes tiempos. Lo anterior se debe a que se hizo una prueba, variando los tiempos de aplicación de carga, para ver cómo era el registro de cada una.

En la siguiente tabla se describen la resistencia pico (que para el caso vendría siendo la resistencia a la compresión simple) experimentada por cada probeta.

Tabla 23. Resistencia a Compresión Simple de las probetas.

Muestra	Carga (MN)	Área (cm²)	Área (m²)	Esfuerzo (MPa)
Probeta 1	0.1124	17.50	0.00175	64.2286
Probeta 2	0.1035	17.35	0.00174	59.6542
Probeta 3	0.0996	17.20	0.00172	57.9070
		Promedio dos valores superiores		**61.9414**

Fuente: El Autor.

El valor de resistencia a la compresión simple que se tendrá en cuenta para las clasificaciones geomecánicas y demás que lo requieran, es de **61.94 MPa**, toda vez que el rango de valores determinados no presenta diferencias exageradas.

- **Índice de Carga Puntual (I_s):** este ensayo es utilizado para determinar la resistencia a compresión simple en muestras de rocas irregulares. Este valor mediante una correlación, se compara con los obtenidos a través del ensayo de

compresión simple. El índice de carga puntual está definido por la siguiente expresión matemática.

$$I_s = \frac{P}{De^2} \qquad (42)$$

De acuerdo a la ecuación, la variable ***P*** corresponde a la carga de falla, $\boldsymbol{D_e}$ es el diámetro equivalente de la muestra de roca irregular.

Es de mucha importancia ensayar muestras irregulares aplicando una carga cónica de manera axial, debido a que simula la irregularidad del macizo rocoso; lo importante de este ensayo es tomar las medidas de manera correcta y aplicar el factor de corrección sobre el diámetro de 50 mm, con el fin de aplicar la ecuación de correlación para determinar el esfuerzo de compresión uniaxial ($\boldsymbol{\sigma_c = 23 \times I_s}$).

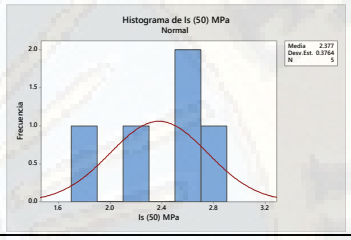
En el ensayo se tomaron 5 muestras irregulares cuyas dimensiones fueran similares, toda vez que se busca una tendencia en la variable desconocida (carga aplicada). Las siguientes expresiones matemáticas son necesarias para determinar el índice de carga puntual.

- $De^2 = \frac{4 \times A}{\pi} \rightarrow$ (43) diámetro equivalente: ***A*** corresponde al área de la superficie conformado por el ancho promedio (Wp) y el diámetro ***D*** de la muestra de roca.
- $F_c = (\frac{De}{50mm})^{0.45} \rightarrow$ (44) factor de corrección: es utilizado para generalizar el diámetro de las muestras a 50 mm.

En la siguiente tabla se presentan los resultados de índice de carga puntual corregido $\boldsymbol{I_s}$ **(50)**, determinado a partir de cinco (5) muestras de roca.

Tabla 24. Cálculo del índice de carga puntual corregido Is (50).

Muestra	Dimensiones						
	W1 (mm)	W2 (mm)	Wp (mm)	D (mm)	Área (mm²)	De (mm)	F_c
1	64.0	42.3	53.2	44.5	2365.2	54.9	1.04
2	51.0	35.0	43.0	38.0	1634.0	45.6	0.96
3	55.0	42.0	48.5	39.0	1891.5	49.1	0.99
4	72.0	56.0	64.0	49.0	3136.0	63.2	1.11
5	42.0	41.0	41.5	45.0	1867.5	48.8	0.99
CARGA APLICADA							
Muestra	P (KN)	I_s (KN/ mm²)	I_s (50) MPa				
1	6.5	0.0022	2.2508				
2	5.9	0.0028	2.7211				
3	6.1	0.0025	2.5117				
4	6.4	0.0016	1.7809				
5	6.3	0.0026	2.6198				



Fuente: El Autor.

Al determinar el **I_s (50)** para cada muestra de roca, se determinó mediante un histograma la media cuyo valor es **2.38 MPa.** La finalidad de utilizar el índice de carga puntual corregido es para correlacional dicho índice con la resistencia a la compresión simple, mediante la ecuación:

$\sigma_c = 23 \times F_c \rightarrow 54.74$ (44), La resistencia a la compresión simple (σ_c) es de **54.74 MPa**.

Como se ha mencionado anteriormente, la resistencia a la compresión simple es un parámetro de mucha importancia en las construcciones de obras ingenieriles, puesto que, condiciona de forma directa la geometría proyectada y el estado de reordenamiento tensional causado por la modificación geométrica *in situ*. Es por ello que en la siguiente tabla se describe la magnitud determinada por los distintos métodos y/o ensayos.

Tabla 25. Comparación de la RSC.

Tipo de ensayo	RCS en MPa
Índice de rebote martillo Schmidt (PLT)	65.00
Resistencia a compresión simple	61.94
Índice de carga puntual (I_s)	54.74

Fuente: El Autor.

La diferencia de magnitud de la resistencia a la compresión simple calculada por los distintos métodos no es relevante, toda vez que al ser utilizadas en las clasificaciones geomecánicas se encuentran dentro del mismo rango de valor cuantitativo, es decir, se obtiene la misma puntuación para este parámetro.

4.2.2. Clasificaciones geomecánicas.

Las clasificaciones geomecánicas tienen como objetivo principal caracterizar la roca a partir de datos tomados en los afloramientos rocosos y sondeos en el caso que se tengan consecuencia de ello; se tiene una valoración numérica que permite saber el estado de la roca. Como se había mencionado anteriormente, existen muchas clasificaciones geomecánicas, pero las que más se ajustan a nuestra investigación son la RMR de Bieniawski, Q de Barton y SRC de González de Vallejo, 1985 y 2003.

4.2.2.2. RMR de Bieniawski.

Para realizar la valoración general de la clasificación RMR es necesario conocer los siguientes parámetros geotécnicos.

- Resistencia a compresión simple de la matriz rocosa.
- Grado de fracturación (RQD).
- Espaciado de las discontinuidades.
- Condiciones de las discontinuidades e hidrogeológicas.
- Orientación de las discontinuidades respecto de la excavación.

Una vez se realiza la valoración para los 5 parámetros iniciales, se ejecuta una corrección que tiene que ver con la orientación de las discontinuidades respecto a los que será el eje del túnel, dando un valor numérico que se tiene en cuenta para la clasificación del macizo.

Se entiende que la influencia directa de los parámetros descritos anteriormente en el comportamiento mecánico de los macizos rocosos se expresa por medio del *índice de calidad RMR* (Rock Mass Rating), que varía desde cero (0) a cien (100), siendo la mayor puntuación la representación de un macizo rocoso con mejores calidades físicas y mecánicas.

Tabla 26. Valoración del Índice de RMR.

CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA RMR (BIENIAWSKI, 1989)									
Parámetros de clasificación									
1	Resistencia de la Matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	> 10	10 a 4	4 a 2	2 a 1	Compresión Simple (MPa)		
		Compresión simple	> 250	250 a 100	100 a 50	50 a 25	25 a 5	5 a 1	< 1
		Puntuación	15	12	7	4	2	1	0
2	RQD (%)		90 a 100	75 a 90	50 a 75	25 a 50	< 25		
	Puntuación		20	17	13	6	3		

3	Separación entre diaclasas		> 2 m	0.6 a 2 m	0.2 a 0.6 m	0.06 a 0.2 m	< 0.06 m
	Puntuación		20	15	10	8	5
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1 a 3 m	3 a 10 m	10 a 20 m	> 20 m
		Puntuación	6	4	2	1	0
		Abertura	Nada	< 0.1 mm	0.1 a 1 mm	1 a 5 mm	> 5 mm
		Puntuación	6	5	3	1	0
		Rugosidad	Muy Rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave
		Puntuación	6	5	3	1	0
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm
		Puntuación	6	4	2	2	0
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy Alterada	Descompuesta
		Puntuación	6	5	3	1	0
5	Agua Freática	Caudal general por 10 m de túnel	Nulo	< 10 L/min	10 a 25 L/min	25 a 125 L/min	> 125 L/min
		Relación: Presión de agua/Tensión Principal mayor	0	0 a 0.1	0.1 a 0.2	0.2 a 0.5	> 0.5
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo
	Puntuación		15	10	7	4	0
Corrección por la orientación de las discontinuidades							
Dirección y Buzamiento			Muy Favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy Desfavorables
Puntuación	Túneles		0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones		0	-2	-7	-15	-25
	Taludes		0	-5	-25	-50	-60
Clasificación							
Clase			I	II	III	IV	V
Calidad			Muy Buena	Buena	Media	Mala	Muy Mala
Puntuación			100 a 81	80 a 61	60 a 41	40 a 21	< 20

<table>
<tr><th colspan="8">Características Geotécnicas</th></tr>
<tr><td colspan="3">Clase</td><td>I</td><td>II</td><td>III</td><td>IV</td><td>V</td></tr>
<tr><td colspan="3">Tiempo de mantenimiento y Longitud</td><td>10 años - 15 m de vano</td><td>6 meses - 8 m de vano</td><td>1 semana - 5 m de vano</td><td>10 horas - 2.5 m de vano</td><td>30 minutos - 1 m de vano</td></tr>
<tr><td colspan="3">Cohesión</td><td>> 4 Kp/cm²</td><td>3-4 Kp/cm²</td><td>2-3 Kp/cm²</td><td>1-2 Kp/cm²</td><td>< 1 Kp/cm²</td></tr>
<tr><td colspan="3">Ángulo de rozamiento</td><td>> 45°</td><td>35°-45°</td><td>25°-35°</td><td>15°-25°</td><td>< 15°</td></tr>
<tr><th colspan="8">Orientación de las discontinuidades en el túnel</th></tr>
<tr><td colspan="4">Dirección perpendicular al eje del túnel</td><td colspan="2" rowspan="2">Dirección paralela al eje del túnel</td><td colspan="2" rowspan="3">Buzamiento de 0 - 20° en cualquier dirección</td></tr>
<tr><td colspan="2">Excavación con buzamiento</td><td colspan="2">Excavación contra buzamiento</td></tr>
<tr><td>Buz 45-90</td><td>Buz 20-45</td><td>Buz 45-90</td><td>Buz 20-45</td><td>Buzamiento 45-90</td><td colspan="2">Buzamiento 20-45</td></tr>
<tr><td>Muy Favorable</td><td>Favorable</td><td>Media</td><td>Desfavorable</td><td>Muy desfavorable</td><td colspan="2">Media</td><td>Desfavorable</td></tr>
</table>

Fuente: El Autor.

La valoración final corresponde a un *índice de calidad de RMR = 59*, cuyo valor se ajusta a una *calidad media (41 – 60), clase III*. Este valor indica que se tiene un macizo rocoso capaz de soportar por varios días el reordenamiento tensional causado por la excavación de un túnel (autosoportar la excavación sin deformaciones significativas), con un avance máximo de 5 metros de longitud.

En la siguiente tabla se describen los valores de los parámetros utilizados para la consecución del índice de calidad de RMR.

Tabla 27. Resumen de parámetros RMR.

<table>
<tr><th>Parámetro</th><th colspan="3">Valor</th></tr>
<tr><td rowspan="2">Resistencia a la Compresión Simple</td><td>Martillo Schmidt</td><td>RSC</td><td>Carga puntual (I_s)</td></tr>
<tr><td>65 MPa</td><td>61.94 MPa</td><td>54.74 MPa</td></tr>
<tr><td>RQD</td><td>Palmstrom</td><td colspan="2">75.40%</td></tr>
<tr><td>Separación entre diaclasas</td><td colspan="3">0.06 - 0.2 m, 47.33% de los datos</td></tr>
<tr><td rowspan="5">Estado de las discontinuidades</td><td>Longitud</td><td colspan="2">1 - 3 m, 54.67% de los datos</td></tr>
<tr><td>Abertura</td><td colspan="2">0.25 - 0.5 mm, 40.67 % de los datos</td></tr>
<tr><td>Rugosidad</td><td colspan="2">Ondulada rugosa, 48.67% de los datos</td></tr>
<tr><td>Relleno</td><td colspan="2">0.52 - 0.58 mm, 29 datos</td></tr>
<tr><td>Alteración</td><td colspan="2">Ligeramente meteorizado</td></tr>
</table>

Fuente: El Autor.

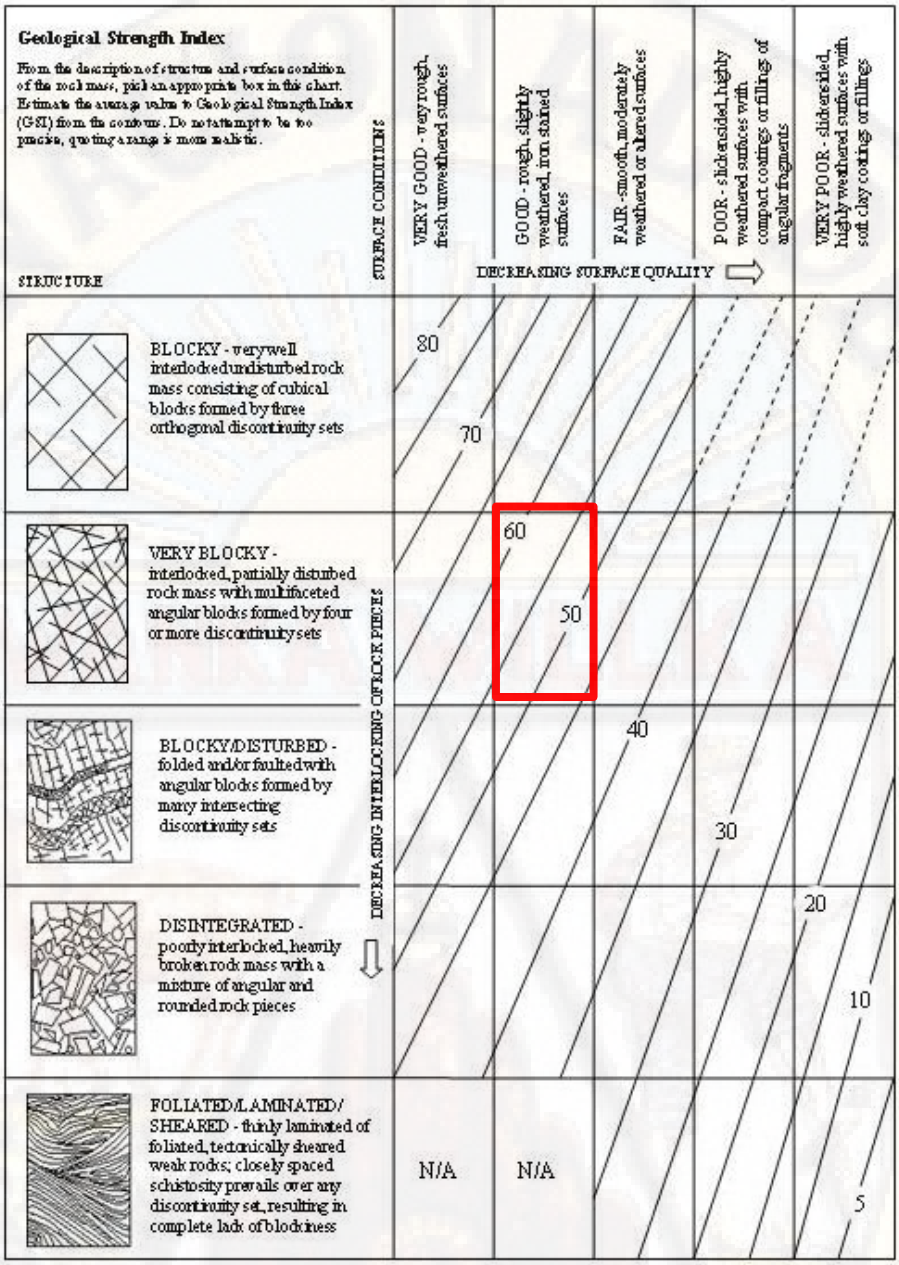
4.2.2.3. Índice GSI (Geological Strength Índex).

Este índice fue introducido por Hoek en los años 90, cuyo objetivo es la evaluación de la resistencia de los macizos rocosos, respecto de la roca sana, para diferentes condiciones geológicas. Se define de forma visual en el terreno a través de dos parámetros principales, el grado de fracturamiento y condición de las discontinuidades.

La determinación de los parámetros del *GSI* se basan en las descripciones de la calidad del macizo rocoso en lugar de formular datos de entrada cuantitativos como en los sistemas *RMR y Q*. El *GSI* es principalmente útil para macizos rocoso más blandos con RMR menor a 20. El *GSI* es utilizado para la estimación de los parámetros de entrada para el cálculo de la resistencia, solo es una relación empírica y los procesos asociados a las clasificaciones de la ingeniería de rocas.

Para la determinación del índice *GSI* es necesario utilizar la tabla 27 (caracterización del macizo rocoso en función de los bloques basado en el entrabamiento y alteración de las juntas), en las cuales se indican dos puntos de partida diferentes; desde el punto horizontal, se indica el tamaño de entrabamiento de los bloques, composición y estructura geológica, y el punto vertical hace referencia a las condiciones de las juntas. Al realizar el cruce de estos valores, se obtiene la valoración del índice GSI, el cual está dispuesto en líneas diagonales.

Tabla 28. Caracterización del macizo rocoso en función de los bloques basado en el entrabamiento y alteración de las juntas.



Fuente: Clasificación GSI de Hoek.

De acuerdo a los datos tomados y analizados en el apartado 1.2 (DESCRIPCIÓN DEL MACIZO ROCOSO) se tiene una estructura de bloques cúbicos formados por tres familias de discontinuidades; en cuanto a la calidad de la superficie, se tiene que es una superficie rugosa, ligeramente meteorizada. Con estos datos, se obtiene el rango de valores encerrados en el rectángulo rojo. Ahora bien, para obtener un valor numérico es preciso utilizar la siguiente expresión:

$$GSI = RMR_{89} - 5 \qquad (17)$$

De acuerdo con la expresión matemática anterior y el valor del índice de calidad RMR determinado (59 puntos), se obtiene ***el índice GSI = 54***. Este valor numérico será de mucha utilidad para la determinación del ángulo de fricción interna y la cohesión de la roca.

Es preciso conocer la magnitud de las variables ***m, s y α***, las cuales dependen de las características del macizo rocoso (Criterio generalizado de Hoek y Brown), con el fin de correlacionarlas con las determinadas de manera automática en el software ROCLAB.

$$m = 4\exp\frac{54-100}{28} = 0.78 \quad (14) \text{ y } s = \exp\frac{54-100}{9} = 0.006 \quad (15)$$

Teóricamente el valor m_i para la lutita es de 4, por lo tanto, se tiene que:

$$m = 4\exp\frac{54-100}{28} = 0.78 \text{ , y } s = \exp\frac{54-100}{9} = 0.006$$

Los valores obtenidos son calculados con las ecuaciones para macizos de calidad media a buena y la variable α = 0.5.

4.2.2.3.1. Criterio de rotura de Hoek y Brown (Roclab).

Para realizar el modelamiento del criterio de rotura de Hoek y Brown, es necesario definir las variables a utilizar.

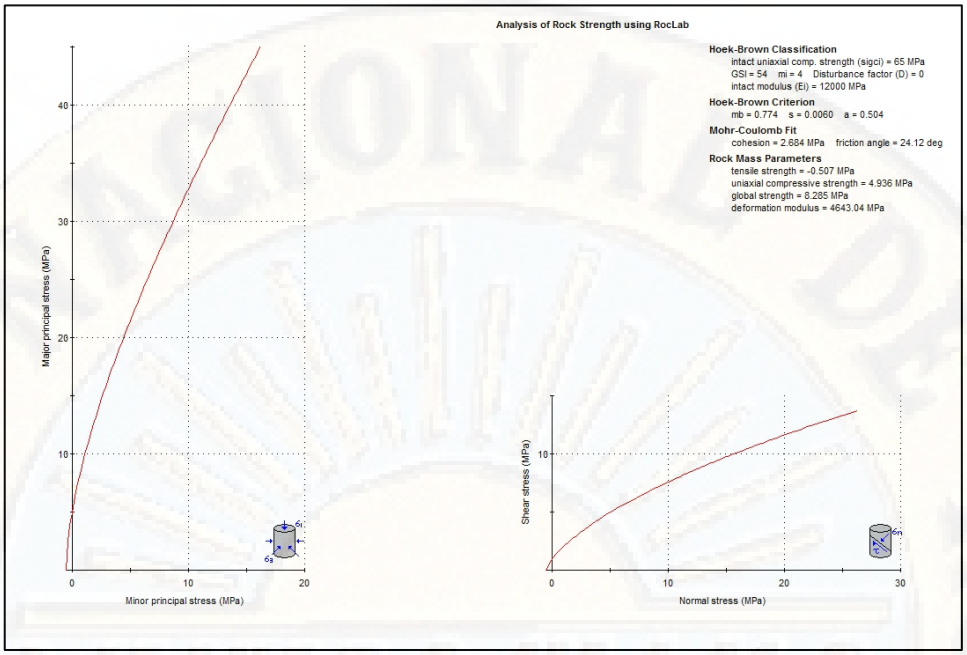
- **Sigci:** hace referencia a la resistencia de compresión simple de la roca. Para este caso, se utilizará el valor de RCS determinado por el índice de rebote del martillo Schmidt cuyo valor es *65 MPa*.

- **GSI:** es el valor del índice de resistencia geológica determinado a través de tablas que cruzan información de condición de discontinuidades y fracturamiento del macizo. El valor es de *54 puntos*.

- **Parámetro m_i:** es una variable que depende de las características del macizo rocoso. Teóricamente para las lutitas se tiene un valor de *4.*

- **Parámetro D:** es un parámetro que depende del grado de perturbación que haya sufrido el macizo rocoso a causa de la excavación (sea mecánica o por voladura). En esta fase preliminar, todavía no se ha intervenido el macizo rocoso, por lo tanto, el valor a utilizar es *D = 0*.

Gráfico 22. Análisis del macizo rocoso con Roclab.



Fuente: El Autor – Roclab.

Con los parámetros o variables de entrada descritos anteriormente se determinaros los siguientes valores.

Tabla 29. Resultado de los parámetros cohesión y ángulo de fricción.

Parámetro	**Valor**	**Valor calculado con ecuaciones**
m_b	0.774	0.78
s	0.006	0.006
α	0.504	0.5
Ajuste al criterio de Mohr - Coulomb		
Parámetro	**Variable**	**Valor**
Cohesión	C	2.68 MPa
Angulo de fricción	Φ	24.12°

Fuente: El Autor.

Como resultado del modelamiento de rotura no lineal a través del software Roclab, se tiene como resultado un esfuerzo **cohesivo de 2.68 MPa** y **un ángulo de fricción interna de 24.12°**.

4.2.2.3.2. Criterio de rotura lineal de Mohr Coulomb.

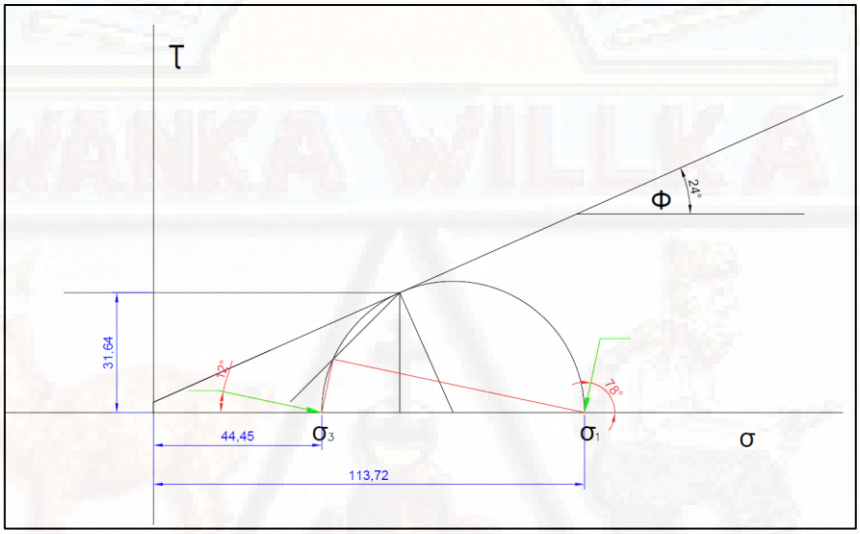
Con el criterio de rotura lineal de Mohr – Coulomb se puede complementar la información determinada a través del criterio de rotura no lineal de Hoek – Brown. Una vez determinada la cohesión (c) de la muestra de roca ensayada y el ángulo de fricción interna (Φ), se debe determinar la orientación y magnitud de los

esfuerzos principal mayor y menor para la misma muestra de roca; esto se logra a través de la siguiente expresión matemática: $\tau = c + \sigma_n \times tg\phi$ (1)

El esfuerzo cortante se puede determinar matemáticamente o gráficamente. Según la expresión matemática quedaría así:

$\tau = c + \sigma_n \times tg\phi \rightarrow \tau = 2.68 + 65 \times tg(24.12) = 31.62$. El esfuerzo cortante tiene una magnitud de *31.62 MPa*; este valor debe ser similar al obtenido de manera gráfica. El plano donde se ha alcanzado la rotura de la muestra de roca forma un ángulo de 45° respecto de la horizontal, es decir, con esa inclinación se logra el esfuerzo normal máximo o pico y la resistencia al cortante máxima.

Gráfico 23. Magnitud y dirección de esfuerzos principales.



Fuente: El Autor.

Gráficamente se determinó que los esfuerzos normales principales tienen magnitudes de *σ_1 = 113.72 MPa y σ_3 = 44.45 MPa* respectivamente, con una orientación de *78° respecto de la horizontal*. Estos valores y orientaciones serán de gran ayuda para modelar la excavación subterránea que se pretende proyectar, con el fin de ver las posibles deformaciones que sufrirá el macizo rocoso al causar un reordenamiento tensional.

4.2.2.4. Clasificación Q de Barton.

Esta clasificación geomecánica desarrollada por Barton, Lien y Lunde, además de determinar la calidad del macizo rocoso (índice Q, que varía entre 0.001 y 1000), sirve para estimar el sostenimiento de excavaciones subterráneas. La siguiente expresión matemática ayuda en la determinación del índice Q:

$$Q = \frac{RQD}{J_n}\frac{J_r}{J_a}\frac{J_w}{SRF} \qquad (25)$$

En la siguiente tabla se describen los parámetros tomados o registrados del macizo rocoso, para calcular el índice Q.

Tabla 30. Valores de los parámetros del índice Q de Barton.

Parámetro	Descripción	Valoración
RQD	Se encuentra en el límite de calidad media a buena.	75.4
J_n	El índice de diaclasado corresponde a tres familias principales.	9.0
J_r	El índice de rugosidad corresponde a diaclasas onduladas, rugosas e irregulares.	3.0
J_a	El índice de alteración corresponde a planos de discontinuidades ligeramente alterados. Presentan minerales no reblandecibles, partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcillas, etc.	2.0
J_w	El factor de reducción por la presencia de agua se puede situar en la descripción: excavaciones secas o pequeñas afluencias, inferiores a 5 L/min, de forma localizada.	1.0
SRF	El factor de reducción tensional corresponde a tensiones elevadas, estructura muy compacta. Normalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales	0.5 – 2.0 (se toma el mayor valor).

Fuente: El Autor.

Al resolver la expresión matemática del índice Q tenemos que:

$$Q = \frac{RQD}{J_n}\frac{J_r}{J_a}\frac{J_w}{SRF} \rightarrow Q = \frac{75.4}{9.0} \times \frac{3.0}{2.0} \times \frac{1.0}{2.0} = 6.28$$

El valor obtenido se relaciona con la tabla 3 (calidad de la roca Q de Barton), ubicándose en el rango de *valor índice Q 4 – 10, correspondiente a una calidad de roca media***.** El valor del índice Q es muy importante para la estimación del sostenimiento preliminar para la excavación.

Usando correlaciones con un valor variable dependiente del índice de Q, se puede determinar el valor del índice RMR. Las correlaciones a utilizar son la de Barton y la de Bieniawski.

Tabla 31. Correlación entre índice Q y RMR.

Índice Q	Correlación Bieniawski $RMR = 9 \times \ln(Q) + 44$	Correlación Barton $RMR = 15 \times \log(Q) + 50$	RMR calculado por parámetros
6.28	60.54	61.97	59

Fuente: El Autor.

Con el desarrollo de las ecuaciones patentadas por Barton y Bieniawski, para determinar el RMR a partir del índice de Q, se puede visualizar que los resultados son similares, encajando el macizo rocoso en el rango de calidad media. Uno de los criterios para la aplicación de las clasificaciones geomecánicas es la calidad del macizo rocoso, en el cual se establece que si el macizo rocoso presenta una calidad buena a media, se puede tomar como referencia la clasificación RMR o el índice Q equitativamente; pero si la calidad de la roca es mala a media (presencia de matriz blanda) se debe utilizar la clasificación SRC en remplazo de la clasificación RMR, la cual tiene el factor de estado tensional como parámetro de distinción frente a la clasificación de Bieniawski.

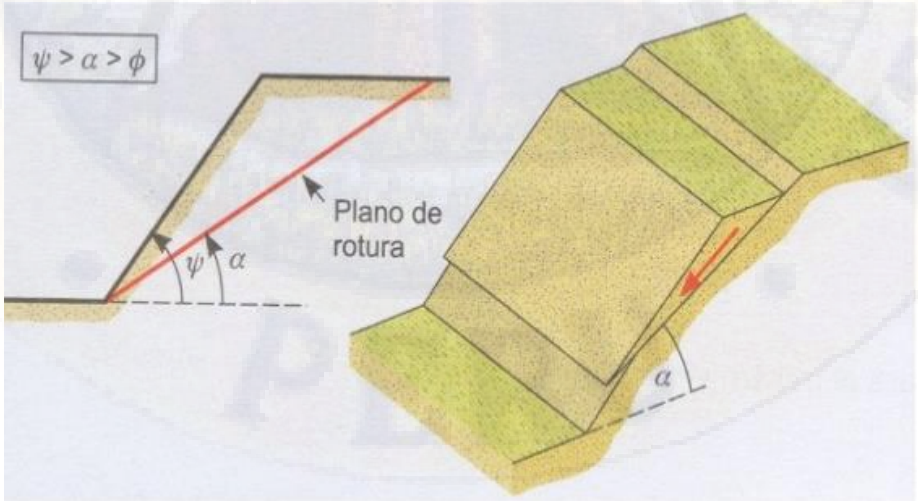
Se puede decir que las clasificaciones de Barton, como la de Bieniawski, brindan la información necesaria del macizo rocoso para realizar las proyecciones de excavación, debido a que en ambas clasificaciones arroja una calidad media.

4.2.3. Análisis cinemático del macizo rocoso.

Cuando tenemos proyectada la excavación o modificación original de la geometría de un macizo rocoso debemos realizar una evaluación técnica que permita conocer las condiciones de estabilidad del macizo rocoso, es por ello, que se debe realizar un análisis cinemático, el cual está basado en las orientaciones de las discontinuidades principales y el ángulo de rozamiento interno. El análisis cinemático permite analizar la estabilidad de los tipos de roturas básicos: planar, cuña y volcamiento de estratos (Hoek y Bray 1981).

- **Falla Planar:** para que ocurra un desplazamiento de masa rocosa por este tipo de falla, se requiere que el buzamiento del talud sea mayor al buzamiento de la línea de falla, y este a su vez, sea mayor al ángulo de fricción interna; también, debe existir un paralelismo (con una tolerancia de 20°) entre la dirección del talud y la dirección de la discontinuidad que causaría la potencial falla.

