



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
ESCUELA DE POSGRADO
MAESTRÍA EN GEOTECNIA Y GEOMECÁNICA MINERA



TESIS

**DETERMINACIÓN DE LAS CONDICIONES DE ALTOS ESFUERZOS
INDUCIDOS PARA EL DISEÑO DE UN SOSTENIMIENTO SUBTERRÁNEO
ÓPTIMO EN LA VETA MARY DE LA MINA CARAHUACRA CÍA VOLCAN**

PRESENTADA POR:

HEINZ MIGUEL CHURA CAHUANA

PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE:

MAESTRO EN GEOTECNIA Y GEOMECÁNICA MINERA

PUNO, PERÚ

2023

Reporte de similitud

NOMBRE DEL TRABAJO

Determinación de las condiciones de altos esfuerzos inducidos para el diseño de un sostenimiento subterráneo óptimo en la veta Mary de la mina Carahuacra Cía Volcan

AUTOR

Heinz Miguel Chura Cahuana

RECuento DE PALABRAS

36507 Words

RECuento DE CARACTERES

180463 Characters

RECuento DE PÁGINAS

172 Pages

TAMAÑO DEL ARCHIVO

9.4MB

FECHA DE ENTREGA

Oct 2, 2023 9:18 AM GMT-5

FECHA DEL INFORME

Oct 2, 2023 9:21 AM GMT-5

● 12% de similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base

- 11% Base de datos de Internet
- Base de datos de Crossref
- 6% Base de datos de trabajos entregados
- 3% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de contenido publicado de Crossref

● Excluir del Reporte de Similitud

- Material bibliográfico
- Material citado
- Material citado
- Coincidencia baja (menos de 8 palabras)

Dr. Anibal Sucari Leon
DOCENTE
E.P. DE INGENIERÍA DE MINAS
UNA - PUNO



R. Jared Luque Corra
ING. ESTADÍSTICO E INFORMÁTICO
CIP. 116625

Resumen



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
ESCUELA DE POSGRADO
MAESTRÍA EN GEOTECNIA Y GEOMECÁNICA MINERA



TESIS

**DETERMINACIÓN DE LAS CONDICIONES DE ALTOS ESFUERZOS
INDUCIDOS PARA EL DISEÑO DE UN SOSTENIMIENTO SUBTERRÁNEO
ÓPTIMO EN LA VETA MARY DE LA MINA CARAHUACRA CÍA VOLCAN**

PRESENTADA POR:

HEINZ MIGUEL CHURA CAHUANA

PARA OPTAR EL GRADO ACADEMICO DE:

MAESTRO EN GEOTECNIA Y GEOMECÁNICA MINERA

APROBADO POR EL JURADO SIGUENTE:

PRESIDENTE


.....
D.Sc. JORGE GABRIEL DURANT BRODEN

PRIMER MIEMBRO


.....
Dr. JOSÉ QUINONEZ CHOQUECOTA

SEGUNDO MIEMBRO


.....
M.Sc. OWAL ALFREDO VELASQUEZ VIZA

ASESOR DE TESIS


.....
Dr. ANIBAL SUCARI LEÓN

Puno, 02 de agosto de 2023

ÁREA: Especialidad

TEMA: Condiciones de altos esfuerzos

LÍNEA: Diseño de reforzamiento y sostenimiento en minería



DEDICATORIA

Dedicar a la Divinidad por darme una oportunidad para poder estar al lado de mi familia y los seres que más quiero, gracias.

Dedicar a mi hermosa Madre Noemy que ha luchado tanto por mi persona que no encontraré gestos para agradecerle, gracias, mamá.

A mi Papá, Artemio por su fortaleza de afrontar las cosas y por su valentía.

A mis hermanos Naye, Gary, Alex y Erick por ayudarme cuando más lo he requerido, gracias.

A mi compañera de vida Rosmery, yo te cuidaré y te amaré, gracias por tu paciencia.

Heinz



AGRADECIMIENTOS

A mis padres Noemy Cahuana y Artemio Chura por sus consejos valiosos que han contribuido a que pueda seguir de pie.

A la Universidad Nacional del Altiplano - Escuela de Posgrado a la mención de geotécnica y geomecánica minera.

A mi asesor y nuevo maestro, agradezco sinceramente tus ánimos, influencia positiva y confianza en mí, gracias Dr. Aníbal.

Al Dr. Lucio, mentor, agradezco enormemente sus palabras y valiosa guía, apoyo, confianza y amistad.

A mi tía Liduvina, Lucy y a aquellas personas que me han apoyado, muchas gracias.

A mis amigos, enormemente para Roly, Frank, Jhonatan, Martin, Atencio y Denis muchas gracias, amigos.

Agradecer a la Unidad Minera Carahuacra.

Heinz



ÍNDICE GENERAL

| | Pág. |
|-------------------|-------------|
| DEDICATORIA | i |
| AGRADECIMIENTOS | ii |
| ÍNDICE GENERAL | iii |
| ÍNDICE DE TABLAS | vii |
| ÍNDICE DE FIGURAS | viii |
| ÍNDICE DE ANEXOS | x |
| RESUMEN | xi |
| ABSTRACT | xii |
| INTRODUCCIÓN | 1 |

CAPÍTULO I

REVISIÓN DE LITERATURA

| | |
|--|----|
| 1.1. Marco teórico | 2 |
| 1.1.1 Condiciones de altos esfuerzos inducidos | 2 |
| 1.1.1.1. Caracterización de la masa rocosa | 2 |
| 1.1.2. Clasificación de la masa rocosa | 3 |
| 1.1.2.1. Clasificación geomecánica Bieniawski | 3 |
| 1.1.2.3. Clasificación geomecánica GSI de Hoek y Brown | 4 |
| 1.1.3. Zonificación geomecánica de la masa rocosa | 5 |
| 1.1.4. Ensayos para estimar la resistencia de la roca | 5 |
| 1.1.4.1. Ensayo triaxial en rocas | 5 |
| 1.1.4.2. Ensayo de compresión simple en rocas | 6 |
| 1.1.4.3. Ensayo de constantes elásticas | 6 |
| 1.1.4.4. Ensayo de carga puntual | 7 |
| 1.1.4.5. Criterio de falla de rotura de Hoek y Brown | 9 |
| 1.1.5. Esfuerzos in situ | 11 |
| 1.1.5.1. Mapa mundial de esfuerzos | 12 |
| 1.1.5.2. Métodos de medición de esfuerzos in situ | 14 |
| 1.1.6 Esfuerzo inducido | 14 |
| 1.1.6.1. Modelos físicos | 15 |
| 1.1.6.2. Métodos analíticos | 17 |
| 1.1.6.3. Modelos numéricos | 18 |



| | |
|--|----|
| 1.1.6.4. Estallido de roca | 20 |
| 1.1.6.5. Tipos de rockbusrt | 22 |
| 1.1.7. Monitoreo sísmico | 23 |
| 1.1.8. Diseño de sostenimiento subterráneo adecuado | 24 |
| 1.1.8.1. Método Analítico | 26 |
| 1.1.8.2. Método Numérico | 31 |
| 1.1.9. Principios de diseño de soporte | 34 |
| 1.1.9.1. Factor estático de seguridad como indicador de vulnerabilidad | 34 |
| 1.1.9.2. Factor de seguridad dinámico como indicador de vulnerabilidad | 35 |
| 1.1.9.3. Estimación de la gravedad del daño | 37 |
| 1.1.9.4. Velocidad máxima de partícula | 38 |
| 1.1.9.5. Espesor de roca fracturada | 39 |
| 1.1.10. Definición de términos | 40 |
| 1.2. Antecedentes | 42 |

CAPÍTULO II

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

| | |
|----------------------------------|----|
| 2.1. Identificación del problema | 46 |
| 2.2. Enunciados del problema | 46 |
| 2.2.1. Problema general | 46 |
| 2.2.2. Problemas específicos | 47 |
| 2.3. Justificación | 47 |
| 2.4. Objetivos | 47 |
| 2.4.1. Objetivo general | 47 |
| 2.4.2. Objetivo específico | 47 |
| 2.5. Hipótesis | 48 |
| 2.5.1. Hipótesis general | 48 |
| 2.5.2. Hipótesis específico | 48 |

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

| | |
|-----------------------|----|
| 3.1. Lugar de estudio | 49 |
| 3.2. Población | 49 |



| | |
|---|----|
| 3.3. Muestra | 50 |
| 3.4. Método de investigación | 50 |
| 3.5. Descripción detallada de métodos por objetivos específicos | 50 |
| 3.5.1. Para determinar las condiciones de altos esfuerzos inducidos | 51 |
| 3.5.1.1. Caracterización en campo | 51 |
| 3.5.1.2. Monitoreo sísmico | 53 |
| 3.5.1.3. Ensayos de laboratorio | 54 |
| 3.5.1.4. Clasificaciones geomecánicas | 55 |
| 3.5.1.5. Determinación de esfuerzos | 56 |
| 3.5.2. Para determinar el diseño de sostenimiento subterráneo | 59 |

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

| | |
|---|----|
| 4.1. Caracterización del macizo rocoso | 62 |
| 4.1.1. Geología estructural | 62 |
| 4.1.2. Distribución de las discontinuidades | 64 |
| 4.2. Procesamiento de ensayos de laboratorio | 65 |
| 4.3. Clasificación geomecánica | 66 |
| 4.4 Monitoreo sísmico | 67 |
| 4.5. Condiciones de altos esfuerzos | |
| 4.5.1. Métodos empíricos para estimar los esfuerzos verticales | 69 |
| 4.5.1.1. Determinación del esfuerzo vertical por Hoek y Brown 1978 | 69 |
| 4.5.1.2. Determinación del esfuerzo vertical mediante Herget 1987 | 70 |
| 4.5.1.3. Determinación del esfuerzo vertical mediante Diederichs 1999 | 70 |
| 4.5.2. Métodos empíricos para estimar esfuerzos horizontales mayor y menor | 73 |
| 4.5.1.1. Determinación del esfuerzo horizontal por Hoek y Brown 1978 | 73 |
| 4.5.1.2. Determinación del esfuerzo horizontal Herget 1987 | 73 |
| 4.5.1.3. Determinación del esfuerzo horizontal por Diederichs 1999 | 74 |
| 4.5.3. Determinación de los esfuerzos mediante overcoring | 77 |
| 4.6. Profundidad de daño generado por esfuerzos actuantes | 78 |
| 4.7. Evaluación de la fortificación de las labores mediante criterio estático | 83 |
| 4.8. Determinación del factor de seguridad dinámico para 100 metros | 85 |



| | |
|--|----|
| 4.9. Determinación de factor de seguridad dinámico a una distancia | 88 |
| 4.10. Factor de seguridad dinámico cuando aplicando la técnica de-bonded | 91 |
| 4.11. Capacidad dinámica total del sistema de fortificación | 93 |
| 4.12. Discusiones | 94 |
| CONCLUSIONES | 96 |
| RECOMENDACIONES | 97 |
| BIBLIOGRAFÍA | 98 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | Pág. |
|---|-------------|
| 1. Criterio de clasificación de la masa rocosa según su calidad | 4 |
| 2. Estándares de prueba de laboratorio de roca definidos por el ASTM | 9 |
| 3. Tipo de datos y calidad en la versión de la base de datos WSM de 2008 | 13 |
| 4. Tipo de elementos de soporte según su propósito | 26 |
| 5. Tipo de estabilidad método de luz crítica. | 27 |
| 6. Propiedades de los pernos de anclaje | 28 |
| 7. Componentes de diseño para el shotcrete | 29 |
| 8. Puntos de recolección de datos | 50 |
| 9. Variación del esfuerzo vertical con la profundidad | 56 |
| 10. Variación del esfuerzo horizontal con profundidad | 56 |
| 11. Características de las discontinuadas en base al mapeo geomecánico | 64 |
| 12. Resultado de los ensayos de mecánica de rocas | 65 |
| 13. Clasificación geomecánica de la masa rocosa por tipo | 66 |
| 14. Eventos micro sísmicos. | 69 |
| 15. Métodos empíricos para determinar los esfuerzos verticales. | 72 |
| 16. Métodos empíricos para determinar los esfuerzos horizontales | 75 |
| 17. Constantes K mayor y k menor por diversos métodos empíricos | 76 |
| 18. Esfuerzos principales en la veta mary mediante overcoring | 78 |
| 19. Comparación de los esfuerzos in situ determinados | 78 |
| 20. Cálculo de la profundidad de daño para el subnivel y rampa | 80 |
| 21. Parámetros geomecánicos del macizo rocoso en las rampas y subniveles | 81 |
| 22. Profundidad de daño por labor | 83 |
| 23. Eventos micro sísmicos con probabilidad a estallidos de roca | 86 |
| 24. Resumen de valores del análisis para una distancia sísmica de 50 metros | 88 |
| 25. Diseño de Soporte para zonas sísmicas (Rockburst Support Handbook) | 88 |
| 26. Análisis para una distancia sísmica de 20 metros | 89 |
| 27. Factor de seguridad vs distancia sísmica | 92 |
| 28. Diseño de mallas para condiciones rockburst | 94 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | Pág. |
|---|-------------|
| 1. Estructura del macizo rocoso con un enfoque en la escala | 2 |
| 2. Características que constituyen un macizo rocoso | 3 |
| 3. Desprendimiento en las paredes laterales sujeta a esfuerzos | 4 |
| 4. Sistema de prueba totalmente automático triaxial y accesorios del ensayo | 5 |
| 5. Histogramas en pruebas UCS en rocas homogéneas | 6 |
| 6. Gráficos de modulo tangente, promedio y secante | 7 |
| 7. Tipos de ensayo de carga puntual y modos de ruptura aceptados | 8 |
| 8. Equipo de carga puntual de la marca Controls | 8 |
| 9. Límite de aplicabilidad del criterio de Hoek y Brown en piedra caliza | 11 |
| 10. Determinación del k mediante el modelo de Sheorey | 12 |
| 11. Mapa mundial de esfuerzos 2008 excluyendo eventos de límite de placa | 13 |
| 12. Esfuerzos inducidos en la roca que rodea un túnel horizontal | 15 |
| 13. Conción del sistema de trayectoria del polariscopio | 16 |
| 14. Modelos experimentales con modelos FEM bajo presiones diametrales | 16 |
| 15. Problemas con la geometría y coordenadas indicando los esfuerzos y desplazamiento | 17 |
| 16. Elección de métodos continuos o discontinuos | 20 |
| 17. Explosión de tensión detrás del soporte | 21 |
| 18. Gravedad del daño por estallido de rocas | 22 |
| 19. Sistema típico de monitoreo microsísmico | 23 |
| 20. Métodos de diseño de soporte de roca | 24 |
| 21. Objetivos de la clasificación de soporte en las excavaciones | 25 |
| 22. Perspectiva gráfica de span | 27 |
| 23. Forma de soporte de la malla y capacidad para soportar rocas sueltas | 29 |
| 24. Insumos para la elaboración del shotcrete | 30 |
| 25. Accesorios y forma de instalación de cables de anclaje | 30 |
| 26. Discretización del dominio por elementos finitos y formando una malla | 32 |
| 27. Número de elementos en una forma triangular | 32 |
| 28. Mecanismo de daño de rockburst por gravedad en base al soporte | 33 |
| 29. Elementos del sistema de soporte del macizo rocoso para rockbusrt | 34 |
| 30. Zonas de contorno con áreas de alto potencial de fractura por tensión | 35 |
| 31. Fuerzas actuantes con un volumen de roca propensa a reventar | 36 |



| | |
|--|----|
| 32. Influencia de la gravedad en la energía cinética del bloque expulsado | 37 |
| 33. Profundidad de falla ocasionado por tensión máxima inducido | 40 |
| 34. Lugar de estudio mina Carahuacra | 49 |
| 35. Recolección de información para el primer objetivo | 51 |
| 36. Mapeo geomecánico por celda | 52 |
| 37. Características litológicas en sección transversal de la veta Mary | 52 |
| 38. Ubicación de geófonos uniaxiales y triaxiales veta Mary | 53 |
| 39. Ubicación de los Geófonos veta Mary NV 1280 – NV 1280 | 53 |
| 40. Compresión del comportamiento de esfuerzos en el macizo rocoso | 56 |
| 41. Recolección de información para el segundo objetivo | 59 |
| 42. Vetas de mineralización de la mina Carahuacra | 63 |
| 43. Envolvente de Hoek y Brown para la roca intacta | 66 |
| 44. Trigger action response plan (TARP) de eventos sísmicos | 67 |
| 45. Eventos microsísmicos totales por mensuales | 68 |
| 46. a) energía liberada, b) magnitud momento y c) vpp en cada caso máximos y mínimos por meses | 68 |
| 47. Determinación del esfuerzo vertical mediante Hoek y Brown 1978 | 70 |
| 48. Determinación del esfuerzo vertical mediante Herget 1987 | 70 |
| 49. Determinación del esfuerzo vertical mediante Diederichs | 71 |
| 50. Variabilidad de los esfuerzos verticales | 71 |
| 51. Determinación del esfuerzo horizontal mediante Hoek y Brown | 73 |
| 52. Determinación de esfuerzos horizontales máximo y mínimo Herget | 73 |
| 53. Determinación del esfuerzo horizontal mediante Diederichs | 74 |
| 54. Variabilidad del esfuerzo horizontal mayor y menor | 77 |
| 55. Variabilidad de la constante K mayor y menor | 77 |
| 56. Profundidad o espesor de daño por tensión máxima inducido | 79 |
| 57. Esquema de profundidad de daño total, parcial y radio | 80 |
| 58. Determinación de la profundidad de daño (df) con el uso del RS2 | 82 |
| 59. Zona de influencia zona plástica en la labor y longitud de los pernos | 84 |
| 60. Análisis de áreas tributarias en la corona por ser zona inestable | 84 |
| 61. Perno helicoidal, forma de instalación y malla de sostenimiento | 86 |
| 62. Densidad del pattern par 1.0 m x 1.0 m | 90 |
| 63. Perno de roca de-bonded para ser instalado en el macizo rocoso | 91 |



ÍNDICE DE ANEXOS

| | Pág. |
|---|-------------|
| 1. Reporte de ubicación de evento de rockburst en nivel 1360, en diciembre | 106 |
| 2. Ubicación de eventos de rockburst ocurrido en noviembre de 2017 -2020 | 106 |
| 3. Eventos de liberación de energía repentina ocurridos en veta Mary | 107 |
| 4. Llegada al nivel 1220 se ha ido evidenciando altos esfuerzos compresivos | 107 |
| 5. Mapeo geomecánico de la rampa 115 de la veta Mary | 108 |
| 6. Mapeo geomecánico de la rampa 650 de la veta Mary | 108 |
| 7. Mapeo geomecánico del subnivel 110 de la veta Mary | 109 |
| 8. Mapeo geomecánico del subnivel 100 de la veta Mary | 109 |
| 9. Mapeo geomecánico del subnivel 901 de la veta Mary | 110 |
| 10. Ensayos de laboratorio de mecánica de rocas Mina Carahuacra | 111 |
| 11. Inspección en la rampa 650 no sé encontró daños al sostenimiento | 112 |
| 12. Inspección en el subnivel 100, con daño al sostenimiento | 112 |
| 13. Daño en el sostenimiento generado evento en subnivel 110 | 113 |
| 14. Daño en el sostenimiento en el subnivel 100 por los esfuerzos | 113 |
| 15. Análisis de sensibilidad con respecto a la ubicación de los geófonos | 153 |
| 16. Localización de eventos por magnitud y fecha | 153 |
| 17. Zonas de concentración de eventos | 154 |
| 18. Vista longitudinal de la mina | 154 |
| 19. Vista en planta de la mina | 155 |
| 20. Matriz de consistencia | 158 |

RESUMEN

En la mina Carahuacra, se enfrentan problemas de estallidos de roca y reacomos en el macizo rocoso debido a las condiciones desfavorables generadas por altos esfuerzos en las profundidades de la explotación. Para abordar esta problemática, se plantea como pregunta de investigación ¿Cómo se determinan las condiciones de altos esfuerzos inducidos para el diseño de un sostenimiento subterráneo óptimo?, y como objetivo general es determinar las condiciones de altos esfuerzos inducidos para el diseño de un sostenimiento subterráneo óptimo en la veta Mary de la mina Carahuacra de Cía. Volcán. El tipo de investigación es no experimental, de diseño transversal descriptivo, que examina factores que influyen en los estallidos de roca, desde la geología estructural hasta los sistemas de sostenimiento. El muestreo se realizó de forma no probabilística intencional en áreas específicas con problemas de estallidos de roca y con antecedentes en las zonas de estudio. La metodología incluye el uso del criterio de Sheorey, ecuaciones empíricas para medir esfuerzos y monitoreo sísmico para seleccionar el sostenimiento adecuado, como el perno de-bonded. Los resultados obtenidos incluyen la aplicación de metodologías empíricas y monitoreo sísmico para evaluar los hipocentros de estallido de rocas. Se concluye que la determinación de los esfuerzos son clave para un diseño óptimo del sostenimiento en condiciones de estallidos de roca, aplicando pernos de-bonded para soportar los altos esfuerzos de manera efectiva.

Palabras clave: Altos esfuerzos, monitoreo sísmico, profundidad, sostenimiento subterráneo.



ABSTRACT

At the Carahuacra mine, there are problems of rock bursts and rearrangements in the rock mass due to unfavorable conditions generated by high stresses in the mining depths. To address this problem, the research question is: How to determine the conditions of high induced stresses for the design of an optimal subway support, and the general objective is to determine the conditions of high induced stresses for the design of an optimal subway support in the Mary vein of the Carahuacra mine of Cia Volcan. The type of research is non-experimental, descriptive cross-sectional design, which examines factors that influence rockbursts, from structural geology to support systems. Sampling was conducted in a non-probabilistic purposive manner in specific areas with rockburst problems and background in the study areas. The methodology includes the use of Sheorey's criteria, empirical equations to measure stresses and seismic monitoring to select the appropriate support, such as the de-bonded bolt. The results obtained include the application of empirical methodologies and seismic monitoring to evaluate rockburst hypocenters. It is concluded that the determination of the stresses are key for an optimal design of the support in rockburst conditions, applying de-bonded bolts to support the high stresses effectively.

Key words: Depth, high stress, seismic monitoring, subway support.

INTRODUCCIÓN

La minería subterránea es un sector que enfrenta desafíos únicos relacionados con la estabilidad de las excavaciones y la seguridad de los trabajadores debido a las condiciones geomecánicas. En particular, en la mina Carahuacra en su veta Mary se presenta condiciones de altos esfuerzos es por consecuencia de que sus trabajos se encuentran a profundidades de más de 900 metros. Por lo que se han presentado reacomodos del macizo rocoso y estallidos de rocas ocasionados por los altos esfuerzos generando eventos micro sísmicos que pueden ser mortales si no son monitorizados a tiempo. Por lo cual se describe metodologías para determinar los esfuerzos en el macizo rocoso y considerar estos esfuerzos en el diseño del sostenimiento y tener mayor seguridad de la efectividad de soporte de cada elemento de soporte.

La investigación está conformada por el capítulo I donde se tiene una revisión exhaustiva de la literatura desde el marco teórico, definición de términos y las principales antecedentes nacionales e internacionales relacionados cada parte de la investigación y es contrastado con las referencias bibliografía. Como capítulo II se tiene la parte del planteamiento del problema donde se describe el problema, los objetivos y la justificación de la investigación. En el Capítulo III se realiza una descripción detallada de los materiales y métodos que se han seguido en el cumplimiento de los objetivos de la investigación, así como donde es el lugar de estudio. Para el capítulo IV se tiene los resultados que se han alcanzado en el cumplimiento de cada objetivo que son contrastados con la parte de anexos y se discute con las principales investigaciones relacionados al tema de investigación. Luego se muestra las conclusiones y recomendaciones de la investigación.

CAPÍTULO I REVISIÓN DE LITERATURA

1.1. Marco teórico

1.1.1 Condiciones de altos esfuerzos inducidos

1.1.1.1. Caracterización de la masa rocosa

Cuando se realiza proyectos mineros es primordial conocer las características geomecánicas del macizo rocoso tanto de la roca circundante y mineralizada. Donde para realizar la recolección de datos se aplican diferentes técnicas. El macizo rocoso es considerado complejo por lo que describir y definir es necesario cantidad de investigaciones de mecánica de rocas. Las técnicas que son usadas son el mapeo geomecánico en las áreas de interés en aquellos afloramientos accesibles para realizar una evaluación y análisis, para lo cual se diseñan formatos o fichas para la recolección de información (OSINERGMIN, 2017).