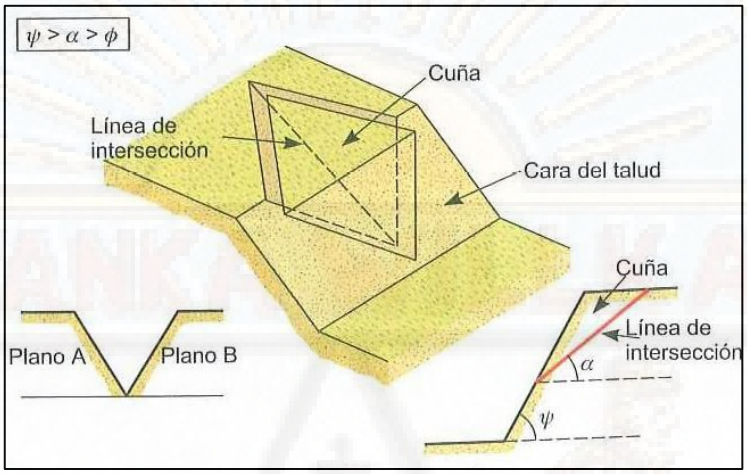
Figura 21. Representación de la rotura planar.



Fuente: Ingeniería Geológica. Luis González de Vallejo.

- **Falla tipo cuña:** la rotura en cuña se puede producir cuando dos familias principales de discontinuidades se intersectan en la misma dirección del talud (con una tolerancia de paralelismo de 30°) y es visible en la cara del mismo. Se debe cumplir una serie de condiciones parecidas a la de falla planar; que el ángulo de inclinación de la intersección de las familias que forman la cuña sea menor al buzamiento del talud, pero a su vez, sea mayor al ángulo de rozamiento interno (Φ).

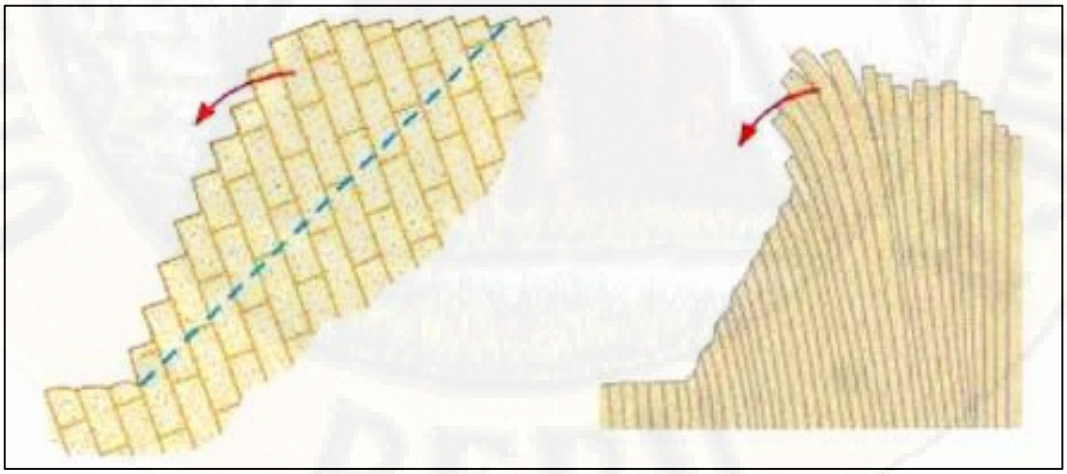
Figura 22. Representación de cuña inestable.



Fuente: Ingeniería Geológica. Luis González de Vallejo.

- **Falla por volcamiento:** las condiciones para que exista este tipo de falla es que las direcciones tanto del talud y estructuras geológicas sean paralelas o subparalelas (20° de tolerancia), tener buzamientos de alto grado de inclinación y que, a su vez, estos sean completamente opuestos.

Figura 23. Esquema de taludes con estructura favorable al volcamiento de estratos.



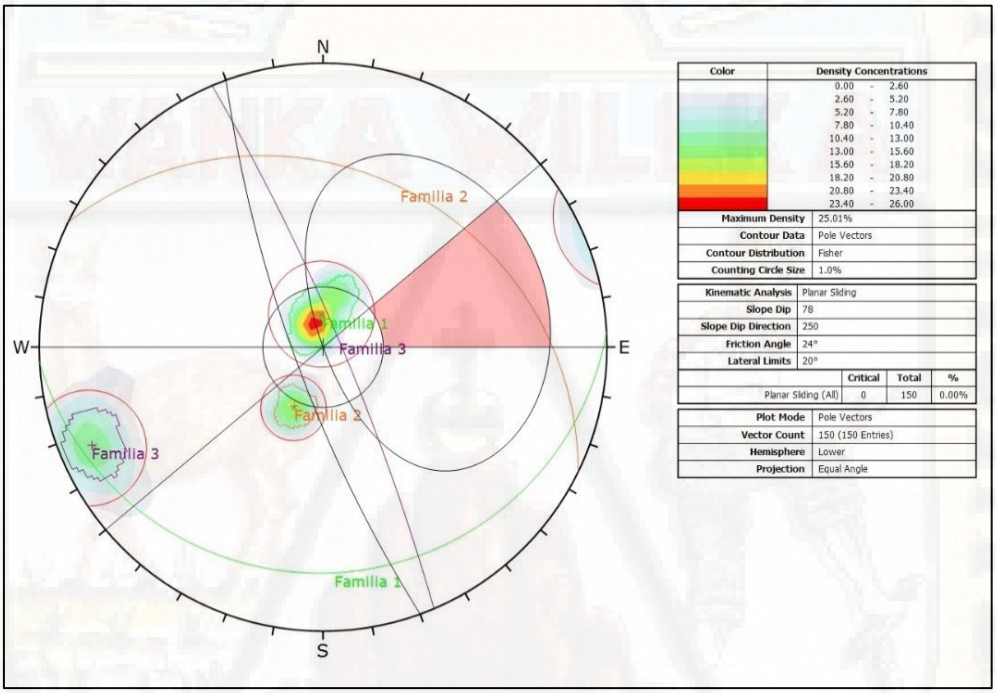
Fuente: Ingeniería Geológica. Luis González de Vallejo.

El macizo en el cual se pretende proyectar la construcción del túnel tiene los siguientes parámetros geométricos y mecánicos: 78/250 (buzamiento y dirección de buzamiento) y un ángulo de fricción interna de 24.12° (criterio de rotura de Hoek y Brown). Con los datos anteriores y la representación estereográfica de las familias principales, se hace un análisis para determinar si el talud es susceptible de desprendimiento de masa rocosa por algún mecanismo de rotura mencionado.

4.2.3.1. Análisis falla planar.

Gráficamente se puede observar que no existe riesgo por ocurrencia de rotura planar, toda vez que no existe paralelismo (con tolerancia de 20°) entre la dirección del talud y las familias principales.

Gráfico 24. Análisis para rotura planar.



Fuente: El Autor.

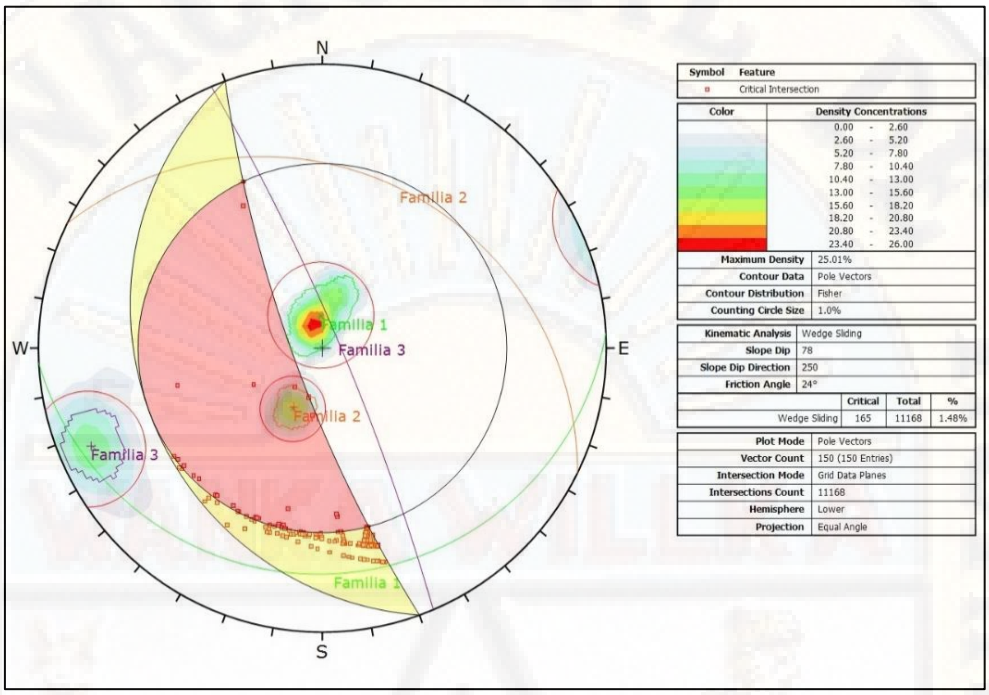
La zona sombreada con el color rosa representa el área de mayor potencial de falla, la cual es formada por el ángulo de fricción interna y la envolvente de falla.

4.2.3.2. Análisis falla tipo cuña.

Para que exista un riesgo potencial de deslizamiento en cuña, debe existir sobre la cara del talud una intersección de dos familias de discontinuidades, cuyo “trend” o dirección de inclinación sea paralelo o subparalelo (30° de tolerancia) a la dirección de buzamiento del talud, además, la inclinación de la cuña debe ser menor a la inclinación del talud.

Existe una particularidad para representar gráficamente el análisis de falla por cuña y es que el ángulo de fricción interna se dibuja desde el contorno de la estereoneta hacia el centro de la misma.

Gráfico 25. Análisis para rotura en cuña.



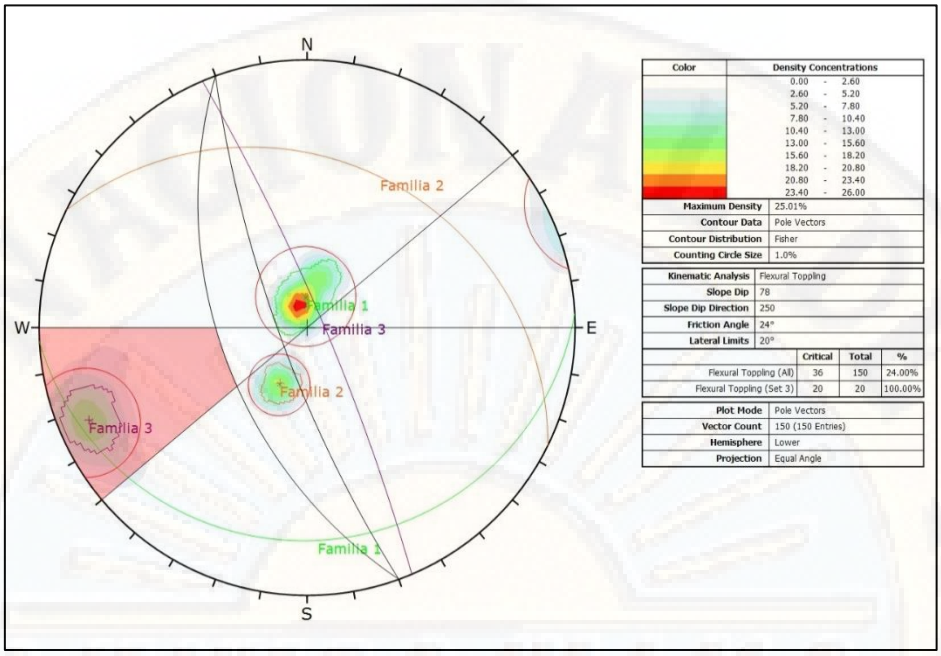
Fuente: El Autor.

En la zona de potencial falla o desprendimiento de masa rocosa en forma de cuña no se evidencia ninguna intersección de discontinuidades principales; por lo anterior, el porcentaje que ocurra este tipo de falla es casi nulo (1.48%).

4.2.3.3. Análisis falla tipo vuelco.

En el caso de volcamiento de estratos, se observa que el 24% del total de los datos estructurales es susceptible de desprendimiento, a su vez, el 100% de los polos de *la familia 3 (20 polos)* están dentro de la zona de potencial desprendimiento. En esta sección del macizo rocoso se pueden presentar desprendimientos de rocas con alta frecuencia (ya ha ocurrido desprendimientos de fragmentos rocosos considerables), lo cual debe ser contrarrestado con la implementación de algún tipo de sostenimiento.

Gráfico 26. Análisis para volcamiento de estratos.



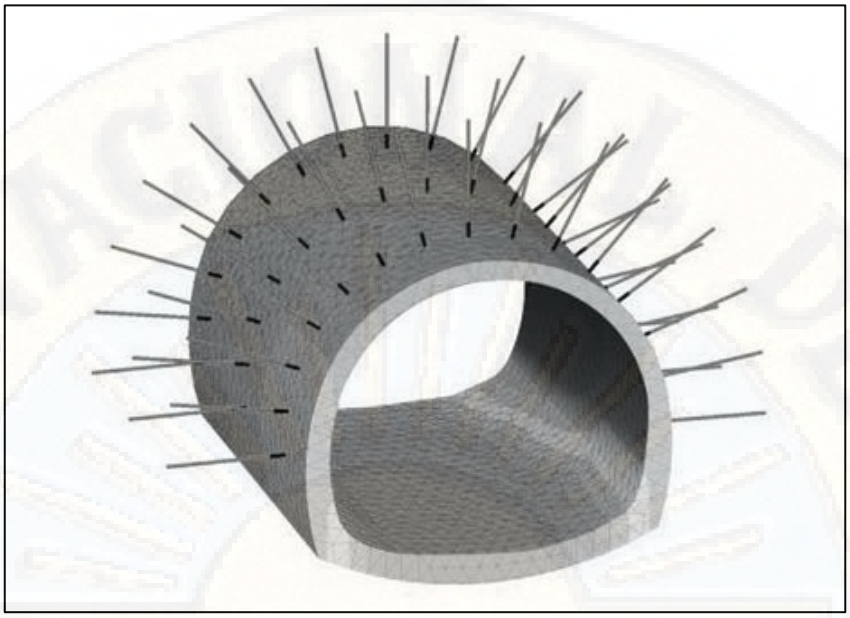
Fuente: El Autor.

4.2.4. Determinación del sostenimiento en la excavación.

El sostenimiento es el componente artificial que se dispone en la sección de la excavación, con el fin de contrarrestar las deformaciones causadas por la extracción de un volumen de roca y, en consecuencia, el incremento de esfuerzos principales localizados. Estos elementos estructurales pueden ser arcos de acero, sostenimiento en madera, pernos de anclaje, pernos friccionantes, concreto lanzado, entre otros; cuya utilización va a depender de las características físicas y mecánicas del macizo rocoso y de la sección de la excavación. También existe el sostenimiento de forma natural, el cual es contemplado cuando la roca que rodea la excavación es capaz de soportar deformaciones altas.

Para la determinación del sostenimiento de la excavación que se pretende proyectar en esta investigación se utilizará *el método empírico*, toda vez que proporciona una aproximación bastante acertada al sostenimiento que se utilizará realmente. Esta retroalimentación se trae a colación, debido a que el estudio para la determinación del sostenimiento, tanto de manera empírica, como por el método de elementos finitos, se realiza bidimensionalmente, desconociendo los cambios estructurales que se puedan tener con el avance de la infraestructura.

Figura 24. Representación del sostenimiento en túneles.



Fuente. http://armosan.com.tr

Uno de los parámetros fundamentales para la utilización de los métodos empíricos, son las clasificaciones geomecánicas de RMR y el índice Q de Barton. Como se mencionó anteriormente, la determinación del sostenimiento por métodos empíricos es un parámetro aproximado, no se podría tomar como una verdad absoluta el resultado que arroje, pero si es una buena medida para estimar costos.

4.2.4.1. Determinación del sostenimiento a partir del índice RMR.

La manera de estimar el sostenimiento a partir del índice RMR es muy fácil, debido a que el resultado se da a través del uso de un ábaco numérico y unas tablas predeterminadas. Con estas herramientas se puede determinar cuánto puede avanzar longitudinalmente el túnel, que tiempo puede permanecer sin estructuras de sostenimiento, entre otros.

Tabla 32. Estimación de sostenimiento a partir del RMR.

Clase RMR	Excavación	Sostenimiento		
		Bulones	Gunita	Cerchas
I (100 – 81)	Sección completa. Avance de 3 m.	Innecesario, salvo algún bulón ocasional.	No	No
II (80 – 61)	Sección completa. Avance de 1 – 1.5 m.	Bulonado local en clave, con longitudes de 2 – 3 m y separación de 2 – 2.5 m, eventualmente con mallazo.	5 cm y clave para impermeabilización	No
III (60 – 41)	Avance y destroza. Avances de 1.5 a 3 m. completar sostenimiento a 20 m del frente.	Bulonado sistemático de 3 – 4 m con separaciones de 1.5 – 2 m en clave y hastiales. Mallazo en clave.	5 – 10 cm en clave y 3 cm en hastiales.	No
IV (40 - 21)	Avance y destroza. Avance de 1 – 1.5 m.	Bulonado sistemático de 4 – 5 m con separaciones de 1	10 – 15 cm en clave y 10 cm en	Cerchas ligeras

	sostenimiento inmediato del frente. Completar sostenimiento a menos de 10 m del frente.	– 1.5 m en clave y hastiales con mallazo.	hastiales. Aplicación según avanza la excavación.	espaciadas 1.5 m, cuando se requieran.
V (<= 20)	Fases múltiples. Avances de 0.5 – 1 m. gunitar inmediatamente el frente después de cada avance.	Bulonado sistemático de 5 – 6 m, con separaciones de 1 – 1.5 m en clave y hastiales con mallazo. Bulonado en solera.	15 – 20 cm en clave, 15 cm en hastiales y 5 cm en frente. Aplicación inmediata después de cada avance.	Cerchas pesadas separadas cada 0.75 m con blindaje de chapas y cerradas en solera.

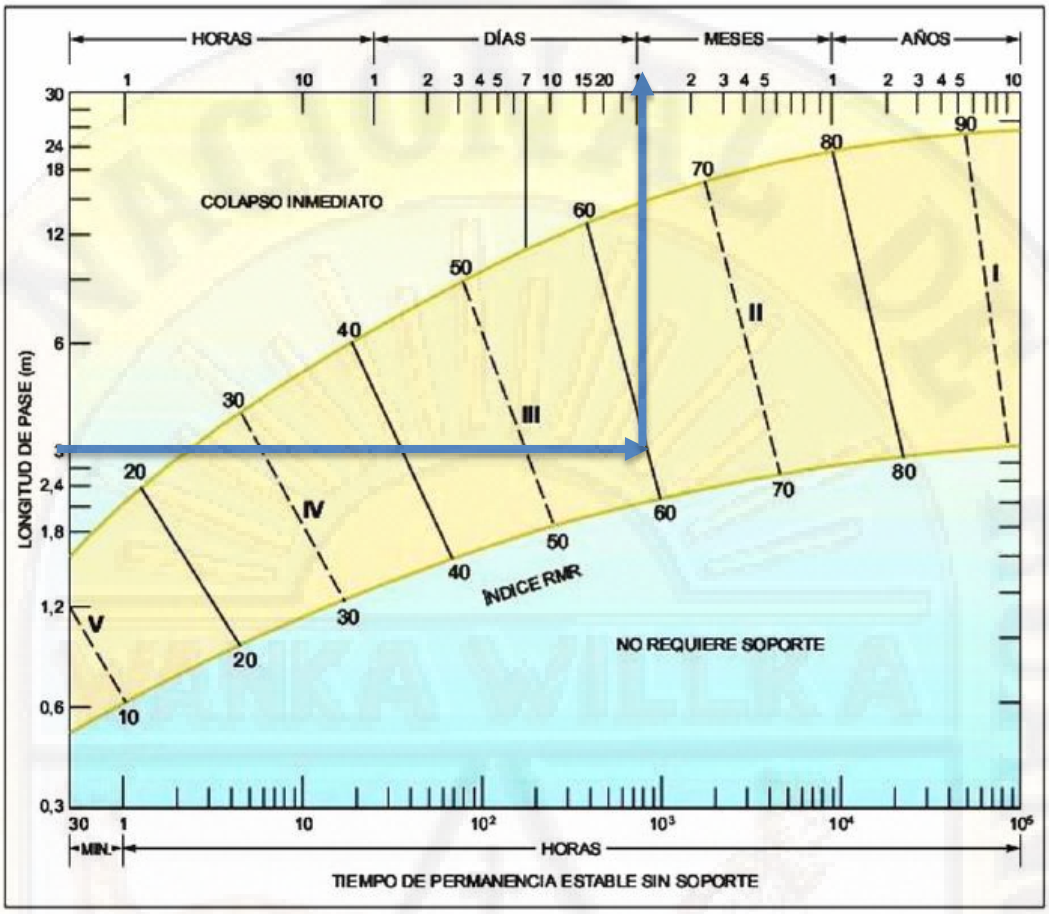
Fuente: Bieniawski 1989.

Según los parámetros de RMR calculados anteriormente cuya valoración fue de 59 puntos, clasificándose como un macizo rocoso de *calidad media clase III*; se concluye que se puede realizar avances (ya sea mecanizada o perforación y voladura) con una longitud máxima de 3 metros, utilización de pernos de anclaje en todo el contorno de la excavación de longitudes entre 3 y 4 metros, concreto lanzado en la corona para lograr estabilizar pequeñas cuñas; en este caso, no se requeriría el uso de arcos de acero.

Mediante un ábaco también aportado por Bieniawski en 1989, se puede estimar el tiempo que podría permanecer la excavación sin soporte artificial.

De acuerdo a los parámetros de la tabla 31, se utilizará *3 metros* como la mayor longitud posible de avance de la excavación. Por consiguiente, el tiempo de permanencia estable sin soporte será aproximadamente de *treinta días*; este tiempo estimado se tiene en cuenta si el avance de la excavación se realiza de forma seccionada como lo recomienda la tabla anterior, pero en esta investigación se pretende utilizar como método de avance la perforación y voladura, el cual causa un daño mayor al contorno y en consecuencia de ello, los tiempos de estabilidad sin sostenimiento se reducen.

Figura 25. Tiempo de estabilidad sin soporte.



Fuente: Bieniawski 1989.

El esfuerzo que se le aplica al sostenimiento se calcula utilizando la siguiente expresión.

$$P = \frac{100 - RMR}{100}\gamma B \qquad (26)$$

Donde ϒ es el peso específico determinado en el laboratorio y ***B*** corresponde al ancho o diámetro del túnel que se pretende proyectar.

$$P = \frac{100 - 59}{100} \times 2.67 \, g/cm^3 \times 500 cm = 547.35 \, g/cm^2 .$$

La carga sobre el sostenimiento es de 547.35 g/cm^2 o 53.695 KPa. En ocasiones, debido al empirismo en esta expresión matemática, los resultados pueden ser poco representativos.

4.2.4.2. Determinación del sostenimiento a partir del índice Q.

A partir de la clasificación mecánica de Q de Barton et al, se puede estimar el sostenimiento apropiado para la proyección de la excavación subterránea objeto de esta investigación. Para ello, es necesario realizar el cálculo de ciertos parámetros de carga, diámetro equivalente, entre otros.

$$P_r = \frac{2}{J_r \sqrt[3]{Q}} \qquad (30)$$

- **Carga en la clave (P_r).** El parámetro P_r corresponde a la carga aplicada sobre la clave o corona de la excavación. Está representada por las unidades Kp/cm^2.

$$P_r = \frac{2}{J_r \sqrt[3]{Q}} = \frac{2}{3\sqrt[3]{6.28}} = 0.361$$

Este valor de *0.361 Kp/cm^2*, es igual a *35.414 KN/m^2*. De acuerdo a la resistencia a la compresión simple obtenida a partir de los distintos ensayos aplicados a la roca, cuyo promedio es de 60.56 MPa (60.56 MN/m^2), se puede decir que la carga aplicada en la parte superior de la excavación es muy inferior a la compresión simple de la roca ensayada.

- **Carga en hastiales (P_h).** La carga en los hastiales de la excavación (P_h) está directamente relacionada con el índice de clasificación geomecánica Q de Barton. El cual establece que, para un índice Q entre 0.1 y 10 la carga aplicada en los hastiales es de 2.5 veces el valor de Q quiere decir que la carga aplicada en los hastiales *es P_h=15.7 Kp/cm^2*, que es igual a *1.54 MN/m^2 (1.54 MPa).*

- **Longitud de pase.** Este parámetro hace referencia al avance longitudinal que se podría hacer en la excavación subterránea, sin llegar a la deformación del contorno o el colapso de masa rocosa. Se expresa mediante la expresión matemática:

$$L_{pase} = 2 \cdot ESR \cdot Q^{0.4} \quad (28)$$

Para determinar la longitud de pase o de avance, es necesario determinar primero cuál es el valor del *ESR* (excavation support ratio). De acuerdo a lo establecido en la tabla 6 (Valores del índice ESR de la clasificación Q de Barton 2000).

Tabla 33. Determinación del ESR.

	Tipo de excavación	ESR
A	Labores mineras de carácter temporal, etc.	2 – 5
B	Galerías mineras permanentes, túneles de centrales hidroeléctricas (excluyendo las galerías de alta presión), túneles piloto, galerías de avance en grandes excavaciones, cámaras de compensación hidrostática.	1.6 – 2.0
C	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles de carreteras secundarias y de ferrocarril, túneles de acceso.	1.2 – 1.3
D	Centrales eléctricas subterráneas, túneles de carreteras primarias y de ferrocarril, refugios subterráneos para defensa civil, emboquille e intersecciones de túneles.	0.9 – 1.1
E	Centrales nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones públicas y deportivas, fabricas, túneles para tuberías principales de gas.	0.5 – 0.8

Fuente: Clasificación Q de Barton.

Para este proyecto se toma como referencia el *ESR = 0.9*, que corresponde a un tipo de excavación de emboquille e intersección de túneles; de este parámetro se toma el límite inferior, toda vez que es inversamente proporcional al diámetro equivalente, cuanto mayor se hace el *ESR,* se disminuye el D_e.

$$L_{pase} = 2 \cdot ESR \cdot Q^{0.4} = 2 \times 0.9 \times 2.085 = 3.75$$

Resolviendo la ecuación, nos arroja un valor de *3.75 metros*. Quiere decir que esta es la longitud máxima que se puede avanzar sin sostenimiento. Por precaución, siempre se toma un valor de referencia por debajo del calculado para trabajar al límite del factor de seguridad.

- **Diámetro equivalente (D_e).** El diámetro equivalente está determinado por el diámetro, ancho o altura de la sección transversal de la excavación que pretende realizar y el ESR. La sección transversal depende directamente de las condiciones geomecánicas del macizo rocoso y de la utilidad que se tenga prevista para la infraestructura. Para la excavación se ha proyectado realizar un túnel principal de 5 metros de ancho o diámetro y 5 metros de altura, con diseño radial en la parte superior.

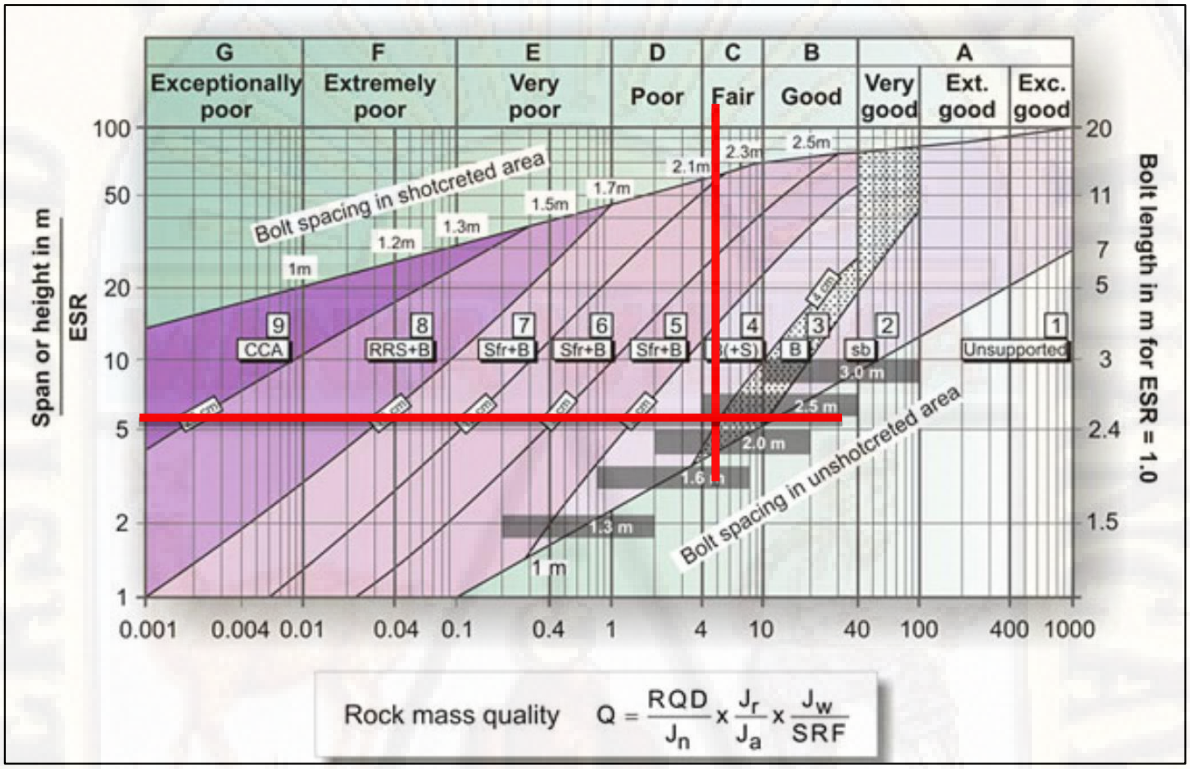
La expresión matemática que define el diámetro equivalente es la siguiente:

$$D_e = \frac{ancho, diametro(m)}{ESR} = \frac{5}{0.9} = 5.56 \qquad (27)$$

El diámetro equivalente determinado por medio de la ecuación es **D_e=5.56 m;** este valor es de gran importancia para determinar el sostenimiento mediante el ábaco propuesto por Barton.

Para estimar el sostenimiento a partir del ábaco propuesto por Barton, se requiere cruzar la información del diámetro equivalente (D_e), con el valor del índice de calidad de roca Q.

Figura 26. Estimación del sostenimiento según índice Q.



Fuente. Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design.

Se puede visualizar que mediante el cruce de información entre diámetro equivalente y el índice Q de Barton, *se estimó un sostenimiento de categoría 3, la cual establece un bulonado o pernado sistemático en todo el contorno de la excavación.*

Es posible que se presenten desprendimientos en la clave y hastiales de la excavación; es por ello que se puede contemplar la posibilidad de adicionar al sostenimiento una capa de concreto lanzado (Shotcrete) de 4 a 10 cm de grosor.

- **Longitud de los pernos.** La longitud de los pernos es de suma importancia, puesto que generan un bloqueo al posible movimiento de masas rocosas susceptibles al desprendimiento. Es por tal motivo que se hace indispensable estimar la longitud de este tipo de sostenimiento, que impedirá la deformación del contorno excavado.

La longitud de los pernos puede ser estimada a partir *del ancho de excavación (B), altura (H) y el ESR***,** mediante las siguientes expresiones matemáticas:

$$L = \frac{2 + 0.15 \times B}{ESR} \therefore L = \frac{2 + 0.15 \times H}{ESR} \quad (45)$$

Para este caso puntual de la investigación, la altura de la excavación es igual al diámetro o ancho de excavación. Por lo anterior, la ecuación queda de la siguiente manera:

$$L = \frac{2 + 0.15 \times 5m}{0.9} = 3.05m$$

La longitud de pernos calculados es de 3.05 metros. Como se dijo anteriormente, esto es una estimación, con lo cual, no se puede tomar como verdad absoluta esta longitud, sino, que es una referencia para el diseño y costos. En zonas puntuales de inestabilidad de cuñas, podrían requerirse pernos de mayores longitudes.

4.2.4.3. Propiedades de los elementos de sostenimiento determinados.

Es preciso realizar una contextualización de sostenimientos en túneles, por tal motivo se referencia una tesis en donde ya se realizaron cálculos para determinar sostenimientos a túneles.

En la tesis *Propuesta técnica para la determinación del comportamiento del terreno en excavaciones subterráneas con base en túnel exploratorio. Caso: Túnel de la línea*, se llegó a la conclusión de utilizar el siguiente sostenimiento:

1. ***Liner*** conformado por arcos de acero y concreto lanzado.
2. ***Solera*** conformada por arcos de acero y concreto lanzado de menor resistencia.
3. ***Pernos*** conformados por varillas corrugadas ancladas en el terreno con lechada o resina y platinas fijadas con tuercas.

Los arcos de acero son de tipo TH-21, con las características presentadas en la siguiente tabla, el espaciamiento entre arcos se va adecuando a la competencia del terreno a lo largo del trayecto.

Tabla 34. Características del Arco TH-21.

Peso (Kg/m)	20.84
Espaciamiento (m)	Está en función del terreno
Sección (m)	0.127
Área (m^2)	0.002655

Momento de inercia (m^4)	0.00000319
Módulo de Young (MPa)	200000
Relación de Poisson	0.25
Resistencia a la Compresión (MPa)	400
Resistencia a la Tensión (MPa)	400

Fuente: Propuesta de técnica para la determinación del comportamiento del terreno en excavaciones subterráneas con base en un túnel exploratorio. caso: túnel de la línea. Diana Pérez P.

Shotcrete reforzado con fibra metálica. El concreto lanzado reforzado con fibras (Shotcrete) y arcos de acero cumple con diferentes dosificaciones y espesores según el tipo de terreno, finalmente deberá cumplir con una resistencia base a los 28 días. Las características para la modelación del shotcrete se presentan en la tabla 34.

Tabla 35. Características del Concreto lanzado, instalado en el Túnel Piloto de la Línea.

Espesor (m)	Está en función del terreno
Módulo de Young (MPa)	30000
Relación de Poisson	0.15
Resistencia a la Compresión (MPa)	30
Resistencia a la Tensión (MPa)	4

Fuente: Propuesta de técnica para la determinación del comportamiento del terreno en excavaciones subterráneas con base en un túnel exploratorio. caso: túnel de la línea. Diana Pérez.

Según las especificaciones de construcción *el perno* empleado es denominado tipo A, este tipo de perno de anclaje deberá consistir en una varilla de acero de un diámetro de 1 pulgada (25.4mm). Los pernos tienen una longitud de 3m y son adheridos al macizo mediante el uso de lechada o resina. Las características para modelación de los pernos son mostradas en la tabla 35.

Tabla 36. Características de los pernos instalados en el Túnel Piloto de La Línea.

Tipo de Perno	Fully bonded
Diametro del perno (m)	0.0254
Módulo E (MPa)	200000
Capacidad de tensión (MN)	0.2
Capacidad residual de tensión (MN)	0.2
Espaciamiento (m)	Está en función del terreno

Fuente: Propuesta de técnica para la determinación del comportamiento del terreno en excavaciones subterráneas con base en un túnel exploratorio. caso: túnel de la línea. Diana Pérez.

Se ha determinado que para sostener el contorno del túnel objeto del presente estudio se requiere de la utilización de la combinación *shotcrete y pernos de anclaje*. Cuando se determina que los elementos de sostenimiento son pernos y recubrimiento en shotcrete, quiere decir que las deformación o cargas tensionales sobre la excavación son tan altas, sin embargo, es muy importante incluir además del sostenimiento determinado un elemento estructural como la malla

electrosoldada, cuya función es evitar desprendimientos de roca causados por la fracturación post voladuras o fracturamiento natural del macizo.

4.2.4.3.1. Propiedades del Shotcrete (Concreto lanzado).

Las propiedades de este elemento de sostenimiento y revestimiento de túneles son tomadas de la empresa *Cemex* con presencia en Colombia y varios países de Latinoamérica.

Tabla 37. Propiedades del Shotcrete en Colombia.

	Unidad	Características			Tolerancia
Código		N-XXX-Y-W-28-SS-1-3-417			
Norma		N			
Resistencia de especificación (XXX)	Kg/cm^2	245 – 280 – 315 – 350			
Tamaño máximo de la grava	Pulgadas (milímetros)	3=	1/2	(12.70)	
		1=	3/8	Días	
Edad de especificación	Días	28			
Asentamiento de diseño	Cm	15			+/- 2.5
Variante		148			
Tiempo de manejabilidad	Horas	Clima frio = 2.5	Clima cálido = 2.0		+/- 0.5
Tiempo de fraguado con acelerante	Minutos	Inicial = 2 min	Final = 5 min		+/- 1.5
Densidad	Kg/cm^3	2200 – 2500			
Contenido de aire	%	Máximo 2%			

Fuente: www.cemexcolombia.com/SolucionesConstructor/files/LanzadoViaHumeda.pdf

Según el fabricante el shotcrete puede ser usado en:

- Estructuras con secciones curvas y alabeadas.
- Revestimiento de túneles.
- Estabilización de taludes.
- Muros de contención.
- Canales de agua y cunetas.

La aplicación del shotcrete se daría en la curvatura de la sección del túnel cuyo perímetro o longitud es de 7.85 metros; si se aplica una capa de aproximadamente 0.05 metros quiere decir que el volumen de consumo por metro de avance es de *0.39 m^3*. Este valor siempre tiene al incremento debido a los siguientes parámetros:

- La aplicación del shotcrete se realiza manualmente con un ducto/manguera que expulsa la mezcla o a través de una maquina lanzadora de concreto que es manipulada por humanos, en consecuencia, no se tiene la medida exacta que se ha proyectado, por muy experto que sea el operador de la máquina.

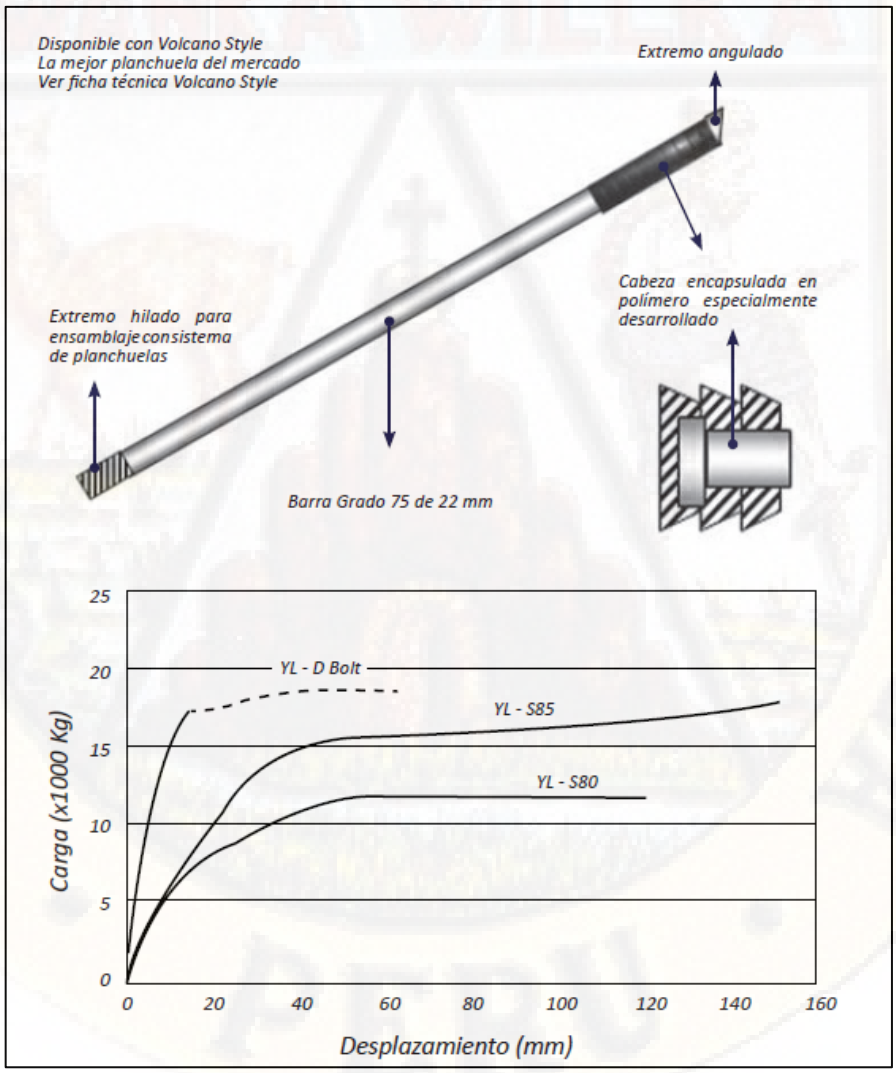
- Las voladuras siempre dejan el contorno sobre fracturado y uniforme, el cual necesita un revestimiento que permita darle un acabado geométricamente parecido a lo proyectado. La uniformidad del contorno es inversamente proporcional a las pérdidas de volúmenes de oxigeno requerido.

Una vez aplicado el shotcrete o concreto lanzado se estimaría que sus características de soporte serían similares a las presentadas en la tabla 34.

4.2.4.3.2. Propiedades de los pernos de anclaje.

Los pernos que se podrían utilizar de acuerdo a lo determinado mediante el Q de Barton es el *Sistema Yield Lok (JM JENNMAR)*, ya que puede un control del terreno donde se instale. Este perno es capaz de absorber impactos dinámicos provenientes del terreno.

Figura 27. Pernos de anclaje Yield - Lok.



Fuente: Catalogo de pernos JM JENNMAR

Este tipo de pernos puede ser configurado para tener fluencia en condiciones dinámicas y estáticas.

Tabla 38. Especificaciones técnicas de los pernos de anclaje.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
Tipo de acero ¾"	Grado – 75 barra redonda
Resistencia a la fluencia del acero	5 min. 75000 psi (518 MPa) 4 m/s
Resistencia a la tensión del acero	Min. 100000 psi (688 MPa)
Elongación del acero	8%
Diámetro del revestimiento del polímero	2.54 cm
Largo del revestimiento de polímero	Estándar 30" (760 mm) o como sea especificado
Perno Yield Lok D	
Carga de fluencia dinámica	8 – 10 toneladas (= 70 – 90 KN)
Desplazamiento de fluencia dinámica	200 mm por impacto a 5.4 m/s de velocidad, con 16.4 KJ de energía
Capacidad de absorción de energía	50 KJ o más con 30" (760 mm)
Capacidad de desplazamiento	500 mm más el largo del polímetro
Perno Yield Lok	
Carga de fluencia dinámica	13 toneladas (perno YL-S80), 17 toneladas (YL-85) o como sea especificado
Diámetro de perforación recomendada	1 – 3/8" a 1 – ½" (35 mm – 38 mm)
Cartucho de resina recomendada	1 – 1/8" a 1 – 3/16" (28 mm – 32 mm)
Capacidad de desplazamiento	Hasta el largo del revestimiento del polímero

Fuente: Catalogo de pernos JM JENNMAR

Este perno se recomienda aplicar en conjunto con malla de acero y huinchas para establecer un sistema de fluencia de soporte para poder reforzar y retener la roca que está sujeta a convergencias grandes, producidas por cargas estáticas y dinámicas.

4.2.4.3.3. Propiedades de la malla electrosoldada.

Son producidas a partir de alambres de alta resistencia, unidos mediante un proceso de electrosoldadura formando ángulos rectos. A continuación, se presentan las características de la malla según la norma ASTM A-497 NTC 5806.

Tabla 39. Características de la malla ASTM A-497 NTC 5806.

Esfuerzo de rotura	5500 kg/cm^2
Esfuerzo de trabajo	2500 kg/cm^2
Módulo de la elasticidad	2100000 kg/cm^2
Limite elástico convencional	5000 kg/cm^2
Alargamiento de rotura	5 %

Fuente: http://www.gyjferreterias.com/files/malla-electrosoldada

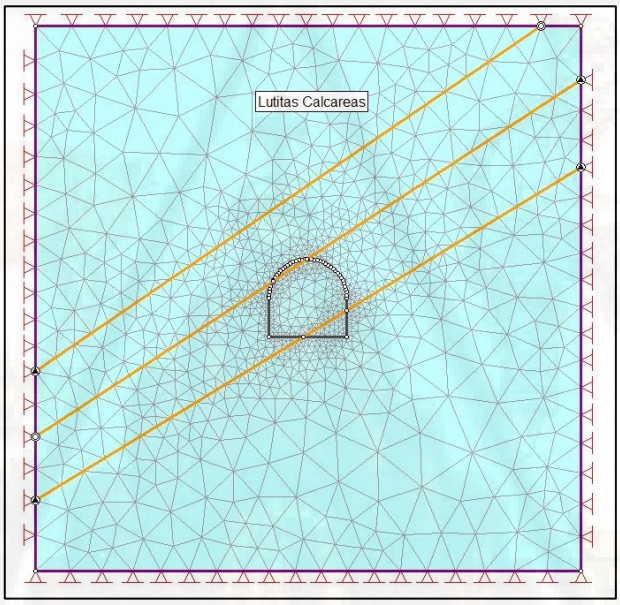
4.2.5. Modelamiento de la excavación (MEF).

El método de elementos finitos es la forma más exacta de conocer como es el comportamiento deformacional de un macizo rocoso, puesto que utiliza muchos algoritmos matemáticos, que de forma automática realizan cálculos como respuesta a una alteración de las condiciones iniciales de la roca.

Para conocer la magnitud y dirección de los esfuerzos principales que actúan sobre la excavación proyectada, es necesario el uso del *software Phase 2 de la firma Rocscience,* el cual se le ingresan los datos del macizo rocoso, obtenidos en los ensayos *in situ* y pruebas de laboratorio, además del reconocimiento visual y estudio de las discontinuidades.

Como se ha mencionado en reiteradas ocasiones, se proyectará la construcción de un túnel de 5 metros de ancho y 5 metros de altura, con sección superior circular o semicircular.

Gráfico 27. Discretización del macizo rocoso.

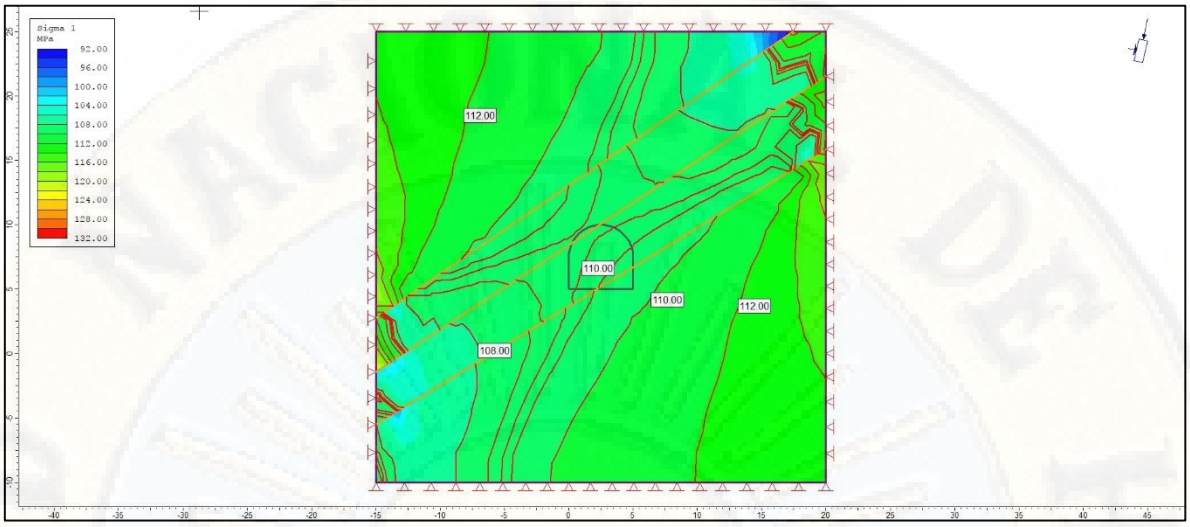


Fuente: El Autor.

La discretización y mallado tiene como función distribuir los esfuerzos aplicados al macizo rocoso, de igual manera en todos los puntos. Se tomó como referencia una caja externa con un factor de expansión de 3 (el factor de expansión, incrementa en los cuatro puntos cardinales el diámetro del túnel) que, a su vez, representa el macizo rocoso en el cual se pretende excavar.

En los siguientes gráficos se podrán visualizar las isolíneas (líneas con el mismo valor de esfuerzos) de los esfuerzos principales mayores y menores, y como es su recorrido en el macizo rocoso.

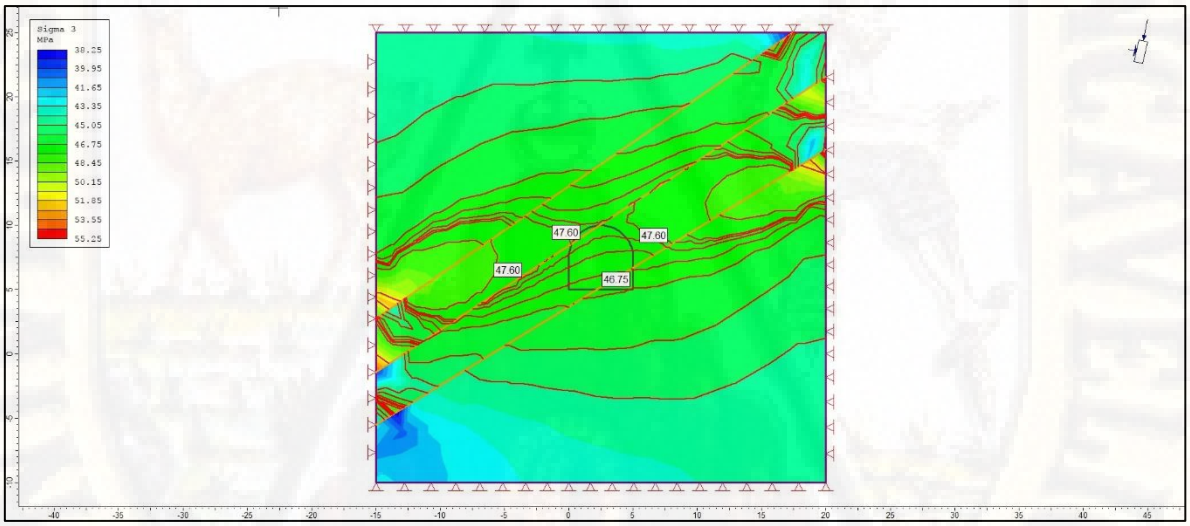
Gráfico 28. Isolíneas de esfuerzos principales (σ1).



Fuente: El Autor

El comportamiento de las isolíneas tanto de esfuerzos principales mayores y menores, tienden a obedecer las condiciones iniciales que fueron introducidas al software, condicionadas, por el paquete discontinuo presente.

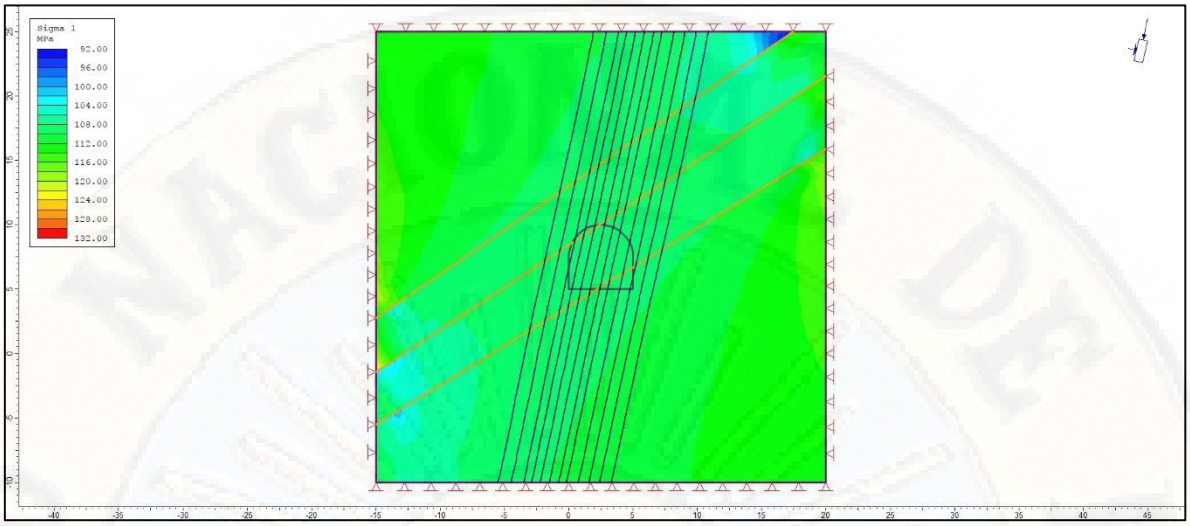
Gráfico 29. Isolíneas de esfuerzos principales (σ3).



Fuente. El Autor

Una vez realizado el modelamiento del macizo rocoso sin excavar, se puede evidenciar que no ha sufrido mayor alteración del orden tensional. Otra forma de demostrar lo anterior mencionado es visualizar las líneas de flujo a través del macizo, como se observa en el siguiente gráfico.

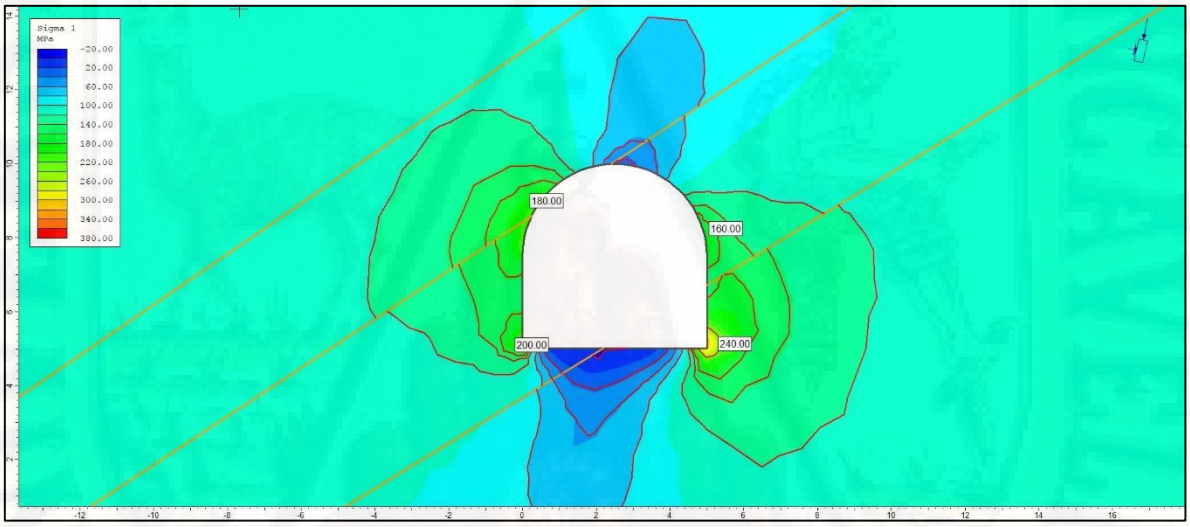
Gráfico 30. Líneas de flujo representadas en el macizo rocoso.



Fuente: El Autor

Nótese que las líneas se disponen de forma paralela al campo de esfuerzos principales mayores y no a las curvas o isolíneas de las distintas intensidades de esfuerzo en todo el macizo rocoso.

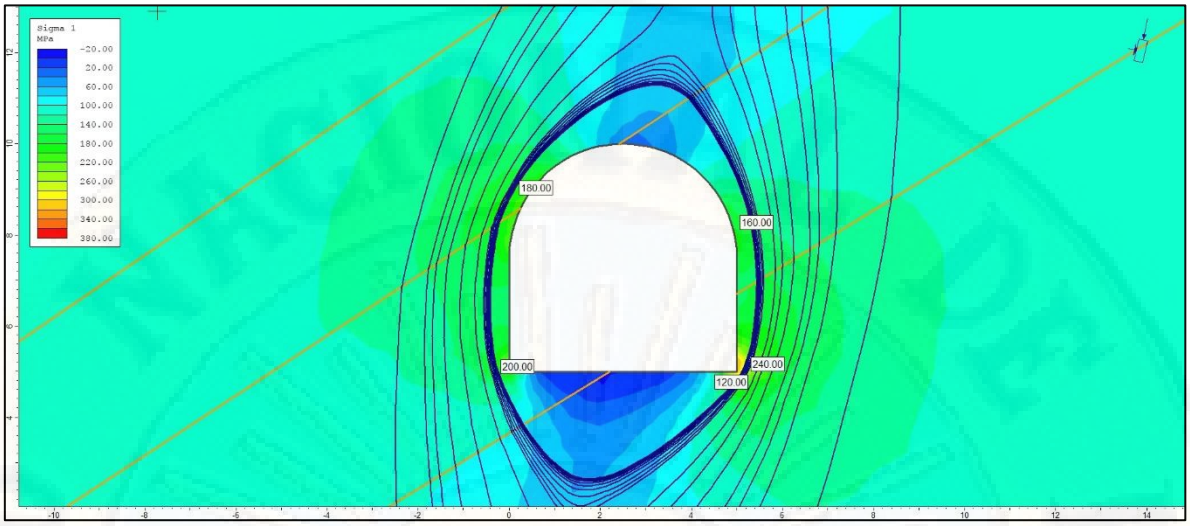
Gráfico 31. Isolíneas deformacionales post-excavación.



Fuente: El Autor.

El cambio de magnitud en los esfuerzos principales se intensifica en algunas zonas puntuales, como lo es la parte inferior derecha y la curvatura de la excavación en la parte izquierda. Se presentan esfuerzos principales mayores del orden de 180 MPa a 300 MPa; sobrepasando los criterios de rotura que fueron determinados mediante el criterio de Mohr – Coulomb.

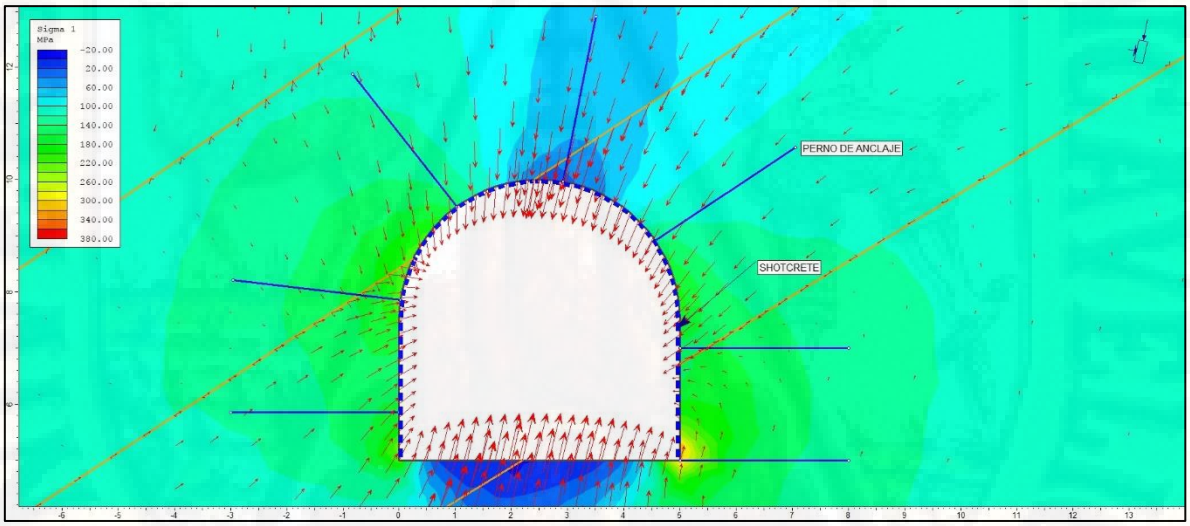
Gráfico 32. Reordenamiento de las líneas de flujo de los esfuerzos principales.



Fuente: El Autor.

En este gráfico se observa cómo están dispuestas las líneas de flujo una vez se ha simulado la excavación en el macizo rocoso. La orientación de los esfuerzos se curva de manera más pronunciada a medida que se acerca al contorno de la excavación.

Gráfico 33. Modelamiento de la excavación con sostenimiento.



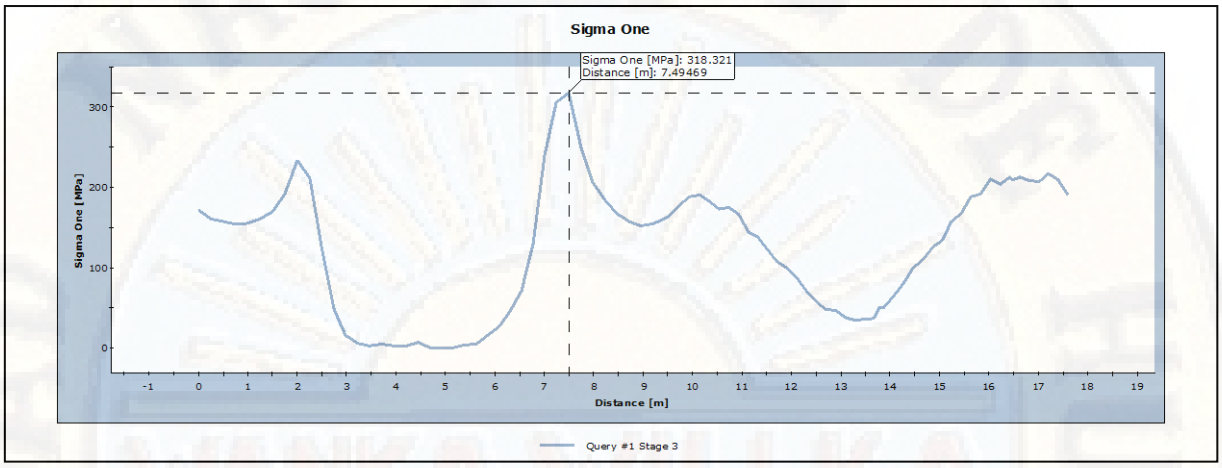
Fuente: El Autor.

Ahora, se realizó el modelamiento de la excavación incluyendo el sostenimiento determinado por medio del índice de Q (Barton, Lien y Lunde), el cual hacia énfasis en la utilización de pernos de anclaje en el contorno de la excavación y un revestimiento con concreto lanzado (shotcrete) de 4 a 10 centímetros de espesor.

Las flechas pequeñas de color rojo indican cómo actúan los esfuerzos alrededor de la excavación y la posible deformación que se podría causar si no se aplican las condiciones de seguridad establecidas previamente. Los contornos separados por los colores fríos y cálidos no cambian mucho la configuración, y es, porque las

deformaciones que se presentan alrededor del túnel modelado no generarían desprendimientos de masa rocosa considerables; sin embargo, es de carácter obligatorio cumplir con la implementación del sostenimiento y no esperar la reacción del terreno sin los componentes de seguridad.