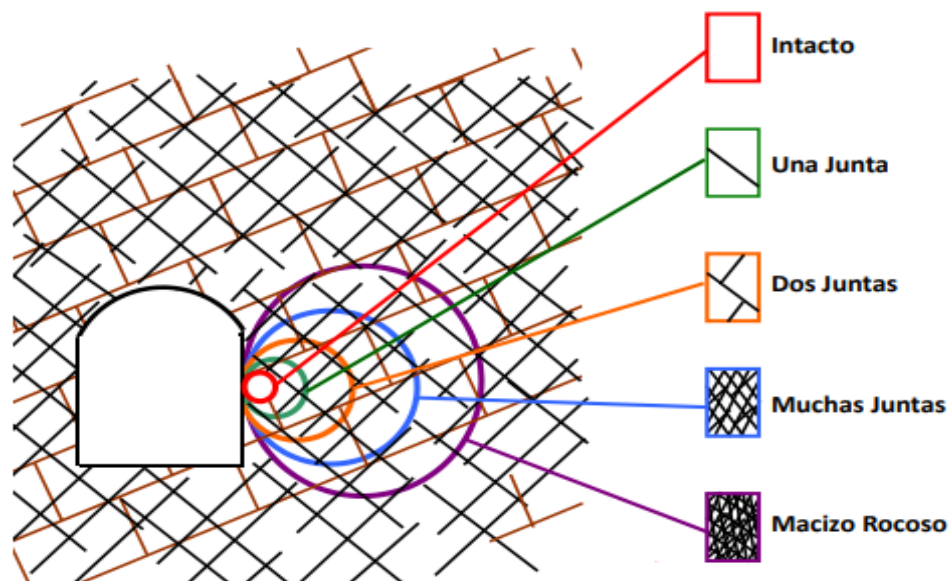


Figura 1. Estructura del macizo rocoso con un enfoque en la escala

Fuente: (OSINERGMIN, 2017)

Realizar la caracterización del lugar es considerado algo preliminar muy importante para desarrollar programas exitosos de mecánica de rocas en diversas minas subterráneas. Al determinar lo entornos geológicos y parámetros litológicos del sitio se obtiene una clasificación geomecánica, la caracterización del sitio contribuye a la estimación de los parámetros de resistencia y deformabilidad de las numerosas unidades litológicas identificadas dentro del macizo rocoso en el sitio de la mina (Brady y Brown, 2004).

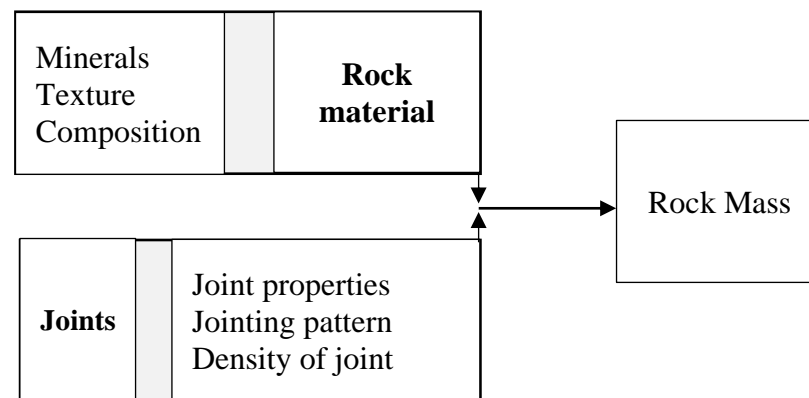


Figura 2. Características que constituyen un macizo rocoso

Fuente: (Palmstrom, 2001)

1.1.2. Clasificación de la masa rocosa

1.1.2.1. Clasificación geomecánica Bieniawski

A fin de tener un mejor ordenamiento de los diferentes tipos de macizos rocosos se ha desarrollado las clasificaciones geomecánicas y estas han ido avanzando una clasificación importante y más usada es de Bieniawski que se desarrolló en 1974 actualizada en 1979 y 1989. Donde su metodología es relacionar los índices de calidad con parámetros geotécnicos, criterios de excavación y tipo de sostenimiento (Tolentino, 2015).

Para el proyecto de tesis se plantea usar la clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989) que tiene por objetivo definir la calidad de los macizos rocosos en función al índice RMR, este índice se calcula teniendo en cuenta la resistencia de la matriz rocosa, el índice RQD, espaciamiento de las discontinuidades, condición de las discontinuidades y parámetros hidrogeológicos.

Tabla 1

Criterio de clasificación de la masa rocosa según su calidad

| Tipo de roca | Rango RMR | Calidad según RMR |
|--------------|-----------|-------------------|
| II | > 60 | Buena |
| III A | 51 - 60 | Regular A |
| III B | 41 - 50 | Regular B |
| IV A | 31 - 40 | Mala A |
| IV B | 21 - 30 | Mala B |
| V | < 21 | Muy mala |

Fuente: (Tolentino, 2015)

1.1.2.3. Clasificación geomecánica GSI de Hoek y Brown

Esta clasificación ha sido desarrollado por (Hoek, 1994) (Hoek *et al.*, 1995) su evaluación es realizada mediante la observación que relaciona la estructura del macizo rocoso de acuerdo al grado de fracturamiento y el estado del macizo rocoso en su superficie resultando un índice observacional cualitativo y cuantitativo. El sistema GSI se desarrolló para trabajar con macizos rocosos compuestos por bloques angulares entrelazados en los que el proceso de falla está dominado por el deslizamiento y la rotación de bloques sin una gran cantidad de fallas de roca intacta. Así mismo indica que el GSI no puede aplicarse en el análisis de desprendimientos inducidos por tensión, pero puede usarse para otras aplicaciones (Hoek y Brown, 2019).

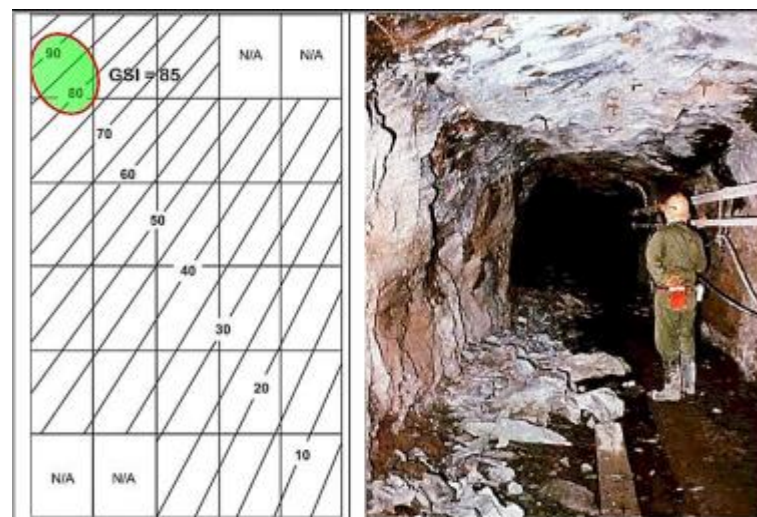


Figura 3. Desprendimiento en las paredes laterales sujeta a esfuerzos

Fuente: (Hoek y Brown, 2019)

1.1.3. Zonificación geomecánica de la masa rocosa

Un tema importante para las investigaciones geomecánicas es primordial el identificar la variabilidad litológica en términos de sus propiedades mecánicas de cada unidad litológica existente en el lugar (Hoek y Brown, 1997). Se realiza después del análisis geomecánico global del macizo rocoso donde se distingue las características estructurales y mecánicas parecidas esto porque los posteriores diseños, análisis entre otros solo serán válidos para ese tipo de macizo rocoso (Volcan, 2020).

1.1.4. Ensayos para estimar la resistencia de la roca

Para determinar la resistencia de la roca es necesario determinar sus propiedades mecánicas de la roca que en su totalidad están estandarizadas por las normas ASTM o ISRM (Taype, 2019).

1.1.4.1. Ensayo triaxial en rocas

Este ensayo es realizado en probetas de roca de diámetro definido y son colocados en una celda de Hoek con una membrana de goma donde con el equipo es sometido a una presión de confinamiento (σ_3) y luego recién es sometido a una carga axial hasta que alcance el punto de quiebre de la probeta donde se obtendrá resultados como el esfuerzo vertical, deformación axial y deformación transversal (Ramírez y Alejano, 2004).



Figura 4. Sistema de prueba totalmente automático triaxial y accesorios del ensayo

Fuente: (Controls-group, 2020)

1.1.4.2. Ensayo de compresión simple en rocas

Es una prueba realizada en laboratorio y se utiliza para obtener la resistencia a compresión no confinada de una probeta o núcleo de roca con su correcta relación de esbeltez. Esta resistencia es la máxima compresión axial a la cual es sometida la muestra de roca. Este parámetro es muy importante para diseños geomecánicos, pero solo representa a la resistencia máxima de una roca intacta mas no de un macizo rocoso. Las proporciones que debe tener el núcleo deben seguir una relación de esbeltez que es la relación de altura/diámetro y esto se recomienda que debe ser mayor a 2 pero cuanto mayor es la esbeltez del núcleo menor es la resistencia (Ramírez y Alejano, 2004).

Al realizar estos ensayos se debe tener en cuenta que a pesar de que siguen las normas ASTM y ISRM, tener confiabilidad en los resultados es un desafío porque para obtener mejores interpretaciones es idóneo realizar más que solo tres ensayos (Bewick et al., 2015).

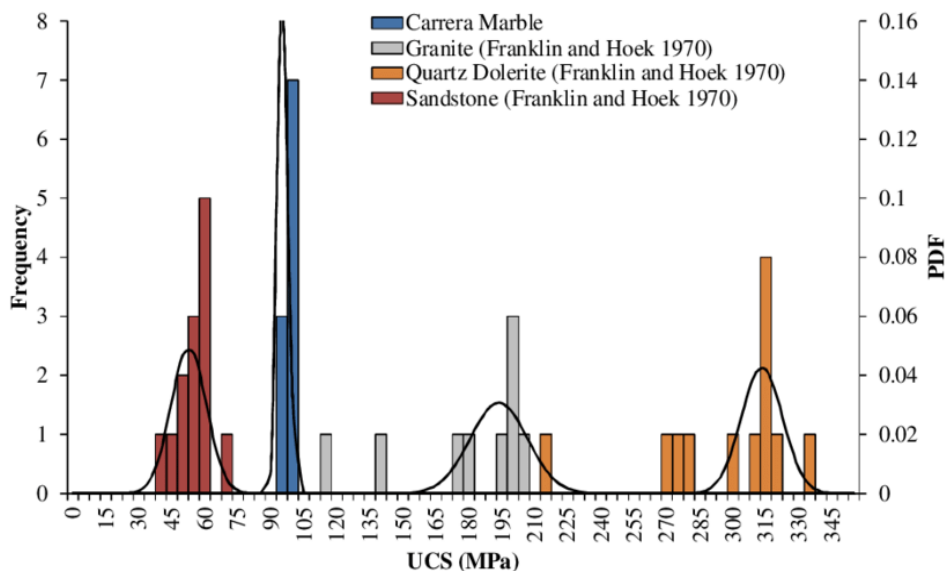


Figura 5. Histogramas en pruebas UCS en rocas homogéneas

Fuente: (Bewick et al., 2015)

1.1.4.3. Ensayo de constantes elásticas

Son realizados con los ensayos de resistencia a compresión simple y triaxial donde se determinan además del UCS o esfuerzo 1 y 3 los módulos

elásticos como el módulo de Young y coeficiente de poisson estos valores determinan pueden brindar información de la deformación y esfuerzo que esta sometido la roca intacta y luego aplicarlo al macizo rocoso. El procedimiento puede ser igual a un ensayo de compresión simple o triaxial con la diferencia que en la parte final se instalará un strain gauge longitudinal y transversal en la superficie de la probeta entonces a medida que se aplica una carga vertical los strain gauge mide la deformación unitaria axial (ϵ_a) y la deformación unitaria diametral (ϵ_d). Los valores de esfuerzo y deformaciones son determinados mediante gráficos de curvas de módulo de tangente, promedio y secante.

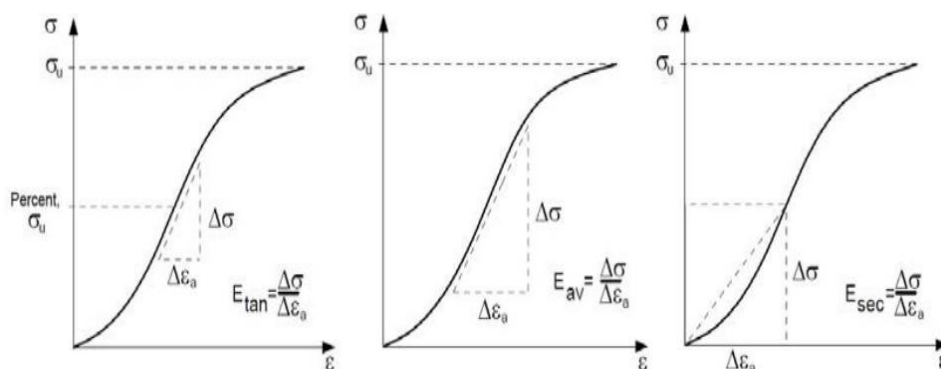


Figura 6. Gráficos de modulo tangente, promedio y secante

Fuente: (Malkowski y Ostrowski, 2017)

Deformación unitaria axial; $\epsilon_L = \Delta_L/L$

Deformación unitaria diametral; $\epsilon_D = \Delta_D/D$

Módulo de Young o deformación; $E = \sigma_c(50\%)/\epsilon_L$

Coefficiente de poisson; $\nu = \epsilon_D/\epsilon_L$

1.1.4.4. Ensayo de carga puntual

Este ensayo es realizado cuando las dimensiones de las muestras de roca no son tan adecuadas para realizar un ensayo de resistencia a compresión simple. Algunos lo conocen como el ensayo de Franklin y existen cuatro formas de realizar el ensayo como son la prueba diametral y axial que se requieren de un núcleo de roca y las pruebas de bloque y muestras irregulares. Cuando se realizan estos ensayos se debe realizar una corrección cuando estén alejados de 50 mm y no es necesario cuando estén cerca al valor indicado la

ecuación de corrección está de acuerdo con el ASTM D5731 e ISRM (Peng y Zhang, 2007).

$$I_{s(50)} = (D_e/50)^{0.45} x P_u / D_e^2$$

Donde, P_u es la carga de falla y D_e es el diámetro equivalente que es el diámetro del núcleo de ensayo

En la figura se observa las consideraciones que se debe tener por tipo de ensayo y los modos de rotura no aceptados

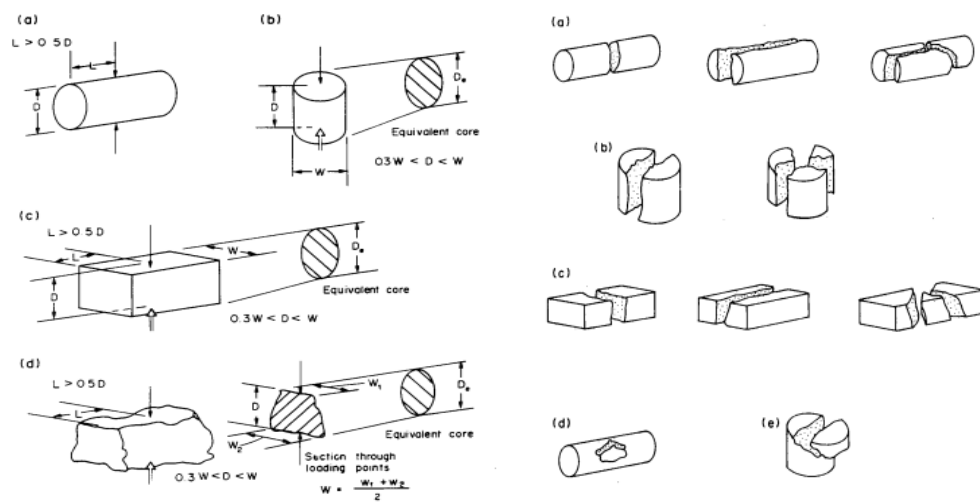


Figura 7. Tipos de ensayo de carga puntual y modos de ruptura aceptados

Fuente: (ISRM, 1984)



Figura 8. Equipo de carga puntual de la marca Controls

Fuente: (Controls-group, 2020)

Tabla 2

Estándares de prueba de laboratorio de roca definidos por el ASTM

| ASTM Standard | Description | Properties obtained |
|---------------|---|---|
| D2664-04 | Standard test methods for Triaxial compressive strength of undrained rock core specimens without pore pressure measurements | - Hoek & Brown failure criteria - Young's modulus at different confinement pressures - Basic friction angle for artificial joints |
| D7012-14 | Standard test methods for compressive strength and elastic moduli of intact rock core specimens under varying states of stress and temperatures | - Uniaxial compressive strength - Young modulus - Poisson's ratio |
| D5607-08 | Standard test method for performing laboratory direct shear strength tests of rock specimens under constant normal force | - MohrCoulomb failure criteria for discontinuities (ϕ , c) - Shear stiffness |
| D5731-08 | Standard test method for determination of the point load strength index of rock and application to rock strength classifications | - Uniaxial compressive strength (indirect) |
| D3967-16 | Standard test method for splitting tensile strength of intact rock core specimens | - Tensile strength of the rock (indirect) |
| D2845-08 | Standard test method for laboratory determination of pulse velocities and ultrasonic elastic constants of rock | - Young's modulus (indirect) - Density - Poisson's ratio |
| D57873-14 | Standard test method for determination of rock hardness by rebound hammer method | - Uniaxial compressive strength (indirect) |

Fuente: (Monsalve *et al.*, 2018)

1.1.4.5. Criterio de falla de rotura de Hoek y Brown

La ecuación de Hoek-Brown propuesta original se había utilizado ya en 1936 para describir la falla del concreto. La contribución significativa de este criterio fue vincular esta ecuación a las observaciones geológicas por medio del macizo rocoso disponible (Hoek y Marinos, 2007). El criterio de falla de Hoek y Brown es un criterio empírico para estimar la roca intacta que ha sido desarrollado por sobre una falla frágil (Hoek *et al.*, 1980).

El criterio de falla de Hoek-Brown para macizos rocosos es ampliamente aceptado y ha sido aplicado en un gran número de proyectos en todo el mundo. Si bien, en general, se ha encontrado que es satisfactoria, hay algunas incertidumbres e imprecisiones que han hecho que el criterio sea

inconveniente de aplicar e incorporar en modelos numéricos y programas de equilibrio límite (Hoek *et al.*, 2002).

Finalmente, introdujeron un nuevo criterio generalizado de Hoek-Brown del 2002 de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}\sigma'_1 &= \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \\ m_b &= m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \\ s &= \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \\ a &= \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right)\end{aligned}$$

El factor de disturbancia (D) depende de la relajación de esfuerzos y daño de la voladura y varia de 0 a 1.

Existe un enfoque que mostraron que la ecuación muy similar podría derivarse de un análisis de la propagación de fallas desde una grieta en un campo de tensión triaxial. Su ecuación se puede escribirse (Zuo *et al.*, 2015).

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{\left(\frac{\mu \sigma_{ci}}{k |\sigma_t|} \right) \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1}$$

donde $\mu = \tan\phi$ (ϕ , ángulo de fricción de la superficie de la grieta), k es un coeficiente para una fractura de modo mixto podría ser $k = \sqrt{3/2}$ para un criterio de esfuerzo máximo y $k = 1$ para un criterio de liberación de energía máxima y $|\sigma_t|$ y el valor absoluto de la resistencia a la tracción.

Además $m_i = \mu\sigma_{ci}/k|\sigma_t|$ entonces la función m_i tiene una función física significativa por lo tanto es importante la relación de m_i y $\sigma_{ci}/|\sigma_t|$ en la aplicación del criterio de falla de la roca y el macizo rocoso de Hoek y Brown (Zuo *et al.*, 2015).

El criterio ahora incorpora tanto roca intacta como discontinuidades, tales como diaclasas, caracterizado por el índice de resistencia geológica (GSI), en un sistema diseñado para estimar la mecánica comportamiento de los macizos rocosos típicos encontrados en túneles, taludes y cimientos. La fuerza y Las propiedades de deformación de la roca intacta, derivadas de las pruebas de laboratorio, se reducen en función de las propiedades de discontinuidades en el macizo rocoso (Hoek y Brown, 2019).

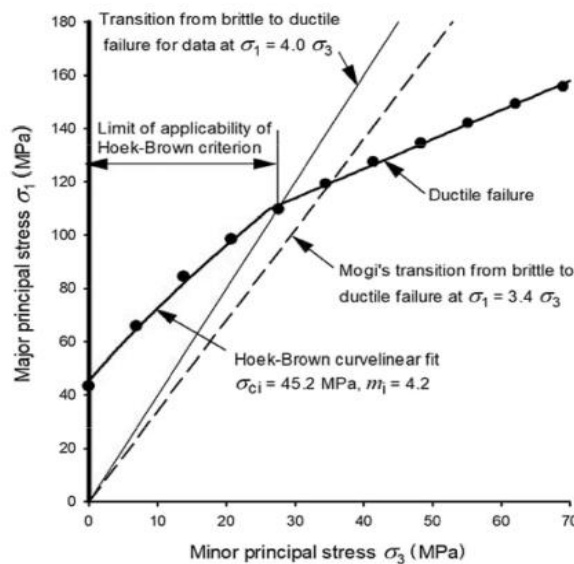


Figura 9. Límite de aplicabilidad del criterio de Hoek y Brown en piedra caliza

Fuente: (Hoek y Brown, 2019)

1.1.5. Esfuerzos in situ

Antes de empezar cualquier tipo de trabajo en operaciones subterráneas, el macizo rocoso está en un ambiente de esfuerzos equilibrado o llamados también esfuerzos naturales o in-situ. Estos esfuerzos son ortogonales y perpendiculares al plano y son representados como σ_v , σ_H y σ_h siendo esfuerzo vertical, horizontal mayor y menor respectivamente. Naturalmente los esfuerzos in-situ son compresivos por tal razón en el análisis geomecánicos son positivos (Ortiz, 2019).

Para poder determinar los esfuerzos en el macizo rocoso se ha desarrollado las siguientes metodologías:

- Criterio de Sheorey (1994)

- Medición de esfuerzos
- Mapa mundial de esfuerzos

Diversos autores han desarrollado ecuaciones empíricas basados en ensayos de medición de esfuerzos para determinar la magnitud del esfuerzo vertical, horizontal mayor y menor in situ cada uno puede ser usado para una determinada profundidad, pero menor a 3000 metros. Sin embargo, existe gráficos y expresiones bien conocidos y usado en la industria minera (Amadei y Stephansson, 1997).

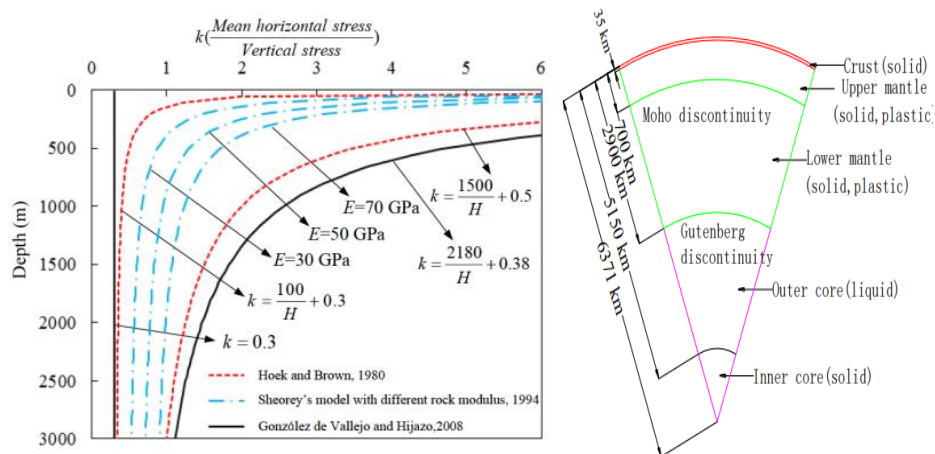


Figura 10. Determinación del k mediante el modelo de Sheorey

Fuente: (Pei *et al.*, 2016)

1.1.5.1. Mapa mundial de esfuerzos

El primer mapa mundial de esfuerzos fue publicado en el año 1992 con apenas 7700 registros. También es conocido por sus abreviaturas WSM es un base de datos global de información del esfuerzo de la corteza que se formó a partir de antecedentes de esfuerzos. Actualmente se tiene la versión 2008 con un total de 21750 registros que se agrupan en categorías como mecanismos focales de terremoto (72%), rotura de pozos y fracturas inducidas por la perforación (20%), medición de esfuerzos (4%) y datos geológicos (4%). Cuando un dato se requiere agregar a WSM tiene que seguir estándares internacionales y ser garantizada por el ranking de calidad de datos. Cada uno de los registros tiene una calidad entre A, B, C, D y E. Donde A tiene una orientación de esfuerzo de compresión horizontal máximo de 15 grados, la calidad de B es 20 grados, la calidad C está en 25 grados, la calidad D está en

40 grados y la calidad E son registros con información insuficiente o muy dispersa (Heidbach *et al.*, 2010).