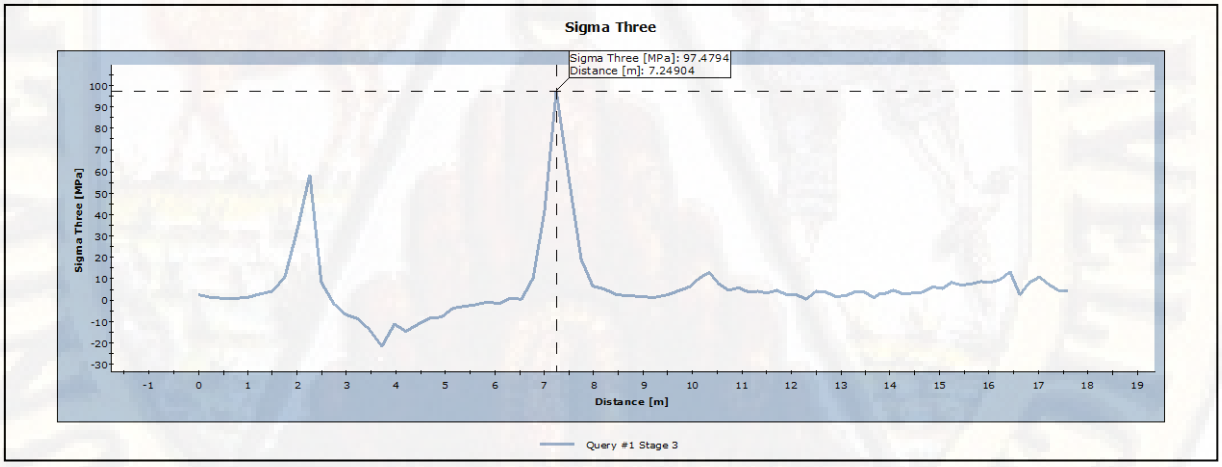
Gráfico 34. Esfuerzo principal Sigma 1, en el contorno de la excavación.



Fuente: El Autor.

En el gráfico 34 se representa el comportamiento de los esfuerzos aplicados sobre el contorno de la excavación; la magnitud de mayor valor es de 318.32 MPa, la cual es aplicada en la parte inferior derecha, entre el hastial y el piso de la excavación.

Gráfico 35. Esfuerzo principal Sigma 3, en el contorno de la excavación.

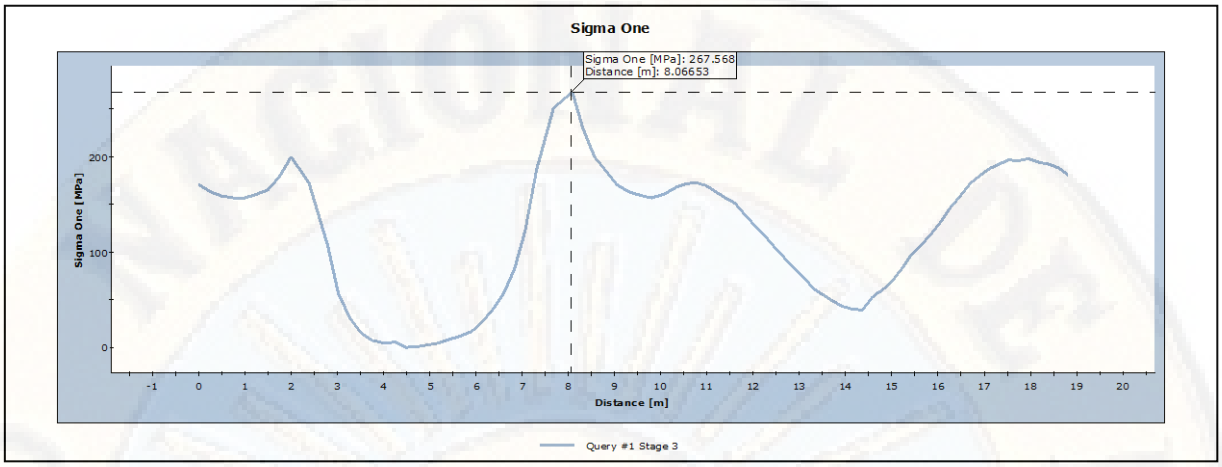


Fuente: El Autor.

De la misma manera que el esfuerzo principal mayor (sigma 1), el esfuerzo principal menor (sigma 3) representado en la figura 35, evidencia la magnitud de mayor valor 94.48 MPa a la distancia perimetral del contorno de 7.25 metros, correspondiente a la esquina inferior derecha de la excavación.

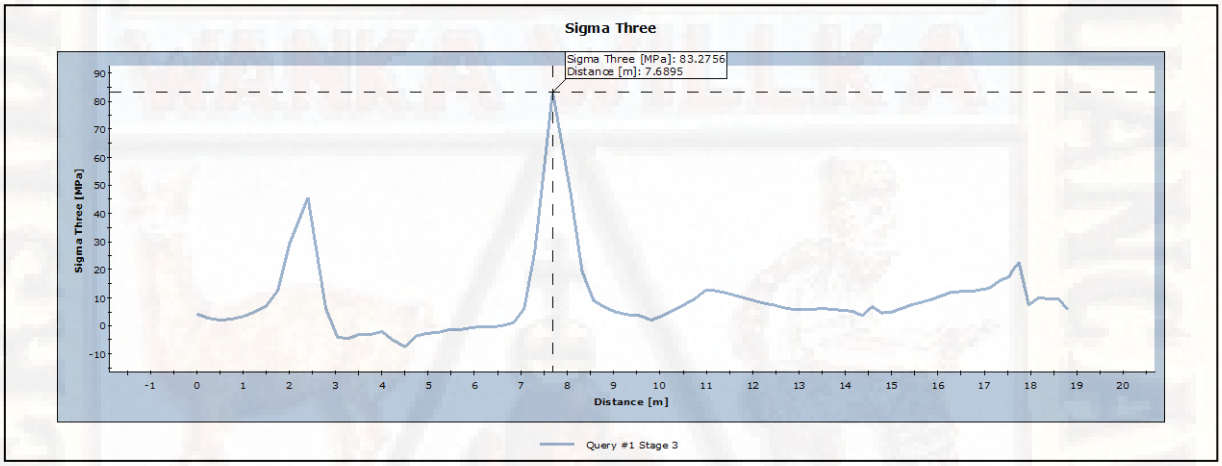
En los gráficos 36 y 37 respectivamente, se representan los esfuerzos principales mayor y menor calculados a 20 centímetros de la excavación. Evidentemente las magnitudes percibidas disminuyen considerablemente.

Gráfico 36. Representación del esfuerzo principal mayor a 20 cm del contorno.



Fuente: El Autor.

Gráfico 37. Representación del esfuerzo principal menor a 20 cm del contorno.

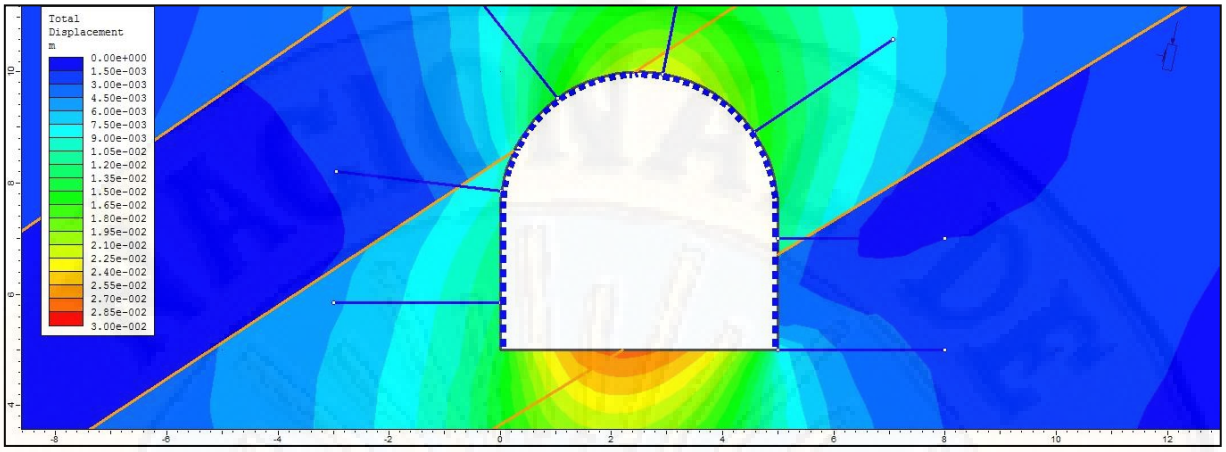


Fuente: El Autor.

Las magnitudes de mayor cuantía calculadas a 20 centímetros de la excavación son de 267.56 MPa y 83.27 MPa, correspondiente a los esfuerzos principal mayor y menor.

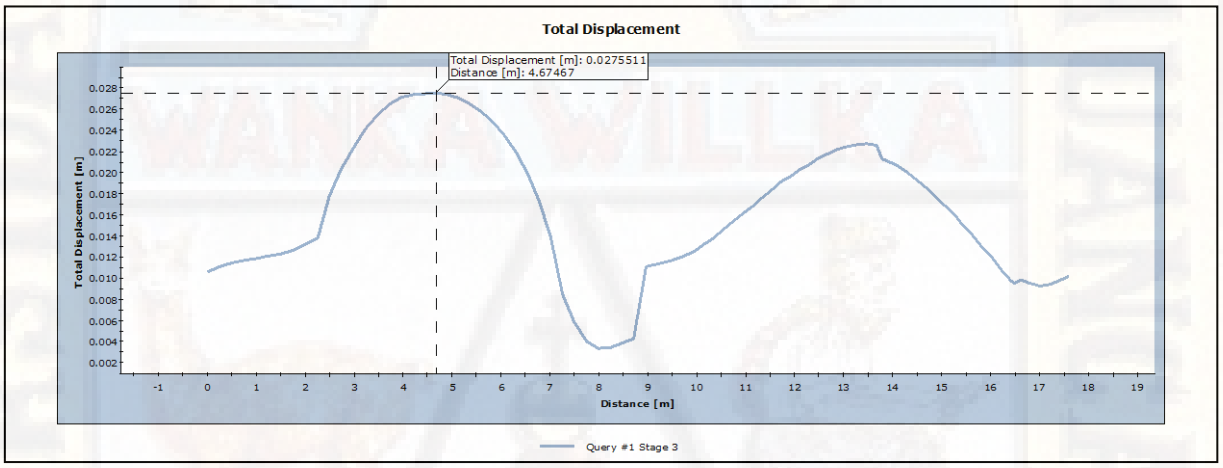
A medida que se aleja más de la excavación, los esfuerzos principales (σ1 y σ3) se hacen menores, y, el comportamiento se va normalizando en el macizo rocoso.

Gráfico 38. representación de los desplazamientos totales.



Fuente: El Autor.

Gráfico 39. desplazamiento máximo en el contorno de la excavación.



Fuente: El Autor.

El desplazamiento máximo está en el orden de 2.75 centímetros, y la ubicación es la parte central del piso, correspondiente a la distancia de 4.67 metros. Los desplazamientos calculados al contorno de la excavación no representan mayor relevancia en la estabilidad de la excavación, debido a la poca área de presencia y a la ubicación de dicho desplazamiento. En la parte superior o corona se presentan desplazamientos del orden de 2.1 centímetros, cuya deformación es neutralizada con los pernos de anclaje y el concreto lanzado utilizado como sostenimiento.

4.2.6. Excavación del túnel con perforación y voladura.

Existen en la actualidad varios métodos para realizar el avance de excavaciones subterráneas, cuya implementación va a depender de las condiciones intrínsecas de la roca (resistencia de la matriz rocosa, abrasividad, dureza, entre otras), de la finalidad del túnel y de la accesibilidad al sitio de operaciones mineras. Los métodos de excavación de túneles en roca más utilizados son la perforación y voladura y la excavación por medios mecanizados.

Fotografía 13. Excavación mecanizada con retroexcavadora.

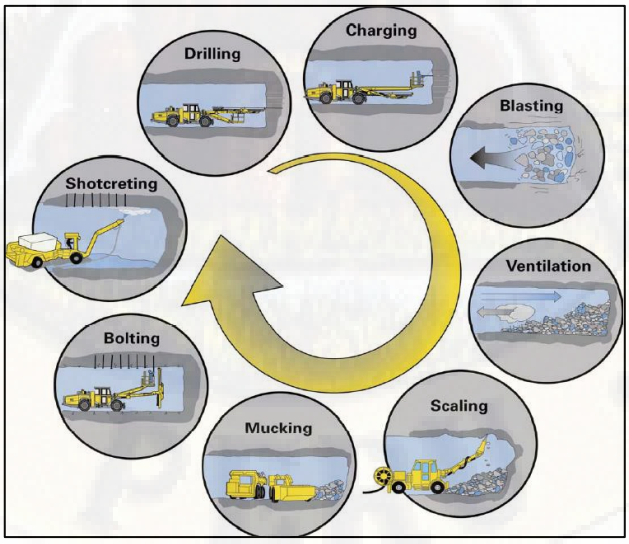
Fuente: El Autor.

La condición inicial para utilizar el método mecanizado para la excavación de túneles es que la resistencia de la roca sea muy baja, la cual permita su destrucción a partir de impactos reiterativos o por el raspado del cucharon de una retroexcavadora. En estos casos no es conveniente el uso de perforación y voladura, ya que la energía liberada podría debilitar en demasía el contorno del túnel y causar el colapso total.

En nuestro caso puntual, se proyectará la excavación del túnel con perforación y voladura, debido a que es un túnel de gran sección transversal y la roca es de calidad media (comprobado mediante análisis geomecánico previo).

El proceso de perforación y voladura involucra varios parámetros fundamentales que debemos detallar, como los agentes explosivos, equipo de perforación y equipo de cargue de material; los cuales ayudan a completar el ciclo de avance de túneles.

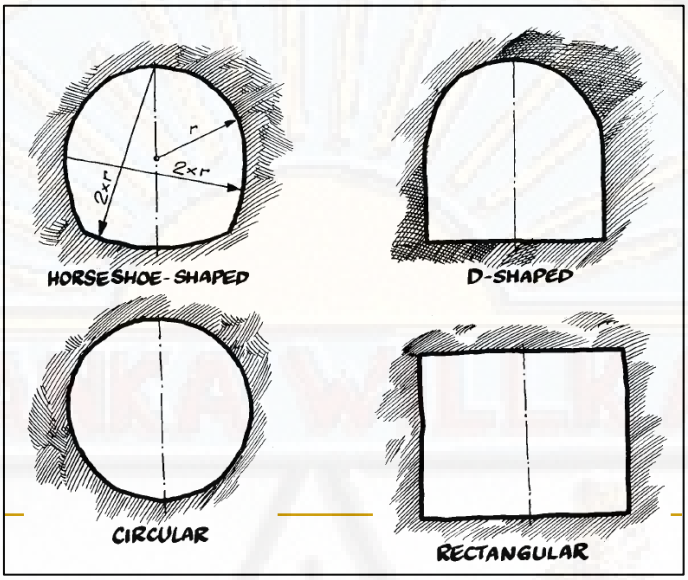
Figura 28. Ciclo de avance de túneles excavados por perforación y voladura.



Fuente: Perforación y tronadura en labores mineras subterráneas, Ronald Guzmán, Centro de Minería UC.

Existen múltiples secciones transversales de excavaciones subterráneas, cuya elección va a depender del servicio que ofrecerá el túnel (minero, hidroeléctrica, obras civiles) y de la competencia del macizo rocoso. Para este diseño se proyectará la construcción de un túnel cuya sección se ejecutará en forma de **D-shaped**.

Figura 29. Tipos de secciones de excavaciones subterráneas.



Fuente: Perforación y tronadura en labores mineras subterráneas, Ronald Guzmán, Centro de Minería UC.

El diámetro de perforación y tipo de perforación están sujetos al área efectiva del contorno de la excavación y viene dada por la siguiente relación.

Diámetro de perforación (mm)	Sección (m^2)	Tipo de perforación
27 – 40	< 10	Manual
35 – 45	**10 – 30**	**Mecanizada de un brazo**
38 – 51	> 30	Mecanizada de dos brazos

4.2.6.1. Agentes explosivos.

La voladura tiene como objetivo principal liberar la energía suficiente para fragmentar de manera óptima la porción de macizo rocoso donde se adelanta la excavación, y a su vez, se debe minimizar el recorrido de la energía liberada hacia la roca encajante o de contorno, con el fin de no causar sobre excavaciones.

El explosivo seleccionado para la ejecución de la voladura es el *Indugel Plus AP de 32 mm diámetro y 250 mm de longitud.* A continuación, se presentan las características del explosivo tipo hidrogel.

Una vez se realice el cálculo de número de barrenos requeridos, se detallará la ejecución de la voladura, esto incluye, accesorios de voladura, tiempos de retardo, entre otros.

Tabla 40. Características físicas del agente explosivo a utilizar.

Características físicas	Descripción
Densidad del encartuchado	1.17 +/- 0.03 g/cm^3
Resistencia a la humedad	Excelente
Diámetro critico	29 mm
Velocidad de detonación	4500 +/- 500 m/s
Potencia relativa en volumen RBS	1.43

Fuente: Fabrica de Explosivos Antonio Ricaurte FEXAR.

4.2.6.2. Método de perforación.

Existen en la actualidad múltiples métodos de perforación y excavación de material del frente de avance y su ejecución depende de si el material es roca o suelo, en el caso de que sea roca, si ésta es blanda o de alta competencia, también va a depender del área o sección del túnel. Teniendo estos criterios como principal parámetro para la elección del método, a continuación, se realiza un breve resumen de los métodos de excavación más comunes.

Tabla 41. Métodos de perforación de túneles.

El método inglés: se aplica en terrenos similares a los existentes en Inglaterra (arenas y areniscas). La principal característica es poder avanzar la perforación a sección completa del túnel en una sola operación.	
El método belga: en terrenos de alta competencia, se excava la parte superior del túnel, iniciando con una galería central. Posteriormente se amplía la excavación hacia los costados de todo el contorno superior. Es posible avanzar con la excavación a una distancia considerable antes de continuar con el revestimiento del túnel.	

El método alemán: consiste en avanzar dos galerías en la parte inferior en ambos lados del túnel. Se sigue la secuencia con la excavación de otras dos galerías y se construyen los muros. Cuando se tiene despejada la zona lateral, se ejecuta la excavación de una galería central hasta el nivel de las anteriores. el terreno sobre el arco queda apuntalado por maderos longitudinales y estacas transversales. Después de terminado el revestimiento del arco se remueve el resto del terreno.	
Los austríacos desarrollaron un plan de trabajo basado en la utilización de puntales de madera formando un sistema de entibación. La excavación se realiza como indica la figura:	

Fuente: Métodos de perforación de túneles, Autor: Julio Montenegro, civilgeeks.com.

Como la sección transversal del túnel que se pretende proyectar en esta investigación es menor a 25 m^2 (5 metros de ancho y 5 metros de altura), además, es un túnel para la extracción mineral; se empleará el método de *ataque de toda la cara***.**

Fotografía 14. Perforación sección completa del túnel.

Fuente: Métodos de perforación de túneles, Autor: Julio Montenegro, civilgeeks.com.

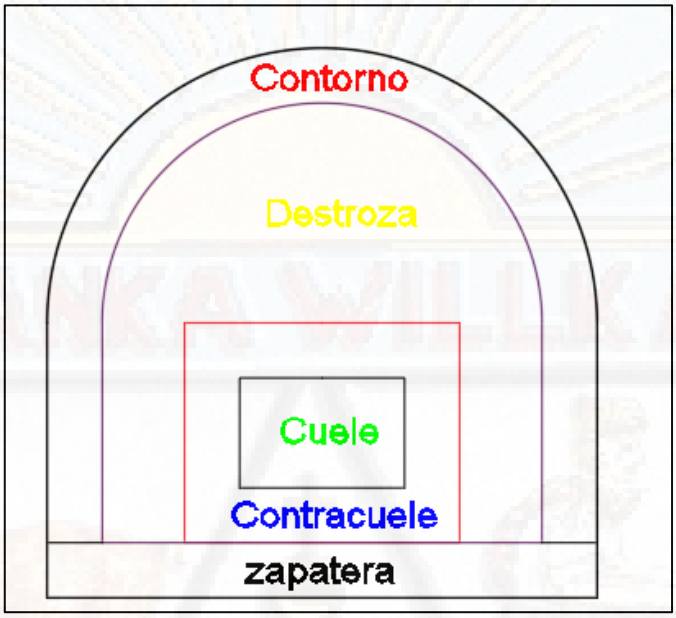
Este método de perforación es el más utilizado en la minería subterránea, debido a la simultaneidad que hay en la perforación y posterior detonación de los barrenos cargados. La carga operante es el parámetro a controlar, para no causar daños en el contorno. El equipo ideal para la ejecución de la excavación proyectada es un *jumbo de un brazo*, debido a la versatilidad del equipo y la velocidad de perforación,

pero no entraremos a la especificación de equipos, toda vez que no es objetivo de esta investigación.

4.2.7. Diseño y cálculo de una voladura subterránea.

La sección de un túnel que va a ser excavado por medio de perforación y voladura por el método de ataque de toda la cara se divide en: **barrenos contorno, zapateros o barrenos de piso, destroza y el cuele.**

Figura 30. Zonas de una sección a excavar en un túnel.



Fuente: El Autor.

Para el cálculo de las secciones en las cuales se divide el avance de un túnel tenemos las siguientes variables de entrada.

Tabla 42. Variables de entrada para el cálculo de la voladura.

Variables	Nomenclatura	Dimensiones
Ancho del túnel	A_T	5 m
Altura del muro o hastial	A_H	2.5 m
Radio de la clave o corona	R	2.5 m
Diámetro del barreno de carga	D_1	0.0381 m
Diámetro del barreno vacío	D_2	0.0762 m
Numero de barrenos vacíos		5
Potencia relativa en peso del explosivo		1.43
Ángulo de inclinación del equipo		3°
Desviación angular	α	0.01m
Error de emboquillamiento	e'	0.02 m
Sección del túnel	A	22,3175 m^2

Fuente: El Autor.

4.2.7.1. Determinación de la constante de la roca.

La constante de la roca viene representada por la letra ***c*** y corresponde a la cantidad mínima de explosivo utilizada por un metro cubico de roca (Kg/m^3), que, de acuerdo a los autores suecos (Persson et al – 1994) determinaron que este valor fuera de 0.4 Kg/m^3, constante para todas las rocas.

En la historia más reciente mediante ensayos en túneles subterráneos realizados en Corea, se llegó a la conclusión de relacionar el parámetro *c y el RMR*. Este valor se modificó en la ecuación de *Langefors*, considerando un avance superior al 85% y una concentración de carga ideal. El parámetro ***c*** quedaría representado por la siguiente ecuación.

$$c = (5.73 \times 10^{-3} \times RMR) + 0.057 \qquad (46)$$

Para nuestro caso puntual, el índice RMR tiene un valor de 59 puntos, y la constante de la roca quedaría así:

$$c = (5.73 \times 10^{-3} \times RMR) + 0.057 = 0.39 \frac{Kg}{m^3}$$

4.2.7.2. Cuele de cuatro secciones.

El método sueco adoptó el tipo de cuele a cuatro secciones, empleado en túneles cuya sección transversal superara los 10 m^2, con barrenos paralelos. Este método fue establecido por Langefors y Kihlström (1963) finalizado por Holmberg (1982) y renovado por Persson et al. (2001).

4.2.7.2.1. Avance y error en la perforación.

El avance que se puede tener a partir de las condiciones del cuele, viene dado por la siguiente expresión:

$$L = ((0.15 + 34.1) \times D_2) - (39.4 * D_2^2) = 2.38m \qquad (47)$$

La longitud o profundidad de los barrenos ***L*** es igual 2.38 m. también se puede decir que el avance depende del porcentaje de efectividad de la voladura. Para este caso consideramos un porcentaje de 90%, para una longitud de perforación L = 3.2 m, con el cual efectivamente se obtiene un avance de 2.88 m por voladura.

Los errores de perforación se pueden dar por la desviación del paralelismo de los barrenos, por la equivocada ubicación del punto de perforación o por la desviación

causada por estructuras de la roca. Es por ello que para determinar este parámetro se recurre a la siguiente ecuación.

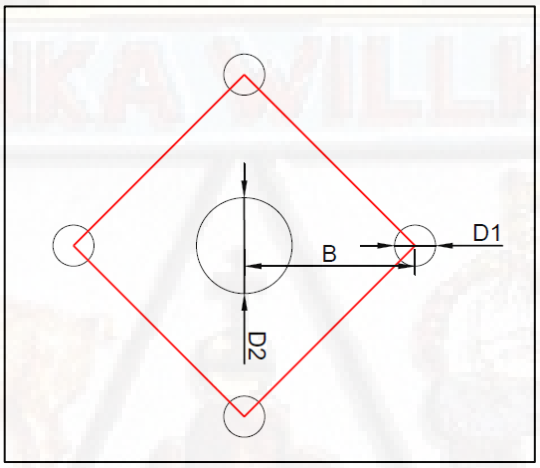
$$E_p = (\alpha \times L) + e' \qquad (48)$$

La variable E_p (error de perforación) relaciona la longitud de perforación, desviación angular y el error de emboquillamiento del equipo. El valor de **E_p=0.052 m.**

4.2.7.2.2. Primera sección del cuele.

Aquí se pretende calcular la distancia del barreno vacío central, a cada uno de los barrenos de la primera sección del cuele; esta distancia se denomina piedra o burden y está representada por la letra ***B***.

Figura 31. Primera sección del cuele y sus variables.



Fuente: El Autor.

Se dice que cuando lo errores de perforación son menores al 1% de la longitud de los barrenos, el burden teórico viene dado por:

$$B_{t1} = 1.5 \times D_2 \qquad (49)$$

El burden o piedra teórica de la primera sección del cuele es **B_{t1} = 0.11 m**. sí existen errores de perforación mayor al 1%, se debe calcular la piedra práctica que viene dada por la siguiente ecuación:

$$B_1 = (1.7 \times D_2) - E_p \qquad (50)$$

Tomando los valores anteriores, **B_1 = 0.078 m**. este valor es menor que la piedra teórica debido a la relación de la ecuación con el error de perforación.

El espaciado de los barrenos de la primera sección viene dado por la siguiente expresión:

$$A'_{h1} = B_{t1} \times \sqrt{2} \qquad (51)$$

El espaciado de la primera sección **A'_{h1} = 0.16 metros**. Ahora bien, se podría también calcular el espaciado de la primera sección teniendo en cuenta el error de perforación:

$$A_{h1} = (B_1 - E_p) \times \sqrt{2} = 0.088 \qquad (52)$$

El valor de A_{h1} se reduciría a la mitad, quedando un espaciado de 9 centímetros.

La concentración lineal de carga ***q_l*** es de mucha importancia, debido a la cantidad de explosivos que detonaría al mismo tiempo en una zona muy reducida. Viene dada por la siguiente expresión:

$$q_l = 55 \times D_1 \times (\frac{B_{t1}}{D_2})^2 \times (\frac{c}{0.4}) \times (\frac{1}{PRP_{anfo}}) \qquad (53)$$

La concentración lineal de carga ***q_l*** equivale a *0.285 Kg/m***.** En esta ecuación se involucran la constante de la roca (c) y los diámetros de los barrenos, asimismo, la potencia relativa en peso del explosivo a utilizar.

4.2.7.2.3. Demás secciones del cuele.

Estos barrenos serán disparados a favor de la cara libre generada por el disparo de la primera sección del cuele. Como ya se conoce la concentración lineal para la primera sección, la piedra o burden queda así:

$$B_{t2} = 8.8 \times 10^{-2} \times \sqrt{\frac{A'_{h1} \times q_l \times PRP_{anfo}}{D_1 \times c}} \qquad (54)$$

El valor de la piedra teoría de la segunda sección quedaría así; ***B_{t2} = 0.185 metros***. La piedra practica sería $B_2 = B_{t2} - E_p$, cuyo valor sería de 0.133 metros.

A continuación, se muestra una tabla con los valores de burden y espaciamiento para las cuatro secciones.

Tabla 43. Dimensiones lineales de burden y espaciamiento en las secciones del cuele.

Sección	Burden (B_t)	Espaciamiento (A'_h)
Sección 1	0.11 m	0.16 m
Sección 2	0.19 m	0.23 m

Sección 3	0.22 m	0.32 m
Sección 4	0.26 m	0.46 m

Fuente: El Autor.

El cuele, por ser la sección que dará cara libre al resto de la voladura, puede ser colocado en cualquier parte del frente de excavación; no obstante, su posicionamiento va a depender de:

- Cantidad y alcance máximo del volumen de terreno volado.
- Cantidad de barrenos perforados.
- Los costos unitarios de las voladuras.

El retacado o taco es equivalente a 10 veces el diámetro de los barrenos D_1; por lo tanto, **T = 0.0381 m x 10 = 0.381 m.**

4.2.7.3. Cálculo de zapateras.

Para el cálculo de las zapateras se tienen en cuenta otros factores, como el factor de fijación ***f*** el cual equivale a 1.45, debido al confinamiento de los barrenos de piso. En los barrenos de contorno del piso se utiliza un ángulo de desviación o realce (Y), cuyo objetivo es evitar que el túnel pierda amplitud. Para un avance de 3.2 m, se puede aplicar una desviación de **Y = 3°**, lo que corresponde a una desviación de 16 centímetros de desplazamiento al finalizar la excavación.

El burden de las zapateras o barrenos de piso **B_{tz}** se determina de la siguiente manera:

$$B_{tz} = 0.9\sqrt{\frac{q_l \times PRP_{anfo}}{f \times S/B \times c}} \qquad (55)$$

La relación de espaciado piedra (S/B) para las zapateras se toma como uno (1); resolviendo la ecuación tenemos que $B_{tz} = 0.9\sqrt{\frac{0.285 \times 1.43}{1.45 \times 1 \times 0.39}} = 0.76m$. Se tiene un burden teórico de 0.76 metros.

A continuación, se realiza un resumen para el cálculo de los barrenos zapateros.

Tabla 44. Ecuaciones para el cálculo de los barrenos zapateros.

Variable	Nomenclatura	Ecuación	Valor
Piedra teórica de zapateras	B_{tz}	$B_{tz} = 0.9\sqrt{\frac{q_l \times PRP_{anfo}}{f \times S/B \times c}}$	0.76 m

Piedra practica de zapateras	Bpz	$B_{pz} = B_{tz} - (L \times \sin\gamma) - E_p$	0.548 m
Numero de barrenos	NB	$NB = \frac{A_T + (2 \times L \sin\gamma)}{B_{tz}} + 2$	9
Espaciado para los barrenos centrales	S_z	$S_z = \frac{A_T + (2 \times L \sin\gamma)}{NB - 1}$	0.67 m
Espaciado de los barrenos de las esquinas	S'_z	$S'_z = S_z - L \sin\gamma$	0.51 m
Longitud de carga de fondo	h_f	$h_f = 1.25 \times B_{tz}$	0.95 m
Longitud de carga de columna	h_c	$h_c = L - h_f - (10 \times D_1)$	1.87 m
Carga de columna	Q_c	$Q_c = h_c \times q_l$	0.53 Kg
Carga de fondo	Q_f	$Q_c = h_f \times q_l$	0.27 Kg
Retacado	T	$T = 10 \times D_1$	0.381 m

Fuente: El Autor.

4.2.7.4. Cálculo de barrenos de contorno.

La detonación que se realice en el contorno de la excavación debe tener como objetivo principal, evitar sobre excavaciones o deformación del perfil de la excavación. Es por ello que el espaciado ***S_c*** debe ser controlado mediante la ecuación:

$$S_c = k \times D_1 \qquad (56)$$

Donde ***k*** es el factor de espaciado y puede tener un valor de 15 o 16, garantizando la baja cantidad de explosivos en el contorno.

Para realizar una voladura controlada o de recorte al macizo rocoso, debemos tomar la relación ***S/B*** con un valor de ***0.8***, y es de suma importancia que todos los barrenos se carguen en su totalidad, salvo si se pretenden hacer voladuras amortiguadas.

La concentración lineal mínima para los barrenos cuyo diámetro sea inferior a 6” (seis pulgadas) se determina así:

$$q_{lm} = 90 \times D_1^2 \qquad (57)$$

A continuación, se realiza un resumen de las ecuaciones necesarias para calcular el número de barrenos de contorno.