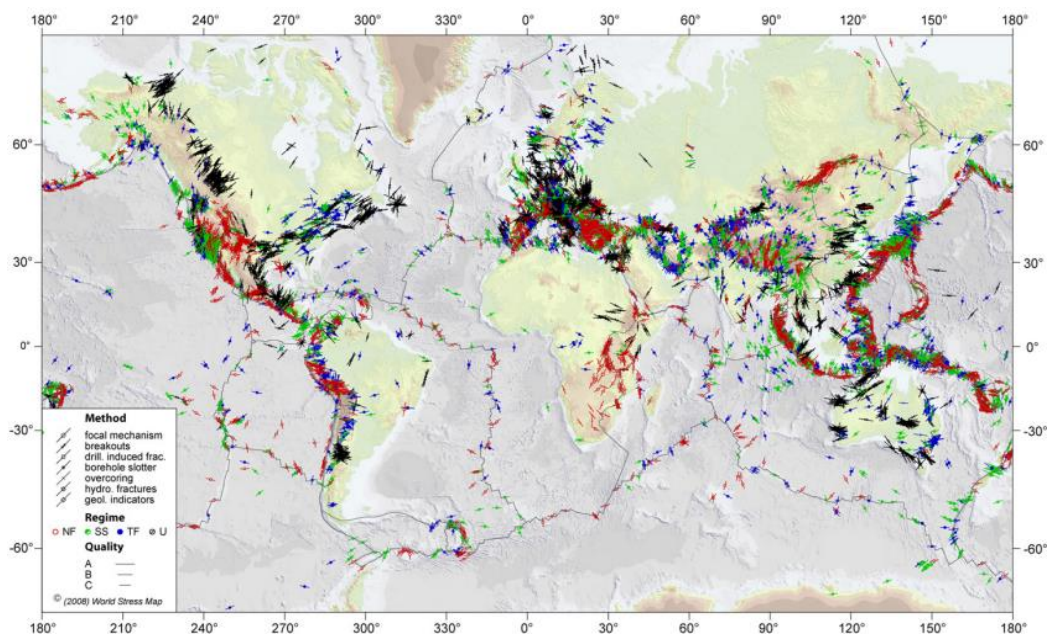


Figura 11. Mapa mundial de esfuerzos 2008 excluyendo eventos de límite de placa

Fuente: (Heidbach *et al.*, 2010)

Tabla 3

Tipo de datos y calidad en la versión de la base de datos WSM de 2008

| Data type (abbreviation) | WSM 2008 A–E | WSM 2008 A–C |
|--|--------------|--------------|
| | quality | quality |
| Focal mechanisms (FMF, FMS, FMA) | 15,689 | 13,959 |
| Borehole breakouts (BO, BOC, BOT) | 4125 | 2168 |
| Drilling-induced fractures (DIF) | 278 | 82 |
| Geological: fault-slip (GFI, GFM, GFS) | 434 | 331 |
| HydroFrac (HF, HFG, HFP, HFM) | 349 | 228 |
| Borehole slotter (BS) | 33 | 0 |
| Overcoring (OC) | 611 | 94 |
| Geological: volcanic alignment (GVA) | 220 | 98 |
| Petal centreline fractures (PC) | 9 | 9 |
| Shear wave splitting (SW) | 2 | 0 |
| Total | 21,750 | 16,969 |

Fuente: (Heidbach *et al.*, 2010)

1.1.5.2. Métodos de medición de esfuerzos in situ

Para medir los esfuerzos in situ del macizo rocoso es algo difícil de medir según Leeman (1959), "Es imposible medir el estrés directamente ya que, de hecho, es una cantidad ficticia. Solo es posible deducir las tensiones en un cuerpo sólido a partir de los resultados de las mediciones utilizando algunos métodos". Existe métodos directos e indirectos. Estas técnicas han sido desarrolladas en los últimos 30 años (Amadei y Stephansson, 1997).

- Métodos directos

Liberación de tensiones (overcoring)

- Doorstopper (CSIR)
- Deformation gage (USBM)
- Triaxial solid inclusión cell (LNEC)
- Triaxial hollow inclusión cell (CSIRO)

Restitución de tesion

- Gato plano

Fracturamiento hidraulico

- Métodos indirectos

Borehole breakout

Emisiones acústicas

Fault plane solutions

1.1.6 Esfuerzo inducido

El esfuerzo inducido en minería subterránea o superficial hace referencia a la redistribución de esfuerzos ahora llamados inducidos por actividades mineras en un área donde existe un esfuerzo in situ. El esfuerzo inducido actúa en el macizo rocoso circundante (piques, galerías, tajeos, etc) que ocasionan daños. En la figura se muestra la forma de cómo se encuentran los esfuerzos inducidos e in situ (Zhu *et al.*, 2021)

El campo de tensiones inducido por la minería tiene un cierto rango de distribución espacial, y su magnitud y orientación cambian con el desarrollo de las actividades mineras y el tiempo. La distribución, magnitud y orientación de la tensión inducida por la minería están relacionadas con el método de soporte, la forma del

panel, la tensión in situ, las propiedades físicas y mecánicas del macizo rocoso, los métodos de extracción, la secuencia de extracción, la estructura y la calidad del macizo rocoso, las condiciones geológicas de ingeniería, y tiempo (Xie y Yang, 2010).

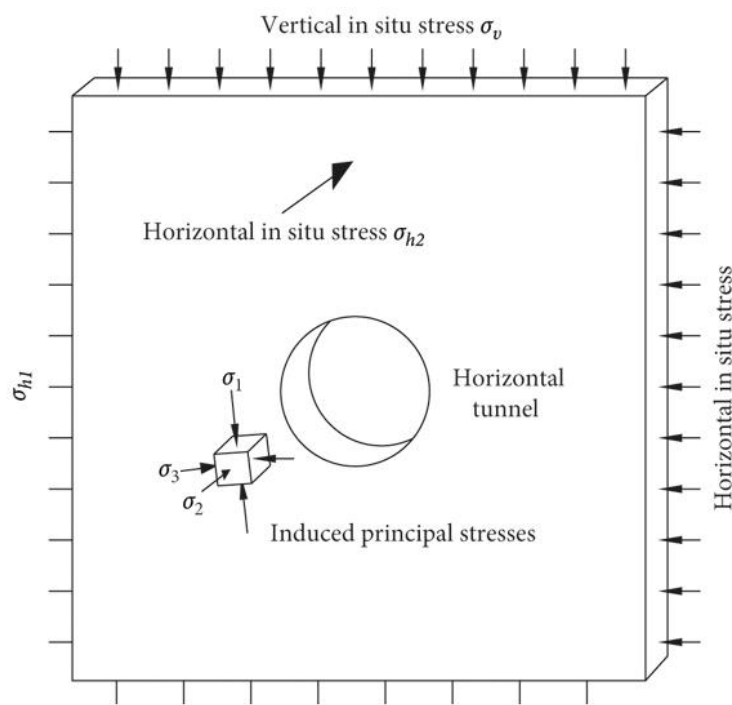


Figura 12. Esfuerzos inducidos en la roca que rodea un túnel horizontal

Fuente: (Zhu *et al.*, 2021)

El estrés inducido por la minería es la causa fundamental de la deformación y la inestabilidad de todas las minas subterráneas y minas a cielo abierto. Sin la perturbación de las excavaciones mineras, el macizo rocoso se encuentra en su estado de equilibrio inicial. Las actividades mineras cambian el estado de equilibrio original del macizo rocoso, causando deformación y movimiento del macizo rocoso hacia la excavación, lo que resulta en la redistribución de tensiones alrededor de las bocas de las minas (Wagner, 2019).

1.1.6.1. Modelos físicos

Este método es experimental que se basa en la teoría de la fotoelasticidad que es un método óptico para medir la tensión principal y deformaciones. Está basado en el uso de la luz y se usa mayormente en el análisis de esfuerzos bidimensionales (2D) y tridimensionales (3D) en ramas

de la ingeniería mecánica y de rocas, mecánica de rocas y ciencias medicas (Ju *et al.*, 2014).

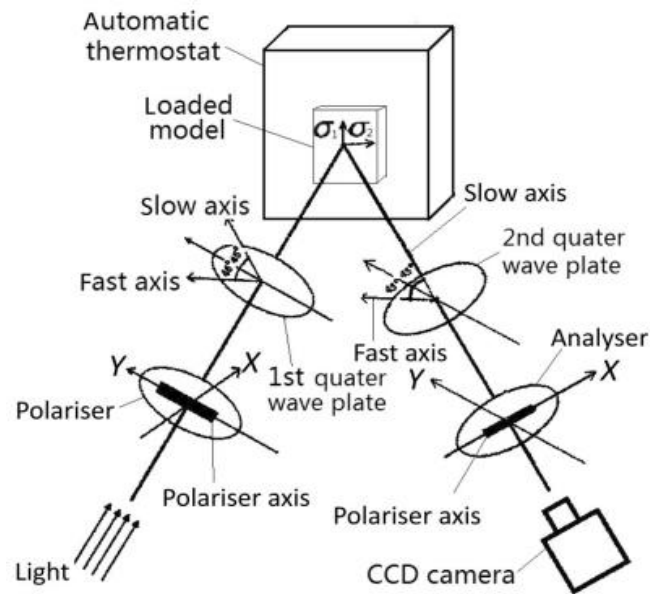


Figura 13. Configuración del sistema de trayectoria del polariscopio

Fuente: (Ju *et al.*, 2014)

Sin embargo, es necesario superar varias dificultades con los métodos fotoelásticos existentes para desenvolver adecuadamente las franjas fotoelásticas y cuantificar la evolución continua del campo de tensión en estructuras complejas.

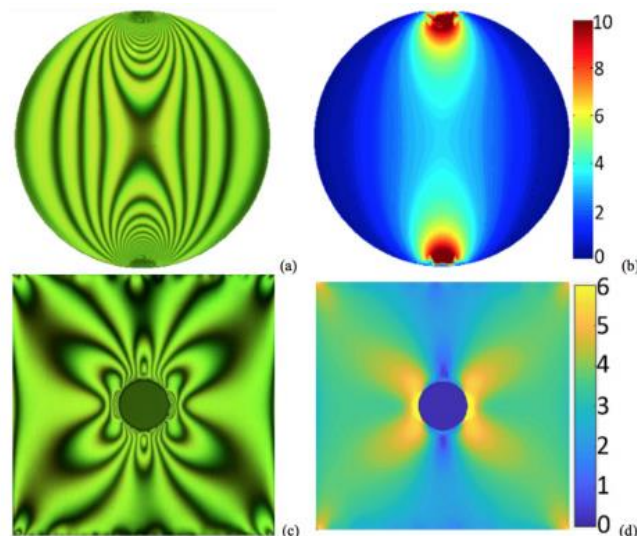


Figura 14. Modelos experimentales con modelos FEM bajo presiones diametrales

Fuente: (Yang *et al.*, 2018)

1.1.6.2. Métodos analíticos

Cuando se requiere obtener información de que está sucediendo internamente en el macizo rocoso cuando se realiza una excavación es posible usar ecuaciones analíticas para determinar la interrupción de los esfuerzos alrededor de la abertura subterránea. Mucho va a depender de la forma, la dimensión de la excavación, la magnitud, la dirección y la zona de influencia el reacomodo de los esfuerzos será diferente. El uso de las ecuaciones de Kirsch es el método analítico más popular para estimar tensiones inducidas por la minería alrededor de una abertura de forma circular (Brady y Brown, 2004).

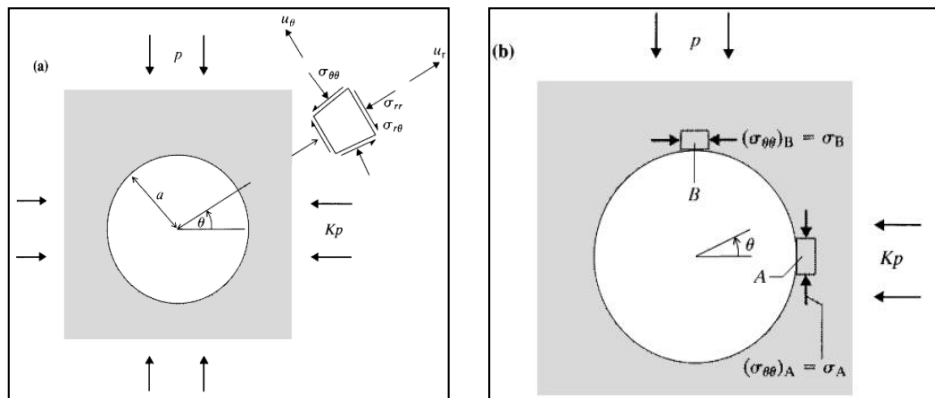


Figura 15. Problemas con la geometría y coordenadas indicando los esfuerzos y desplazamiento

Fuente: (Brady y Brown, 2004)

La figura muestra la sección transversal circular de una excavación larga en un medio sujeto a esfuerzo biaxial, definido por $p_{yy} = p$ y $p_{xx} = K * p$. La distribución de tensiones alrededor de la apertura se puede obtener fácilmente de las ecuaciones, superponiendo los esfuerzos inducidos asociados con cada una de las tensiones de campo p y $K*p$. Las soluciones completas para las distribuciones de tensiones y desplazamientos alrededor de la abertura circular, originalmente por Kirsch son:

$$\sigma_{rr} = \frac{p}{2} \left[(1 + K) \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) - (1 - K) \left(1 - 4 \frac{a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right]$$

$$\sigma_{\theta\theta} = \frac{p}{2} \left[(1 + K) \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) + (1 - K) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right]$$

$$\sigma_{r\theta} = \frac{p}{2} \left[(1 - K) \left(1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4} \right) \operatorname{sen} 2\theta \right]$$

$$u_r = -\frac{pa^2}{4Gr} \left[(1 + K) - (1 - K) \left\{ 4(1 - \nu) - \frac{a^2}{r^2} \right\} \cos 2\theta \right]$$

$$u_\theta = -\frac{pa^2}{4Gr} \left[(1 - K) \left\{ 2(1 - 2\nu) + \frac{a^2}{r^2} \right\} \operatorname{sen} 2\theta \right]$$

Estas expresiones u_r, u_θ son desplazamientos inducidos por la excavación, mientras que $\sigma_{rr}, \sigma_{\theta\theta}, \sigma_{r\theta}$ son esfuerzos totales después de la excavación. Poniendo $r = a$ en la ecuación, los esfuerzos límites de la excavación son dados como (Brady y Brown, 2004).

$$\sigma_{rr} = p[(1 + K) + 2(1 - K)\cos 2\theta]$$

$$\sigma_{rr} = 0$$

$$\sigma_{r\theta} = 0$$

Las ecuaciones confirman que las soluciones satisfacen la condición impuesta que el límite de excavación esté libre de tracción. De manera similar, para $\theta = 0$ y r es largo, los componentes de tensión están dados por (Brady y Brown, 2004).

$$\sigma_{rr} = K * p$$

$$\sigma_{\theta\theta} = p$$

$$\sigma_{r\theta} = 0$$

1.1.6.3. Modelos numéricos

Los métodos numéricos han sido desarrollados por más de treinta años y se han vuelto muy conocidos por sus rápidos avances en la tecnología informática porque su idoneidad en el análisis y diseño de problemas geomecánicos y geotécnicos muy complejos es la razón principal de su uso en la industria minera (Pande *et al.*, 1990). Son llamados también herramientas matemático informáticas que pueden determinar las condiciones de un macizo rocoso cuando son sometidos a un cambio de los esfuerzos y estos se basan en modelos numéricos que identifican la relaciones tensodeformacional (están

gobernados por las ecuaciones de equilibrio de tensiones, ecuaciones de compatibilidad de deformaciones y relaciones constitutivas) de la parte interna de un sólido y son resueltas por las ecuaciones diferenciales y permiten obtener datos como factor de seguridad, condición de los esfuerzos en el sólido entre otros datos (Velasco, 2019).

En tales casos, los métodos numéricos son la mejor opción para resolver los problemas de diseño. Además, los métodos numéricos deben utilizarse como un método complementario junto con métodos analíticos y empíricos.

Para (Jing y Hudson, 2002) los métodos numéricos en mecánica de rocas pueden clasificarse en métodos continuos, discontinuos e híbridos como se describe debajo:

Métodos continuos son:

- The finite element method (FEM)
- The finite difference method (FDM)
- The boundary element method (BEM)

Métodos discontinuos son:

- Discrete (or Distinct) elements method (DEM)
- Discrete fracture network (DFN)

Hybrid methods are:

- Hybrid FEM/BEM
- Hybrid DEM/BEM
- Hybrid FEM/DEM

Se escoge el método continuo o discontinuo y mucho depende de la escala del problema y la geometría del sistema de fractura. Sin embargo, no existe una guía absoluta sobre qué método es mejor que otro y cuándo uno u otro debe ser utilizado, pero pueden evitarse mediante el uso de método híbridos. El método de elementos finitos es un método numérico bien reconocido que se puede utilizar para roca problemas de diseño mecánico y

geomecánico. Tiene la capacidad de tratar heterogeneidad material, anisotropía, no linealidad, condiciones de contorno complejas, tensiones in situ y gravedad (Jing y Hudson, 2002).

En la figura 16 indica que la figura a, el desplazamiento del campo es continuo y no se tiene discontinuidades. La figura b, el desplazamiento es determinado por deslizamiento en las discontinuidades y la rotación de bloques aquí los métodos discontinuos son adecuados. Y la figura c, el campo del desplazamiento se vuelve continuo dentro de cada área y puede volverse discontinuo en otra área por lo que métodos híbridos serían apropiados (Bobet *et al.*, 2009).

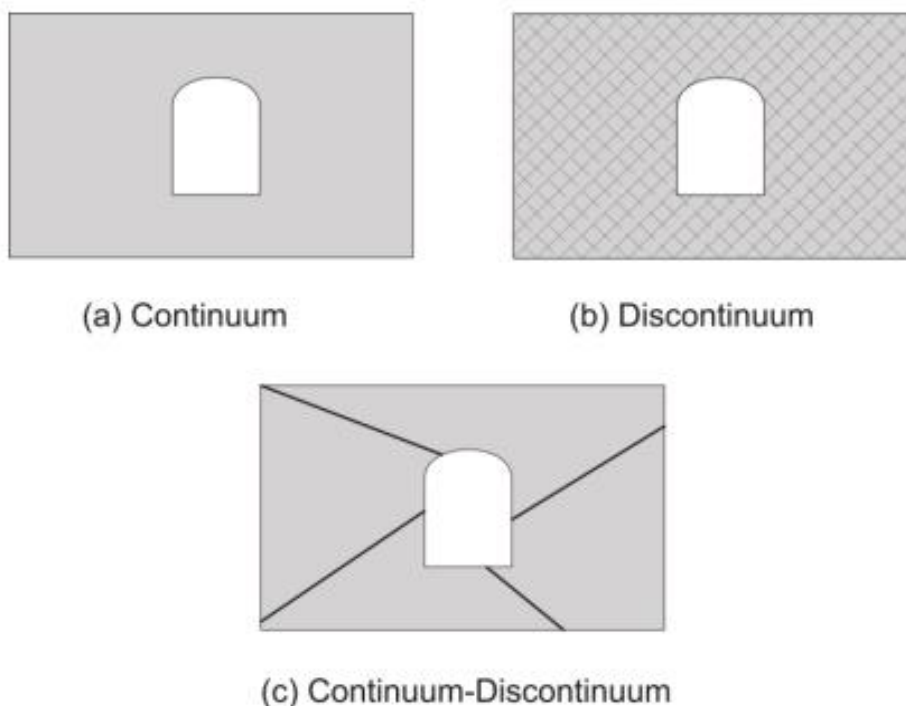


Figura 16. Elección de métodos continuos o discontinuos

Fuente: (Bobet *et al.*, 2009)

1.1.6.4. Estallido de roca

A medida que aumenta la profundidad de la minería y la construcción subterránea, los procesos de falla inducidos por tensión son inevitables, tanto dentro del macizo rocoso, lejos de las aberturas minadas y cerca de las excavaciones. En algunos casos, el macizo rocoso falla violentamente, lo que

lleva a eventos sísmicos causados por deslizamiento a lo largo de los planos de debilidad (p. ej., fallas) o por ruptura por corte. En otros casos, el macizo rocoso cercano a una excavación se fractura de forma gradual o repentina, provocando daños en la excavación. Rockbursts puede causar lesiones a los trabajadores o muertes, daños a la infraestructura y al equipo de la mina, puede faltar requisitos de rehabilitación y posiblemente pérdidas de producción y, por lo tanto, pueden presentar riesgos de inversión sustanciales. La prevención o mitigación de Rockburst es uno de los problemas más desafiantes en la ingeniería de rocas en terrenos con altos esfuerzos (Cai y Kaiser, 2017b).

Los eventos sísmicos ocurren cuando la tensión desviadora en la roca confinada la masa alcanza su fuerza y causa la falla inestable de la roca. La energía radiada puede dañar una excavación y, por lo tanto, provocar un desprendimiento de rocas. Alternativamente, la tensión desviadora cerca de una excavación puede alcanzar la fuerza del macizo rocoso no confinado o ligeramente confinado y causar un estallido de roca, que se denomina estallido de tensión con un centro de eventos sísmicos ubicado en el mismo lugar (Cai y Kaiser, 2017b).

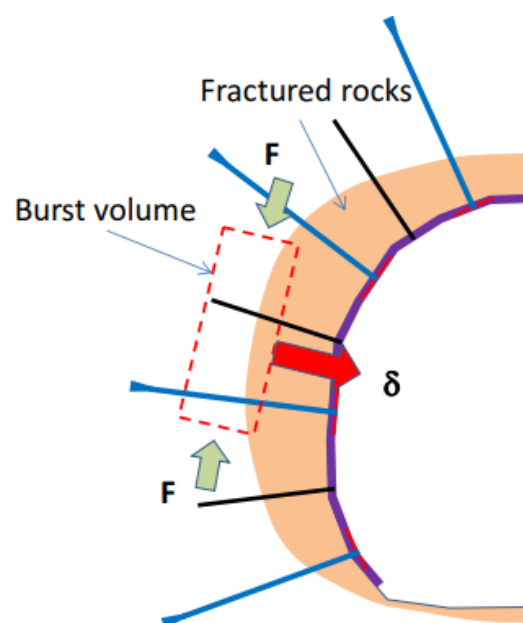


Figura 17. Explosión de tensión detrás del soporte

Fuente: (Cai y Kaiser, 2017b)

Las fuerzas que actúan sobre un volumen de explosión ubicado en suelo reforzado en la interfase entre roca fracturada y no dañada; también se muestra la dirección de la deformación resultante del abultamiento de la roca fracturada por tensión.