Tabla 45. Ecuaciones para el cálculo de los barrenos de contorno.

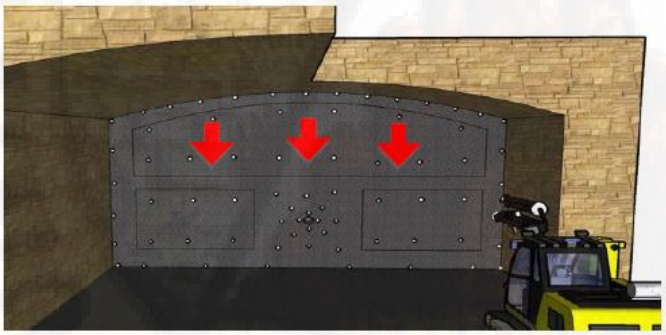
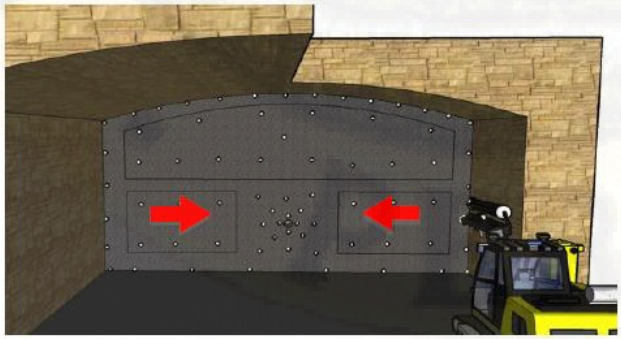
Variable	Nomenclatura	Ecuación	Valor
Espaciado de los barrenos de contorno	S_c	$S_c = k \times D_1$	0.57 m
Burden teórico de contorno	B_c	$B_c = \frac{S_c}{0.8}$	0.71 m
Concentración lineal de carga mínima	q_{lm}	$q_{lm} = 90 \times D_1^2$	0.13 Kg/m^3
Carga del barreno	Q_b	$Q_b = L - (10 \times D_1) \times q_{lm}$	0.37 Kg
Perímetro del contorno	P	se le debe restar el ancho del túnel correspondiente a la longitud de las zapateras.	12.85 m
Numero de barrenos	NB	$NB = \frac{P}{S_c}$	22.5
Retacado	T	$T = 10 \times D_1$	0.381 m

Fuente: El Autor.

4.2.7.5. Cálculo de los barrenos de destroza.

Para el cálculo de esta sección del túnel se utilizan ecuaciones similares que para el cálculo de los barrenos zapateros o de piso, salvo el factor de fijación, el cual cambia de acuerdo a la dirección de salida de la voladura de estos barrenos. En la siguiente figura se explica la situación planteada.

Figura 32. Dirección de la masa rocosa posterior a la detonación del cuele.

Dirección de salida	Factor de fijación	Relación *S/B*
	1.2	1.25
	1.45	1.25

A continuación, se realiza un resumen de las ecuaciones necesarias para calcular el número de barrenos de destroza.

Tabla 46. Ecuaciones para el cálculo de los barrenos de destroza.

Variable	Nomenclatura	Ecuación	Valor
Burden de destroza	B_{pd}	$B_{pd} = 0.9\sqrt{\frac{q_l \times PRP_{anfo}}{f \times S/B \times c}} - E_p$	0.71 m
Espaciamiento de destroza	S_d	$S_d = 1.25 \times B_{pd}$	0.88 m
Numero de barrenos	NB	$NB = \frac{A_T + (2 \times L \sin\gamma)}{B_{pd}} + 2$	9.5
Longitud de carga de fondo	h_f	$h_f = 1.25 \times B_{pd}$	0.88 m
Longitud de carga de columna	h_c	$h_c = L - h_f - (10 \times D_1)$	1.94 m
Carga de columna	Q_c	$Q_c = h_c \times q_l$	0.55 Kg
Carga de fondo	Q_f	$Q_c = h_f \times q_l$	0.25 Kg
Retacado	T	$T = 10 \times D_1$	0.381 m

Fuente: El Autor.

En la siguiente tabla se muestra un resumen de la cantidad de barrenos necesarios para realizar una voladura en la sección del túnel de longitudes 5 m x 5 m, cuya área es de 22.32 m^2. Para un total de 57 barrenos discriminados por secciones en el túnel.

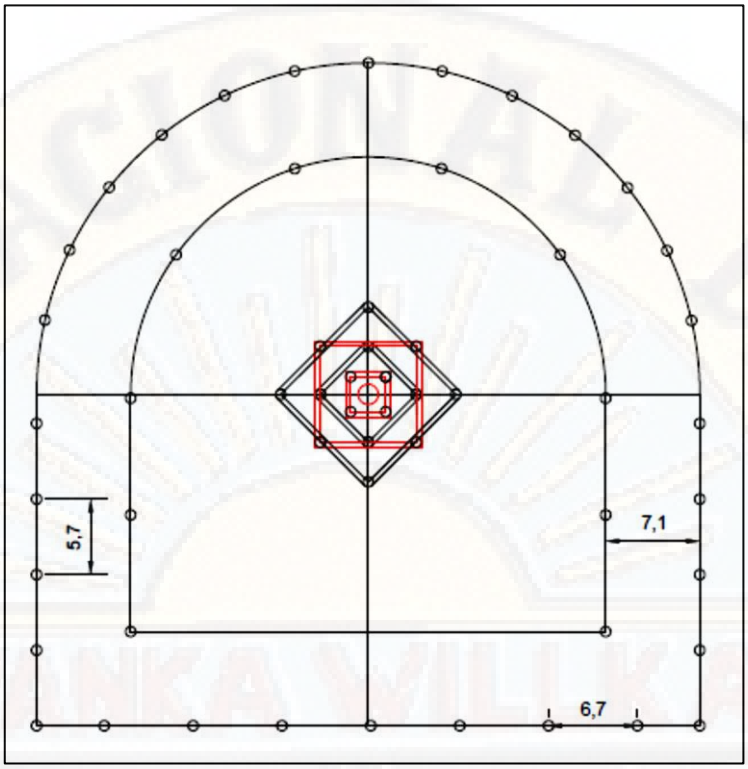
Tabla 47. cantidad de barrenos por sección en el esquema del túnel.

Sección	Cantidad de barrenos	Cantidad real de barrenos
Cuele	16	16
Zapateras	9	9
Contorno	22.5	21
Destroza	9.5	10
Total	**57**	**56**

Fuente: El Autor.

En la figura 32 se puede observar la distribución de los barrenos según la sección indicada; la ubicación del cuele y sus cuatro secciones de barrenos se dispondrán en el frente de excavación según las necesidades de salida del material y de las condiciones geológicas que se presenten.

Figura 33. Diseño de voladura calculado para el avance del túnel.

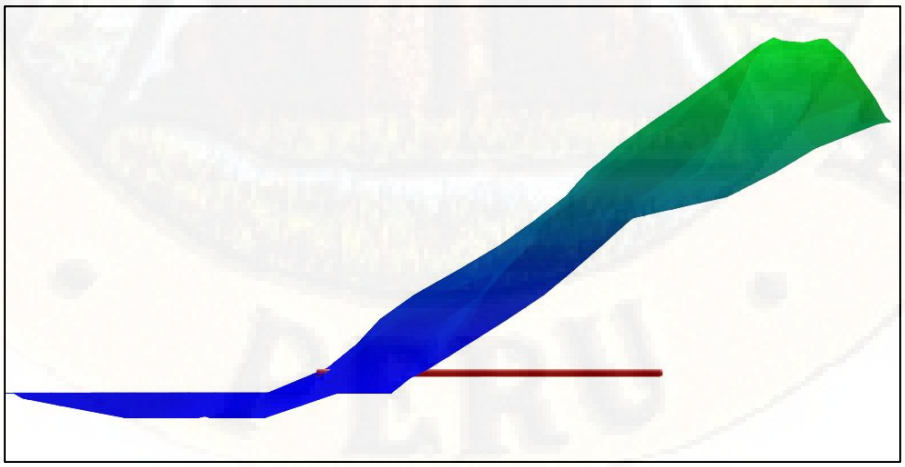


Fuente: El Autor.

4.2.8. Diseño del túnel principal.

El diseño del túnel parte de la base previamente calculada en donde se contempla la longitud de avance, determinación del sostenimiento y el esquema de perforación y voladura. En este apartado se visualizarán unas figuras (sin escala) desde varias perspectivas del modelamiento de la topografía local y la proyección del túnel sobre esta topografía. Este modelamiento se realiza básicamente para la apreciación visual, puesto que las causas y parámetros geomecánicos de analizaron en apartados anteriores.

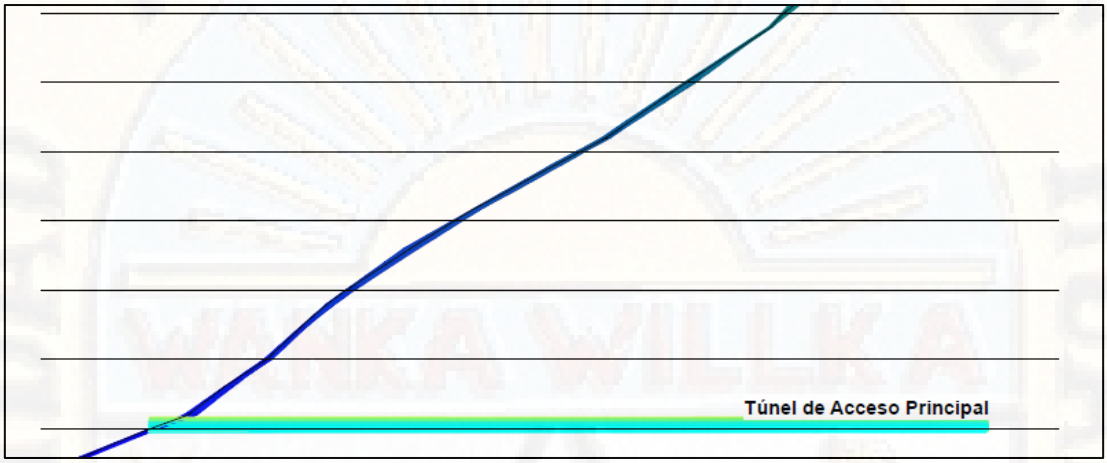
Figura 34. Vista ZE de la topografía y el Túnel proyectado.



Fuente: El Autor (RecMin)

En la figura 34 se muestra una vista en el plano ZE (Elevación – Este) sin escala gráfica, del túnel principal de acceso y el relieve topográfico. Se puede evidenciar claramente como es el incremento de los esfuerzos efectivos a lo largo del eje del túnel, que pudiesen causar deformaciones debido al cambio tensional experimentado; no obstante, generalmente en profundidad la roca no está expuesta a los agentes climatológicos, lo cual incrementa sus propiedades mecánicas.

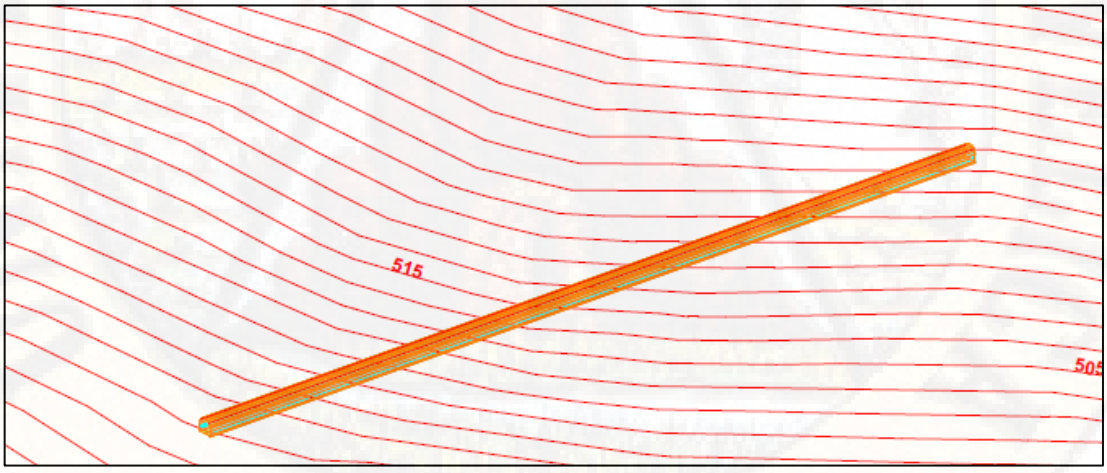
Figura 35. Perfil del túnel intersecado con el perfil topográfico.



Fuente: El Autor (RecMin)

La figura 34 evidencia el punto de intersección entre la línea topográfica y la proyección del túnel minero. Las líneas equidistantes marcadas en la figura hacen referencia a la elevación (Z) del relieve.

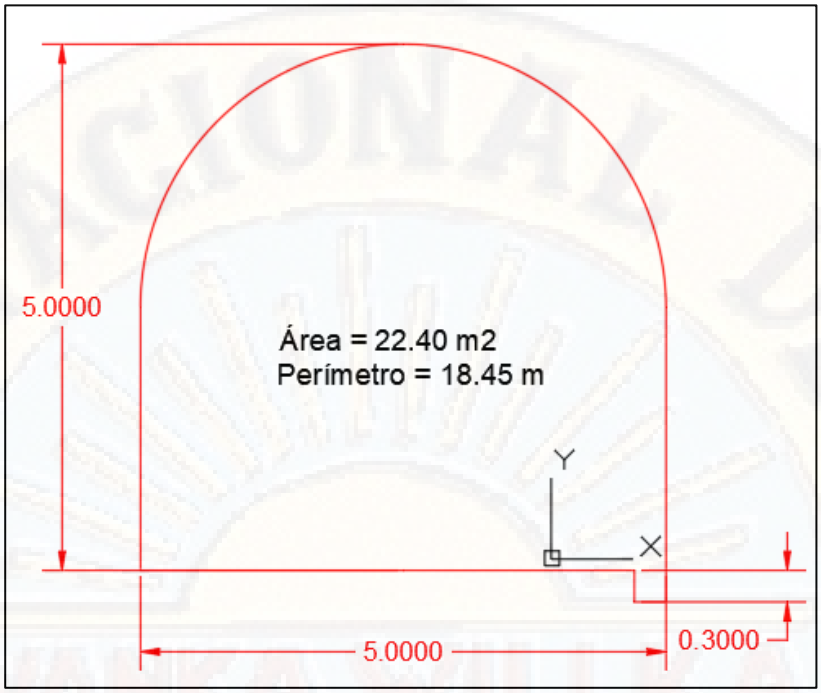
Figura 36. Vista 3D de la topografía (Curvas de Nivel) y el Túnel.



Fuente: El Autor (RecMin)

La figura 36 muestra una perspectiva tridimensional de la topografía representada por curvas de nivel y el túnel. Precisamente se representa la topografía de esta forma para que se pueda apreciar el modelamiento del túnel.

Figura 37. Sección transversal del túnel proyectado



Fuente: El Autor.

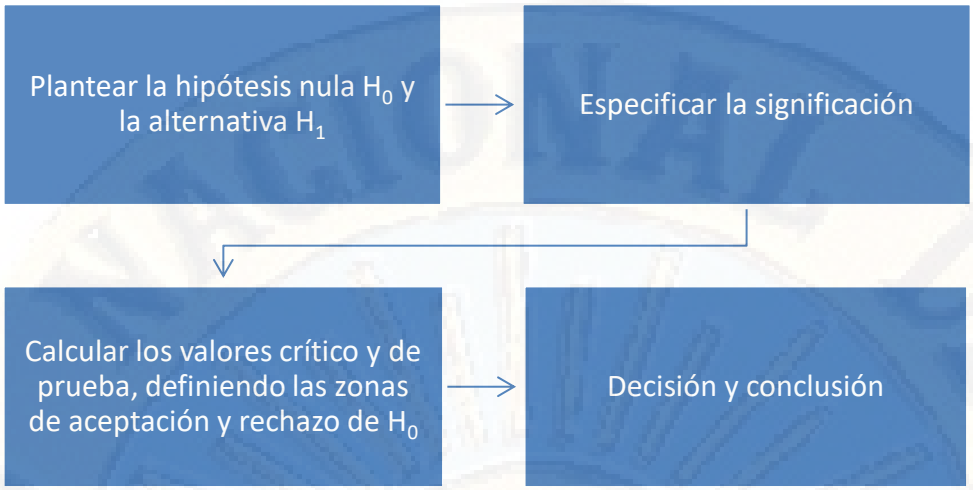
En la figura 37 se evidencia la sección transversal del túnel proyectado con el área y perímetro calculados. Si se toma como referencia una longitud de 100 metros, se deben extraer 2240 m^3 de material; el valor calculado hace referencia a material *In Situ*. Para tener un cálculo más aproximado se debería tener en cuenta el factor de hinchamiento o esponjamiento. Si suponemos un coeficiente de esponjamiento de 1.5 (coeficiente de esponjamiento para roca blanda a media) el volumen a extraer de material incrementaría a 3360 m^3 por cada 100 metros de avance.

4.3. PROCESO DE PRUEBA DE HIPÓTESIS.

Para el proceso de prueba hipótesis se tiene que aclarar el termino de hipótesis y la frase prueba hipótesis. **Hipótesis,** como se ha mencionado anteriormente es una aseveración planteada con el propósito de someterla a una valoración mediante procesos evidenciables, que arrojen una probabilidad de que sea veraz. **La prueba hipótesis,** es un procedimiento basado en la evidencia y la probabilidad en la cual se tiene como conclusión que la hipótesis es razonable o no.

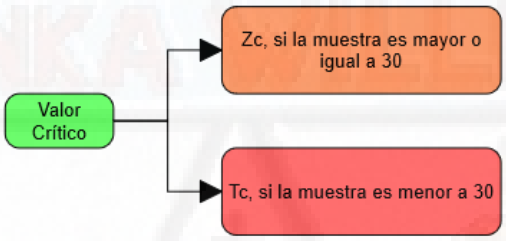
Para llevar a cabo una prueba hipótesis es necesario el siguiente proceso sistemático.

Gráfico 40. Planteamiento de la prueba hipótesis.



Fuente: El Autor

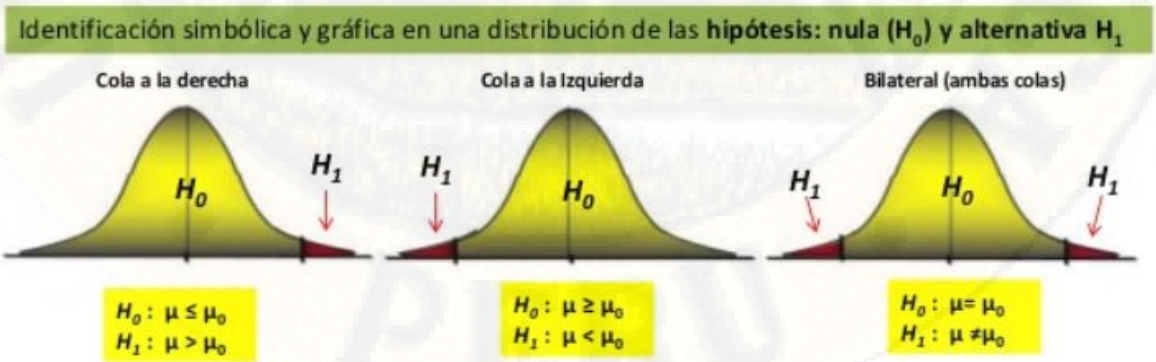
Los valores críticos y de prueba se hallan de la siguiente manera.



La hipótesis alternativa H_1 es toda hipótesis que difiere de la hipótesis nula. Por lo tanto, es una afirmación aceptable si los datos maestrales evidencian de manera específica de que la hipótesis nula no tiene validez o es falsa.

La hipótesis nula (H_0) es una afirmación que no se rechaza a menos que los datos maestrales así lo demuestren a través de datos contundentes. El planteamiento de la hipótesis nula siempre contiene un signo de igualdad con respecto al valor especificado del parámetro.

Gráfico 41. Distribución de la hipótesis nula y alternativa



Fuente: Javier Solís Mayola – herramientas estadísticas para ingeniería.

HIPÓTESIS GENERAL.

“Teóricamente se dice que para tener un estudio geotécnico y geomecánico detallado que sea útil para la proyección de un túnel, se tienen que hacer 180 lecturas estructurales. Una muestra aleatoria a 34 textos (entre libros, artículos científicos y proyectos de grado) tiene un contenido promedio de 165 datos estructurales en macizos fracturados”.

a) **Planteamiento de la Hipótesis**

- **H_1:** $\mu < 180$.
- **H_0:** $\mu = 180$.

b) **Nivel de significancia**

El valor de significancia es de α = 5%; es decir, se trabajará con un nivel de confianza de 95%.

c) **Valores críticos**

En este caso, como el valor de la muestra (34) es mayor que 30, se tiene que el valor critico será **Zc**.

F(z)	Z
0.049	-1.65
0.050	-1.645
0.051	-1.64

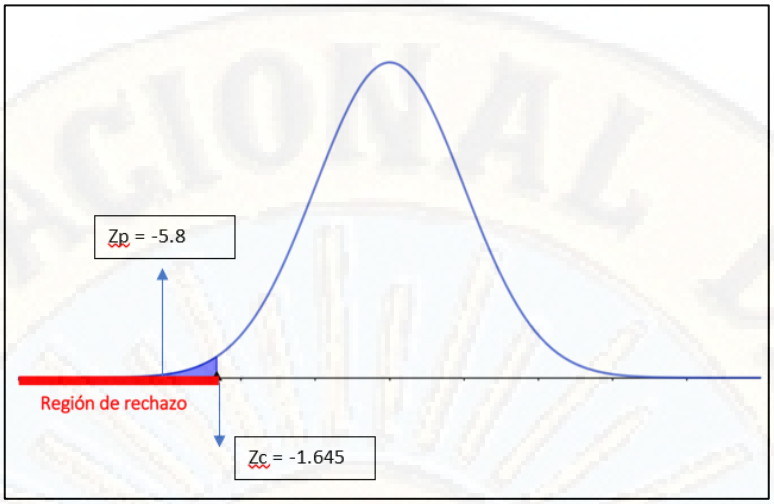
Ahora se busca el valor de prueba Zp.

$$Z_P = \frac{\overline{X} - \mu}{\left(\frac{\sigma}{\sqrt{n}}\right)}$$

Al reemplazar los valores tenemos lo siguiente:

$$Z_P = \frac{165 - 180}{\left(\frac{15}{\sqrt{34}}\right)} = -5.8$$

Gráfico 42. representación del valor Zp



Fuente: El Autor

d) **Decisión y conclusión**

- Se rechaza la H_0.
- Se puede afirmar que el contenido promedio de datos estructurales observados es menor a 180 datos estructurales, con una significación de 5%.

CONCLUSIONES.

- Se realizó el estudio Geotécnico y Geomecánico previo a la ejecución del túnel principal de la Mina Polveros (Maripí Boyacá), lo cual permitió conocer la anisotropía del afloramiento rocoso y por ende sus cualidades físicas y mecánicas. El impacto generado en la región ha sido muy positivo, porque a través de este proyecto, se ha venido sensibilizando a las personas sobre los riesgos en los cuales se incurren al no tener previo conocimiento de la roca al cambiar su estado tensional, más allá de que la experiencia les aporte mucho. Además, se les explicó a los mineros de la región, como se podría optimizar a través de softwares especializados, el sostenimiento del túnel y hacer control a la geometría del mismo por medio de un modelamiento continuo.

- Se logró consultar bibliografía, textos y artículos científicos referentes a construcción de obras subterráneas, lo cual permitió tener patrones guías para la realización de la tesis, puesto que, brindaba puntos estratégicos de valoración, como las clasificaciones geomecánicas de Bieniawski y Q de Barton, así como los parámetros intrínsecos para el modelamiento por elementos finitos de las tensiones y deformaciones.

- Se realizó el mapeo geomecánico o levantamiento de discontinuidades (donde se incluyen las estructuras geológicas), logrando demostrar que es de mucha importancia en el diseño de estructuras mineras y civiles en donde se realice una modificación y reordenamiento al estado tensional; los parámetros y características analizadas en esta etapa de investigación de campo ayudaron en la ejecución de los modelos computacionales, tales como el análisis cinemático de taludes o macizos rocosos.

- Los datos de las discontinuidades fueron tomados de forma aleatoria en el sector del macizo rocoso donde se planificó la ejecución del túnel principal para la explotación de esmeraldas, sin embargo, no se pudo realizar lecturas en las excavaciones que existen cerca de la zona de estudio ya que no se contaba con los permisos requeridos para la labor.

- La planificación y ejecución de la presente tesis se realizó con una financiación bastante ajustada, lo cual no permitió realizar ensayos de mayor información en cuanto a la matriz rocosa se refiere, no obstante, con el trabajo detallado de campo el cual incluye visitas preliminares, clasificación y caracterización geotécnica del macizo y ensayos de índice de rebote, complementado con análisis de laboratorio se llegaron a resultados buenos para cumplir el objetivo principal del texto.

- El análisis visual cualitativo de la roca arrojó que la matriz analizada no presentaba signos de meteorización y de acuerdo a los estándares de resistencia a la compresión simple realizado en campo, se llegó a la conclusión de estar trabajando sobre una roca dura R_4, con una resistencia entre 50 – 100 MPa en donde se requirió más de un golpe con el martillo geológico para poder fracturarla.

- El análisis de las discontinuidades mostró que la tendencia en la orientación en gran porcentaje se centraba en el rango N10° – 30°W, destacando la existencia de tres familias principales dentro del análisis estereográfico; Familia 1: 13/177, Familia 2: 26/26 y la tercera familia: 83/67. Los demás parámetros como espaciado, continuidad, rugosidad, filtración, entre otros, condicionan la existencia de los bloques rocosos y por tanto la calidad del macizo, el cual al final del análisis de los parámetros anteriormente mencionados dio un índice de calidad de la roca en función del RQD del 75.4% ubicándose en el rango de una roca **Buena.**

- Uno de los parámetros fundamentales para realizar las clasificaciones geomecánicas (RMR y Q de Barton) es la resistencia a la compresión uniaxial de la roca, cuyo objetivo es determinar el esfuerzo máximo o resistencia pico antes de llegar a la rotura de la muestra rocosa. Por tal motivo, se realizaron ensayos de PLT, carga puntual y ensayo de compresión simple con el fin de generar una correlación que permitiera la comparación de los tres indicadores. Como conclusión se obtuvo que el ensayo de PLT arrojó un resultado de 65 MPa, el ensayo de compresión simple arrojó un valor de 61.94 MPa y el índice de carga puntual fue de 57.74 MPa, con un promedio de 60.56 MPa, ubicándose en un rango de rocas resistentes.

- Se realizó el análisis cinemático del macizo rocoso, el cual fue evaluado mediante los tres mecanismos de rotura más comunes en taludes (apoyado con el software Dips); rotura planar, rotura por cuña o por volcamiento de estratos. Al final del análisis se pudo comprobar que el 24% de los polos detallados tienen probabilidad de fallar por volcamiento de estratos. Este cálculo está sujeto a la realidad puesto que, en la zona se presentan desprendimiento de fragmentos rocosos debido a la inclinación de la estratificación.

- La valoración final corresponde a un *índice de calidad de RMR = 59*, cuyo valor se ajusta a una *calidad media (41 – 60), clase III*. Este valor indica que se tiene un macizo rocoso capaz de soportar por varios días el reordenamiento tensional causado por la excavación de un túnel (autosoportar la excavación sin deformaciones significativas), con un avance máximo de 5 metros de longitud. El valor obtenido en el índice Q es de 6.28, ubicándose en el rango de *valor índice Q 4 – 10, correspondiente a una calidad de roca media***.** Ambas clasificaciones geomecánicas dieron como resultado una roca de calidad media,

en la cual se debe utilizar un sostenimiento basado en la instalación de pernos de anclaje de forma sistemática y concreto lanzado. Por medio de las clasificaciones geomecánicas se logró determinar la longitud de los pernos (3.05 metros), longitud de avance aproximada de 3.75 metros y un espesor de concreto lanzado de 5 – 10 centímetros. En ocasiones se empleará malla electrosoldada para garantizar la estabilidad de la excavación y, por tanto, el factor de seguridad requerido.

- El diseño de la malla de perforación se realizó con base a los cálculos de los parámetros geomecánicos del macizo rocoso, arrojando un valor total de 56-57 barrenos distribuidos así: el cuele de cuatro secciones tiene 16 barrenos, en la parte inferior o zapateros tiene 9 barrenos, en el contorno se calcularon 21 barrenos y en la destroza 10.

- En el proyecto se tiene como objetivo principal o general realizar los estudios pertinentes para el diseño de un túnel minero, el cual se logró, además, se diseñó el túnel con ayuda del software RecMin en donde se corta con la topografía o superficie, brindando información sobre la posible carga o esfuerzos efectivos verticales que van a actuar sobre dicha excavación.

RECOMENDACIONES.

- La investigación preliminar e *in situ* de cualquier obra en donde se proyecte la modificación geométrica y tensional de un macizo rocoso es de gran valor, puesto que, permite tener un alto grado de previsión en la respuesta que pueda presentar el macizo ante el cambio de condiciones respecto de la posición inicial. Por tal motivo se recomienda siempre un reconocimiento de área, análisis detallado de las estructuras geológicas y discontinuidades propias del macizo, ensayos *in situ* tales como los impactos con el martillo geológico, índice de rebote con el martillo Schmidt, ya que ayudan en la correlación del valor de la resistencia a la compresión simple y determinar la calidad de la roca de manera cualitativa y cuantitativa.

- Para complementar los resultados obtenidos a través de los ensayos de campo y laboratorio tales como PLT, índice de carga puntual y resistencia a la compresión simple; es recomendable obtener los esfuerzos principales mayor y menor por medio de ensayos triaxiales, ya que son la base del criterio generalizado de rotura de Hoek – Brown, el cual se ajusta más al comportamiento de la roca.

- La información que brindan los modelos geológicos, geomecánicos y geotécnicos ayudan en el entendimiento de los posibles comportamientos adoptados por el terreno una vez es modificado; para diseñarlos y visualizarlos de manera tridimensional se requiere el conocimiento en profundidad de las características observadas y analizadas en superficie, lo cual se logra a través de perforaciones con recuperación de núcleo. La recomendación es realizar sondeos que permitan conocer el comportamiento hidrogeológico que impacta la zona de estudio, el fracturamiento de la roca en profundidad y el estado de la matriz rocosa.

- Se recomienda realizar voladuras desacopladas en los barrenos de contorno en los tramos donde se presente una pérdida de resistencia a la deformación, esto con el fin de no generar sobre excavación que automáticamente incrementaría los costos de sostenimiento.

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA.

- **BARTON, N. (2000). El sistema Q para la selección del sostenimiento con el método noruego de excavación de túneles.** Ingeotúneles, Ed López de Jimeno. Entorno Grafico, Madrid.

- **GONZALEZ DE VALLEJO LUIS I., FERRER MERCEDES, ORTUNÑO LUIS, OTEO CARLOS.** Ingeniería Geológica, Pearson Educación, Madrid – 2002.

- **GONZALEZ DE VALLLEJO, 1998, Las clasificaciones geomecánicas para túneles.** Ingeotúneles, Ed López de Jimeno. Entorno Grafico, Madrid.

- **HERNÁNDE SAMPIERI ROBERTO.** Metodología de la Investigación, Mc Graw Hill Education, 2014.

- **HOEK E., BROWN, E. T., 1985.** Excavaciones subterráneas en Rocas, Segunda Edición, Mc Graw Hill. México.

- **INSTITUTO TECNOLÓGICO GEOMINERO DE ESPAÑA.** Manual de ingeniería Geológica.