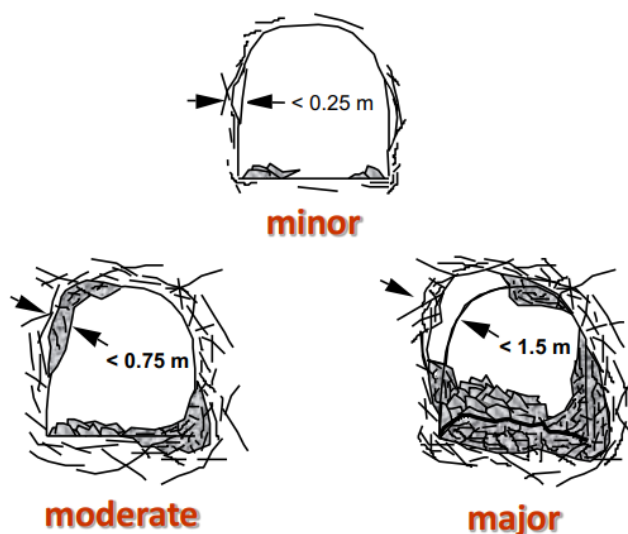


Figura 18. Gravedad del daño por estallido de rocas

Fuente: (Kaiser *et al.*, 1996)

La severidad del daño por estallido de roca, o abreviado la severidad de estallido de roca o estallido de tensión, también se puede caracterizar por la profundidad y la extensión lateral de la roca alrededor de la abertura que está involucrada en el proceso de falla. Para tamaños promedio de galerías mineras, clasificado daños por estallido de rocas en tres niveles de gravedad: menor, moderado y mayor o grave (Kaiser *et al.*, 1996).

1.1.6.5. Tipos de rockburst

Pueden ser inducidos por la minería debido a cambios graduales de tensión estática o causados por cargas dinámicas resultantes de un evento sísmico remoto o una combinación de ambos. Existen tres tipos fundamentales de estallidos de rocas: estallidos de fallas por deslizamiento, pilares y deformaciones. Estos desprendimientos de rocas son inducidos por la minería debido a cambios de tensión estática que causan daños en la fuente o cerca de ella, o son causados por perturbaciones dinámicas; este último es predominantemente causado por el aumento de la tensión dinámica o la

transferencia de energía resultante de un evento sísmico remoto (Cai y Kaiser, 2017b).

Ortlepp & Stacey (1994) subdividieron las clases de estallido de rocas para las condiciones de Sudáfrica en cinco tipos, strain bursting, buckling, pillar or fase crush, shear ruptura y fault slip.

1.1.7. Monitoreo sísmico

Un evento sísmico es el sonido de rocas que se deslizan o agrietan. Un evento sísmico es un suceso imprevisto de radiación de energía acústica de ondas inducidas en un macizo rocoso. Un rockburst puede ser un desplazamiento de roca por un impulso sísmico en el límite de la excavación causando un daño. Los eventos sísmicos y los desprendimientos de roca involucran cambios de energía inestable en el macizo (Brady y Brown, 2004). El monitoreo sísmico empezó a usarse desde 1990 por la ingeniería sismológica y el instituto de sismología, actualmente los sistemas de monitoreo se encuentran en operación en minas y túneles en varios países del mundo para mejorar la toma de decisiones operativas. “Vigilancia de eventos sísmicos en las minas es una herramienta muy útil para describir las condiciones del terreno potencialmente peligrosas y ayudar a la administración de la mina en la implementación de políticas de reingreso efectivas” (Cai y Kaiser, 2017b).

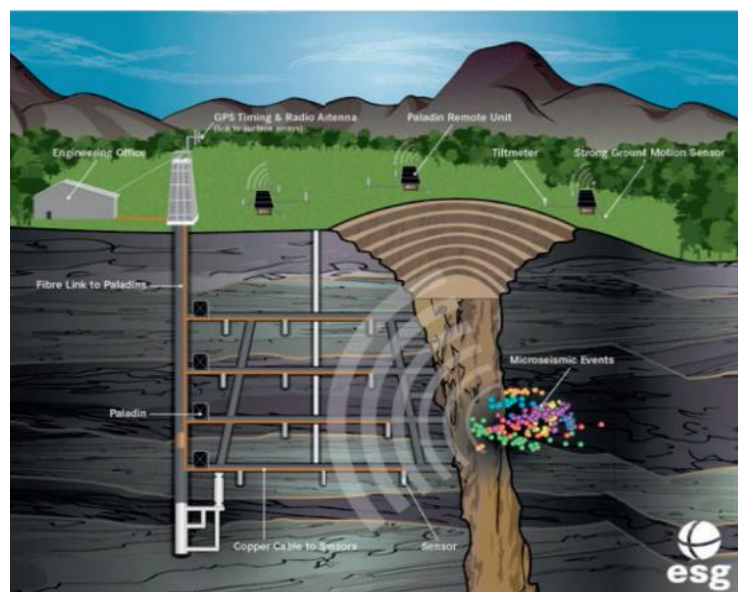


Figura 19. Sistema típico de monitoreo microsísmico

Fuente: (Esg solutions, 2020)

1.1.8. Diseño de sostenimiento subterráneo adecuado

Cuando se realiza una excavación ocasiona un desequilibrio de los campos de esfuerzo in situ porque el reacomodo mediante el redireccionamiento de fuerzas origina grietas provocando que se desprenda o deslicen bloques de roca siendo la razón de la causa de accidentes según (Vallejo, 2012), El soporte de excavaciones con entrada de personal es cumplir con el uso de elementos de sostenimiento que permitan mantener estable las excavaciones (OSINERGMIN,2017).

a) Metodología de diseño de soporte

A diferencia de otras disciplinas de ingeniería como el acero y el hormigón diseño de la estructura, no hay procedimientos de diseño estándar, métodos, o códigos que pueden o deben seguirse al diseñar sistemas de soporte de rocas para minería subterránea. Los métodos de diseño de soporte van desde métodos analíticos, empíricos, numéricos y de observación, se analizan brevemente a continuación y se resumen en la Figura 20.

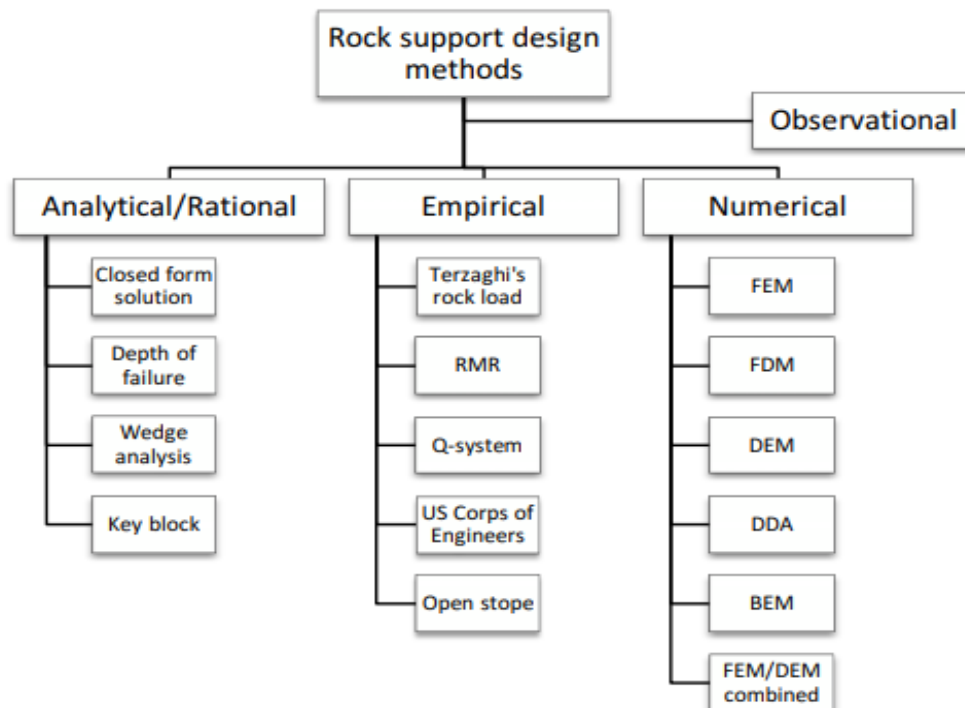


Figura 20. Métodos de diseño de soporte de roca

Fuente:(Cai y Kaiser, 2017b)

b) Tipos de sostenimiento

Método rígido que es llamado sostenimiento pasivo porque solo actúan cuando la excavación entra en contacto con el elemento de soporte instalado en la superficie del macizo rocoso y el otro método flexible conocido como sostenimiento activo y su forma de actuación en la excavación es que los elementos de soporte están en el interior del macizo rocoso y pueden cambiar el comportamiento y estabilizarlo (OSINERGMIN, 2017)

Pero también es posible clasificarlo desde otro enfoque de acuerdo con el tipo de elemento de soporte,

- Soporte que es aplicar fuerzas por la superficie de excavación y mantener los bloques en el macizo rocoso.
- Reforzar donde se busca conservar y aumentar los parámetros de la roca mitigando en fracturamiento del macizo rocoso con la aplicación de pernos o cables
- Retener que es evitar el confinamiento o desprendimiento de macizo rocoso a fin evitar su caída.

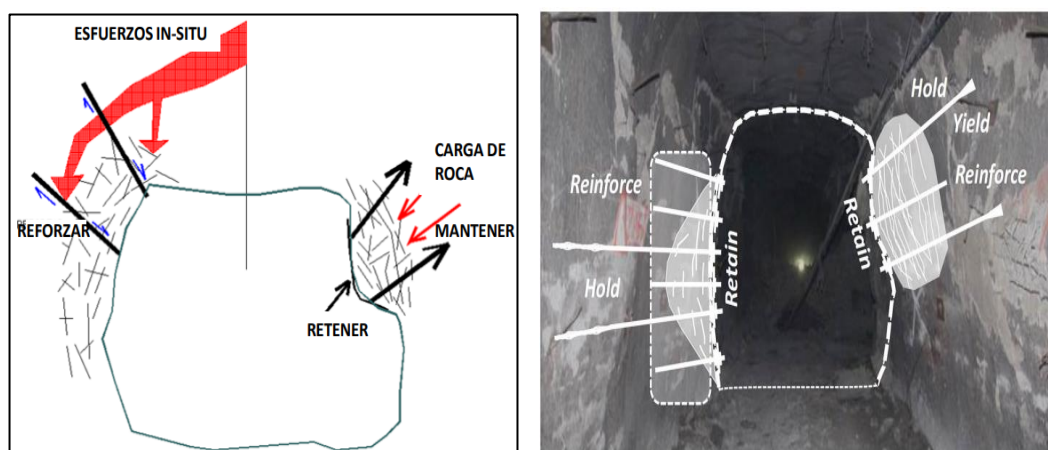


Figura 21. Objetivos de la clasificación de soporte en las excavaciones

Fuente:(Bewick, 2021; Cai y Kaiser, 2017b)

En la presente tabla se puede dar una mejor clasificación de los elementos de sostenimiento por el propósito de cada uno.

Tabla 4

Tipo de elementos de soporte según su propósito

| Reforzar | Soportar | Retener |
|------------------|-----------------|------------------|
| Pernos metálicos | Cimbras | Mallas metálicas |
| Cable de acero | Relleno | Cintas de acero |
| - | - | Shotcrete |

Fuente: (Cai y Kaiser, 2017b)

Entonces cuando se aplica un soporte en una excavación este actúa como un sistema de soporte efectivo y la función de refuerzo, soporte y retención deben actuar juntos compartiendo cargas y deformándose igual a fin de disipar la energía para eso es imprescindible que los elementos de soporte estén bien instalados

1.1.8.1. Método Analítico

Los diseños analíticos se basan de acuerdo al tipo de excavación como puede ser con entrada de personal y sin entrada donde podría o no usar algún elemento de soporte. Gran parte de los métodos empíricos han sido desarrollados por clasificaciones geomecánicas, casos y experiencias provenientes de la industria minera y civil. Dentro de esos encontramos a la metodología de Bieniawski, Índice Q de Barton y GSI (OSINERGMIN, 2017).

a) Metodología de la luz crítica

Es la realización de un gráfico que tiene a dos variables que son la calidad de la roca y el ancho de la excavación donde se recomendará una categoría de estabilidad y para eso se puede usar las siguientes clasificaciones geomecánicas.

- Clasificación de Bieniawski de 1989
- Clasificación de Q de Barton
- Clasificación de GSI de Hoek

Span: Llamado luz crítica y se define a los límites del diámetro de excavación de una vista en planta. En la siguiente figura se muestra

gráficamente. Se aplico el término “span” por la sencillas o simplicidad (Ouchi, 2008).

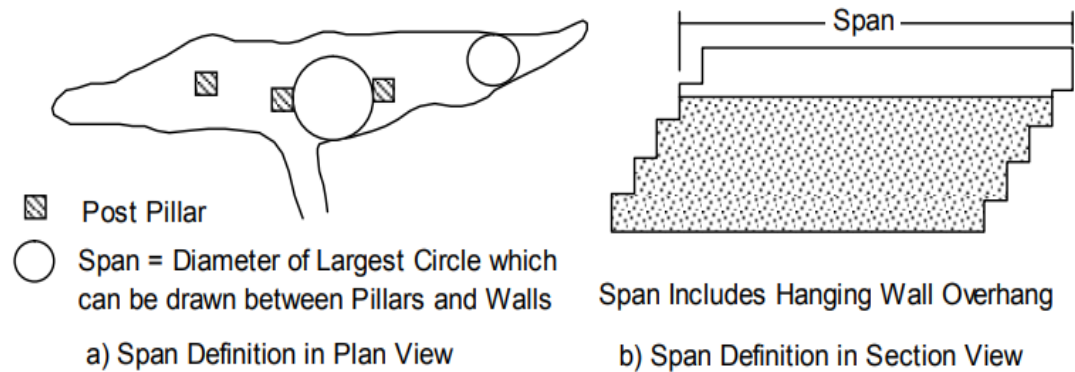


Figura 22. Perspectiva gráfica de span

Fuente: (Pakalnis y Vongpaisal, 1993)

Tabla 5.

Tipo de estabilidad método de luz crítica.

| Tipo | Descripción |
|--------------------------|--|
| Estable | <ul style="list-style-type: none"> - No se han implementado elementos de soporte extraordinarios. - No se observan movimientos (de acuerdo con instrumentación) - No existen desprendimientos en el techo. - La excavación presenta potenciales cuñas. |
| Potencialmente inestable | <ul style="list-style-type: none"> - Se ha instalado medidas extraordinarias para prevenir posibles desprendimientos. - Se han detectado movimiento continuo por la instrumentación. - Han ocurrido colapso en el área. |
| Inestable | <ul style="list-style-type: none"> - La profundidad de la falla es 0.5 veces el ancho de excavación. - El soporte usado no fue el suficiente para mantener la excavación. |

Fuente: (Wang *et al.*, 2000)

b) Sostenimiento con pernos metálicos

El sistema de empernado proporciona la capacidad de sostener a la roca desde el término de su instalación actuando como soporte de los bloques

de roca que podría existir. Existen distintos tipos de pernos que pueden clasificarse por las características de anclaje (pernos de expansión y fricción) y por su capacidad de deformarse (pernos rígidos o pernos dinámicos) (OSINERGMIN, 2017).

Tabla 6

Propiedades de los pernos de anclaje

| Tipo de perno | Resistencia el límite | |
|---------------------|-----------------------|---------------------------------|
| | elástico (ton) | Resistencia de ruptura (ton) |
| 5/8" perno mecánico | 6.1 | 10.2 |
| Split set (ss-33) | 8.5 | 10.6 |
| Split set (ss-39) | 12.7 | 14 |
| Swellex estándar | N/A | 11 |
| Swellex deformable | N/A | 9.5 |
| Super Swellex | N/A | 22 |
| 20mm barra (#6) | 12.4 | 18.5 |
| 22mm barra (#6) | 16 | 23 |
| 25mm barra (#6) | 20.5 | 30.8 |
| #8 Dywidag | 21.5 | 32.3 |
| #9 Dywidag | 27.2 | 40.9 |
| #10 Dywidag | 34.6 | 52 |
| 1/2" Cable bolt | 15.9 | 18.8 |
| 5/8" Cable bolt | 21.6 | 25.5 |

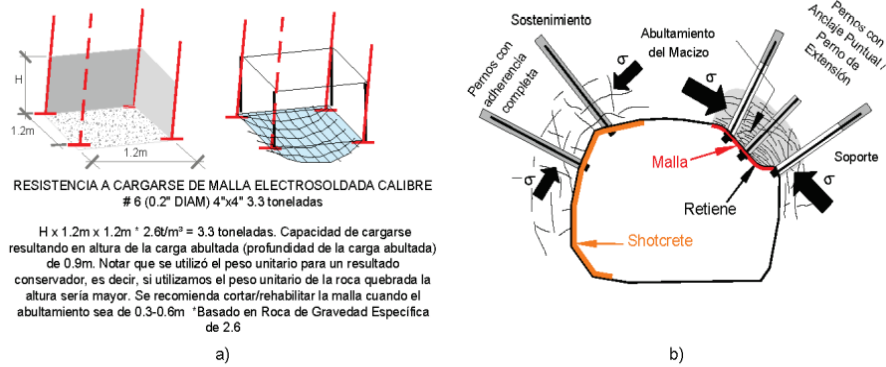
Fuente: (Pakalnis, 2014)

c) Sostenimiento con malla electrosoldada

La malla electrosoldada es instalada mayormente en el techo y en el hastial es un eficaz porque retiene la caída de roca este elemento de soporte es acompañado con pernos de anclaje (Ucar, 2004)

En el mercado se puede encontrar tres tipos de mallas, como la malla no metálica, la de alambre tejido y la electrosoldada. Esta última es más rígida pero idónea para combinarlo con shotcrete (Ucar, 2004).

SOSTENIMIENTO - MALLA ELECTROSOLDADA - CALIBRE # 6



RESISTENCIA A CARGARSE DE MALLA ELECTROSOLDADA CALIBRE # 6 (0.2" DIAM) 4"x4" 3.3 toneladas

$H \times 1.2m \times 1.2m \times 2.8t/m^2 = 3.3$ toneladas. Capacidad de cargarse resultando en altura de la carga abultada (profundidad de la carga abultada) de 0.9m. Notar que se utilizó el peso unitario para un resultado conservador, es decir, si utilizamos el peso unitario de la roca quebrada la altura sería mayor. Se recomienda cortar/rehabilitar la malla cuando el abultamiento sea de 0.3-0.6m. *Basado en Roca de Gravedad Especifica de 2.6

a) Empleo de malla metálica de: 10cm x 10cm N°6 para suspender bloques sueltos que se encuentran entre perno y perno. $H \times 1.2m \times 1.2m \times 2.6 T/m^3 = 3 T$ (la altura H ha sido estimada en 0.9m). Para un diseño convencional mantener H entre 0.3 a 0.6.

b) Malla metálica empleada para retener los bloques de roca eyectados por la actividad microsísmica. En este caso la malla metálica tiene una capacidad de absorción de energía de 3 - 6 kJ/m²

Figura 23. Forma de soporte de la malla y capacidad para soportar rocas sueltas

Fuente: (Pakalnis, 2014)

d) Sostenimiento con shotcrete

Llamado también concreto lanzado es un mortero y puede elaborarse con mezcla seca y húmeda. Este se transporta con mangueras y es lanzado neumáticamente sobre las paredes del macizo rocoso a recubrir y luego fraguando y alcanzando su máxima resistencia para poder continuar con las operaciones mineras (Ucar, 2004).

Existe dos tipos de shotcrete, que es vía húmeda y seca.

Tabla 7

Componentes de diseño para el shotcrete

| Componentes | Mezcla seca | | Mezcla húmeda | |
|----------------------|--------------------------|--------------------|-------------------|----------------------|
| | kg/m ³ | materiales secos % | kg/m ³ | materiales húmedos % |
| Cemento | 420 | 19 | 420 | 18.2 |
| Aditivo de sílice | 50 | 2.2 | 40 | 1.7 |
| Mezcla de agregados | 1670 | 75.8 | 1600 | 69.2 |
| Fibras de acero | 50 | 2.2 | 50 | 2.2 |
| Acelerante | 13 | 0.6 | 13 | 0.6 |
| Superplastificante | - | | 6 litros | 0.2 |
| Reductor de agua | - | | 2 litros | 0.08 |
| Incorporador de aire | - | | Si requiere | |
| Agua | controlado a la boquilla | | 180 | 7.8 |
| Total | 2203 | 99.8 | 2123 | 92.18 |

Fuente: (OSINERGMIN, 2017)

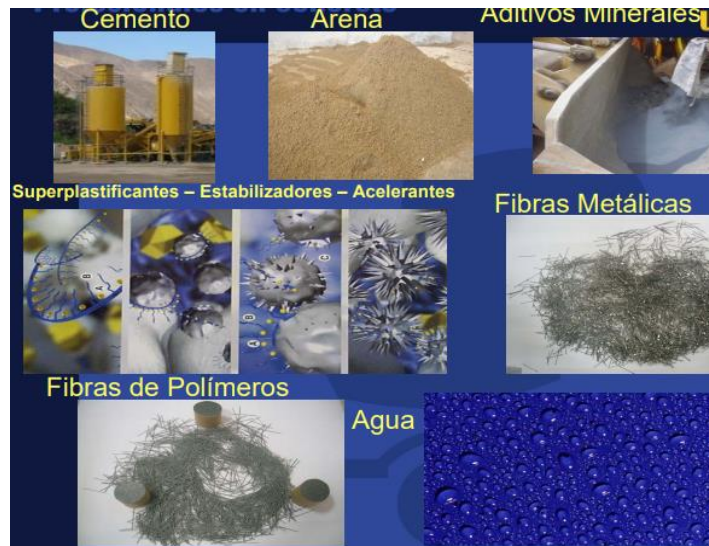


Figura 24. Insumos para la elaboración del shotcrete

Fuente. (UNICON, 2015)

e) Sostenimiento con Cable bolting

Este tipo de soporte es usado mayormente en tipos de excavación de explotación como tajeos o intersecciones, los cables son anclajes efectivos para detener el movimiento de las rocas encajonantes algunas recomendaciones a seguir para su uso adecuado (OSINERGMIN, 2017).

- En labores mineras se usan cables cementados sin tensor y son instalados antes de la voladura del tajeo y se colocan conforme avanza las operaciones.
- Para una correcta instalación el diámetro de perforación sea menor que el total de cables a instalar y las mangueras de inyección.

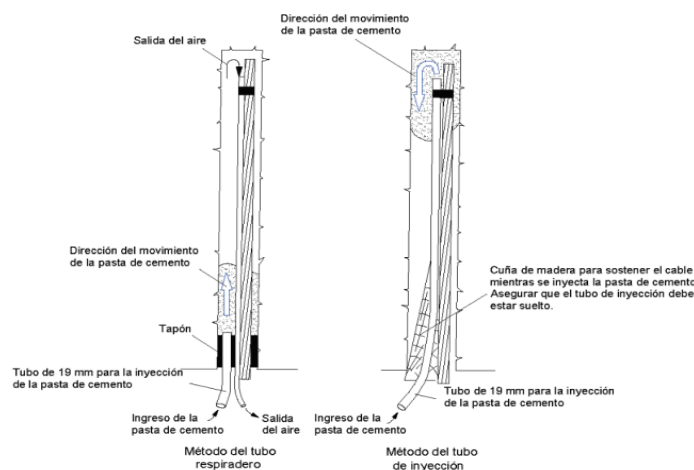


Figura 25. Accesorios y forma de instalación de cables de anclaje

Fuente: (Hoek *et al.*, 1995)

1.1.8.2. Método Numérico

En gran parte de las empresas mineras se aplican el uso de métodos numéricos con las interacciones de métodos analíticos siendo herramientas para la toma de decisiones para un diseño minero y tener una adecuada secuencia de minado en estructuras como rampas, accesos, pilares, tajeos, entre otros. Estos métodos tienen gran aceptación en empresas mineras para simular o modelizar macizos rocosos. Existen diversos softwares para su aplicación y varían de acuerdo al tipo de método como elementos finitos, diferencias finitas, elementos de borde, elementos discretos, redes de fracturas discretas y métodos híbridos, y programas como phase2, Rs3, Flac y Flac3D, Map3D, UDEC y PFC, Fracman. Donde para el uso de cada uno de estos softwares depende de acuerdo al tipo de geometría, propiedades homogéneas o no homogéneas, tipos de materiales y que tipo de análisis a escala se va aplicar la simulación (OSINERGMIN, 2017).

a) Método de elementos Finitos

El método de elementos numéricos se puede usar para problemas de mecánica de rocas y tiene una alta capacidad para resolver la heterogeneidad, anisotropía, condiciones que se presentan en el material que se está analizando. Primero es la discretización del dominio, donde divide en elementos pequeños y estos se conectan con nodos y la disposición de esos elementos se denomina malla. Segundo sería seleccionar una función adecuada y para eso se tiene que seleccionar una variable desconocida y interpolar funciones de forma para localizar los elementos finitos. Tercero es calcular las matrices de rigidez de elementos y ensamblar para obtener una matriz de rigidez global de la estructura y con eso se podría obtener ecuaciones de equilibrio global. La matriz global puede producir una unidad desplazamiento o rotación. Cuarto encontrar el desplazamiento de cada nodo y calcular las tensiones y deformaciones de los elementos. Los métodos de elementos finitos dan soluciones aproximadas que pueden mejorar utilizando más elementos que puedan representar a la estructura (Sepahri, 2016)

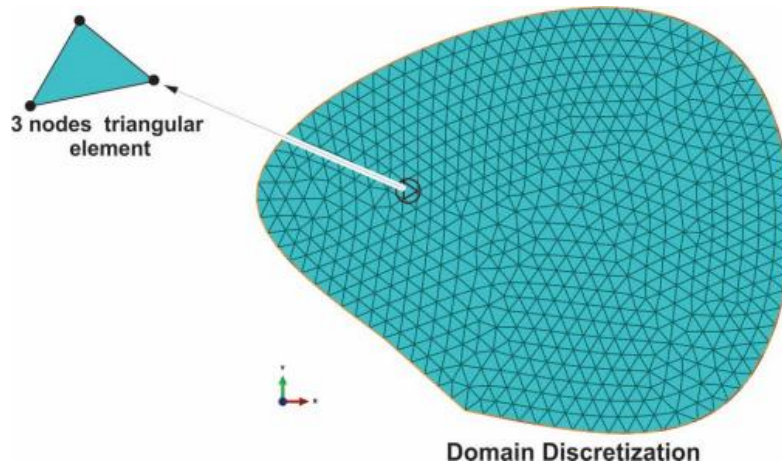


Figura 26. Discretización del dominio por elementos finitos y formando una malla

Fuente:(Sepehri, 2016)

Cuando se analiza en 2D se tiene un dominio discreto en forma de triángulos.

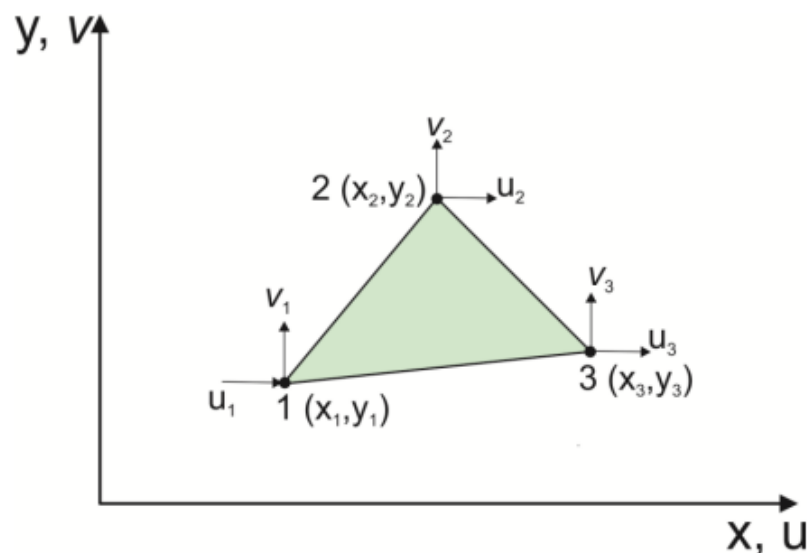


Figura 27. Número de elementos en una forma triangular

Fuente: (Sepehri, 2016)

b) Integración de función de soporte

La eficiencia de los componentes de soporte de roca está interrelacionada y dependen unos de otros para garantizar que su capacidad total pueda ser obtenido. La Figura muestra cuatro funciones de apoyo (reforzar, retener, sostener y conectar) son necesarias en un sistema de apoyo

efectivo para estallidos de roca sin importar cuál sea el mecanismo de daño o la gravedad del daño.

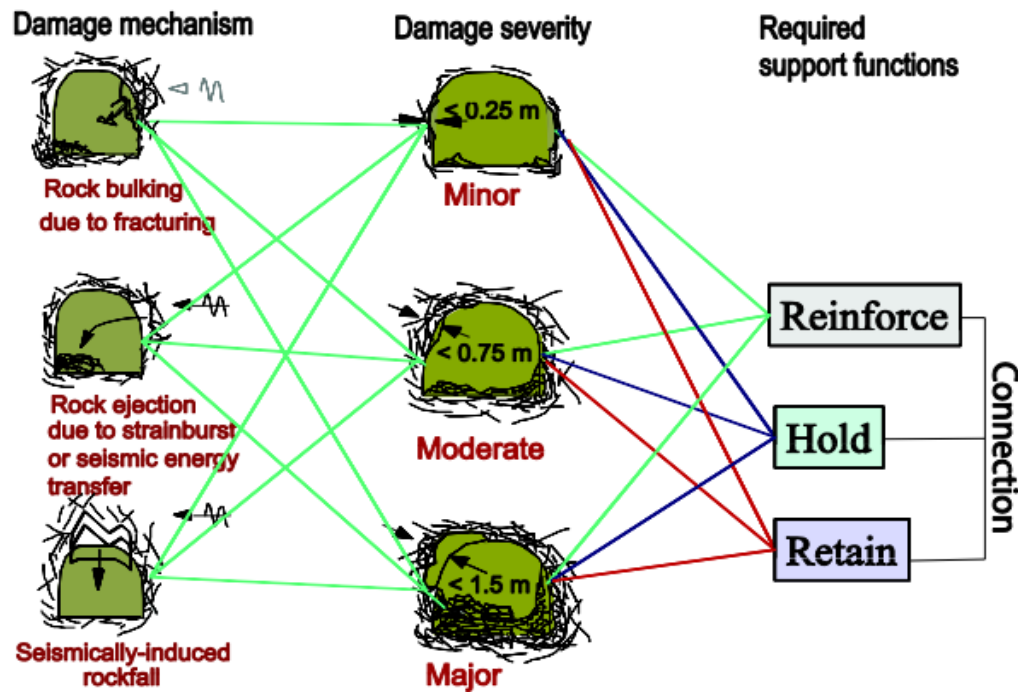


Figura 28. Mecanismo de daño de rockburst por gravedad en base al soporte
Fuente: (Kaiser y Cai, 2012)

c) Justificación de la selección de soporte y diseño de soporte basado en deformaciones

Para realizar una revisión de los diseños de soporte se han identificado elementos clave para seleccionar los sistemas de soporte efectivos y eficientes para minas con estallido de roca. Para estas consideraciones los principios de diseño de soporte deben basarse en la deformación del macizo rocoso e incluir en la selección de los elementos del sistema de soporte. Entonces para mitigar el daño por rockburst ocasionado por una falla dinámica en la excavación es necesario evaluar la capacidad de soporte y la capacidad de demanda de cada uno de los elementos del sistema de soporte.

En la siguiente figura se puede dar un mejor entendimiento para entender una falla dinámica y recomendaciones para rockburst. El sistema de soporte por sí solo no puede prevenir los desprendimientos de rocas por lo que es necesario identificar las condiciones más severas en donde las excavaciones

son vulnerables y deben implementar otros medios o considerar más teorías a fin de mitigar daños. Entonces tanto la efectividad y la eficiencia del soporte pueden optimizar el avance.

| | |
|---|--|
| <p style="text-align: center;">Rock Bursting:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Rockburst phenomna • Brittle failure under static and dynamic loading • Strainbursting • Anticipating failure modes | <p style="text-align: center;">Design Concepts</p> <ul style="list-style-type: none"> • Engineering principles and Design methodology • Role of support in controlling rockburst damage • Design criteria: Actual versus allowable design criteria (load, deformation, energy) |
| <p style="text-align: center;">Burst Potential</p> <ul style="list-style-type: none"> • Assessment of rockburst potential • Excavation vulnerability • Factors creating strainburst potential • Factors affecting dynamic loading • Design events and ground motions • Scaling law and synthetic groudnn motions | <p style="text-align: center;">Support selection</p> <ul style="list-style-type: none"> • Support components • Support demand • Support capacity • Support systems • Integration to optimize burst-resistance |

Figura 29. Elementos del sistema de soporte del macizo rocoso para rockbusrt
Fuente: (Cai y Kaiser, 2017b)

d) Diseño de selección del sistema de soporte

Para establecer la vulnerabilidad de una excavación en termino de factor de seguridad en condiciones estáticas y dinámicas es entender que el diseño implica comparar la capacidad y demandas y algunas veces la probabilidad de falla. De todos modos, en el comportamiento de la estabilidad de las excavaciones subterráneas existe tres fuentes como la fuerza, energía y desplazamiento (Cai y Kaiser, 2017a).

1.1.9. Principios de diseño de soporte

1.1.9.1. Factor estático de seguridad como indicador de vulnerabilidad

Equilibrio de fuerzas: Para excavaciones vulnerables a fallas provocadas por la gravedad, el soporte la capacidad se establece multiplicando la fuerza gravitatoria anticipada demanda por un factor de carga aceptable, un factor de seguridad (FS Load) en términos de fuerzas o cargas:

$$FS_{Load} = \frac{\text{Capacidad de carga}}{\text{Demanda de carga}}$$

La demanda de carga está controlada en gran medida por la geometría del volumen de roca que falla, incluido el volumen de roca fracturada por

esfuerzo retenido, y la capacidad de carga es la resistencia a la tracción de pernos o cables bien anclados se asume implícitamente que la demanda y la capacidad son independientes de la tensión o deformación. Una vez que una masa de roca se libera y comienza a moverse, la energía potencial se convierte en energía cinética y la masa que cae acelera (Cai y Kaiser, 2017a).

Equilibrio de energía: Es conveniente, incluso en situaciones de carga estática, considerar la capacidad de disipación de energía de un soporte y esta capacidad de energía se establece multiplicando la demanda de energía anticipada por un FS energía aceptable:

$$FS_{energía} = \frac{\text{Capacidad de energía}}{\text{Demanda de energía}}$$

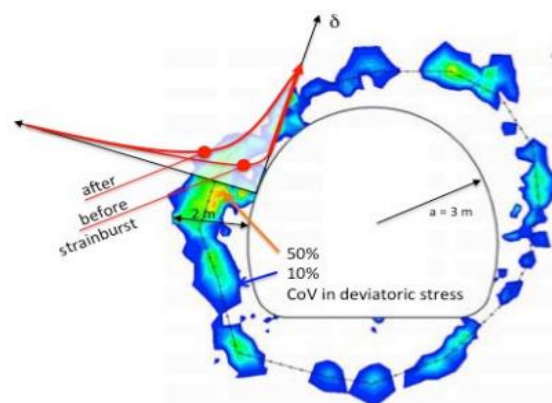


Figura 30. Zonas de contorno con áreas de alto potencial de fractura por tensión

Fuente: (Kaiser *et al.* 2010)

1.1.9.2. Factor de seguridad dinámico como indicador de vulnerabilidad

En terrenos propensos a estallidos, tres mecanismos distintos están involucrados causando daños a las excavaciones durante los desprendimientos de rocas (Kaiser y Cai, 2013) y se presentan de forma de prioridad o frecuencia de ocurrencia y son:

Expansión de volumen súbita o abultamiento violento del macizo rocoso cerca de una excavación debido a la fracturación provocada por la tensión. La importancia de este proceso de aumento de volumen dinámico causado por la carga o la deformación tangenciales a menudo no se reconoce.

Los desprendimientos de rocas provocados dinámicamente por sacudidas sísmicas constituyen el segundo tipo de daño más común en minas propensas a estallar.

Expulsión de roca causada por diferentes procesos transferencia de cantidad de movimiento entre bloques de roca, y la transferencia de energía desde un gran evento sísmico en roca fracturada cerca de una excavación altamente tensionada (Kaiser, 2018)

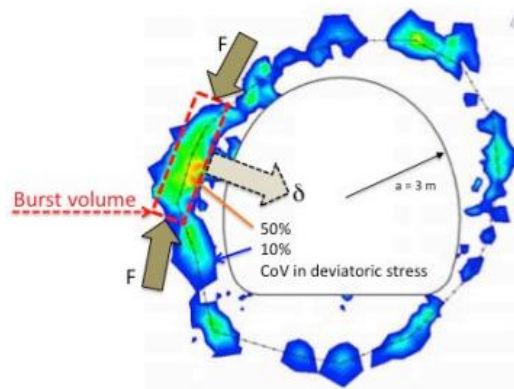


Figura 31. Fuerzas actuantes con un volumen de roca propensa a reventar

Fuente: (Kaiser *et al.*, 2010)

Para poder seleccionar un sostenimiento adecuado no es solo mantener un equilibrio entre la energía de entrada y las capacidades también es soportar un esfuerzo repentino en el sistema de soporte. Entonces para poder soportar estos esfuerzos es preciso optar por un factor de seguridad dinámico que es la razón de la energía disponible que es del sistema de soporte y la energía liberada durante un evento dinámico, este factor de seguridad dinámico no reemplaza al factor de seguridad estático (Fernández, 2013).

$$\text{Factor de seguridad dinámico} = \frac{E. \text{Disponible (soporte)}}{E. \text{Liberada (demanda)}}$$

$$\text{Factor de seguridad dinámico} = \frac{\sum(\text{capacidad carga} \times \text{capacidad desplazamiento})}{\text{Energía cinética} + \text{Energía potencial}}$$

$$\text{Energía cinética} = \frac{1}{2}mv_e^2$$

$$\text{Energía potencial} = qmgd$$

Donde:

- m = Masa de bloques proyectados (kg)
- v_e = Velocidad de proyección de bloques (m/s)
- g = Aceleración de la gravedad (m/s^2)
- d = Distancia de proyección de roca (m)
- q = 1 para el techo; 0 para las cajas y -1 para el piso.

La gravedad influye significativamente y agrega la energía potencial a las rocas en la siguiente figura se esquematiza la actuación de la energía en una excavación subterránea.

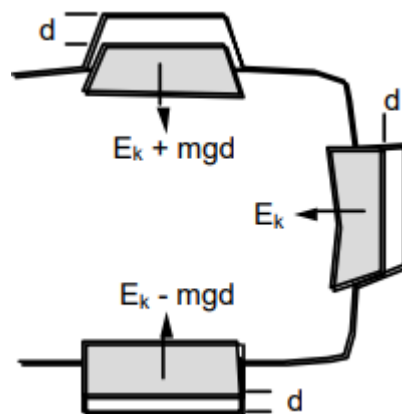


Figura 32. Influencia de la gravedad en la energía cinética del bloque expulsado

Fuente: (Kaiser *et al.*, 1996)

Energía cinética total contenida dentro del bloque expulsado ha viajado una distancia d .

1.1.9.3. Estimación de la gravedad del daño

La severidad esperada del daño por estallido de rocas puede basarse en observaciones y evidencia empírica (Kaiser *et al.* 1992; Kaiser 1993), o se puede estimar a partir de relaciones tensión-resistencia y consideraciones geométricas.

El desprendimiento de roca ocurre en zonas con altos esfuerzos o rocas masivas, la falla de la roca existe porque los esfuerzos superan a la fuerza del macizo rocoso. Por lo tanto, la relación entre la resistencia del macizo rocoso

y el esfuerzo de la roca alrededor del límite de la deriva proporciona una buena estimación de la profundidad a la que se puede extender la fractura de la roca (Kaiser *et al.*, 1996).

1.1.9.4. Velocidad máxima de partícula

El desprendimiento de roca es ocasionado por un evento sísmico porque aumenta los esfuerzos dinámicos alrededor de las excavaciones cercanas. El esfuerzo máximo resultado de un evento sísmico es proporcional a la velocidad pico partícula de la onda sísmica (Kaiser *et al.*, 1996).

El efecto de los esfuerzos dinámicos en una excavación subterránea es estimado mediante análisis pseudoestático con el cual los esfuerzos estáticos son reemplazados por la superposición de esfuerzos dinámicos y estáticos alrededor de la excavación. Este enfoque es aplicable cuando la longitud de onda dominante de las ondas sísmicas es aproximadamente 10 veces más larga que el ancho de excavación. Para las ondas de corte, el incremento dinámico en el esfuerzo puede ser simultáneamente sumada a la tensión principal mayor y restada de la principal menor tensión para determinar las condiciones de tensión más críticas (sigma máximo) (Kaiser *et al.*, 1996).

Para estimar la velocidad pico partícula de acuerdo con McGarr (1991).

$$2\text{Log}(RV_{max}) = M_L$$

$$M_L = 0.272 \log E + 0.39 \log M_o - 0.43$$

$$M_w = \frac{2}{3} (\log M_o) - 6.07$$

Donde:

R : Distancia medida desde la fuente al punto de interés (m).

$V_{m\acute{a}x}$: Máxima velocidad de partícula (m/s).

M_L : Magnitud momento definida por sistema ISS.

M_w : Magnitud momento (fórmula de Hans-Kanamori).

También se puede usar la fórmula de Mendecki 1999.

$$RV_{m\acute{a}x} = 7x10^{-9}(\Delta\sigma^2 M_o)^{\frac{1}{3}}$$

Donde:

R : Distancia medida desde la fuente al punto de interés (m).

$V_{m\acute{a}x}$: Máxima velocidad de partícula (m/s).

$\Delta\sigma$: Cada de tensiones (Pa).

M_o : Momento sísmico (Nm)

1.1.9.5. Espesor de roca fracturada

La magnitud de la tensión axial al inicio del agrietamiento generalmente se correlaciona con el 30-50% de la fuerza máxima de la muestra y esta magnitud de tensión se conoce como la iniciación de grieta esfuerzo (IC). Se ha logrado demostrar la consistencia de IC en rocas con UCS que valor desde 15 a 375 MPa y una variedad de tipos de roca.

Para el diseno, es necesario establecer la relación entre los valores de laboratorio y la resistencia in situ. Una relación Basado en observaciones y mediciones de túneles en todo el mundo que fallan de manera progresiva y por estallidos de tensión (Kaiser *et al.*, 1996) se desarrolló como se muestra en la figura. Este aspecto muestra la relación entre la profundidad medida más profunda del desprendimiento y el stress level index (SLI). Esta relación muestra que el spalling comienza alrededor de 0.4UCS o en IC. A medida que aumenta la relación tensión-fuerza, también lo hace la profundidad del desprendimiento. Por lo tanto, existe un vínculo entre la IC y el desprendimiento alrededor de excavaciones en masas rocosas masivas a moderadamente articuladas.

La relación de profundidad de falla de la figura depende en gran medida de la calidad de las pruebas y condiciones de UCS cerca de la excavación (por ejemplo, overbreak, vetas y heterogeneidad). Por lo tanto, el UCS debe calibrarse en los datos especificados del sitio. Para este propósito, es más significativo establecer el umbral de dano, es decir, UCS para SLI =

0.4 a 0.5. Tal trabajo de calibración de varias minas generalmente muestra que el UCS calibrado es más alto que el laboratorio medio derivado UCS.

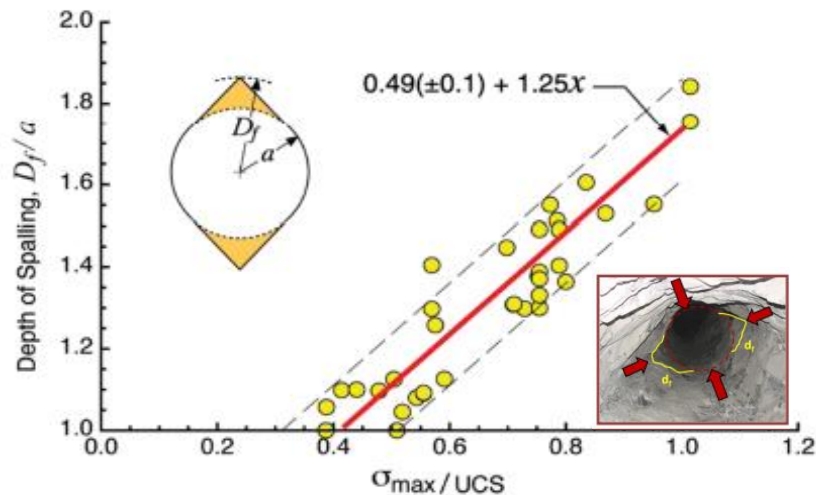


Figura 33. Profundidad de falla ocasionado por tensión máxima inducido

Fuente: (Bewick, 2021)

$$\frac{Rf}{a} = 1.25 \sigma_{max} / \sigma_c + 0.49 * (\pm 0.1)$$

1.1.10. Definición de términos

Estallido de roca: Es la liberación de energía potencial de la roca circundante a las excavaciones mineras que generan desde desprendimiento de roca en techo, paredes o pilares, hasta el colapso súbito de áreas que cubren varios cientos de metros a lo largo del rumbo de las labores mineras. Esta liberación de energía se deriva principalmente a la profundidad de la mina, así como al minado y deformación de grandes estructuras geológicas.

Labores Permanentes: Son todas aquellas que la vida de utilización es igual o mayor a la vida de la mina. Ejemplo las Rampas, Cruceros y galerías principales.

Labores Temporales: Son todas aquellas que la vida de utilización es menor a la vida de la mina. Ejemplo las Rampas temporales, ventanas, Subniveles, Tajos y accesos a los Tajos.

Strainburst: Una deformación es una falla repentina y violenta de la roca cerca de un límite de excavación causada por una deformación excesiva de un volumen de roca no

fracturado (volumen de explosión). La fuente sísmica primaria o secundaria se ubica en el lugar del daño.

Triggered: Este calificador define que algunas perturbaciones solo inician o desencadenan fallas, pero la perturbación dinámica no agrega daño que cause tensión, deformación o energía.

Loaded or stressed: Este calificador define un proceso mediante el cual se agrega carga o estrés y se crean condiciones más críticas para promover y propagar fallas; es decir, se añade tensión, deformación o energía sustanciales.

Stress-driven: Significa que la falla es causada por un alto estrés o relajación del estrés.

Gravity-driven: Indica que la gravedad o la energía potencial proporciona la principal fuente de energía. Impulsado por deformación indica que las deformaciones o desplazamientos impuestos proporcionan la principal fuente de carga.

Deformation-driven: Indica que las deformaciones o desplazamientos impuestos proporcionan la principal fuente de carga.

Energy-driven: Indica que las energías liberadas e irradiadas proporcionan la principal fuente de energía para causar fallas.

Stress Level: Define el potencial de deformación, es decir, la probabilidad de que una excavación falle por deformación. Cuanto más cerca está una excavación del punto de falla, más vulnerable es; es decir, cuanto mayor sea el potencial de estallido de tensión.

La rigidez del sistema de carga: Define el potencial de deformación cuando ocurre la deformación por explosión. Cuanto más suave sea el sistema de carga o de mina en el punto de falla, mayor será la deformación y, por lo tanto, la energía disponible para romper la roca.

El momento sísmico: Es una medida de la fuerza de un evento sísmico en términos de parámetros descritos por el modelo de dislocación de cortante de doble par de una fuente sísmica.

1.2. Antecedentes

Berrocal (2020) en 1972 ocurrió el primer estallido de rocas en minas de la India de Goldfields, luego se reportaron en minas de Sudáfrica, Rusia, China, Estados Unidos, Canadá, Chile y en el Perú el primer reporte fue en la mina Yauliyacu, estos eventos son considerados altamente peligrosos por que puedan resultar en accidentes fatales, paralización de las operaciones, daño en las infraestructuras. Donde para controlar estos eventos el diseño de soporte debe ser teniendo en cuenta las características elásticas, flexionantes y deformables.

Samané (2019) a lo largo de la excavación del Túnel Trasandino en los años 2007 al 2010, se presentaron estallidos de roca ocasionando derrumbes en la cabeza de corte originando en paralizaciones en los trabajos, donde para sobrellevar estos inconvenientes dieron origen a evaluar el sostenimiento que se está aplicando y realizar modificaciones en su diseño, como en la malla electrosoldada cambiando de 6 a 8 milímetros de diámetros y con aplicación de Shotcrete de $f'c$ de 280 kg/cm² de 2 a 6 pulgadas de espesor y también los pernos de anclaje.