- **NAVARO CARRASCO SALVADOR, ORTIZ GOMEZ RAUL, RUÍZ MARIN JUAN.** Geotecnia Aplicada a la Construcción de Túneles.

- **SUAREZ DÍAZ JAIME.** Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales. Publicaciones UIS, julio – 1998.

HEMEROGRAFÍA.

- **CASTRESANA GONZÁLEZ, Leire:** "*análisis comparativo de metodología de sostenimiento de túneles*", 2016. 105 pág.
  Universidad de Oviedo.

- **HERNÁNDEZ MARÍA, Katherine:** "*criterios de resistencia al corte de las discontinuidades rocosas*", 2014. 109 pág.

- **MELENTIJEVIC, Svetlana:** "*estabilidad de taludes en macizos rocosos con criterios de rotura no lineales y leyes de fluencia no asociada*", 2005. 447 pág.
  Universidad Politécnica de Madrid

- **PÉREZ PÉREZ, Diana:** "*propuesta técnica para la determinación del comportamiento del terreno en excavaciones subterráneas con base en un túnel exploratorio. Caso: túnel de la línea", 2012*. 172 pág. **Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Minas.**

- **SOTO SAAVEDRA, Pedro:** "*construcción de túneles*", 2004. 133 pág.
  Universidad Austral de Chile.

BIBLIO WEB.

- https://civilgeeks.com/categoría/geotecnia-2/
- http://www.erosion.com.co/presentaciones/category/17-estabilidad-de-taludes.html
- https://es.scribd.com/doc/254474623/mecanica-de-rocas-tuneles
- https://es.slideshare.net/YACARLA/construccion-de-tuneles
- https://www.structuralia.com/blog/metodos-de-excavacion-de-tuneles-perforacion-y-voladura

ANEXOS.

ANEXOS

ANEXO N° 1

ASPECTOS GENERALES DEL Q DE BARTON.
Barton (2000).

ASPECTOS GENERALES DEL Q DE BARTON.
Barton (2000).

El Índice Q varía entre 0.001 y1.000, asociado a la clasificación del macizo como se presenta a continuación.

0,001 y 0,01: excepcionalmente mala
0,01 y 0,1: extremadamente mala
0,1 y 1: muy mala
1 y 4: mala
4 y 10: media
10 y 40: buena
40 y 100: muy buena
100 y 400: extremadamente buena
400 y 1.000: excepcionalmente buena

La evaluación del Índice Q es realizada a partir de la Tabla 1A, en donde se obtienen los parámetros base para el cálculo de las relaciones que describen el tamaño de los bloques, la resistencia al corte de los mismos y la influencia del estado tensional, posteriormente es aplicada la ecuación 1 presentada en la tabla, obteniéndose el índice Q.

La determinación del tipo de soporte a partir del índice Q, se realiza desde la Figura 1A, ingresando la relación de diámetro equivalente: Altura/ESR (Excavación Support Radio) y el índice Q, encontrando un punto que pertenece a una región caracterizada por una calidad del macizo que sugiere a la vez un tipo de soporte. El ESR depende del uso final de la excavación y es abstraído de la Tabla 2A, este puede ser entendido como el factor de seguridad según el tipo de obra subterránea.

Tabla 1A. Parámetros de clasificación del sistema Q, Barton (2000)

1.	Calidad del testigo RQD (Rock Quality Designation)	RQD%
A	Calidad muy mala	0-25
B	Calidad mala	25-50
C	Calidad media	50-75
D	Calidad buena	75-90
E	Calidad excelente	90-100

Notas:
i) Cuando se obtienen valores de RQD inferiores a 10 (incluyendo el 0), se toma un valor nominal de 10 para calcular el índice Q.
ii) Los intervalos de 5 unidades para el RQD, es decir 100, 95, 90, etc., tienen suficiente precisión.

2	Índice de diaclasado	Jn
A	Roca masiva sin diaclasar o con fisuración escasa	0,5-1
B	Una familia de diaclasamiento	2
C	Una familia y algunas disclasas aleatorias	3
D	Dos familias de diaclasas	4
E	Dos familias de diaclasas y algunas aleatorias	6
F	Tres familias de diaclasas	9
G	Tres familias y algunas diaclasas aleatorias	12
H	Cuatro o más familias, diaclasas aleatorias, roca muy fracturada, roca en terrones	15
I	Roca triturada terrosa	20

Notas:
i En intersecciones de túneles se utiliza la expresión (3. Jn)
ii En las bocas de los túneles, se utiliza la expresión (2.Jn)

3	Índice de rugosidad de las discontinuidades	Jr
a	Contacto entre las caras de la discontinuidad	
b	Contacto entre las dos caras de la discontinuidad ante desplazamiento cortante inferior a 10cm.	
A	Diaclasas discontinuas	4
B	Diaclasas onduladas rugosas o irregulares	3
C	Diaclasas onduladas lisas	2
D	Diaclasas onduladas perfectamente lisas	1,5
E	Diaclasas planas, rugosas o irregulares	1,5
F	Diaclasas planas, lisas	1
G	Diaclasas planas, perfectamente lisas	0,5

Notas:
i Las descripciones se refieren a caracterizaciones a pequeña escala y escala intermedia

c	No existe contacto entre las caras de la discontinuidad ante un desprendimiento cortante	
H	Zona que contiene minerales arcillosos con un espesor suficiente para impedir el contacto de las caras de la discontinuidad	1
J	Zona arenosa de gravas o triturada con un espesor suficiente para impedir el contacto entre las dos caras de la discontinuidad	1

Notas:
i) Si el espacio de la principal familia de discontinuidades es superior a 3m, se debe aumentar el índice Jr en una unidad
ii) En el caso de diaclasas planas perfectamente lisas que presentan lineaciones y que dichas lineaciones estén orientadas según la dirección de mínima resistencia, se puede utilizar el valor de Jr =0,5

	Índice de alteración de las discontinuidades	Φr aprox.	Ja
a	Contacto entre los planos de la discontinuidad (sin minerales de relleno intermedio)		
A	Discontinuidad cerrada, dura, sin reblandecimiento, impermeable, cuarzo		0,8
B	Planos de discontinuidad inalterados, superficies ligeramente manchadas	25-35	1
C	Planos de discontinuidad ligeramente. Presentan minerales no reblandecidos, partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla	25-30	2
D	Recubrimiento de arcillas limosas o arenosas. Fracción pequeña de arcilla no blanda	20-25	3
E	Recubrimiento de arcillas blandas o de baja fricción, es decir, caolinita o mica. También clorita, talco, yeso, grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas	`8-16	4
b	Contacto entre los planos de la discontinuidad ante un des aplazamiento cortante inferior a 10cm (minerales de relleno en pequeños espesores)		
F	Partículas arenosas roca desintegrada libre de arcillas, etc.	25-30	4
G	Fuertemente sobreconsolidadas con rellenos de minerales arcillosos no blandos (continuos, pero de espesores inferiores a 5mm)	16-24	6
H	Sobresonsolidación media a baja, con reblandecimiento, rellenos de minerales arcillosos (continuos, pero con espesores inferiores a 5mm)	`12-16	8
J	Rellenos de arcillas expansivas, es decir montmorillonita (continuos pero con espesores inferiores a 5mm). El valor de Ja depende del porcentaje de partículas con tamaños similares de las arcillas expansivas.	`6-12	´8-12
c	No se produce contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante (rellenos de minerales de gran espesor)		
K L M	Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcillas (ver clases G, Hay J para la descripción de las condiciones de las arcillas)	´6-24	6, 8 o 8-12
N	Zonas o bandas de arcilla limosas o arenosas , con pequeñas fracciones de arcilla no reblandecibles	-	5
O P R	Zonas o bandas continuas de arcilla, de espesor grueso (ver clase G, H y J, para la descripción de las condiciones de arcilla)	´6-24	10, 13 o 13 - 20

Nota:
Los valores expresados para los parámetros Jr y Ja se aplican a las familias de diaclasas o discontinuidades que son menos favorables con relación a la estabilidad, tanto por la orientación de las mismas como por su resistencia al corte (esta resistencia puede evaluarse mediante la expresión:σ= Tan^{-1}(J/Ja)

5.	Factor de reducción por la presencia de agua	Presión Kg/cm²	Jw
A	Excavaciones secas o pequeñas afluencias de agua inferiores a 5l/m, de forma localizada	<1	1
B	Afluencia o presiones medias con lavado ocasional de los rellenos de las discontinuidades	1-1,5	0,7
C	Afluencia importante o presión alta en rocas competentes con discontinuidades sin rellenos	2,5-10	0,5
D	Afluencia importante o presión alta, produciéndose un lavado considerable de los rellenos de las diaclasas	2,5-10	0,33
E	Afluencia excepcionalmente alta o presión elevada en el momento de realizar voladuras, decreciendo con el tiempo	>10	0,2-0,1
F	Afluencia excepcionalmente alta o presión elevada de carácter persistente, sin disminución apreciable	>10	0,1-0,05

Notas:
i) Los valores de las clases C, D, E y F son meramente estimativos. Si se acometen medidas de drenaje, puede incrementarse el valor de Jw
ii) No se ha considerado los problemas especiales derivados de la formación de hielo

6.	Condiciones tensiónales de la roca (Stress Reduction Factor)	SRF
a	Las zonas débiles intersecan a la excavación, pudiendo producirse desprendimientos de roca a medida que la excavación del túnel va avanzando	
A	Múltiples zonas débiles, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca muy suelta (cualquier profundidad)	10
B	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación ≤ 50m)	5
C	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación > 50m)	2,5
D	Múltiples zonas de fracturas en roca competente (libres de arcillas) roca de contorno suelta (a cualquier profundidad)	7,5
E	Zonas de fracturas aisladas en roca competente (libre de arcillas), (profundidad de la excavación ≤ 50m)	5
F	Zonas de fracturas aisladas en roca competente (libre de arcillas), (profundidad de la excavación > 50m)	2,5
G	Terreno suelto, diaclasas abiertas, fuertemente fracturado en terrones, etc. (a cualquier profundidad)	5

Notas:
i Los valores de las clases C, D, E y F son meramente estimativos. Si se acometen medidas de drenaje, puede incrementarse el valor de Jw
ii No se ha considerado los problemas especiales derivados de la formacion de hielo

b	Rocas competentes, problemas tensionales en las rocas	sø/s_1	sø/sc	SRF
H	Tensiones pequeñas cerca de la superficie, diaclasas abiertas	> 200	> 0,01	2,5
J	Tensiones medias, condiciones tensiónales favorables	200 - 10	0,01 - 0,3	1
K	Tensiones elevadas, estructura muy compacta. Normalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastíales	10 - 5	0,3 - 0,4	0,5 - 2
L	Lajamiento moderado de la roca después de 1 hora en rocas masivas.	5 - 3	0,5 - 0,65	5-50
M	Lajamiento y estallido de la roca después de algunos minutos en rocas masivas.	3 - 2	0,6 - 1	50-200
N	Estallidos violentos de la roca (deformación explosiva) y deformaciones dinámicas inmediatas en rocas masivas.	<2	<1	200-400

Notas:
ii Si se comprueba la existencia de campos tensiónales fuertemente anisotrópicos: cuando 5 £s1/s3£10, se disminuye s el valor 0,5 s hasta 0,75 s si s1/s3 > 10, se tomará en vez de s1 el valor 0,5 s1 donde s1 es la resistencia a compresión simple , s1 y s3 son las tensiones principales mayor y menor, respectivamente, y s1 es la tensión tangencial máxima (estimada a partir de la teoría de la elasticidad)
iii En aquellos casos en que los que la profundidad de la clave del túnel es menor que la anchura de la excavación, se sugiere aumentar el valor del factor SRF entre 2,5 y 5 unidades (véase clase H)

c)	Rocas deformables: flujo plástico de la roca incompetente sometida a altas presiones litostáticas.	sø/sc	SRF
O	Presión de deformación suave	1 - 5	5 - 10
P	Presión de deformación intensa	> 5	10 - 20

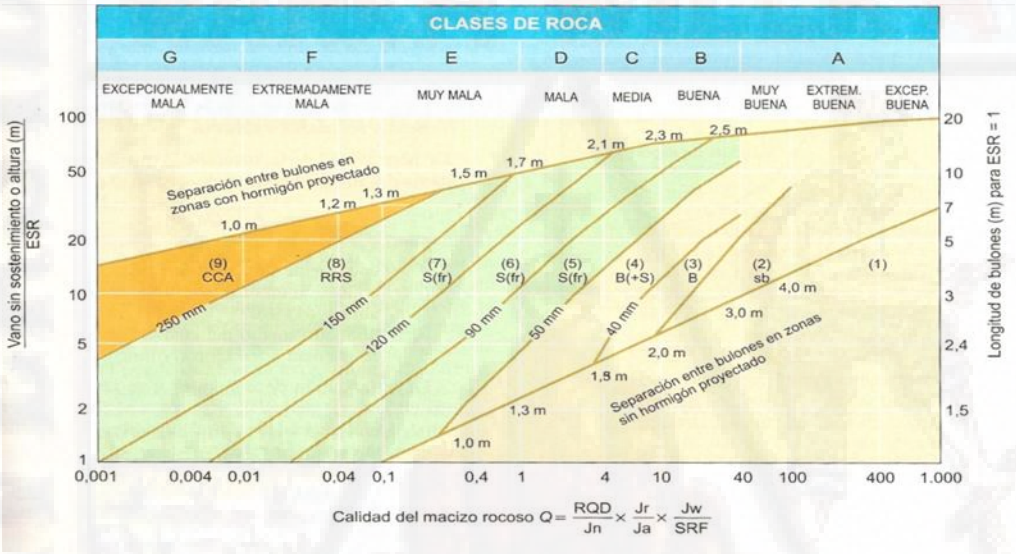
Nota:
iv Los fenómenos de deformación o fluencia de rocas suelen ocurrir a profundidades: H>350-$Q^{1/3}$ (Singh et al., 1992). La resistencia a compresión del macizo rocoso puede estimarse mediante la expresión: q(Mpa)=7 y $Q^{1/3}$, donde y es la densidad de la roca en g/cm^3 (Singh, 1993.)

d	Rocas expansivas: actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua	
R	Presión de expansión suave	5 - 10
S	Presión de expansión intensa	10 - 15

$$Q = \frac{RQD}{jN} \cdot \frac{Jr}{Ja} \frac{Jw}{SRF}$$

Tabla 2A. Valores del índice ESR (Excavación Suport Radio) de la clasificación Q, Barton (2000)

	Tipo de excavación	ESR
A	Labores mineras de carácter temporal, etc.	`2-5
B	Galerías mineras permanentes, túneles de centrales hidroeléctricas (excluyendo las galerías de alta presión), Túneles piloto, galerías de avance en grandes excavaciones, cámaras de compensación hidroeléctrica.	1,6-2
C	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles de carreteras secundarias y ferrocarril, túneles de acceso.	1,2-1,3
D	Centrales eléctricas subterráneas, túneles de carreteras primarias y de ferrocarril, refugios subterráneos para defensa civil, emboquilles e intersecciones de túneles	0,9-1,1
E	Centrales nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones públicas y deportivas, fabricas, túneles para tuberías principales de gas	0,5-0,8



1 Sin sostenimiento
2 Bulonado puntual, sb.
3 Bulonado sistemático, B
4 Bulonado sistemático con hormigón proyectado, 40-100 mm, B+S
5 Hormigón proyectado con fibras, 50-90 mm y bulonado S(fr) + B
6 Hormigón proyectado con fibras, 90-120 mm y bulonado S(fr) + B
7 Hormigón proyectado con fibras, 120-150 mm y bulonado S(fr) + B
8 Hormigón proyectado con fibras, >150 mm con bulonado y arcos armados reforzados con hormigón proyectado S(fr) + RRS +B
9 Revestimiento de hormigón CCA

Figura 1A. Categorías de sostenimiento a partir del índice Q, Barton (2000).

ANEXO N° 2

ASPECTOS GENERALES DEL RMR DE BIENIAWSKY

ASPECTOS GENERALES DEL RMR DE BIENIAWSKY

El valor del RMR ha sido utilizado para estimar las propiedades del macizo rocoso. Bieniawski (1984, 1989) y Serafim y Pereira (1983) han proporcionado una relación entre el RMR y elmódulo de deformación del macizo rocoso. El valor del RMR también es utilizado como una forma de estimar los factores m y s del Criterio de rotura de Hoek-Brown, las ecuaciones para su determinación son planteadas en por Hoek y Brown, (1988) al igual que el valor del GSI introducido por Hoek et al., (1995) para finalmente evaluar la resistencia del macizo rocoso.

Muchos proyectos de túneles usan el RMR como uno de los indicadores para definir las clases de sostenimiento o excavación. Sin embargo, el RMR no puede ser utilizado como el único Indicador, especialmente cuando las tensiones de la roca o sus propiedades dependientes del tiempo son importantes para el resultado de la ingeniería de rocas.

Bieniawski (1989) presenta una correlación entre el tiempo de sostenimiento y la longitud del vano o sector no soportado del túnel para los diferentes valores de RMR mostrado en la Figura B1, este diagrama es útil para la determinación de los tiempos de instalación de soporte, existen gráficos actualizados de estabilidad vs. Vano libre, tanto para túneles excavados con perforación y voladura como con TBM, conforme a que la excavación con tuneladora conduce a una mejor calidad del macizo, Alber (1993), desarrolló una relación entre el $RMR_{D\&B}$ (excavación por voladura) y el RMR_{TBM} (excavación con tuneladora) extrapolando la relación ya descrita.

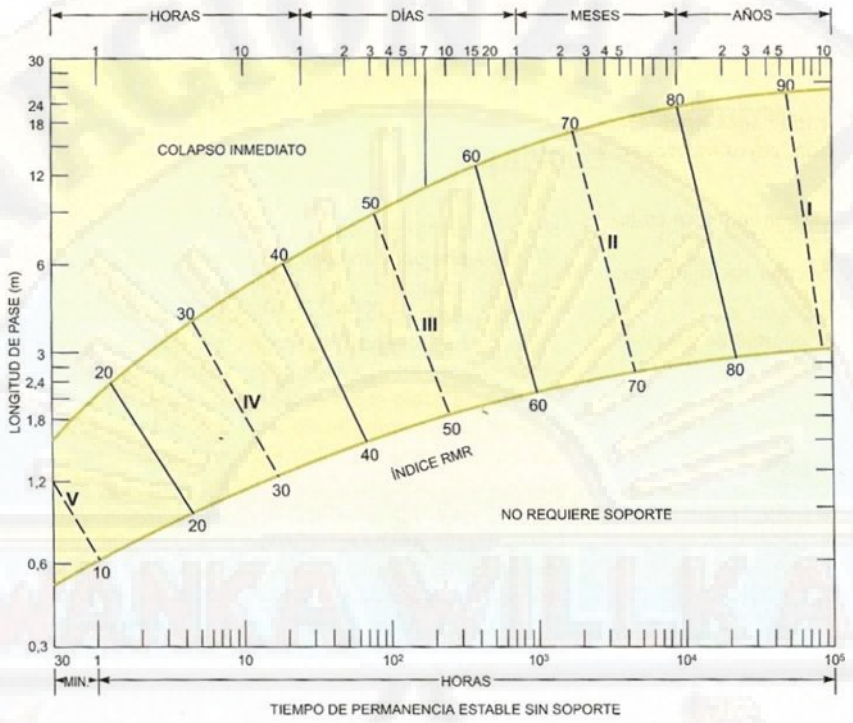


Figura B1. Longitudes y tiempos de estabilidad sin soporte, Bieniwaski (1989)

La evaluación del RMR es realizada a partir de la Tabla B1, determinando el valor para cada parámetro y realizando la sumatoria de los mismos, que debe encontrarse en un rango de 0 - 100, finalmente el sostenimiento es determinado a partir de la Tabla B2 según la correspondencia del valor del RMR encontrado con el rango por clase preestablecido por Bieniwaski, es de anotar que Hoek (1983) modifica algunos valores relacionados con el agua subterránea, planteando como máximo puntaje 10 en lugar de 15

Tabla B1. Determinación de los parámetros para la determinación del RMR de Bieniawski(1989)

A: CLASIFICACION DE LOS PARAMETROS Y SU EVALUACION

	PARÁMETROS		RANGO DE PARÀMETROS						
1	**Esfuerzo del material rocoso Intacto**	**Índice de esfuerzo de carga puntual. (Mpa)**	>10	4 - 10	2 - 4	1 - 2	Por ser un rango bajo, es preferible la prueba de compresión uniaxial.		
		Compresión uniaxial (Mpa)	>250	100 - 250	50 - 100	25 - 50	5 - 25	1 - 5	< 1
	Evaluación		15	12	7	4	2	1	0
2	**RQD %**		90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25		
	Evaluación		20	17	13	8	3		
3	**Espaciamiento de discontinuidades**		> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 80 mm		
	Evaluación		20	15	10	8	5		
4	**Condición de las discontinuidades. Ver E**		Superficies muy limpias. No continuas. Sin separación. Rocas no meteorizadas.	Superficies ligeramente rugosas. Separación < 1 mm. Paredes ligeramente alteradas	Superficies ligeramente rugosas. Separación < 1 mm. Paredes altamente alteradas	Superficie deslizante. ògouge< 5 mm.ò Separación de 1 - 5 mm. Continua	Arcilla de falla con espesor > 5mm. ò Separación continua > 5 mm		
	Evaluación		30	25	20	10	0		
5	**AGUA SUBTERRÁNEA**	**Flujo a lo largo de 10 metros de túnel litros/minuto**	NO	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		Relación = (Presión de agua en junta / Mayor esfuerzo principal.)	0	< 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5		
		Condiciones generales	Completamente seco	Ligeramente Húmedo	Húmedo	Goteo	Flujo		
	Evaluación (original, 1979)		15	10	7	4	0		
	Evaluación (modificada por Hoek 1983)		*10*	*7*	*7*	*4*	*0*		

B:

AJUSTE PARA ORIENTACIÓN DE DISCONTINUIDADES

Orientación de rumbo y buzamiento de las Discontinuidades		Muy Favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy Desfavorable
Valores	**Túneles y minas**	0	-2	-5	-10	-12
	Fundaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

C: DETERMINACIÓN DE CLASE DE MACIZO ROCOSO TOTALIZANDO LOS VALORES

VALOR	**100 - 81**	**80 - 61**	**60 - 41**	**40 - 21**	**< 20**
CLASE No	**I**	**II**	**III**	**IV**	**V**
DESCRIPCIÓN	**Roca muy Buena**	**Roca Buena**	**Roca Regular**	**Roca Pobre**	**Roca Muy Pobre**

D: MEDIDA DE MACIZO ROCOSO

CLASE No	I	II	III	IV	V
PROMEDIO DE TIEMPO ESTABLE	20 Años para 15 metros	1 Año para 10 m	1 semana para 5 m	10 horas para 2.5 metros	30 minutos para 1 metro
COHESIÓN DE LA MASA ROCOSA Kpa	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
ANGULO DE FRICCIÓN (DEG)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15

E: GUÍA PARA LA CLASIFICACIÓN DE DISCONTINUIDADES (Condiciones)

LONGITUD DE LA DISCONTINUIDAD Persistencia	< 1metro	1 - 3 metros	3 - 10 metros	10 - 20 metros	> 20 metros
Valor	6	4	2	1	0
SEPARACIÓN Apertura	NINGUNA	< 0.1 mm	0.1 - 1 mm	1 - 5 mm	> 5 mm
Valor	6	5	4	1	0
RUGOSIDAD	Muy Rugosa	Rugosa	Poco Rugosa	Lisa	Espejo de fricción
Valor	6	5	3	1	0
RELLENO	Ninguno	Duro < 5 mm	Duro > 5 mm	Blando < 5 mm	Blando > 5 mm
Valor	6	4	2	2	0
METEORIZACIÓN	No Meteorizado	Levemente Meteorizado	Moderadamente Meteorizado	Altamente Meteorizado	Descompuesto
Valor	6	5	3	1	0

F: EFECTO DE RUMBO Y BUZAMIENTO DE DISCONTINUIDADES EN EL TUNEL

RUMBO PERPENTICULAR AL EJE DEL TUNEL		**RUMBO PARALELO AL EJE DEL TUNEL**	
Dirección de inclin a favor. Inclin 45 -90 Muy Favorable	Direcc de inclin a favor. Inclin 20 - 45 Favorable	Inclinación 45 - 90 Muy desfavorable	Inclinación 20 - 45 Regular
Dirección de inclin. En contra. Inclin 45 - 90 Regular	Dirección de inclin en contra. Incli 20 - 45 Desfavorable	Dirección de 0 a 20 independiente de inclinación Regular	

Tabla B2. Sostenimiento a partir del RMR, Bieniwaski (1989)

Clase RMR	Excavación	Bulones	Gunita	Cerchas
I 100-81	Sección completa. Avances de 3m	Innecesario, salvo algún bulón ocasional	No	No
II 80-61	Sección completa. Avances de 1-1,5m	Bulonado local en clave con longitudes de 2-3m y separación de 2-2,5m, eventualmente con mallazo	5cm en clave para impermeabilización	No
III 60-41	Avance y destroza. Avances de 1,5-3m. Completar sostenimiento a 20m del frente.	Bulonado sistemático de 3-4m con separaciones de 1,5-2m en la clave y hastiales. Mallazo en clave.	5-10cm en clave y 3cm en hastiales	No
IV 40-21	Avance y destroza. Avances de 1-1,5m. Sostenimiento inmediato del frente. Completar sostenimiento a menos de 10m del frente	Bulonado sistemático de 4-5m con separaciones de 1-1,5m en clave y hastiales con mallazo	10-15cm en clave y 10cm en hastiales. Aplicación según avanza la excavación	Cerchas ligeras espaciadas 1,5m cuando se requieran.
V <20	Fase múltiples. Avances de 0,5-1m. Gunitar inmediatamente el frente después de cada avance	Bulonado sistemático de 5-6m con separaciones de 1-1,5m en clave y hastiales con mallazo. Bulonoado en solera	15-20cm en clave y 15cm en hastiales y 5cm en el frente.. Aplicación inmediata después de cada avance.	Cerchas pesadas separadas 0,75m con blindaje de chapas y cerradas en solera

Túneles de sección en herradura, ancho máximo 10m, máxima tensión vertical 250 kp/cm^2, Tomado de Bieniwaski (1989), completado para condiciones de agua con base en Hoek (1983)

ANEXO N° 3

MAPEO GEOMECÁNICO DE LAS DISCONTINUIDADES

DIPS 6.008

Project	ESTUDIO GEOTECNICO Y GEOMECANICO PARA EL DISEÑO DEL TUNEL PRINCIPAL DE LA MINA POLVEROS
Analysis Description	ANALISIS ESTEREOGRAFICO Y TIPOS DE ROTURA
Drawn By	JUAN M. ORTEGA
Company	JMOP
Date	6/04/2017, 9:15:58 a. m.
File Name	ANALISIS ESTEREOGRAFICO Y TIPOS DE ROTURA.dips6

ID	Dip	Dip Direction	AZIMUT	ESPACIADO	CONTINUIDAD	ABERTURA	RUGOSIDAD	ESPESOR_RELLENO	ESTADO_RELLENO	FILTRACIONES
1	89	63	153	60 - 200	< 1.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.30	I - Fresco	Seco
2	2	62	152	200 - 600	< 1.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.30	I - Fresco	Seco
3	5	230	320	200 - 600	< 1.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.20	I - Fresco	Seco
4	22	16	106	200 - 600	< 1.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.30	I - Fresco	Seco
5	4	184	274	200 - 600	< 1.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.30	I - Fresco	Seco
6	20	35	125	200 - 600	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.20	I - Fresco	Seco
7	8	150	60	60 - 200	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.30	I - Fresco	Seco
8	81	260	260	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.50	I - Fresco	Seco
9	2	139	49	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.60	I - Fresco	Humedo
10	12	65	155	200 - 600	< 1.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.50	I - Fresco	Humedo
11	6	58	148	200 - 600	< 1.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.50	I - Fresco	Humedo
12	30	14	104	60 - 200	< 1.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.50	II - Ligera_Meteoriza	Seco
13	10	162	72	200 - 600	10.0 - 20.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.50	I - Fresco	Seco
14	8	190	280	60 - 200	10.0 - 20.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.25	I - Fresco	Seco
15	25	192	282	200 - 600	< 1.0	0.25 - 0.50	Ond_Lisa	0.30	I - Fresco	Seco
16	30	30	120	200 - 600	< 1.0	0.25 - 0.50	Ond_Lisa	0.30	I - Fresco	Humedo
17	80	55	145	200 - 600	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Ond_Lisa	0.30	I - Fresco	Humedo
18	10	155	65	200 - 600	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.30	I - Fresco	Humedo
19	90	70	160	200 - 600	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Lisa	0.60	I - Fresco	Seco
20	88	72	162	200 - 600	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.50	II - Ligera_Meteoriza	Seco
21	30	19	109	60 - 200	10.0 - 20.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.60	II - Ligera_Meteoriza	Seco
22	10	145	55	60 - 200	10.0 - 20.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.60	II - Ligera_Meteoriza	Seco
23	85	196	286	200 - 600	10.0 - 20.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.70	II - Ligera_Meteoriza	Seco
24	72	195	285	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.70	I - Fresco	Seco
25	33	30	120	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Lisa	0.60	I - Fresco	Seco
26	82	57	147	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Lisa	0.55	I - Fresco	Seco
27	11	140	50	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Lisa	0.60	II - Ligera_Meteoriza	Seco

ID	Dip	Dip Direction	AZIMUT	ESPACIADO	CONTINUIDAD	ABERTURA	RUGOSIDAD	ESPESOR_RELLENO	ESTADO_RELLENO	FILTRACIONES
28	15	146	56	20 - 60	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Lisa	0.55	I - Fresco	Seco
29	79	65	155	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Lisa	0.55	I - Fresco	Humedo
30	77	72	162	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Esc_Rug	0.55	I - Fresco	Humedo
31	28	33	123	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Esc_Rug	0.55	I - Fresco	Humedo
32	10	155	65	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Esc_Rug	0.55	I - Fresco	Humedo
33	70	190	280	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.55	II - Ligera_Meteoriza	Humedo
34	16	182	272	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Lisa	0.55	II - Ligera_Meteoriza	Humedo
35	34	31	121	200 - 600	< 1.0	0.50 - 2.50	Ond_Lisa	0.55	I - Fresco	Humedo
36	88	69	159	200 - 600	< 1.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.30	I - Fresco	Humedo
37	15	140	50	200 - 600	< 1.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.25	I - Fresco	Humedo
38	78	77	167	20 - 60	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Ond_Lisa	0.25	I - Fresco	Humedo
39	22	34	124	20 - 60	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Ond_Lisa	0.25	I - Fresco	Humedo
40	6	155	65	60 - 200	< 1.0	0.50 - 2.50	Ond_Lisa	0.55	II - Ligera_Meteoriza	Humedo
41	74	181	271	60 - 200	< 1.0	0.50 - 2.50	Ond_Lisa	0.55	II - Ligera_Meteoriza	Humedo
42	63	186	276	60 - 200	< 1.0	0.50 - 2.50	Ond_Lisa	0.55	I - Fresco	Humedo
43	29	25	115	200 - 600	10.0 - 20.0	0.25 - 0.50	Ond_Lisa	0.25	I - Fresco	Seco
44	76	79	169	200 - 600	10.0 - 20.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.25	I - Fresco	Seco
45	13	151	61	200 - 600	10.0 - 20.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.40	I - Fresco	Seco
46	16	151	61	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.57	II - Ligera_Meteoriza	Seco
47	73	67	157	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.60	II - Ligera_Meteoriza	Seco
48	78	67	157	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Esc_Rug	0.65	I - Fresco	Humedo
49	28	33	123	20 - 60	< 1.0	0.25 - 0.50	Esc_Rug	0.25	I - Fresco	Humedo
50	14	139	49	20 - 60	< 1.0	0.25 - 0.50	Esc_Rug	0.25	I - Fresco	Humedo
51	20	182	272	20 - 60	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Esc_Rug	0.40	I - Fresco	Humedo
52	18	190	280	20 - 60	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Ond_Lisa	0.38	II - Ligera_Meteoriza	Humedo
53	78	30	120	20 - 60	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Ond_Lisa	0.40	I - Fresco	Humedo
54	86	75	165	60 - 200	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Ond_Lisa	0.50	I - Fresco	Humedo