Medina *et al.* (2015) las voladuras ocasionan eventos desde microsísmicos 10 Joule hasta temblores como 109 Joule, donde se logró medir hasta 104 J siendo esto una elevada acumulación de energía cinética que resultaría en daños a las labores mineras donde se ha tenido resultados de actualizar constantemente la zonificación, actualizar o evaluar constantemente el sostenimiento y se ha identificado que a mayor profundidad y mejor calidad de roca hay más probabilidad que exista un estallido de roca, por lo que se realiza taladros de alivio para liberar la tensión en el macizo rocoso.

Alviña (2008) una forma de mermar el daño producido de un estallido de roca es debilitando la roca perimetral de la excavación procurando balancear el espesor de anillo de la roca a degradar. Para realizar esta degradación es preciso controlar las variables como la forma de la excavación, profundidad y nivel de degradación, realizando este último de acuerdo al PPV.

Aguilera *et al.* (2018) estimando las capacidades energéticas del soporte mediante el criterio PPV-ED, se observa que este método estima demandas energéticas menores que el criterio PPV-ZP para todos los casos analizados, en cambio el criterio PPV-ZP estimó altas capacidades energéticas de los soportes a usar sobre todo en el caso de las geometrías cuadrada, elipsoidal y tabular.

Orellana (2016) el análisis a escala resulta que la resistencia de una matriz de roca es alta y en macizo rocoso se tiene fracturamiento en bloques regulares con comportamiento elasto fragil por lo que su variación es de acuerdo al número de familias presentes.

Ceras (2015) después de un evento de estallido de roca el tipo de sostenimiento varia en el macizo rocoso para eso es necesario una nueva caracterización del macizo rocoso y determinar el nuevo diseño de sostenimiento, es donde una evaluación geológica después de la voladura identifica condiciones reales y nuevas del macizo rocoso en el lugar de trabajo.

Burgos (2015) el sistema de sostenimiento permite al macizo rocoso sostenerse evaluando previamente las propiedades del sostenimiento o realizando iteraciones con el macizo rocoso por lo que realizar el modelamiento número con software geomecánicos resulta en un adecuado soporte, por lo que se propone que para aplicar el método de Barton es mantener un ancho de excavación constante.

Chavez (2019) se determinó la calidad del macizo rocoso con un RMR de III a IV, GSI de regular a mala, índice Q de mala y muy mala y de acuerdo al criterio de Hoek y Brown se puede determinar la resistencia del macizo rocoso y aplicar un diseño de sostenimiento empírico o por métodos numéricos que son los elementos finitos obteniendo una roca tipo IV en ambos casos, pero variando en las dimensiones de la longitud y espaciado del sostenimiento.

López (2021) la interacción de elementos de deformabilidad y rigidez de la roca y una tensión muy alta que resulta en un estallido en el macizo rocoso, siendo esos elementos iniciadores de ese evento y que se encuentran relacionados con la

homogeneidad de la roca. Por lo que se tiene que automatizar con equipos remotos o monitoreos sísmicos a fin de tener alertas tempranas y tener un adecuado sistema de diseño de sostenimiento.

Zanabria (2021) el desprendimiento o explosión de roca da origen a que se implementen monitores sísmicos interior mina a fin de ver el comportamiento del macizo rocoso y tener un sistema de alerta temprana y ver las zonas más vulnerables. Entonces de acuerdo a la base de datos de los monitoreos sísmicos se tiene que los estallidos de roca son resultados por la liberación de energía.

Córdova (2019) hoy en día gran parte de las minas tienen sus operaciones en zonas profundas donde ya se presentan estallidos de roca por lo que implementan instrumentación a fin de saber que genera la excavación del macizo rocoso obteniendo maneras seguras de trabajo e identificar nuevos comportamientos y esfuerzos. Teniendo esta implementación de tecnologías en la reducción de fatalidades y mejorar los índices de seguridad.

Tapia (2015) la mayor parte de estallidos de roca se dan en macizos de roca con alta resistencia mayor a 100 MPa y muy tensionados. Donde el mal diseño y la falta de actualización de las características de la roca ocasionan un sostenimiento deficiente, por lo que después de realizar una zonificación se debe aplicar pernos durabar (gusano) o perno dinámico acompañados con mallas eslabonadas de alta capacidad.

Romero (2012) la aplicación de redes de monitoreo sísmico en minas subterráneas requiere alta capacitación en su manejo y poder representar las características del macizo constantemente. Las redes que se usan deben ser continuamente calibradas para que los datos obtenidos sean confiables.

Calixto (2019) cuando se tiene eventos sísmicos (estallidos de rocas) es necesario realizar actualizaciones constantes de los modelos geomecánicos mediante la aplicación de monitoreo sísmico, donde brinda datos como la dirección de esfuerzos en distintas variaciones. Cuando se origina un evento sísmico la determinación debe hacerse en base a la distancia de los mecanismos de fuente finita.

Mendecki *et al.* (2010) este artículo presentó la metodología del monitoreo sísmico de rutina para minas, los objetivos más comunes de salvamento, prevención, calificación de riesgo sísmico y Se exploraron las alertas, las advertencias y el análisis retrospectivo. Si bien los requisitos de monitoreo para el objetivo del rescate no son estrictos, ya que solo los más grandes es necesario localizar los eventos, incluso los eventos muy pequeños deben registrarse y cuantificados para que el objetivo de alerta sea factible. Si bien esta técnica ha demostrado ser las más difíciles de implementar de forma rutinaria, constantemente se están creando nuevas herramientas desarrollado para hacer esta tarea más simple

Duran (2019) en rocas calizas negras brechozas y marmolizadas con un RMR de 55 y con resistencia a la compresión simple mayor a 80 MPa, su análisis da origen a una roca rígida donde se diseñó un sostenimiento con pernos dinámicos “durabar” siendo este usado para altas resistencias teniendo una funcionalidad de estático y dinámico (deformaciones).

Blanco (2015) un estallido de rocas es una destrucción del macizo rocoso donde se produce una intensa fracturación, trituración y lanzamiento de la roca además ocasionando fuertes sonidos, siendo las causas principales alta concentración de energía potencial dada por su compresión elástica donde se puede encontrar e un estado tensional limite.

Ortega (2018) un macizo rocoso con un RMR de clase III, índice Q de calidad roca media, siendo un macizo rocoso media, donde en base a estos métodos se tendrá un sostenimiento de pernos de 3.05 metros, longitud para el avance será de 3.75 metros, el espesor del Shotcrete puede ser de 5 a 10 centímetros y aplicación esporádica de malla electrosoldada a fin de garantizar la estabilidad de la excavación.

Mucha (2019) cuando se realizan tajeos de explotación es necesario aplicar un sostenimiento con alta capacidad como puede ser lo cable bolting, adecuado para intersecciones donde su diseño es realizado por el método grafico de estabilidad e indica un refuerzo del techo con cable bolting con espaciamientos de 2.5 metros y longitud de 10 metros.

CAPÍTULO II

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

2.1. Identificación del problema

De acuerdo a las estadísticas del Ministerio de Energías y Minas en los años 2000 al 2016 se ha tenido 908 accidentes mortales donde 209 son por desprendimiento de rocas (Orellana, 2016). Así mismo el Instituto de Seguridad Minera realizó una estadística de accidentes mortales de acuerdo al tipo de explotación minera desde el 2009 al 2014, teniendo los métodos por corte y relleno ascendente realce representa el 70% seguido de corte y relleno ascendente breasting con 10%, corte y relleno descendente 8%, tajeos por subniveles 6%, cámaras y pilares 2% entre otros (Huahuasonco, 2019). Entonces en la mina Carahuacra se ha tenido problemas de sismicidad inducida (estallidos de roca y reacomodos del macizo rocoso) esto generado por condiciones de altos esfuerzos a consecuencia de que la explotación se encuentra a altas profundidades y además se va acentuando por las condiciones geomecánicas se hacen desfavorables. En el 2019 se ha presentado ya un problema de reacomodo del macizo rocoso (ver anexo 01, 02, 03 y 04) en una roca de calidad regular III B con un RMR de 41 a 50 ocasionando solo un daño al sostenimiento aplicado, se habría presentado un estallido si la calidad de roca sería buena o muy buena lo cual traería consigo paralizaciones largas del proceso minero o hasta accidentes mortales por lo que se requiere realizar un análisis al diseño de sostenimiento aplicado e implementar instrumentación geomecánica para prevenir estos eventos no controlados, por lo que se plantea las siguientes preguntas.

2.2. Enunciados del problema

2.2.1. Problema general

¿Cómo se determina las condiciones de altos esfuerzos inducidos para el diseño de un sostenimiento subterráneo óptimo en la veta Mary de la Mina Carahuacra Cía. Volcan?

2.2.2. Problemas específicos

¿Cómo se determina las condiciones de altos esfuerzos inducidos en la veta Mary de la Mina Carahuacra Cía. Volcan?

¿Cómo se determina el diseño de sostenimiento subterráneo óptimo en la veta Mary de la Mina Carahuacra Cía. Volcan?

2.3. Justificación

El presente estudio de investigación es novedoso porque ayuda a resolver problemas reales en excavaciones subterráneas profundas donde está ocurriendo eventos de estallidos de roca o rockburst que ocasionan peligros a los trabajadores y al mismo ciclo de minado, realizar esta investigación ayuda a la mina Carahuacra a evitar o disminuir las probabilidades que exista un suceso de fatalidad o paralización de sus procesos. Se ha identificado implicancias económicas porque realizar sostenimiento adecuado para las condiciones de estallido de roca resulta en no volver a aplicar un sostenimiento cuando se suscite eventos de rockburst por lo que realizar un diseño adecuado del sostenimiento que tenga en cuenta todas las condiciones que se presenta en estallidos de roca. Así mismo se ha identificado un valor teórico que es la determinación del factor de seguridad dinámico porque involucra a la energía cinética y potencial que presenta el macizo rocoso cuando se encuentra a altas profundidades. En el libro de Peter Kiaser recomienda que la aplicación del sostenimiento en minas con problemas de rockburst debe considerarse la energía cinética y potencial.

2.4. Objetivos

2.4.1. Objetivo general

Determinar las condiciones de altos esfuerzos inducidos para el diseño de un sostenimiento subterráneo óptimo en la veta Mary de la Mina Carahuacra Cía. Volcan.

2.4.2. Objetivo específico

Determinar las condiciones de altos esfuerzos inducidos en la veta Mary de la Mina Carahuacra Cía. Volcan.



Determinar el diseño de sostenimiento subterráneo óptimo en la veta Mary de la Mina Carahuacra Cía. Volcan.

2.5. Hipótesis

2.5.1. Hipótesis general

Determinando las condiciones de altos esfuerzos inducidos como resultaría en el diseño de sostenimiento subterráneo óptimo en la veta Mary de la mina Carahuacra Cía. Volcán.

2.5.2. Hipótesis específico

Mediante la determinación de las condiciones de altos esfuerzos inducidos se podría conocer mejor las características del macizo rocoso en la veta Mary de la mina Carahuacra Cía. Volcán.

Determinando el diseño de sostenimiento subterráneo óptimo mejoraría la capacidad de soporte en el macizo rocoso de la veta Mary de la mina Carahuacra Cía. Volcán.

CAPÍTULO III MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Lugar de estudio

La Mina Carahuacra, políticamente está ubicada en el distrito y provincia de Yauli, departamento de Junín, en el flanco oriental de la Cordillera Occidental de los Andes centrales del Perú, a 110 Km. en línea recta de la ciudad de Lima. Sus coordenadas geográficas son: 76° 05' de Longitud Oeste y 11° 43' de Latitud Sur. La altitud media del distrito es de 4550 msnm (Volcan, 2020).

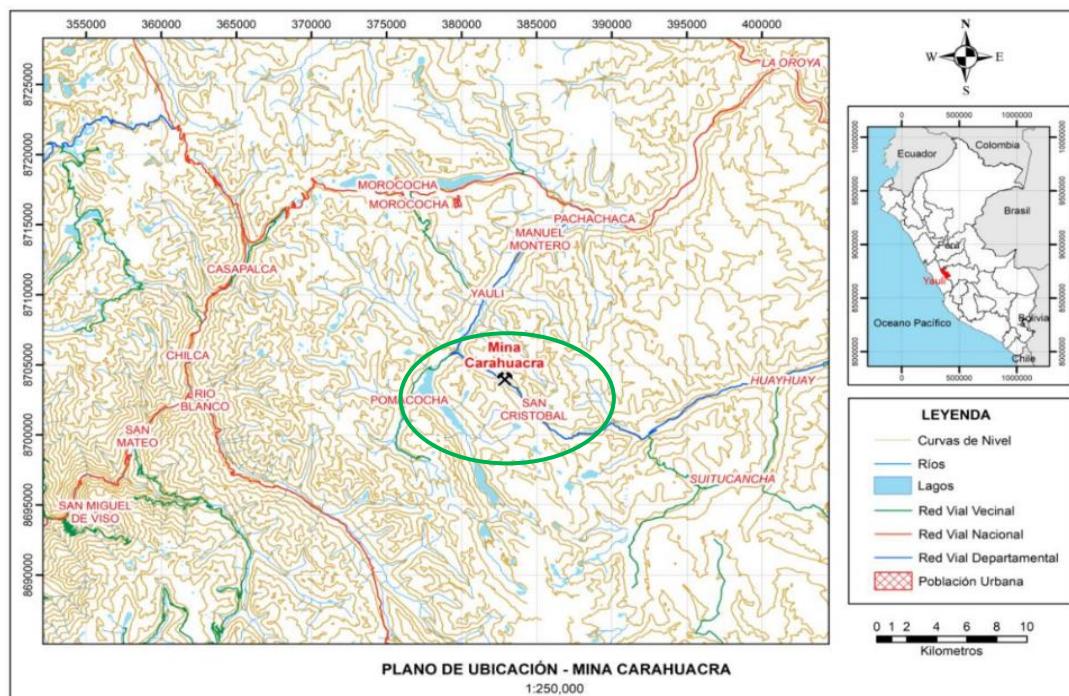


Figura 34. Lugar de estudio mina Carahuacra

3.2. Población

La población es el conjunto total de casos que va a ser estudiada y se pretende generalizar resultados porque concuerdan con una serie de especificaciones (Sampiere *et al.*, 2010). La población son todas las labores de la unidad minera Carahuacra de Cía. Volcan.

3.3. Muestra

La muestra es la esencia de la población básicamente puede ser un subconjunto de elementos que pertenecen a la población (Sampiere *et al.*, 2010). Para la investigación la muestra son labores en la veta Mary que se encuentran a altas profundidades y que se encuentren bajo condiciones de altos esfuerzos en la mina Carahuacra.

Tabla 8

Puntos de recolección de datos

| Muestra | | |
|---------|--------------|-------------|
| Nivel | Labor | Profundidad |
| 1340 | Rampa 115 | 900 |
| 1340 | Rampa 650 | 900 |
| 1340 | Subnivel 110 | 900 |
| 1340 | Subnivel 100 | 900 |
| 1340 | Subnivel 901 | 900 |

La técnica de muestreo es no probabilístico intencional, que estará representadas por labores en avance, desarrollo y preparación donde se tenga altos esfuerzos inducidos en el macizo rocoso, para ver las labores seleccionadas ir a anexos 11, 12, 13 y 14.

3.4. Método de investigación

El diseño de investigación es descriptivo transversal donde tiene como fin estimar la magnitud y distribución de los estallidos de rocas en las distintas labores que se encuentran en la veta Mary y proponer un sistema de fortificación que pueda soportar estos eventos.

El tipo de investigación es cuantitativa donde se pretende ubicar los lugares de estallidos de rocas y determinar un sostenimiento que brinde condiciones de trabajo seguras o minimicen el riesgo de dañar el sistema de soporte.

3.5. Descripción detallada de métodos por objetivos específicos

Descripción de variables analizadas en los objetivos específicos

Variable independiente: Condiciones de altos esfuerzos inducidos.

Variable dependiente: Diseño de sostenimiento subterráneo adecuado.

La operacionalización de las variables con sus indicadores, dimensiones y unidades de medida se muestran en el anexo 20.

3.5.1. Para determinar las condiciones de altos esfuerzos inducidos

De acuerdo con los objetivos específicos planteados se elabora los siguientes pasos a seguir para la recolección de datos y su posterior análisis.

Revisión, Recopilación y Elaboración de información preliminar.
Revisión de marco referencial que comprende el estudio

Caracterización en campo
- Recolección de datos de campo, mapeo Geomecánico RMR, monitoreo sísmico, y toma de muestra para ensayos de laboratorio.

Ensayos de laboratorio
- Determinación de parámetros geomecánicos a través de ensayos de laboratorio y software *Rs2*.

Procesamiento de datos
- Procesamiento del mapeo geomecánico
- Determinación de esfuerzos in situ
- Determinación de los esfuerzos inducidos
- Determinación de los altos esfuerzos mediante monitoreo sísmico.

Figura 35. Recolección de información para el primer objetivo

3.5.1.1. Caracterización en campo

Registro de datos: El registro de la información geomecánica se efectuó a partir del mapeo geomecánico de la masa rocosa expuesta en las labores subterráneas de los diferentes niveles de la mina de la veta Mary de acuerdo con la tabla 09. El método usado para el mapeo es el método directo por celdas de detalle y mediante la observación se va a determinar el tipo de discontinuidad, orientación, resistencia y la condición de las discontinuidades.

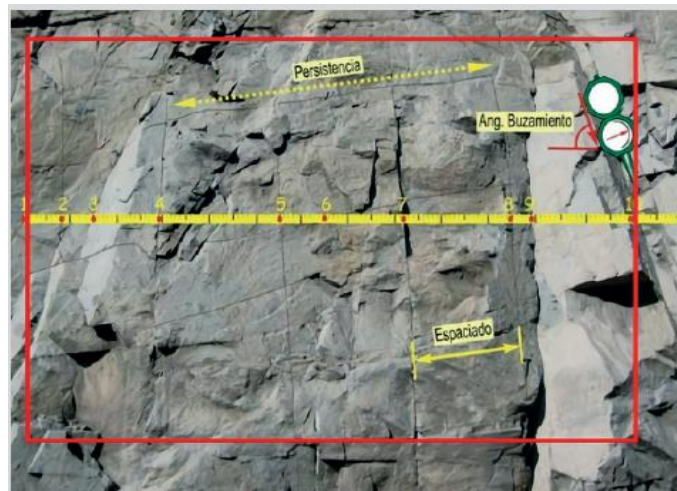


Figura 36. Mapeo geomecánico por celda

Fuente: (López, 2021)

Aspectos litológicos: Las estructuras existentes en la mina Carahuacra está conformado por diferentes vetas principales uno es la veta Mary donde se encuentra rocas como en andesita, dacita y algunas otras rocas y son de tipo de roca volcánica.

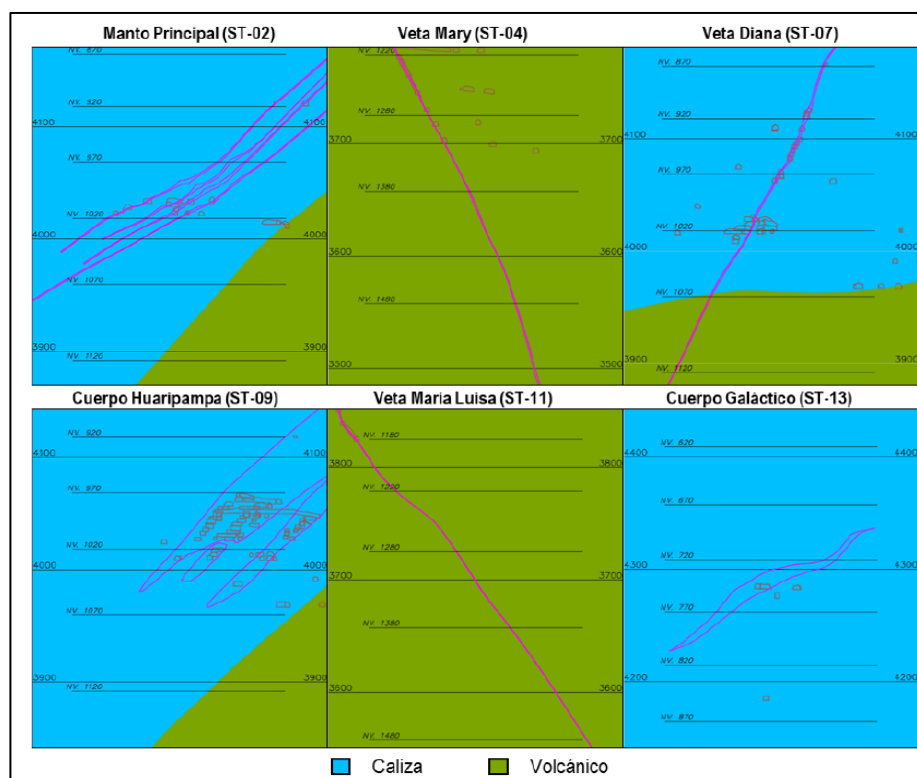


Figura 37. Características litológicas en sección transversal de la veta Mary

Fuente: (Volcan, 2023)

3.5.1.2. Monitoreo sísmico

En el año 2021 se logró instalar un sistema temporal de monitoreo sísmico con 02 sensores uniaxiales y 02 sensores triaxiales. La instalación se dio en los niveles más profundos de la mina, donde se empotro en las paredes de las excavaciones. La funcionalidad del sistema es que brinda una cobertura básica que permite detectar y localizar los eventos con cierto grado de incertidumbre.

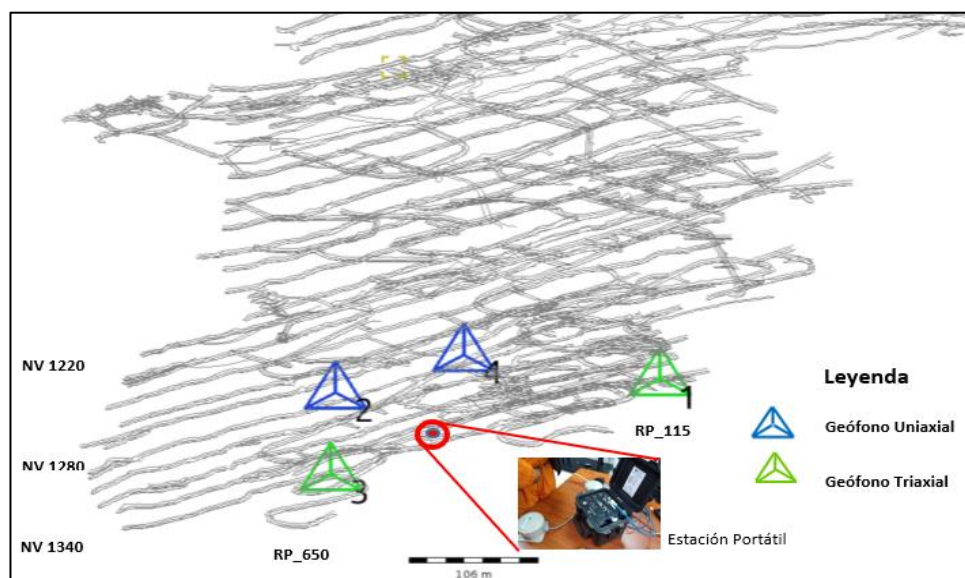


Figura 38. Ubicación de geófonos uniaxiales y triaxiales Veta Mary

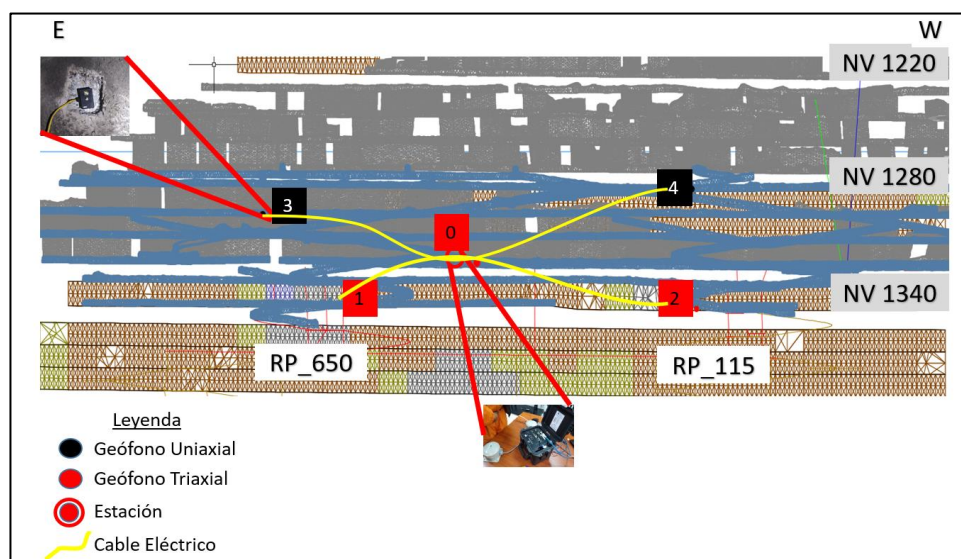


Figura 39. Ubicación de los Geófonos Veta Mary NV 1280 – NV 1280

3.5.1.3. Ensayos de laboratorio

Los ensayos han sido realizados por la empresa geomecánica latina Perú S.A. y sus procedimientos han seguido las normas de la ISRM (International Society for Rock Mechanics) y complementadas por el ASTM (American Society of Testing Materials).

Ensayo de propiedades físicas: Se presenta en el anexo resultados de parámetros de la muestra como diámetro y altura, densidad seca, densidad húmeda, peso específico aparente entre otros. Siguiendo las normas técnicas internacionales del ISRM (suggested methods for determining water content porosity density absorption and related properties) y ASTM C97-02 y se ha tenido 11 muestras de roca.

Ensayo de resistencia a la compresión uniaxial: Se presenta en el anexo los parámetros de diámetro y altura, carga de rotura y resistencia a la compresión uniaxial. Para realizar este ensayo se ha seguido la norma del ISRM (suggested methods for determination of the uniaxial compressive strength) y ASTM D2938-95.

Ensayo triaxial: Se ha obtenido parámetros como diámetro y altura, carga de confinamiento, esfuerzo de rotura máxima, resistencia a la compresión, constante m , cohesión y ángulo de fricción. Para realizar este ensayo se ha seguido las normas de la ISRM (suggested methods for determining the strength of rock materials in triaxial compression), ASTM 2664-95.

Ensayo de constantes elásticas: En este ensayo se ha obtenido los parámetros de diámetro y altura, resistencia a compresión, módulo de Young, coeficiente de poisson y gráficos de cargas y deformaciones. Se ha seguido las normas de la ISRM (suggested methods for determining deformability of rock materials in uniaxial compression), ASTM D7012-14e1 y ASTM D3148-02.

Ensayo a la tracción indirecta: Se han obtenido parámetros de la muestra como diámetro y altura, Carga de rotura, Resistencia a la Tracción.

Así mismo se han seguido las normas internacionales como ISRM (suggested method for determining indirect tensile strength by the brazil test) y ASTM D3967-16.

Ensayo de carga puntual: Se ha obtenido parámetros como diámetro y altura, carga de rotura, índice de carga puntual corregido, resistencia a la compresión simple. Se han realizado los ensayos siguiendo las normas de la ISRM (suggested method for determining point load strength) y ASTM D5731-16.

Los parámetros obtenidos de los resultados de laboratorio han sido procesados con el *software* RocData v.4.0. de versión prueba donde se han estimado los parámetros de la roca intacta y del macizo rocoso.

3.5.1.4. Clasificaciones geomecánicas

Clasificación de RMR: La clasificación RMR fue propuesto por Bienawski en 1973 y ha sido modificado en varias oportunidades, pero la versión que se usó en la investigación es de 1989. Donde se ha recolectado los parámetros como la resistencia a la compresión uniaxial, RQD, espaciamiento de discontinuidades, condiciones de las discontinuidades, presencia de aguas) y orientación de discontinuidades. Sistema de índice de calidad de túneles de roca: Esta clasificación fue propuesta por Barton en 1974 y actualizado por Grimstad and Barton en 2002. Donde se ha tomado como parámetros de RQD, número de familia de discontinuidades, rugosidad de juntas, alteración de las juntas, agua en las juntas y el factor SRF. En el anexo se presenta.

Clasificación mediante el índice GSI: El índice GSI es un parámetro clave cuando se pretende evaluar mediante el criterio rotura de Hoek y Brown. Su caracterización se realiza mediante observaciones geológicas de las estructuras rocosas y la condición superficial de las discontinuidades, se conoce dos ecuaciones para determinar en base al RMR.

$$GSI = RMR_{76} \quad , \text{cuando el } RMR_{76} > 18$$

$$GSI = RMR_{89} - 5 \quad , \text{cuando el } RMR_{89} > 23$$

3.5.1.5. Determinación de esfuerzos

En el esquema siguiente explica cómo se presentan y actúan los esfuerzos en el macizo rocoso.

Esfuerzos in situ

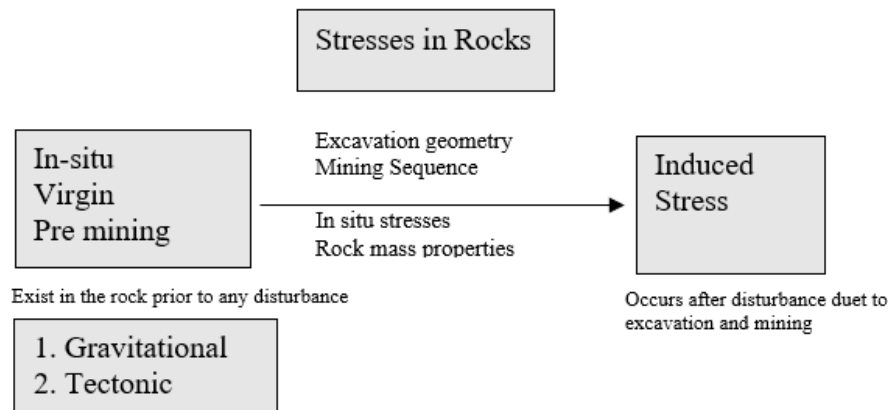


Figura 40. Compresión del comportamiento de esfuerzos en el macizo rocoso

Tabla 9

Variación del esfuerzo vertical con la profundidad

| Referencia | Ecuación para determinar el esfuerzo vertical | Ubicación y rango de profundidad |
|----------------------------------|---|----------------------------------|
| Herget, 1974 | $(1.9 \pm 1.26) + (0.0266 \pm 0.0028)z$ | World data (0-2400) |
| Lindner y Halpern, 1977 | $(0.942 \pm 1.131) + (0.0339 \pm 0.0067)z$ | North American (0-1500) |
| McGarr y Gay, 1978 | $0.0265z$ | World data (100-3000) |
| Hoek y Brown, 1980 | $0.0267z$ | World data (0-3000) |
| Herget, 1987 | $(0.026 - 0.0324)z$ | Canadian Shield (0-2200) |
| Arjang, 1989 | $(0.0266 \pm 0.008)z$ | Canadian Shield (0-2000) |
| Baumgartner <i>et al.</i> , 1993 | $(0.0275 - 0.0284)z$ | KTP pilot hole (800-3000) |
| Herget, 1993 | $0.0285z$ | Canadian Shield (0-2300) |
| Sugawara y Obara, 1993 | $0.027z$ | Japanese Islands (0-1200) |
| Te Kamp <i>et al.</i> , 1995 | $(0.0275 \pm 0.0284)z$ | KTP hole (0-9000) |
| Yokoyama <i>et al.</i> , 2003 | $0.0255z$ $0.0249z$ | Japan (0-1600) |

Fuente. (Lianyang, 2017)

Tabla 10

Variación del esfuerzo horizontal con profundidad

| Referencia | Ecuación para determinar el esfuerzo horizontal o K, Kmax, Kmin | Ubicación y rango de profundidad |
|----------------------------------|---|---|
| Voight, 1967 | $\sigma_{have} = 8.0 + 0.043z$ $\sigma_{have} = (8.3 \pm 0.5)$ | World data (0-1000) |
| Herget, 1974 | $+ (0.0407 \pm 0.0023)z$ | World data (0-800) |
| VanHeerden 1976 | $k = 0.0448 + 248/z; (r = 0.85)$ | South Africa (0-2500) |
| Haimson, 1977 | $\sigma_{hmax} = 4.6 + 0.025z$ $\sigma_{hmin} = 1.4 + 0.018z; (r = 0.95)$ | Michigan Basin (0-5000) |
| Lindner y Halpern, 1977 | $\sigma_{have} = (4.36 \pm 0.815) + (0.039 \pm 0.0072)z$ | North America (0-1500) |
| Hoek y Brown, 1980 | $0.3 + 100/z < k < 0.5 + 1500/z$ | World data (0-3000) |
| Aytmatov, 1986 | $5 + 0.058z < (\sigma_{hmax} + \sigma_{hmin}) < 9.5 + 0.075z$ | World data (mostly former USSR) (0-1000) |
| Li, 1986 | $\sigma_{have} = 0.72 + 0.041z$ $0.3 + 100/z < k < 0.5 + 440/z$ | China (0-500) |
| Rummel, 1986 | $K_{max} = 0.98 + 250/z$ $K_{min} = 0.5 + 150/z$ $\sigma_{have} = 9.86 + 0.0371z$ $\sigma_{have} = 33.41 + 0.00111z$ | World data (500-3000) Canadian Shield (0-900) |
| Herget, 1987 | $k = 1.25 + 267/z$ $K_{max} = 0.98 + 250/z$ $K_{min} = 0.5 + 150/z$ | (990-2200) (0-2200) |
| Pine y Kwakwa, 1989 | $\sigma_{hmax} = 15 + 0.028z$ $\sigma_{hmin} = 6 + 0.012z$ | Carnmenellis granite Cornwall, UK (0-2000) |
| Arjang, 1989 | $\sigma_{hmax} = 8.8 + 0.0422z$ $\sigma_{hmin} = 3.64 + 0.0276z$ $\sigma_{have} = 5.91 + 0.0349z$ | Canadian Shield (0-2000) |
| Baumgartner <i>et al.</i> , 1993 | $\sigma_{hmax} = 30.4 + 0.023z$ $\sigma_{hmin} = 16.0 + 0.011z$ $\sigma_{hmin} = 1.75 + 0.0133z$ | KTP pilot hole (800-3000) Cajon pass hole (800-3000) |
| Sugawara y Obara, 1993 | $\sigma_{have} = 2.5 + 0.013z$ | Japanese Islands (0-1200) |
| Stephansson, 1993 | $\sigma_{hmax} = 10.4 + 0.0446z; (r=0.61)$ $\sigma_{hmin} = 5.0 + 0.0286z; (r = 0.58)$ $\sigma_{hmax} = 6.7 + 0.0444z; (r=0.61)$ $\sigma_{hmin} = 0.8 + 0.0329z; (r=0.91)$ $\sigma_{hmax} = 2.8 + 0.0399z; (r=0.79)$ $\sigma_{hmin} = 2.2 + 0.0240z; (r=0.81)$ | Fennoscandia: Leeman-Hiltscher overcoring (0-700) Leeman-type overcoring (0-1000) Hydraulic fracturing (0-1000) |
| Te kamp <i>et al.</i> 1995 | $\sigma_{hmax} = 15.83 + 0.0303z$ $\sigma_{hmin} = 6.52 + 0.0157z$ | KTP hole (0-9000) |
| Lim and Lee 1995 | $\sigma_{have} = 1.858 + 0.018z; (r=0.869)$ $\sigma_{have} = 2.6570.032z; (r=0.606)$ | South Korea: Overcoring (0-850) Hydraulic fracturing (0-500) |
| Yokoyama <i>et al.</i> , 2003 | $\sigma_{hmax} = -21.9 + 0.0301z$ $\sigma_{hmin} = 33.7 + 0.0219z$ | Japan (0-1600) |
| Kang <i>et al.</i> , 2010 | $k = 0.7 + 116.5/z$ | Coal mines in China (70-1280) |

Fuente. (Lianyang, 2017)

Así como también la realización de ensayos de overcoring a fin tener una real comprensión de los esfuerzos in situ de la mina Carahuacra.

Ensayo de Overcoring : Esta técnica o ensayo permite medir el tensor de tensiones in situ a partir de una sola medición donde se pueden detectar tanto los gradientes de tensión como los campos de tensión locales distintos. Esta técnica da como resultado un buen detalle del tensor de tensiones. El volumen de roca cubierta para estas mediciones puede ser alrededor de 0.01 a 0.001 metros cúbicos (Amadei y Stephansson, 1997). El método overcoring es el que más se adapta a la mina Carahuacra por el tipo yacimiento y se tiene más flexibilidad en las mediciones de mayor precisión.

Ventajas

- Rapidez de ejecución y menor tamaño requerido para el taladro de sobre perforación (diámetro y longitud).
- Adecuado cuando la roca está fracturada, sometida a grandes tensiones ya que se necesita recuperar un testigo más corto.
- Entregan tensores de esfuerzos en tres dimensiones
- Opción de dejar monitoreo continuo

Desventajas

- Al igual que los demás métodos que trabajan con longitudes extensas, no se pueden emplear sumergido o en ambientes muy húmedos.

Se selecciono el método de medición de esfuerzos por overcoring y se escogió la técnica más adecuada para la mina entre USBM y hollow inclusión, siendo la técnica hollow inclusión la que se uso porque da un tensor en 03 dimensiones con una sola perforación mientras que la USBM solo 02 dimensiones.

Esfuerzos inducidos: Ocurre después de la perturbación debido a la excavación y el minado dependen de la geometría de excavación, secuencia de minado, esfuerzos in situ y propiedades del macizo rocoso (propiedades elásticas). La idea es saber cómo se distribuye los esfuerzos inducidos a través de sus factores dependientes y son medidos con herramientas computacionales como Rs2.

3.5.2. Para determinar el diseño de sostenimiento subterráneo

Para la aplicación del sostenimiento se va a aplicar el método analítico, empírico y el método numérico.

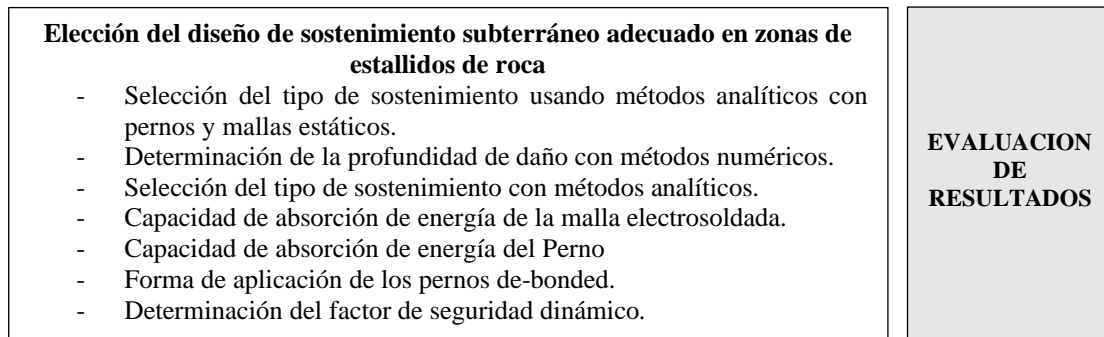


Figura 41. Recolección de información para el segundo objetivo

Entonces para la aplicación del diseño de sostenimiento subterráneo siguió los pasos de la figura 41 y en cada parte se aplica lo siguiente:

Los métodos de diseño de soporte de roca:

Se uso el método analítico:

- Análisis de cuñas
- Profundidad de falla
- Key block

Se uso el método empírico:

- Clasificación RMR
- Clasificación Q
- Clasificación GSI

Como indicadores para evaluar los diseños se compara los diseños de sostenimiento sin considerar condiciones de estallidos de roca y considerando estallidos de roca.

- Factor de seguridad estático
- Factor de seguridad dinámico como indicador de vulnerabilidad

En esta parte se considera lo siguiente:

$$\text{Factor de seguridad dinamico} = \frac{E. Disponible (soporte)}{E. Liberada (demanda)}$$

$$\text{Factor de seguridad dinamico} = \frac{\sum(\text{capacidad carga} \times \text{capacidad desplazamiento})}{\text{Energía cinética} + \text{Energía potencial}}$$

Descripción detallada del uso de materiales, equipos, instrumentos, insumos, entre otros.

Flexómetro: Es un instrumento usado para medir longitudes, formado por una cinta de acero, carcasa, donde al usarse tiene un mecanismo de regreso.

Fichas geomecánicas: Son formatos elaborados de acuerdo con la información que se requiere obtener, donde para su elaboración es preciso recurrir a metodologías en base a normas técnicas o metodologías internacionales. Estas fichas son llevadas a campo para su fácil recopilación de datos.

Brújula Geológica: Cuando se realiza la recolección de datos es preciso el uso de este instrumento donde ayuda a obtener la dirección de buzamiento y el buzamiento en las discontinuidades, así como también para medir rumbos y buzamiento de estratos, fallas y labores.

Martillo de geólogo: Llamado también pico, piqueta o mazo. Para su elaboración es de acuerdo a una norma a fin que tenga una dureza, resistencia y este hecho como una sola pieza. La parte de su empuñadora será de goma para que disperse la energía evitando el dolor a quien lo manipule.

Esclerómetro: Llamado también martillo de Schmidt usado para determinación del número de rebotes y de acuerdo a un ábaco obtener la resistencia a compresión en la roca o cemento, esto dependerá del tipo de esclerómetro que está usando. Siendo un instrumento mayormente usado para el control no destructivo.

Ensayos de laboratorio compresión uniaxial: Son ensayos realizados en una probeta cilíndrica de roca no confinada que tengan una relación de esbeltez y se obtiene resultados como la deformabilidad y clasificar a una roca por su resistencia que se mide en mega pascales.



Ensayo de overcoring test: Es un método que se aplica en el macizo rocoso donde se mide las tensiones naturales por medio de deformaciones mediante un barreno sobre perforado donde se instalará celdas de carga en una ubicación y dirección determinada.

Software Rocscience Phase2 v8.005: Es un software de la firma de Rocscience por métodos numéricos de 2D que aplica el método de elementos finitos a fin de realizar una modelización del macizo rocoso donde su aplicación es de acuerdo varios criterios geomecánicos que se encuentran dentro del programa y puede simularse la efectividad de la aplicación de los diferentes sostenimientos.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Caracterización del macizo rocoso

4.1.1. Geología estructural

La zona del proyecto se encuentra dentro de una estructura geológica conocida como el domo de Yauli, que se caracteriza por ser una estructura tectónica en forma de domo (una ventana tectónica). Tiene una longitud de 30 km y alcanza un ancho de hasta 15 km en su parte más amplia, con una orientación predominante en dirección NNW-SSE, siguiendo la dirección de los Andes. En el núcleo del domo se superponen los efectos de las tectónicas Hercínicas y Andinas, las cuales afectan a las rocas desde el Excelsior hasta el Casapalca. Esta estructura regional juega un papel importante en la ubicación de la mineralización. En el área del proyecto, los Grupos Pucará y Goyllarisquizga muestran grandes y alargados pliegues muy apretados, fallas inversas y extensos desplazamientos como resultado de esfuerzos compresivos.

El sistema de fracturamiento predominante en la zona es el sistema NE, el cual se destaca por su alta densidad y se encuentra desarrollado en todo el Domo. Las principales vetas del distrito minero Carahuacra - San Cristóbal-Andaychagua pertenecen a este sistema, con direcciones de fracturas que varían entre $N45^{\circ}-75^{\circ}E$, y un promedio de $N60^{\circ}E$. Según los mapeos geotécnicos realizados en la mina Carahuacra, se han identificado las siguientes características del arreglo estructural de la masa rocosa:

Estratificaciones: Las calizas del Grupo Pucará conforman este tipo de estructuras, las cuales han sido afectadas por fuerzas compresivas, generando pliegues (anticlinales) con estratos altamente alterados, húmedos y con filtraciones de agua. Esta condición se encuentra presente en toda el área de calizas.

Paralelamente a los estratos se encuentra la mineralización en forma de cuerpos alineados, cuya alteración es menor en comparación con las calizas.

Fallas: En la veta Mary se presentan fallas paralelas tanto en el techo como en el piso de la veta, siendo la zona oeste de la veta Mary la de mayor espesor de fallas. En algunos casos, se observan fallas casi transversales a las capas rocosas encajonantes. También se han identificado fallas en la zona del cuerpo mineralizado (zona de calizas) y en las áreas de contacto entre rocas volcánicas y calizas, donde se forman fallas paralelas a los estratos de las calizas, y ocasionalmente fallas transversales a los estratos.

Discontinuidades: Las discontinuidades presentan diferentes orientaciones y comportamientos en cada tipo de veta, manto y cuerpo mineralizado.

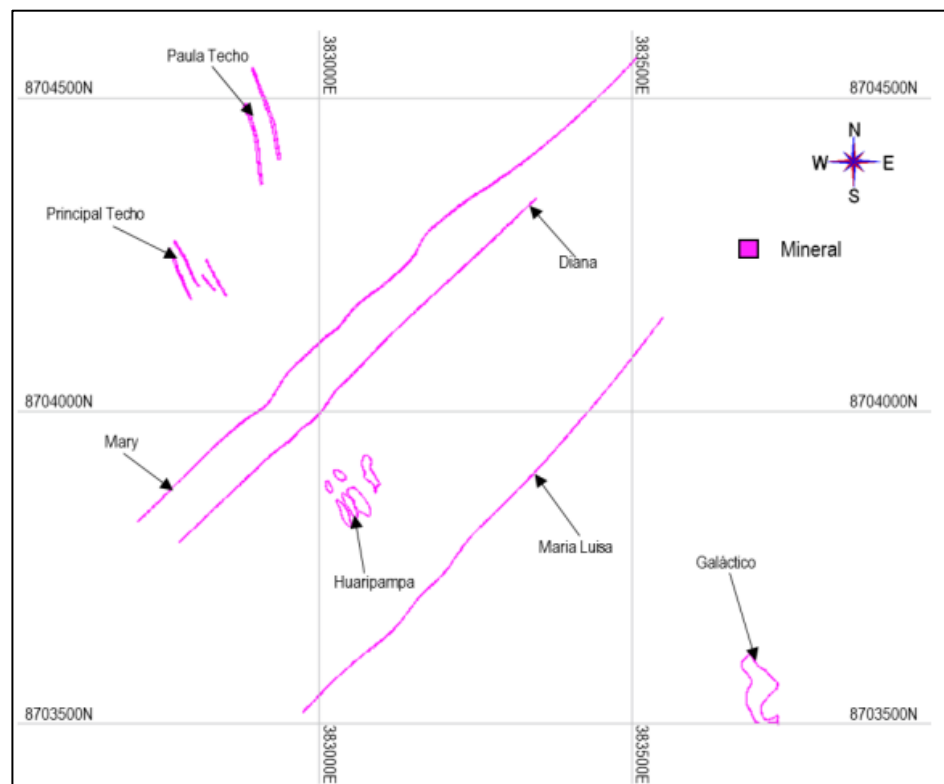


Figura 42. Vetas de mineralización de la mina Carahuacra

La veta Mary tiene un rumbo de $N46^{\circ}E$ con un buzamiento $62^{\circ} - 64^{\circ} SE$ con rocas encajonantes de andesitas y dioritas.

El fracturamiento en el área de la Mina Carahuacra, parece ser el resultado de las fuerzas compresivas e intrusivas que dieron lugar a la formación del Domo de Yauli. La toma de registro de datos tiene el fin de caracterizar al macizo rocoso en labores indicadas en la tabla 09 que son labores de profundización. La técnica de mapeo empleado fue el método directo por celdas de detalle.

El análisis del levantamiento geomecánico se realizó con el software dips de versión prueba para cada labor a fin estimar el comportamiento estructural de cada labor. Para el mapeo geomecánico se utilizó el formato de registro aprobado en los procedimientos escritos de trabajo seguro aprobados por la superintendencia de geomecánica y siguen las sugerencias de la ISRM. El mapeo geomecánico consistió en la toma de la dirección del buzamiento y el buzamiento y para realizar la clasificación del RMR e índice Q se consideró los siguientes datos tipo de discontinuidad, RQD o frecuencia de fracturas, orientación de la discontinuidad, condición de discontinuidades y agua subterránea.

4.1.2. Distribución de las discontinuidades

Con la información obtenida del mapeo geomecánico en las diferentes labores se ha podido determinar con las técnicas de proyección estereográfica con el software dip versión prueba de Rocscience Inc.