ID	Dip	Dip Direction	AZIMUT	ESPACIADO	CONTINUIDAD	ABERTURA	RUGOSIDAD	ESPESOR_RELLENO	ESTADO_RELLENO	FILTRACIONES
55	8	155	65	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Lisa	0.55	I - Fresco	Humedo
56	88	77	167	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Lisa	0.55	II - Ligera_Meteoriza	Seco
57	72	84	174	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.56	II - Ligera_Meteoriza	Seco
58	70	180	270	200 - 600	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.55	II - Ligera_Meteoriza	Seco
59	30	30	120	200 - 600	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.60	I - Fresco	Seco
60	15	181	271	200 - 600	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.70	I - Fresco	Seco
61	35	25	115	200 - 600	10.0 - 20.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.55	I - Fresco	Humedo
62	10	147	57	200 - 600	10.0 - 20.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.40	I - Fresco	Humedo
63	16	195	285	200 - 600	10.0 - 20.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.25	I - Fresco	Humedo
64	8	146	56	60 - 200	10.0 - 20.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.25	I - Fresco	Humedo
65	80	60	150	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.60	II - Ligera_Meteoriza	Humedo
66	82	70	160	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.50	I - Fresco	Humedo
67	23	25	115	60 - 200	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Esc_Rug	0.40	I - Fresco	Seco
68	2	149	59	20 - 60	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Esc_Rug	0.50	I - Fresco	Seco
69	16	194	284	20 - 60	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Esc_Rug	0.25	II - Ligera_Meteoriza	Seco
70	18	195	285	20 - 60	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Esc_Rug	0.55	I - Fresco	Seco
71	30	20	110	20 - 60	< 1.0	0.50 - 2.50	Esc_Rug	0.55	I - Fresco	Seco
72	80	71	161	60 - 200	< 1.0	0.50 - 2.50	Esc_Rug	0.53	I - Fresco	Humedo
73	7	155	65	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.60	I - Fresco	Humedo
74	87	68	158	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.50	II - Ligera_Meteoriza	Seco
75	85	65	155	20 - 60	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.55	II - Ligera_Meteoriza	Humedo
76	25	19	109	20 - 60	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Esc_Rug	0.51	I - Fresco	Humedo
77	8	158	68	20 - 60	10.0 - 20.0	0.50 - 2.50	Esc_Rug	0.51	II - Ligera_Meteoriza	Humedo
78	24	190	280	60 - 200	10.0 - 20.0	0.25 - 0.50	Esc_Rug	0.35	I - Fresco	Humedo
79	24	193	283	60 - 200	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.25	I - Fresco	Humedo
80	21	192	282	20 - 60	< 1.0	0.10 - 0.25	Ond_Rug	0.20	I - Fresco	Seco
81	25	193	283	20 - 60	< 1.0	0.10 - 0.25	Esc_Rug	0.20	I - Fresco	Seco

DIPS 6.008

Project: ESTUDIO GEOTECNICO Y GEOMECANICO PARA EL DISEÑO DEL TUNEL PRINCIPAL DE LA MINA POLVEROS

Analysis Description: ANALISIS ESTEREOGRAFICO Y TIPOS DE ROTURA

Drawn By: JUAN M. ORTEGA | Company: JMOP

Date: 6/04/2017, 9:15:58 a. m. | File Name: ANALISIS ESTEREOGRAFICO Y TIPOS DE ROTURA.dips6

ID	Dip	Dip Direction	AZIMUT	ESPACIADO	CONTINUIDAD	ABERTURA	RUGOSIDAD	ESPESOR_RELLENO	ESTADO_RELLENO	FILTRACIONES
82	26	20	110	20 - 60	< 1.0	0.10 - 0.25	Esc_Rug	0.20	I - Fresco	Seco
83	88	65	155	60 - 200	1.0 - 3.0	0.10 - 0.25	Esc_Rug	0.20	I - Fresco	Seco
84	9	157	67	60 - 200	1.0 - 3.0	0.10 - 0.25	Esc_Rug	0.20	II - Ligera_Meteoriza	Seco
85	12	155	65	60 - 200	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Esc_Rug	0.45	II - Ligera_Meteoriza	Seco
86	84	60	150	60 - 200	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.45	I - Fresco	Seco
87	82	65	155	60 - 200	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.45	I - Fresco	Humedo
88	22	20	110	60 - 200	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.45	I - Fresco	Humedo
89	8	161	71	60 - 200	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.45	I - Fresco	Seco
90	23	189	279	60 - 200	10.0 - 20.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.45	II - Ligera_Meteoriza	Seco
91	24	200	290	60 - 200	10.0 - 20.0	0.10 - 0.25	Ond_Lisa	0.20	II - Ligera_Meteoriza	Seco
92	20	22	112	200 - 600	10.0 - 20.0	0.10 - 0.25	Ond_Lisa	0.20	II - Ligera_Meteoriza	Seco
93	84	70	160	200 - 600	10.0 - 20.0	0.10 - 0.25	Ond_Lisa	0.20	I - Fresco	Humedo
94	8	159	69	200 - 600	10.0 - 20.0	0.10 - 0.25	Ond_Lisa	0.20	I - Fresco	Humedo
95	84	70	160	200 - 600	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.58	I - Fresco	Seco
96	21	20	110	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.68	II - Ligera_Meteoriza	Seco
97	6	158	68	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.68	I - Fresco	Seco
98	23	196	286	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.68	I - Fresco	Seco
99	20	195	285	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.68	I - Fresco	Humedo
100	26	24	114	60 - 200	< 1.0	0.25 - 0.50	Esc_Lisa	0.36	I - Fresco	Humedo
101	85	69	159	60 - 200	< 1.0	0.25 - 0.50	Esc_Lisa	0.40	I - Fresco	Humedo
102	5	150	60	200 - 600	< 1.0	0.25 - 0.50	Esc_Lisa	0.45	II - Ligera_Meteoriza	Seco
103	7	147	57	200 - 600	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Esc_Lisa	0.48	II - Ligera_Meteoriza	Seco
104	85	58	148	200 - 600	1.0 - 3.0	0.10 - 0.25	Ond_Rug	0.15	II - Ligera_Meteoriza	Seco
105	79	50	140	200 - 600	1.0 - 3.0	0.10 - 0.25	Ond_Rug	0.15	II - Ligera_Meteoriza	Seco
106	27	22	112	60 - 200	10.0 - 20.0	0.10 - 0.25	Ond_Rug	0.20	I - Fresco	Seco
107	10	170	80	20 - 60	10.0 - 20.0	0.10 - 0.25	Ond_Rug	0.15	I - Fresco	Seco
108	22	200	290	20 - 60	10.0 - 20.0	0.10 - 0.25	Ond_Lisa	0.20	I - Fresco	Seco

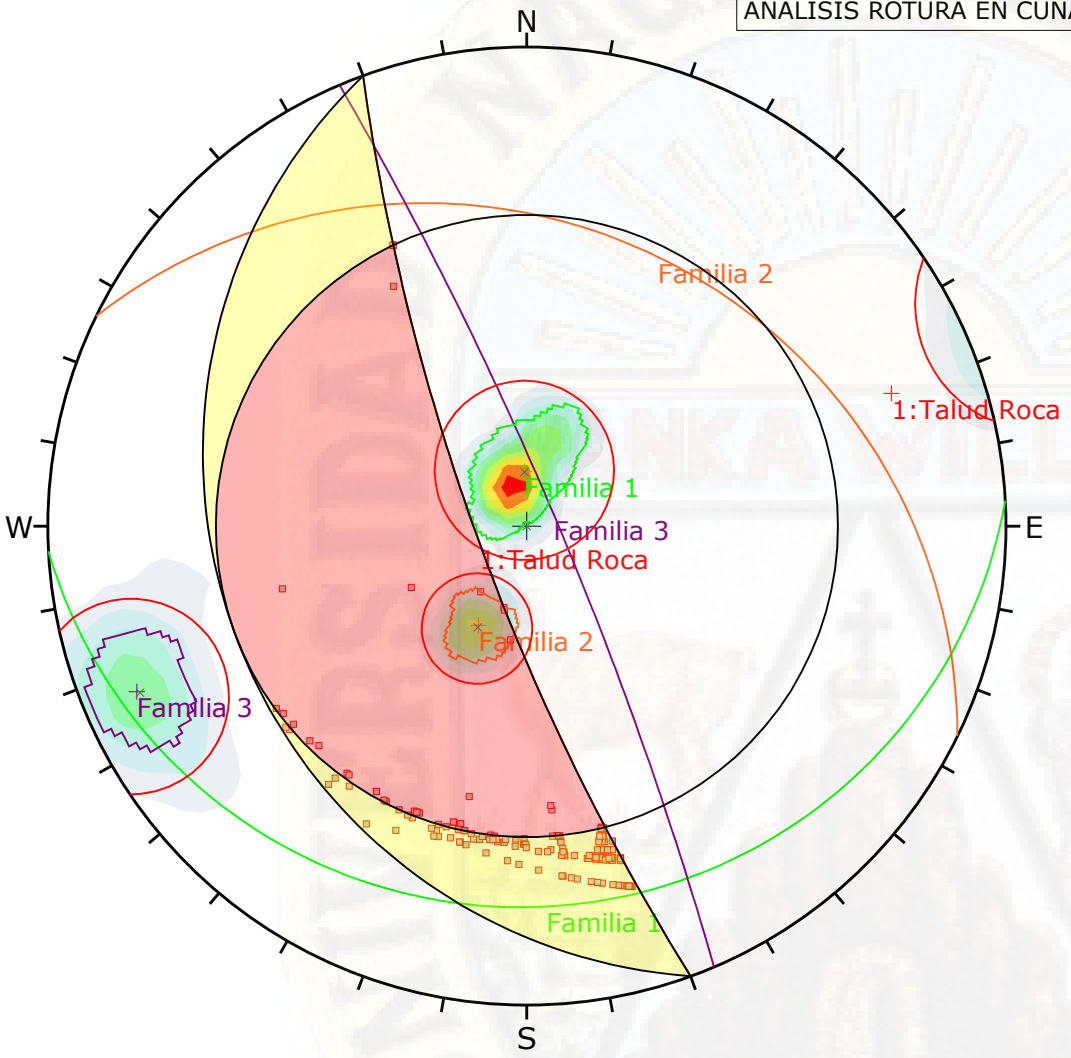
ID	Dip	Dip Direction	AZIMUT	ESPACIADO	CONTINUIDAD	ABERTURA	RUGOSIDAD	ESPESOR_RELLENO	ESTADO_RELLENO	FILTRACIONES
109	22	195	285	20 - 60	10.0 - 20.0	0.25 - 0.50	Ond_Lisa	0.45	I - Fresco	Seco
110	19	18	108	20 - 60	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Ond_Lisa	0.45	I - Fresco	Seco
111	82	60	150	20 - 60	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Esc_Lisa	0.45	I - Fresco	Seco
112	8	142	52	20 - 60	10.0 - 20.0	0.10 - 0.25	Esc_Lisa	0.20	I - Fresco	Seco
113	77	80	170	20 - 60	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.55	II - Ligera_Meteoriza	Humedo
114	31	32	122	20 - 60	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Esc_Rug	0.55	I - Fresco	Humedo
115	21	139	49	20 - 60	10.0 - 20.0	0.50 - 2.50	Esc_Rug	0.55	II - Ligera_Meteoriza	Humedo
116	24	171	261	60 - 200	10.0 - 20.0	0.25 - 0.50	Esc_Rug	0.35	I - Fresco	Humedo
117	15	187	277	60 - 200	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.25	I - Fresco	Humedo
118	25	210	300	20 - 60	< 1.0	0.10 - 0.25	Ond_Rug	0.20	I - Fresco	Seco
119	30	195	285	20 - 60	< 1.0	0.10 - 0.25	Esc_Rug	0.20	I - Fresco	Seco
120	20	50	140	20 - 60	< 1.0	0.10 - 0.25	Esc_Rug	0.20	I - Fresco	Seco
121	62	75	165	60 - 200	1.0 - 3.0	0.10 - 0.25	Esc_Rug	0.20	I - Fresco	Seco
122	14	171	81	60 - 200	1.0 - 3.0	0.10 - 0.25	Esc_Rug	0.20	I - Fresco	Seco
123	15	142	52	60 - 200	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Esc_Rug	0.25	II - Ligera_Meteoriza	Seco
124	62	80	170	60 - 200	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.25	II - Ligera_Meteoriza	Seco
125	79	46	136	60 - 200	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.30	I - Fresco	Humedo
126	29	25	115	60 - 200	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.40	I - Fresco	Humedo
127	13	170	80	60 - 200	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.47	I - Fresco	Seco
128	26	211	301	60 - 200	10.0 - 20.0	0.25 - 0.50	Ond_Rug	0.40	I - Fresco	Seco
129	30	189	279	60 - 200	10.0 - 20.0	0.10 - 0.25	Ond_Lisa	0.10	II - Ligera_Meteoriza	Seco
130	30	31	121	200 - 600	10.0 - 20.0	0.10 - 0.25	Ond_Lisa	0.10	II - Ligera_Meteoriza	Seco
131	78	65	155	200 - 600	10.0 - 20.0	0.10 - 0.25	Ond_Lisa	0.15	II - Ligera_Meteoriza	Humedo
132	10	161	71	200 - 600	10.0 - 20.0	0.10 - 0.25	Ond_Lisa	0.15	I - Fresco	Humedo
133	69	86	176	200 - 600	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.58	I - Fresco	Seco
134	28	35	125	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.68	I - Fresco	Seco
135	12	167	77	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.55	II - Ligera_Meteoriza	Seco

ID	Dip	Dip Direction	AZIMUT	ESPACIADO	CONTINUIDAD	ABERTURA	RUGOSIDAD	ESPESOR_RELLENO	ESTADO_RELLENO	FILTRACIONES
136	22	190	280	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.55	I - Fresco	Seco
137	19	191	281	60 - 200	1.0 - 3.0	0.50 - 2.50	Ond_Rug	0.65	I - Fresco	Humedo
138	29	30	120	60 - 200	< 1.0	0.25 - 0.50	Esc_Lisa	0.35	I - Fresco	Humedo
139	82	70	160	60 - 200	< 1.0	0.25 - 0.50	Esc_Lisa	0.40	I - Fresco	Humedo
140	10	160	70	200 - 600	< 1.0	0.25 - 0.50	Esc_Lisa	0.30	I - Fresco	Seco
141	12	150	60	200 - 600	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Esc_Lisa	0.25	II - Ligera_Meteoriza	Seco
142	81	46	136	200 - 600	1.0 - 3.0	0.10 - 0.25	Ond_Rug	0.20	II - Ligera_Meteoriza	Seco
143	79	33	123	200 - 600	1.0 - 3.0	0.10 - 0.25	Ond_Rug	0.15	II - Ligera_Meteoriza	Seco
144	29	30	120	60 - 200	10.0 - 20.0	0.10 - 0.25	Ond_Rug	0.20	II - Ligera_Meteoriza	Seco
145	12	168	78	20 - 60	10.0 - 20.0	0.10 - 0.25	Ond_Rug	0.10	I - Fresco	Seco
146	25	209	299	20 - 60	10.0 - 20.0	0.10 - 0.25	Ond_Lisa	0.15	I - Fresco	Seco
147	25	222	312	20 - 60	10.0 - 20.0	0.25 - 0.50	Ond_Lisa	0.45	I - Fresco	Seco
148	20	20	110	20 - 60	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Ond_Lisa	0.35	I - Fresco	Seco
149	80	61	151	20 - 60	1.0 - 3.0	0.25 - 0.50	Esc_Lisa	0.30	I - Fresco	Seco
150	13	150	60	20 - 60	10.0 - 20.0	0.10 - 0.25	Esc_Lisa	0.10	I - Fresco	Seco

ANEXO N° 4

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE MACIZOS ROCOSOS

ANÁLISIS ROTURA EN CUÑA



Symbol	Feature
	Critical Intersection

Color	Density Concentrations
	0.00 - 2.60
	2.60 - 5.20
	5.20 - 7.80
	7.80 - 10.40
	10.40 - 13.00
	13.00 - 15.60
	15.60 - 18.20
	18.20 - 20.80
	20.80 - 23.40
	23.40 - 26.00

Maximum Density	25.01%
Contour Data	Pole Vectors
Contour Distribution	Fisher
Counting Circle Size	1.0%

Kinematic Analysis	Wedge Sliding
Slope Dip	78
Slope Dip Direction	250
Friction Angle	24°

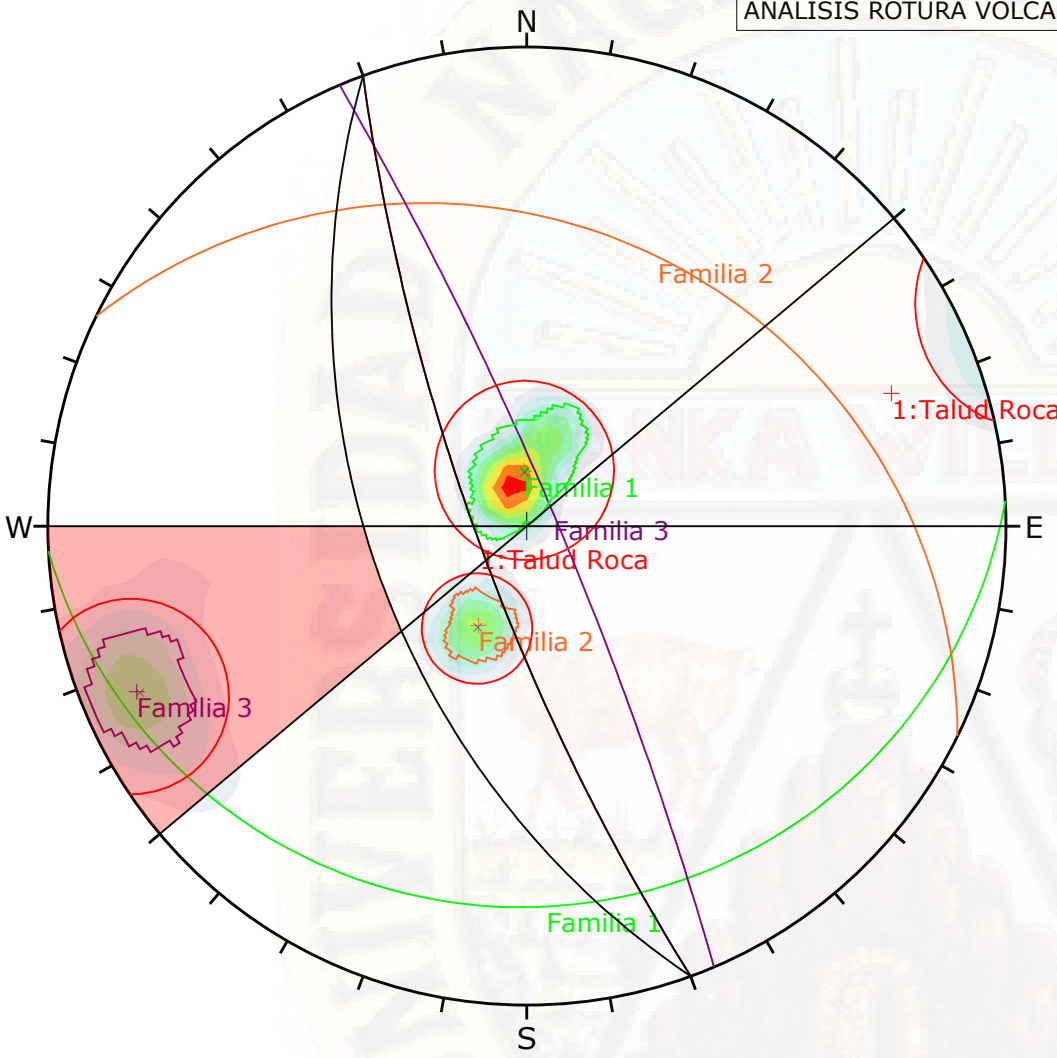
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	165	11168	1.48%

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	150 (150 Entries)
Intersection Mode	Grid Data Planes
Intersections Count	11168
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

DIPS 6.008

Project	ESTUDIO GEOTECNICO Y GEOMECANICO PARA EL DISECO DEL TUNEL PRINCIPAL DE LA MINA POLVEROS		
Analysis Description	ANALISIS ESTEREOGRAFICO Y TIPOS DE ROTURA		
Drawn By	JUAN M. ORTEGA	*Company*	JMOP
Date	6/04/2017, 9:15:58 a. m.	*File Name*	ANALISIS ESTEREOGRAFICO Y TIPOS DE ROTURA.dips6

ANÁLISIS ROTURA VOLCAMIENTO



Color	Density Concentrations
	0.00 - 2.60
	2.60 - 5.20
	5.20 - 7.80
	7.80 - 10.40
	10.40 - 13.00
	13.00 - 15.60
	15.60 - 18.20
	18.20 - 20.80
	20.80 - 23.40
	23.40 - 26.00

Maximum Density	25.01%
Contour Data	Pole Vectors
Contour Distribution	Fisher
Counting Circle Size	1.0%

Kinematic Analysis	Flexural Toppling
Slope Dip	78
Slope Dip Direction	250
Friction Angle	24°
Lateral Limits	20°

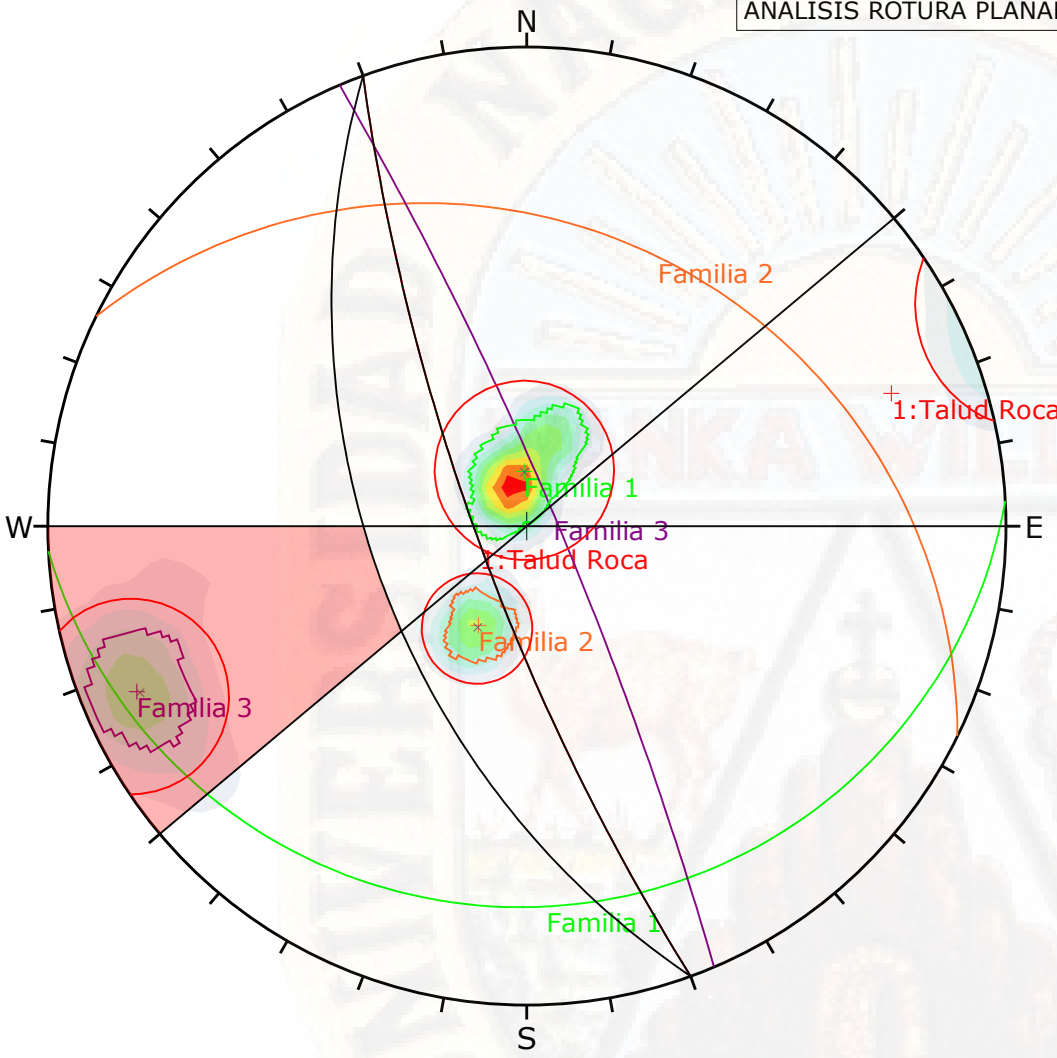
	Critical	Total	%
Flexural Toppling (All)	36	150	24.00%
Flexural Toppling (Set 3)	20	20	100.00%

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	150 (150 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

DIPS 6.008

Project	ESTUDIO GEOTECNICO Y GEOMECANICO PARA EL DISECO DEL TUNEL PRINCIPAL DE LA MINA POLVEROS		
Analysis Description	ANALISIS ESTEREOGRAFICO Y TIPOS DE ROTURA		
Drawn By	JUAN M. ORTEGA	*Company*	JMOP
Date	6/04/2017, 9:15:58 a. m.	*File Name*	ANALISIS ESTEREOGRAFICO Y TIPOS DE ROTURA.dips6

ANÁLISIS ROTURA PLANAR



Color	Density Concentrations
	0.00 - 2.60
	2.60 - 5.20
	5.20 - 7.80
	7.80 - 10.40
	10.40 - 13.00
	13.00 - 15.60
	15.60 - 18.20
	18.20 - 20.80
	20.80 - 23.40
	23.40 - 26.00

Maximum Density	25.01%
Contour Data	Pole Vectors
Contour Distribution	Fisher
Counting Circle Size	1.0%

Kinematic Analysis	Flexural Toppling
Slope Dip	78
Slope Dip Direction	250
Friction Angle	24°
Lateral Limits	20°

	Critical	Total	%
Flexural Toppling (All)	36	150	24.00%
Flexural Toppling (Set 3)	20	20	100.00%

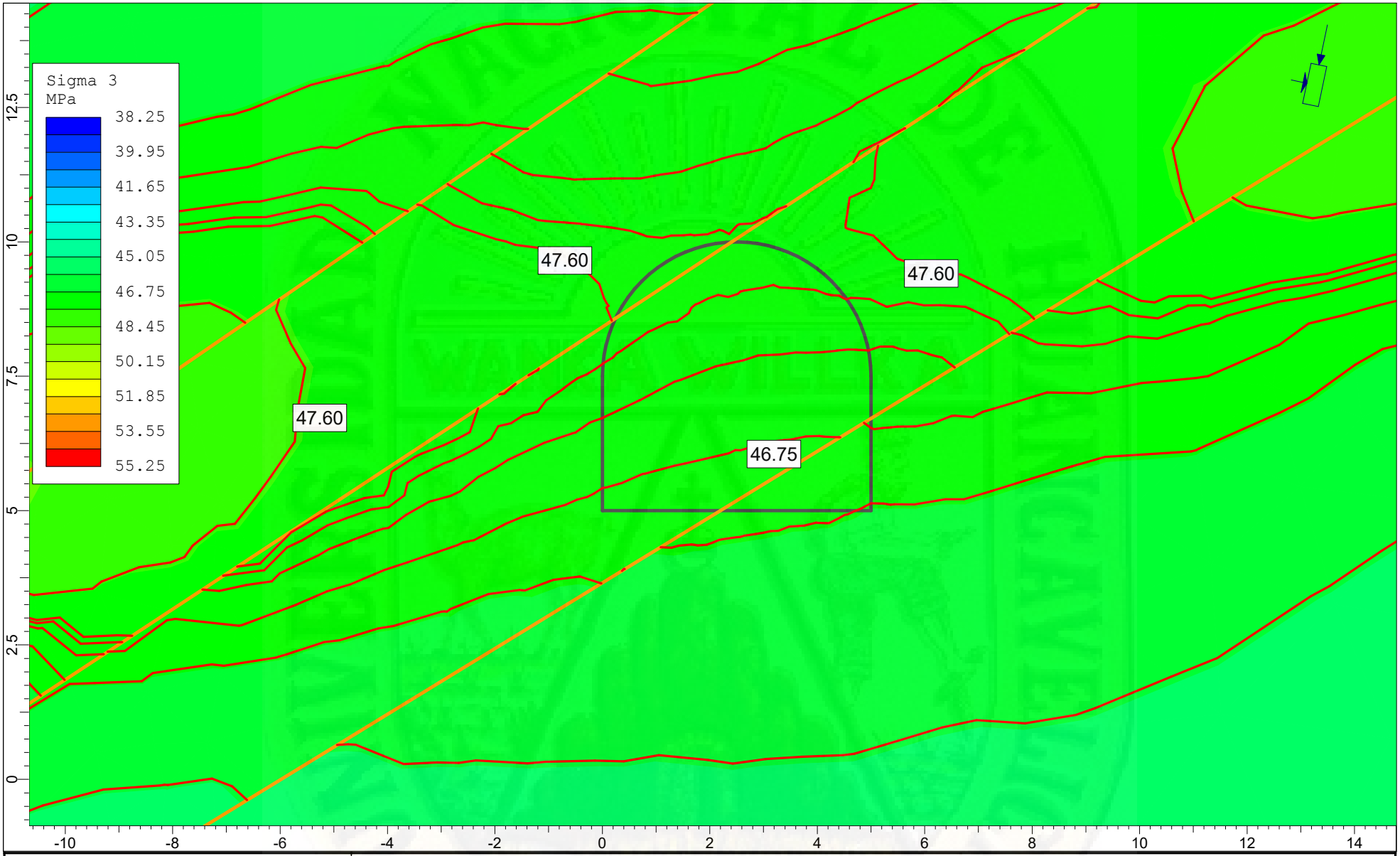
Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	150 (150 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

DIPS 6.008

Project	ESTUDIO GEOTECNICO Y GEOMECANICO PARA EL DISECO DEL TUNEL PRINCIPAL DE LA MINA POLVEROS		
Analysis Description	ANALISIS ESTEREOGRAFICO Y TIPOS DE ROTURA		
Drawn By	JUAN M. ORTEGA	*Company*	JMOP
Date	6/04/2017, 9:15:58 a. m.	*File Name*	ANALISIS ESTEREOGRAFICO Y TIPOS DE ROTURA.dips6

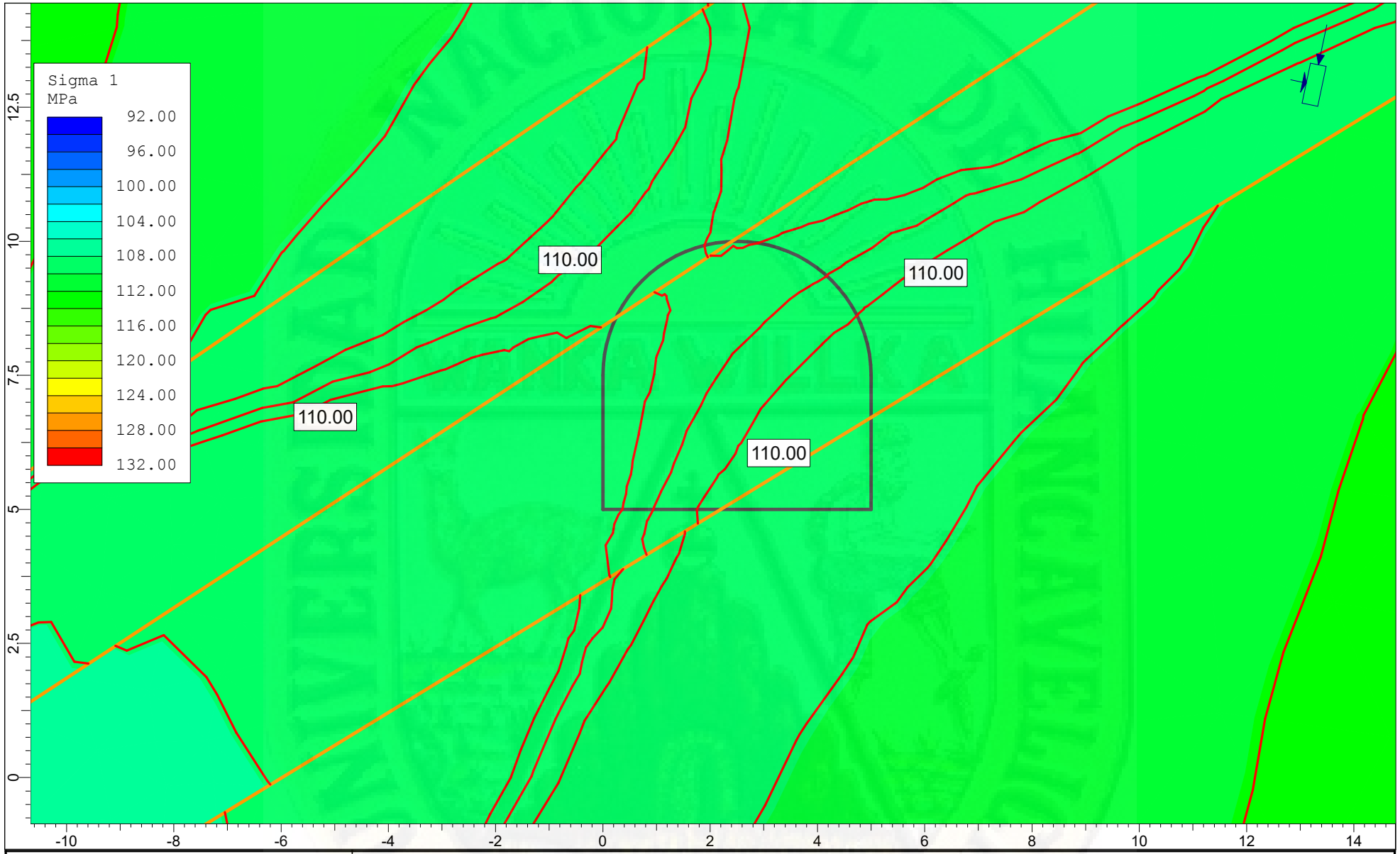
ANEXO N° 5

ANÁLISIS DEFORMACIONAL DEL MACIZO ROCOSO



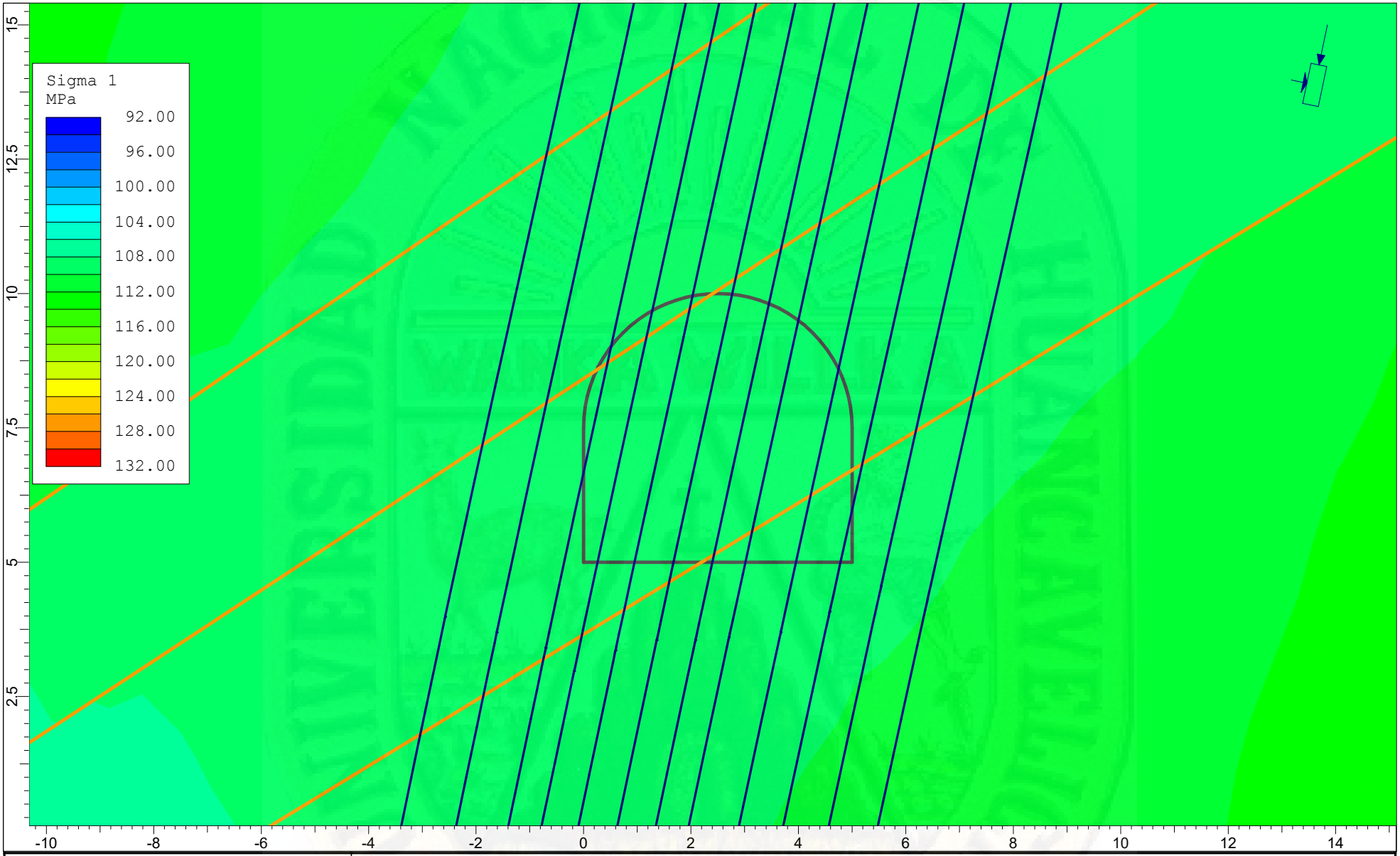
rocscience	Project: Proyecciyn del tunel principal		
	Analysis Description: Deformacional		
	Drawn By: Juan Miguel Ortega	Scale: 1:100	Company: JMOP
	Date: 7/06/2017, 9:19:43 a. m.		File Name: Proyecciyn del tunel principal.fez

INTERPRET 8.005



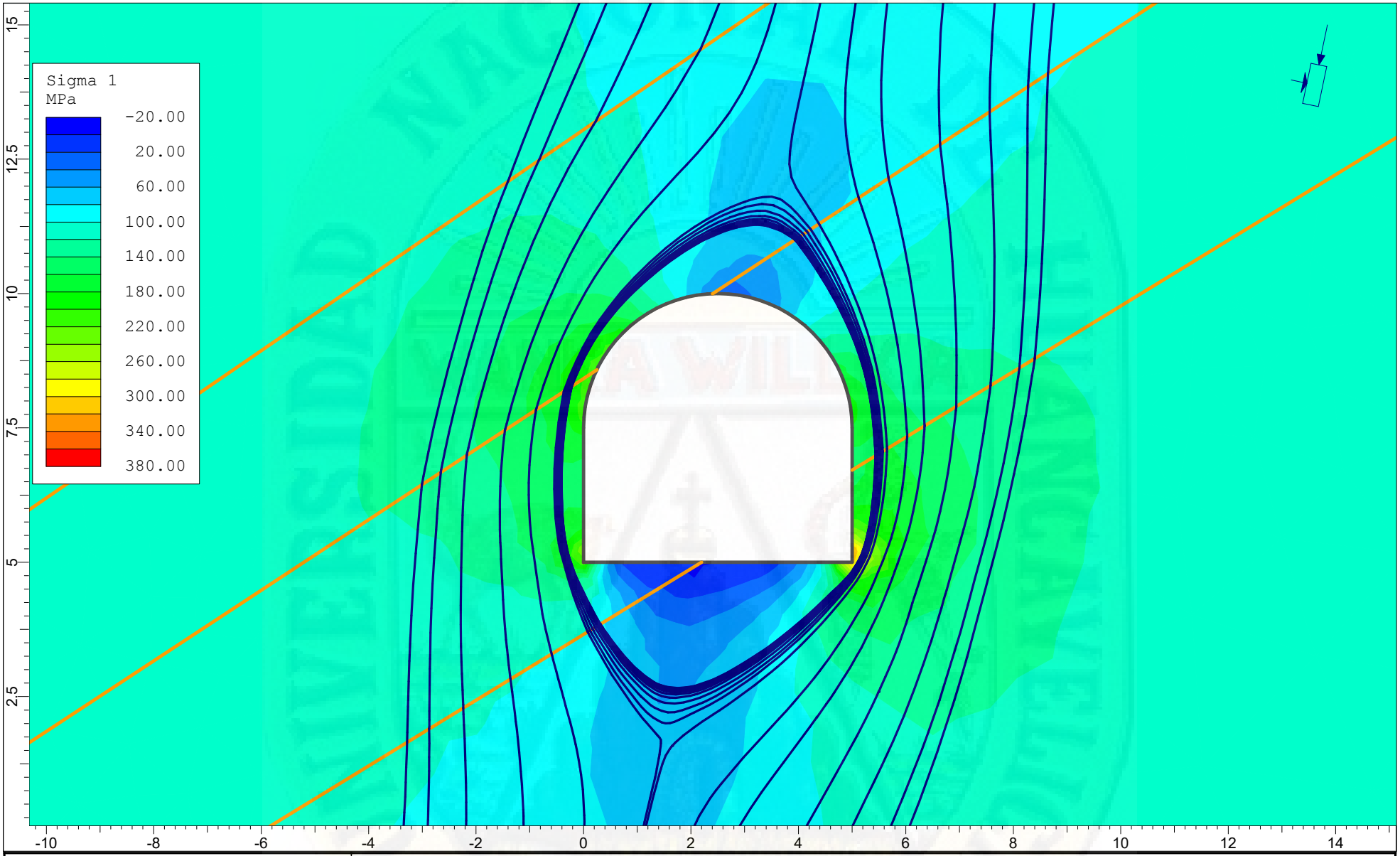
rocscience	*Project*	Proyecciyn del tunel principal		
	Analysis Description	Deformacional		
	Drawn By	Juan Miguel Ortega	*Scale* 1:100	*Company* JMOP
	Date	7/06/2017, 9:19:43 a. m.		*File Name* Proyecciyn del tunel principal.fez

INTERPRET 8.005



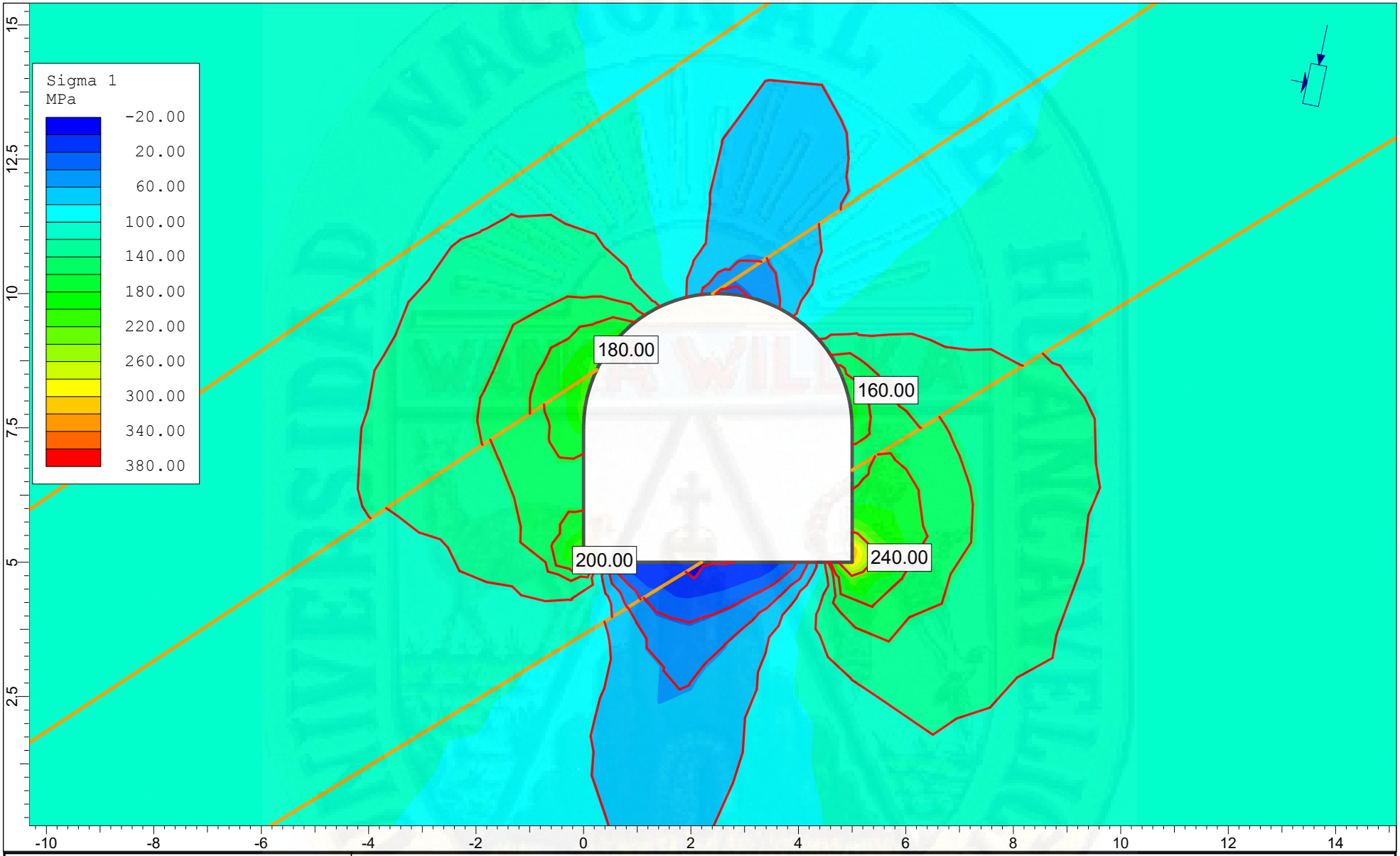
rocscience	Project: Proyecciyn del tunel principal		
	Analysis Description: Deformacional		
	Drawn By: Juan Miguel Ortega	Scale: 1:100	Company: JMOP
	Date: 7/06/2017, 9:19:43 a. m.		File Name: Proyecciyn del tunel principal.fez

INTERPRET 8.005



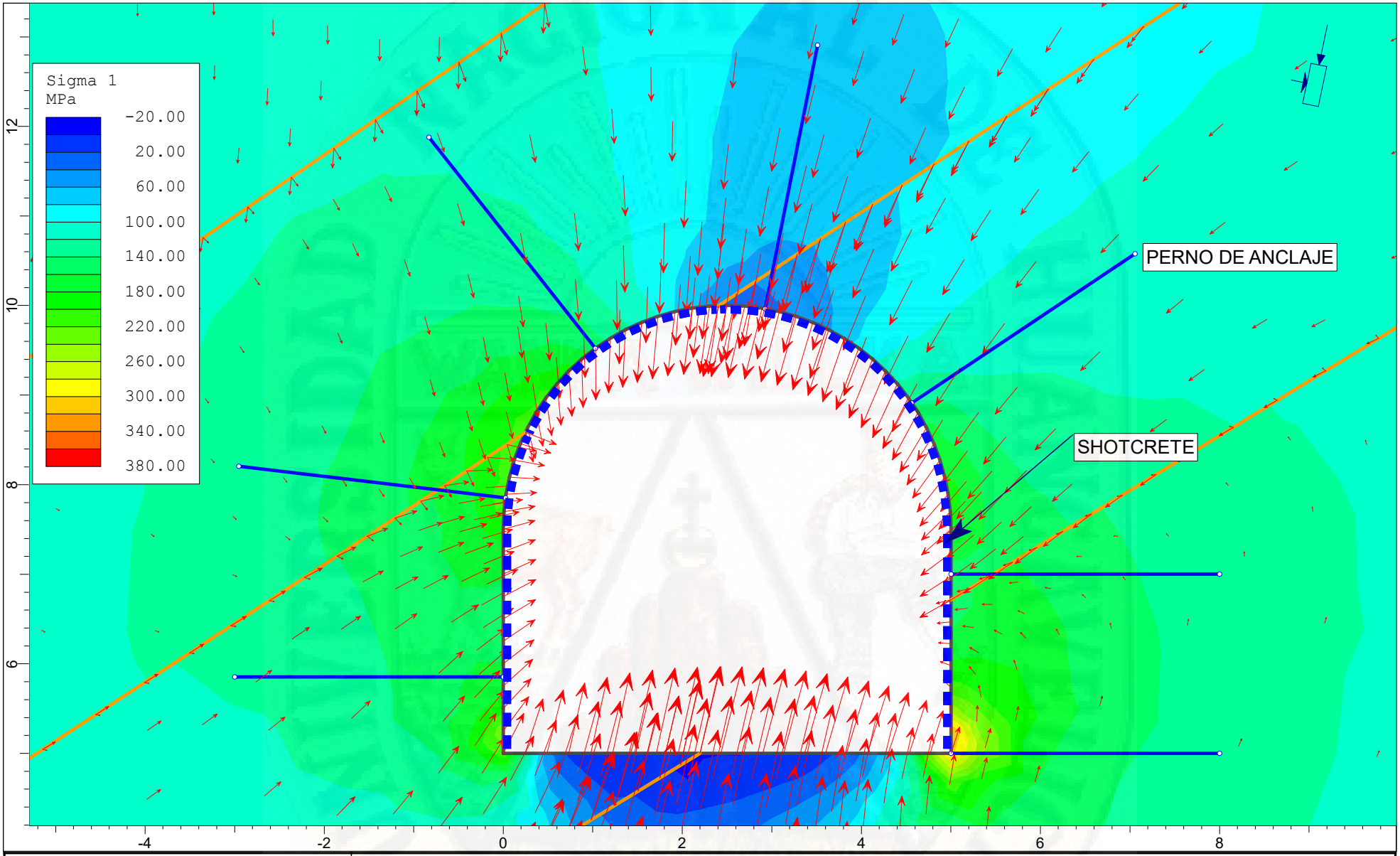
rocscience	Project: Proyecciyn del tunel principal		
	Analysis Description: Deformacional		
	Drawn By: Juan Miguel Ortega	Scale: 1:100	Company: JMOP
	Date: 7/06/2017, 9:19:43 a. m.		File Name: Proyecciyn del tunel principal.fez

INTERPRET 8.005



rocscience	Project: Proyecciyn del tunel principal		
	Analysis Description: Deformacional		
	Drawn By: Juan Miguel Ortega	Scale: 1:100	Company: JMOP
	Date: 7/06/2017, 9:19:43 a. m.		File Name: Proyecciyn del tunel principal.fez

INTERPRET 8.005



rocscience	Project	Proyecciyn del tunel principal		
	Analysis Description	Deformacional		
	Drawn By	Juan Miguel Ortega	Scale 1:60	Company JMOP
	Date	7/06/2017, 9:19:43 a. m.		File Name Proyecciyn del tunel principal.fez

INTERPRET 8.005

MATRIZ DE CONSISTENCIA.

Planteamiento del problema	Objetivos de la investigación	Hipótesis de la investigación	Variables de estudio	Indicadores	Metodología de investigación
El fundamento para este proyecto se centra en la forma de minería antitécnica ejecutada por los mineros tradicionales para la explotación de esmeraldas en el municipio de Maripí, toda vez que se ha realizado de manera empírica, quiere decir que no se aplicaron ninguno de los principios ingenieriles para la excavación de túneles de explotación. Además, es una zona donde hubo mucha violencia por el mismo auge que tuvo la explotación del mineral, en donde el avance realizado en cada excavación minera, era directamente proporcional al riesgo al que se exponían los obreros de la misma excavación, puesto que, no se realizaban estudios previos del comportamiento de la roca. Es por los motivos expuestos anteriormente que se hace necesario la realización de un estudio geotécnico y geomecánico meticuloso, con el fin de obtener resultados de alta confiabilidad técnica y de esta manera plantear el diseño de las obras mineras que	Realizar un estudio Geotécnico y Geomecánico para el diseño del túnel principal de la mina Polveros, empresa GREEN MINE LTDA, Maripí – Boyacá, Colombia, que permita parametrizar los procesos de construcciones subterráneas, minimizando riesgos de accidentalidad y costos en sobreexcavaciones e irregularidades geométricas; a su vez, impactar de manera positiva en la región circunscrita al municipio de Maripí – Boyacá, en cuanto al incremento de títulos mineros accediendo a la realización de estudios preliminares que le den amplio conocimiento de la roca y con ello, optimizar gastos en la ejecución y minimizar riesgos de accidentalidad al personal, ya sea por desprendimiento de cuñas rocosas o colapso total de la sección de la excavación. **Objetivos específicos.**	El estudio de un macizo rocoso realizado para la modificación del estado tensional y geometría inicial (como es la proyección y ejecución de un túnel), debe contemplar un análisis riguroso de los tres ámbitos fundamentales para la caracterización y clasificación geomecánica de la roca, los cuales son: el estudio de la matriz rocosa, el análisis de las discontinuidades y la valoración general o global del macizo rocoso; teniendo en cuenta que el nivel de control que se ejerce sobre los parámetros tanto de la roca, como de la sistemática de continuidades y su influencia en el macizo rocoso, es directamente proporcional al número de muestras o datos estadísticos que se obtengan del mismo, coadyuvando a disminuir el	Variable independiente: Buena ejecución del mapeo geomecánico en el afloramiento rocoso (V_1). Variable dependiente: eficacia en la determinación de los parámetros influyentes en la estabilidad de túneles (V_2).	Mapeo geomecánico. Mapeo geológico. Ensayos de resistencia In Situ y ensayos de laboratorio. Modelos de elementos finitos (MEF), para ver la reorientación de esfuerzos. Valoración del Factor de Seguridad. Sistemas de fortificación. Esquema óptimo de perforación y voladura.	*El enfoque cualitativo* también se guía por áreas o temas significativos de investigación. Sin embargo, en lugar de que la claridad sobre las preguntas de investigación e hipótesis preceda a la recolección y el análisis de los datos (como en la mayoría de los estudios cuantitativos), los estudios cualitativos pueden desarrollar preguntas e hipótesis antes, durante o después de la recolección y el análisis de los datos. El tipo de investigación a desarrollar en este proyecto es una investigación aplicada, porque se parte de un desconocimiento de las condiciones intrínsecas del terreno en cuanto a propiedades físicas, diaclasamiento, propiedades mecánicas, condición tensional y de humedad, pero a la vez, se

cumplan con los parámetros de seguridad pertinentes. La finalidad de toda actividad minera es recuperar la mayor cantidad de mineral, optimizando las obras de preparación, pero a su vez garantizando la integridad de los trabajadores y de la maquinaria utilizada. ¿Por qué se hace indispensable la realización de estudios geotécnicos y geomecánicos para el diseño del túnel principal de la mina Polveros y que impacto genera en el desarrollo minero del municipio de Maripí – Boyacá?	Consultar ampliamente bibliografía minera enfocada al diseño de labores subterráneas, con el fin de tener una base teórica de apoyo. Desarrollar un trabajo de campo detallado, en donde estén contemplados los parámetros geológicos, geotécnicos y geomecánicos, útiles para realizar el diseño del túnel principal de la mina Polveros. Analizar e interpretar toda la información colectada en campo y laboratorios con la ayuda de programas computacionales específicos en geotecnia (Rocscience y Geostudio). Clasificar geomecánicamente el macizo rocoso teniendo en cuenta distintos autores, lo cual ayuda a determinar la calidad cuantitativamente de la roca y correlacionarla por medio de ecuaciones matemáticas.	error en las decisiones que se tomen respecto a los resultados obtenidos. “Por lo anterior se puede inferir que, la realización de estudios geotécnicos y geomecánicos de manera detallada para el diseño de túneles y demás obras subterráneas, impactan de manera positiva en la proyección de las obras y ejecución de las mismas, ya que brindan una información que permite prever los cambios característicos y deformacionales de las rocas ante las modificaciones que esta sufra en las excavaciones, logrando además, optimizar costos en ejecución de obras y minimizar los riesgos de accidentalidad al personal, ya sea por desprendimiento de cuñas rocosas o colapso total de la sección de la excavación”.			tiene noción o indicio de que tipo de datos debemos extraer del macizo rocoso en estudio, y cuáles son los ensayos y pruebas de campo a realizar para obtener resultados y analizarlos; para que se dé todo lo anteriormente mencionado, existen postulados estudiados años tras año, es el caso de las clasificaciones geomecánicas o los mecanismos de rotura de Mohr – Coulomb y el de Hoek – Brown, que si hacemos una adecuada aplicación y adaptación al terreno, existe una alta probabilidad que los resultados obtenidos sean confiables”. “En este proyecto de investigación, se tomará un nivel exploratorio o experimental, ya que se parte de un punto desconocido y con pocos antecedentes técnicos que brinden información confiable como es el diseño de un túnel fundamentado en estudios geomecánicos

	Determinar con ayuda de los resultados de clasificaciones geomecánicas como RMR y Q de Barton, el tipo de sostenimiento y longitud de avance óptimo para a calidad del macizo rocoso en estudio. Calcular la malla de perforación y voladura que se ajuste a las condiciones físicas y mecánicas del macizo rocoso y a la sección transversal del túnel proyectado. Diseñar el acceso principal de la mina Polveros de acuerdo a los parámetros técnicos analizados e interpretados. Esto contempla, cálculo de fortificación, diseño de patrón de voladura y modelización del túnel.				previos que, además, siempre que se pretende desarrollar una investigación que involucre la proyección de obras de ingeniería, el objetivo principal es algo que se pretende demostrar con una serie de estudios reiterativos, pero muy eficaces a la hora de obtener buenos resultados". "Para la ejecución de este proyecto, se utilizará el concepto del método analítico, ya que se tiene la particularidad de estudiar y analizar muchas variables de manera individual, tales como el macizo rocoso, sus propiedades físicas y mecánicas, mecanismos de ruptura, entre otros; y a la vez, se complementan para obtener un análisis de resultados que dé respuesta a los objetivos principales". "Para realizar de manera adecuada el estudio geomecánico y geotécnico del macizo rocoso en donde se proyectará la

					construcción de un túnel de acceso, se debe optar por el siguiente diseño de investigación, el cual corresponde a una investigación experimental".

INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.

Los instrumentos de recolección de datos para la realización de esta investigación, están especificados en cada uno de los numerales o parámetros utilizados.

En este proyecto se requirió de la utilización de formatos para tomar datos estructurales de campo, como lo son orientación, inclinación, parámetros de las discontinuidades; además, se utilizaron tablas para la determinación de los índices de carga puntual en campo y laboratorio.

Con el apoyo del software Dips, se tienen los datos estadísticos a través de tablas exportadas directamente, las cuales se referencian en los anexos. En consecuencia, se ha venido a través del desarrollo de la investigación explicando en cada ítem que lo requiera el parámetro analizado y mediante la graficación y/o tabulación de datos, se deja en manifiesto el instrumento utilizado para contextualizar la información que allí se ha consignado.

BASES DE DATOS.

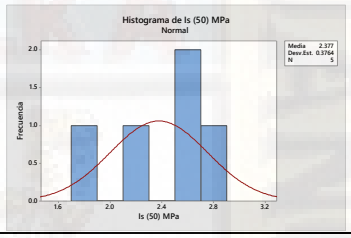
Los datos utilizados para la realización del análisis y posteriores conclusiones de la investigación se presentan a continuación.

La siguiente tabla representa las lecturas tomadas a muestras de rocas irregulares para el cálculo del índice de carga puntual.

Muestra	Dimensiones						
	W1 (mm)	W2 (mm)	Wp (mm)	D (mm)	Área (mm²)	De (mm)	Fc
1	64.0	42.3	53.2	44.5	2365.2	54.9	1.04
2	51.0	35.0	43.0	38.0	1634.0	45.6	0.96
3	55.0	42.0	48.5	39.0	1891.5	49.1	0.99
4	72.0	56.0	64.0	49.0	3136.0	63.2	1.11
5	42.0	41.0	41.5	45.0	1867.5	48.8	0.99

CARGA APLICADA

Muestra	P (KN)	Is (KN/mm2)	Is (50) MPa
1	6.5	0.0022	2.2508
2	5.9	0.0028	2.7211
3	6.1	0.0025	2.5117
4	6.4	0.0016	1.7809
5	6.3	0.0026	2.6198



La siguiente tabla es donde se tomaron las lecturas de la máquina de compresión simple, hasta determinar la resistencia pico en cada una de las probetas.

	Muestra 1		Muestra 2		Muestra 3
2.0	0.0035	3.0	0.0052	2.5	0.0043
3.2	0.0056	5.5	0.0095	3.7	0.0064
4.5	0.0079	7.9	0.0137	4.9	0.0084
6.2	0.0109	10.6	0.0183	6.5	0.0112
8.0	0.0140	11.8	0.0204	9.0	0.0155
9.3	0.0163	13.5	0.0234	10.1	0.0174
10.8	0.0189	16.9	0.0292	11.3	0.0194
12.4	0.0217	19.2	0.0332	13.6	0.0234
14.5	0.0254	22.2	0.0384	16.8	0.0289
16.5	0.0289	24.3	0.0420	18.6	0.0320
17.8	0.0312	26.9	0.0465	20.7	0.0356
18.6	0.0326	28.2	0.0488	23.4	0.0402
20.2	0.0354	30.1	0.0521	25.6	0.0440
22.6	0.0396	32.1	0.0555	28.6	0.0492
24.9	0.0436	35.6	0.0616	30.1	0.0518
26.8	0.0469	37.8	0.0654	33.1	0.0569
29.1	0.0509	39.6	0.0685	35.2	0.0605
31.2	0.0546	41.8	0.0723	37.4	0.0643
33.6	0.0588	43.2	0.0747	39.6	0.0681

35.9	0.0628	45.3	0.0784	40.8	0.0702
37.5	0.0656	47.4	0.0820	43.6	0.0750
39.2	0.0686	49.8	0.0862	45.6	0.0784
41.0	0.0718	51.2	0.0886	48.4	0.0832
43.6	0.0763	53.6	0.0927	50.1	0.0862
45.2	0.0791	55.2	0.0955	52.6	0.0905
47.8	0.0837	56.1	0.0971	54.8	0.0943
49.4	0.0865	56.7	0.0981	56.7	0.0975
51.2	0.0896	56.9	0.0984	58.7	0.1010
53.6	0.0938	57.3	0.0991	59.2	0.1018
55.7	0.0975	57.6	0.0996	60.2	0.1035
58.9	0.1031	56.9	0.0984	60.0	0.1032
60.3	0.1055	53.0	0.0917	57.6	0.0991
62.6	0.1096	50.1	0.0867	55.1	0.0948
63.5	0.1111	46.3	0.0801	50.6	0.0870
64.6	0.1131			42.0	0.0722
64.7	0.1132				
64.2	0.1124				
62.1	0.1087				
53.7	0.0940				
48.6	0.0851				