Tabla 11

Características de las discontinuadas en base al mapeo geomecánico

| Parámetro | Unidad | Características de las juntas |
|---------------|--------|-------------------------------|
| Continuidad | m | 6 a 20 y 20 a 60 |
| Espaciamiento | cm | 1 a 3 |
| Apertura | mm | 1 a 5 y > 5 |
| Rugosidad | - | ligeramente rugosa |
| Relleno | mm | Duro < 5 |
| Alteración | - | Ligeramente alterado |

En la tabla 11 se muestra un resumen de las principales características del macizo rocoso determinados en el mapeo geomecánico y siendo gran parte común o

variando en algunos casos sin embargo el mapeo geomecánico a detalle anexo 5,6,7,8 y 9.

4.2. Procesamiento de ensayos de laboratorio

Para determinar los parámetros de resistencia del macizo rocoso se realizó la recolección de muestras de roca y se han realizado ensayos de mecánica de rocas a fin de estimar la resistencia de la roca intacta y luego con los criterios de roca estimar la resistencia del macizo rocoso en la tabla siguiente se muestra resultados de ensayos obtenidos en la veta Mary que se encuentran inmersa en roca volcánica de acuerdo con la zonificación litológica ver figura 37.

La tabla 12 muestra un resumen de los resultados obtenidos en laboratorio para ver a mayor detalle cada ensayo revisar el anexo 10.

Tabla 12

Resultado de los ensayos de mecánica de rocas

| Descripción | Propiedad | Min. | Max. | Prom. |
|-------------------------------------|--------------------|-------|--------|--------|
| Propiedades físicas | densidad seca | 2.7 | 2.74 | 2.71 |
| Resistencia a compresión simple | UCS | 157.6 | 162.74 | 160.17 |
| Ensayo de triaxial de rocas | mi | 22.6 | 27.38 | 24.99 |
| Ensayo de triaxial de rocas | cohesión | 16.27 | 19.38 | 17.83 |
| Ensayo de triaxial de rocas | ángulo de fricción | 53.67 | 54.83 | 54.25 |
| Constantes elásticas | módulo de Young | 39.77 | 44.27 | 42.02 |
| Constantes elásticas | C. de poisson | 0.23 | 0.28 | 0.255 |
| Resistencia a la tracción indirecta | RTI | 14.32 | 17.14 | 16.07 |

En la figura 43 se muestra la envolvente de la roca intacta donde se ha convertido la resistencia a la tracción indirecta en ensayos brasileros de tracción directa usando el factor de corrección de 0.8 para rocas ígneas.

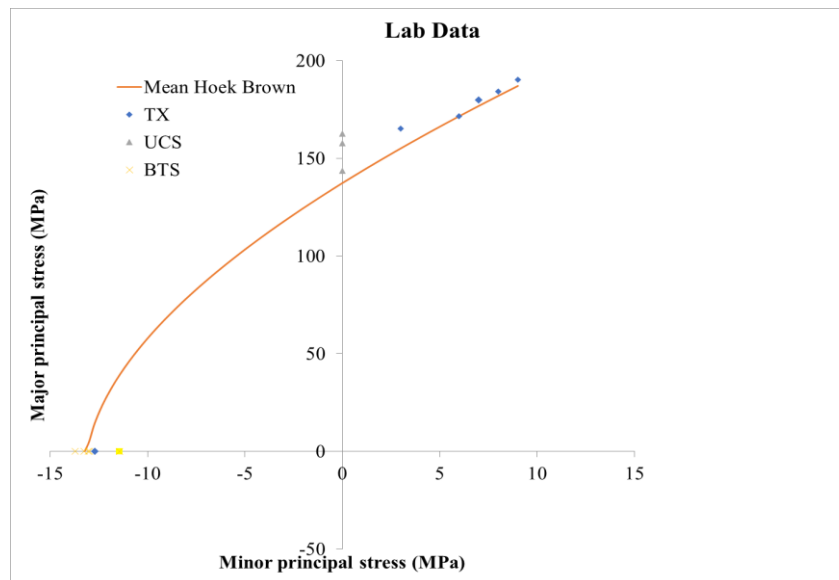


Figura 43. Envoltente de Hoek y Brown para la roca intacta.

4.3. Clasificación geomecánica

Para la realización del mapeo geomecánico se ha seguido la metodología de Bieniawski de 1989 y el índice Q de Barton de 1974 en la tabla siguiente se muestra los valores determinados y el color asignado es de acuerdo con las recomendaciones de la autoridad competente OSINERGMIN.

En la tabla 13 se muestra los valores por tipo de clasificación del macizo rocoso en la veta Mary. Esta clasificación empírica se utilizó en la zonificación de las labores de acuerdos a su calidad de roca, ver más detalle en anexos.

Tabla 13

Clasificación geomecánica de la masa rocosa por tipo

| Labor | RMR | Índice Q | GSI |
|--------------|-----|----------|-----|
| Rampa 115 | 53 | 2.72 | 48 |
| Rampa 650 | 58 | 4.74 | 53 |
| Subnivel 110 | 52 | 2.43 | 47 |
| Subnivel 100 | 51 | 2.18 | 46 |
| Subnivel 901 | 43 | 0.89 | 38 |

4.4 Monitoreo sísmico

La necesidad de conocer el estado de los esfuerzos in situ ha motivado usar instrumentación para la medición de esfuerzos, en este caso se tiene estaciones de monitoreo microsísmico con el esquema de la figura 40 y 41. Este monitoreo genera datos sísmicos y son evaluados aquellos valores altos como se observa en la figura 47. La mina Carahuacra tiene su protocolo de sismicidad que es el TARP y su aplicabilidad es de acuerdo con la figura 44.

| | Estado normal | Precaución | Alerta | Alarma |
|---|--|--|---|---|
| (1) Trigger (Magnitud y numero de eventos, en las últimas 24 horas registrado por el sistema micro-sismico) | Comportamiento sísmico que no genera alarmas según el histórico basado en los registros del sistema sísmico. Se puede apenas oír reacomos del macizo rocoso de intensidad leve | Percepción auditiva del crujimiento de mayor intensidad en comparación al estado normal. | Percepción auditiva de reacomodo del macizo rocoso sin movimiento de masa rocosa. Puede identificarse agrietamiento de shotcrete o malla cargada. | Evento sísmico con sonido intenso incluye movimiento de masa rocosa y daño al sostenimiento |
| | Eventos con magnitudes menores a: | Mínimo 01 evento con magnitud entre: $0.0 \leq M_w < 0.5$ y/o | Mínimo 01 evento con magnitudes entre: $0.5 \leq M_w \leq 1.0$ y/o | Mínimo 01 evento con magnitud entre: $M_w \geq 1.0$ y/o |
| | $< 0.0 M_w$ | Rango del número de eventos de las últimas 24 horas entre 20 y 25 | Rango del número de eventos de las últimas 24 horas entre 26 y 30. | Número de eventos de las últimas 24 horas mayor a 30 |

Figura 44. Trigger action response plan (TARP) de eventos sísmicos

En los anexos 16, 17, 18, 19 y 15 se muestra la instalación de los geófonos uniaxiales y triaxiales que miden las 24 horas del día y se encuentran ubicados estratégicamente cerca a labores zonificados como áreas de eventos rockburst.

De acuerdo con la gestión de seguridad de Cía. Volcán tiene como uno de sus peligros a los eventos sísmicos, la figura 47 brinda información de cómo se debe actuar o que niveles de respuesta se debe tener en cuenta cuando las condiciones operativas son normales y empiezan a cambiar y pueden generar impactos negativos o no deseados en personas, equipos y procesos de la mina. Este TARP proporciona información para la toma de decisiones y los pasos específicos a seguir.

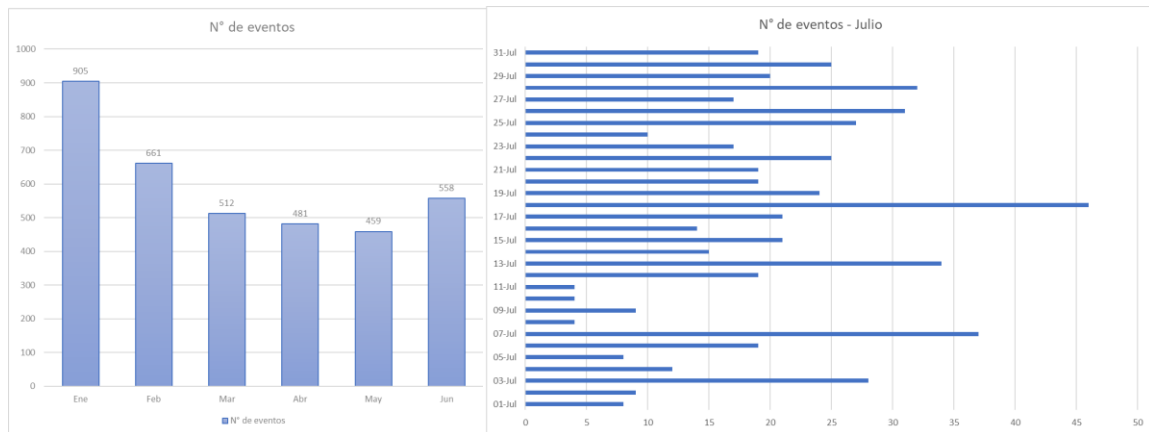


Figura 45. Eventos microsísmicos totales por mensuales

De la figura 45 se tiene que el mes de enero se ha tenido 905 eventos sísmicos, el mes de febrero 661, marzo 512, abril 481, mayo 459, junio 558 y para el mes de julio se reporta que el 18 de Julio se ha tenido 46 eventos sísmicos y de acuerdo a la figura 44 se puede indicar que está en una situación de alarma y deben paralizarse los trabajos cerca de la zona de los eventos. Además, se evidencia que está existiendo una respuesta sísmica (ondas dinámicas o redistribución violenta de esfuerzos) esto por la cantidad de eventos sísmicos que se presenta ya que suman en total 4173, ver anexos 15,16,17,18 y 19.



Figura 46. a) energía liberada, b) magnitud momento y c) vpp en cada caso máximos y mínimos por meses

En la figura 46.a se tiene una descripción de la energía que se liberada por los eventos micro sísmicos y se reporta el máximo el mes de julio con 9340 Joules, en la figura 46.b se muestra la magnitud momento máximo en el mes de Junio con 4.3 y la figura 46.c se tiene que la velocidad pico partícula máxima es en enero con 33.58 mm/s, ver anexos 11,12,13 y 14.

Por lo tanto, para el análisis que se realizó vamos a resumir los datos importantes a usar en la siguiente tabla:

Tabla 14

Eventos micro sísmicos

| Resumen da datos de eventos micro sísmicos | | | | | | |
|--|-------|-------|-------|-------|--------|-------|
| Meses | Ene | Feb | Mar | Abr | May | Jun |
| Nº Eventos reportados | 905 | 661 | 512 | 481 | 459 | 558 |
| Energía liberada (Joules) | 72200 | 859 | 4880 | 56800 | 116000 | 20200 |
| Magnitud momento máximo | 1.20 | 0.50 | 0.30 | 0.90 | 2.10 | 4.30 |
| Velocidad pico partícula (PPV) (mm/s) | 33.58 | 5.183 | 2.514 | 6.036 | 3.584 | 2.991 |
| Distancia (m) | | | | | | |

4.5. Condiciones de altos esfuerzos

Para determinar las condiciones de altos esfuerzos se pueden aplicar diversas metodologías como se muestran en el capítulo III, sin embargo, para nuestro caso de estudio vamos a determinar los altos esfuerzos in situ mediante la siguiente combinación del modelo de tensión de mejor estimación (BESM por sus siglas en ingles) para lo cual vamos a estimar el tensor de esfuerzos e indicar que los esfuerzos principales son el esfuerzo vertical (σ_v), el esfuerzo horizontal máximo (σ_H) y el esfuerzo horizontal mínimo (σ_h).

4.5.1. Métodos empíricos para estimar los esfuerzos verticales

4.5.1.1. Determinación del esfuerzo vertical por Hoek y Brown 1978

Para determinar el esfuerzo vertical se aplicó la siguiente formula esto de acuerdo con las primeras consideraciones de Hoek y Brown en 1978.

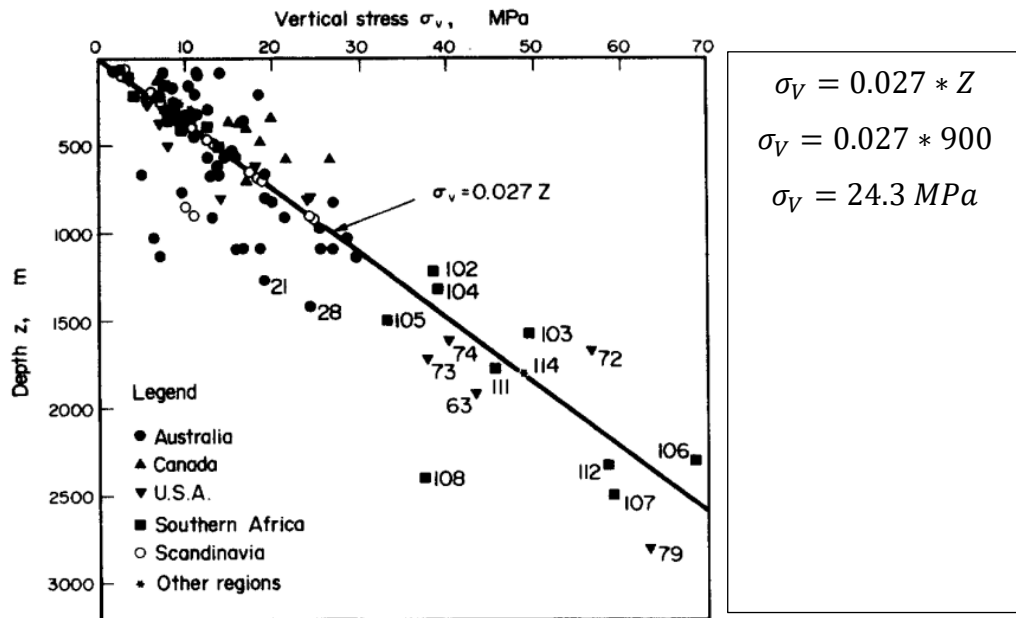


Figura 47. Determinación del esfuerzo vertical mediante Hoek y Brown 1978

4.5.1.2. Determinación del esfuerzo vertical mediante Herget 1987

Se aplicó la fórmula de la figura para determinar el esfuerzo vertical.

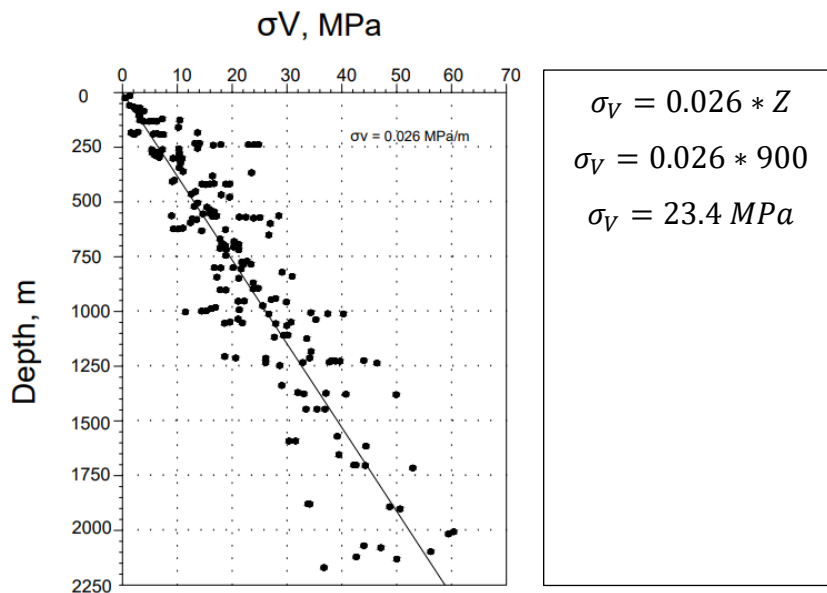


Figura 48. Determinación del esfuerzo vertical mediante Herget 1987

4.5.1.3. Determinación del esfuerzo vertical mediante Diederichs 1999

Se aplicó la fórmula de la figura siguiente para determinar el esfuerzo vertical.

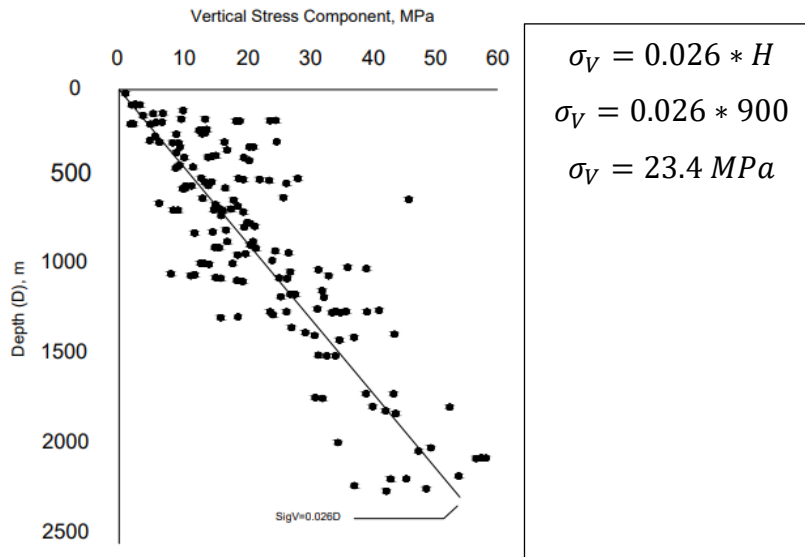


Figura 49. Determinación del esfuerzo vertical mediante Diederichs

De acuerdo a lo presentado en las figuras 47, 48 y 49 se tiene un esfuerzo vertical es igual en Diederichs y Herget pero diferente con Hoek. Estas formas de empíricas de determinar los esfuerzos verticales son los más usado en la industria minera. Sin embargo, existe otros métodos empíricos para determinar los esfuerzos verticales que han sido desarrollados con base en la instrumentación y luego pasado al formulas empíricas, ver la tabla a continuación para más detalle.

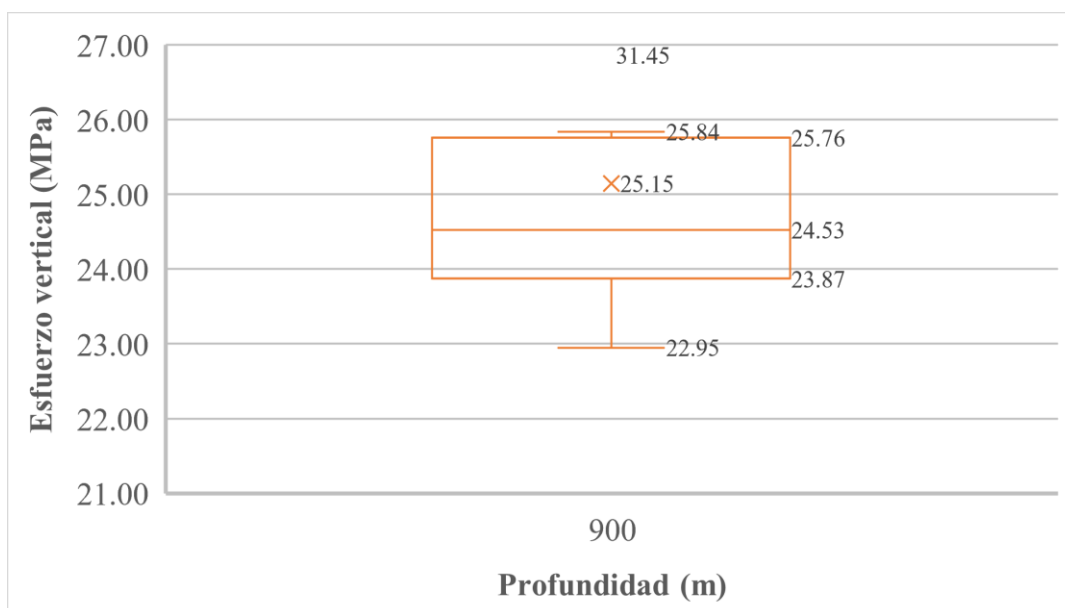


Figura 50. Variabilidad de los esfuerzos verticales

En la figura 50 es obtenida a partir de la tabla 15 se observa que los esfuerzos verticales determinados tienen poca variabilidad donde se tiene como valor mínimo 22.95 (MPa), como mediana a 24.53 (MPa) y promedio a 25.15 (MPa) y valor máximo a 25.84 (MPa) y se ha identificado un valor atípico de 31.45 (MPa).

Tabla 15

Métodos empíricos para determinar los esfuerzos verticales

| Referencia | Esfuerzo vertical (MPa) | Location and Depth range (m) | Profundidad (m) |
|----------------------------------|-------------------------|------------------------------|-----------------|
| Herget (1974) | 25.84 | World data 0-2400 | 900 |
| Lindner and Halpern (1977) | 31.452 | North American (0-1500) | 900 |
| McGarr and Gay (1978) | 23.85 | World data (100-3000) | 900 |
| Hoek and Brown (1980) | 24.3 | World data (0-3000) | 900 |
| Herget (1987) | 23.4 | Canadian Shield (0-2200) | 900 |
| Arjang 1989 | 23.94 | Canadian Shield (0-2000) | 900 |
| Baumgartner <i>et al.</i> (1993) | 24.75 | KTP pilot hole (800-3000) | 900 |
| Herget. (1993) | 25.65 | Canadian Shield (0-2300) | 900 |
| Sugawara and Obara (1993) | 24.3 | Japanese Islands (0-1200) | 900 |
| Te Kamp <i>et al.</i> (1995) | 25.56 | KTP hole (0-9000) | 900 |
| Lim and Lee (1995) | 25.793 | South Korea (0-850) | 900 |
| Diederichs 1999 | 23.4 | Canadian Shield (0-2200) | 900 |
| Yokoyama <i>et al.</i> (2003) | 22.95 | Japan (0-1600) | 900 |

4.5.2. Métodos empíricos para estimar esfuerzos horizontales mayor y menor

4.5.1.1. Determinación del esfuerzo horizontal por Hoek y Brown 1978

Aquí se determinó los esfuerzos horizontales máximo y mínimo, donde el cálculo se realizará con el K mayor y k menor.

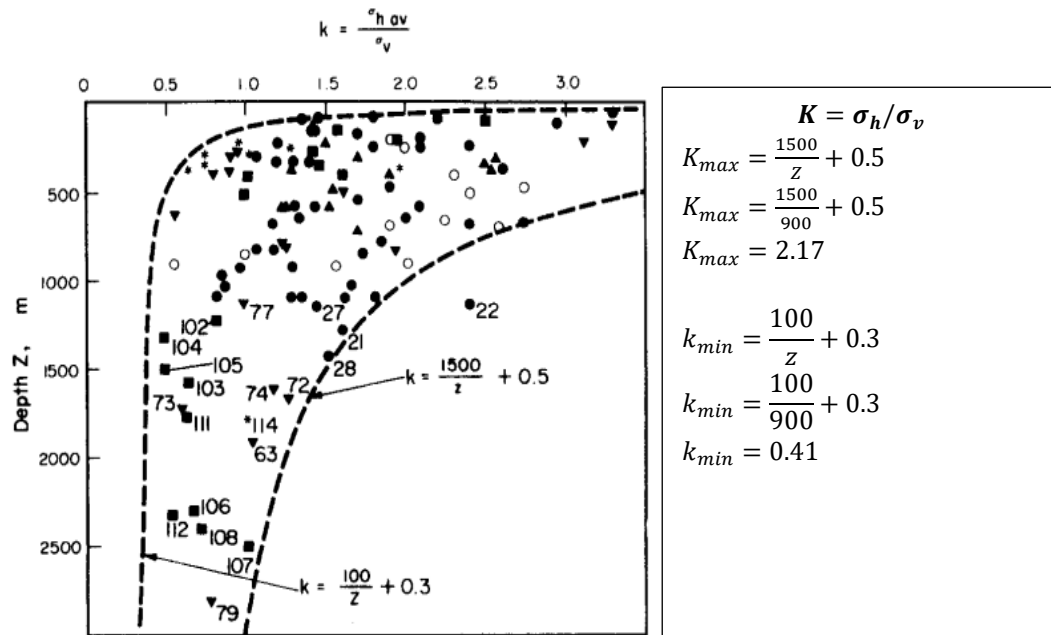


Figura 51. Determinación del esfuerzo horizontal mediante Hoek y Brown

4.5.1.2. Determinación del esfuerzo horizontal Herget 1987

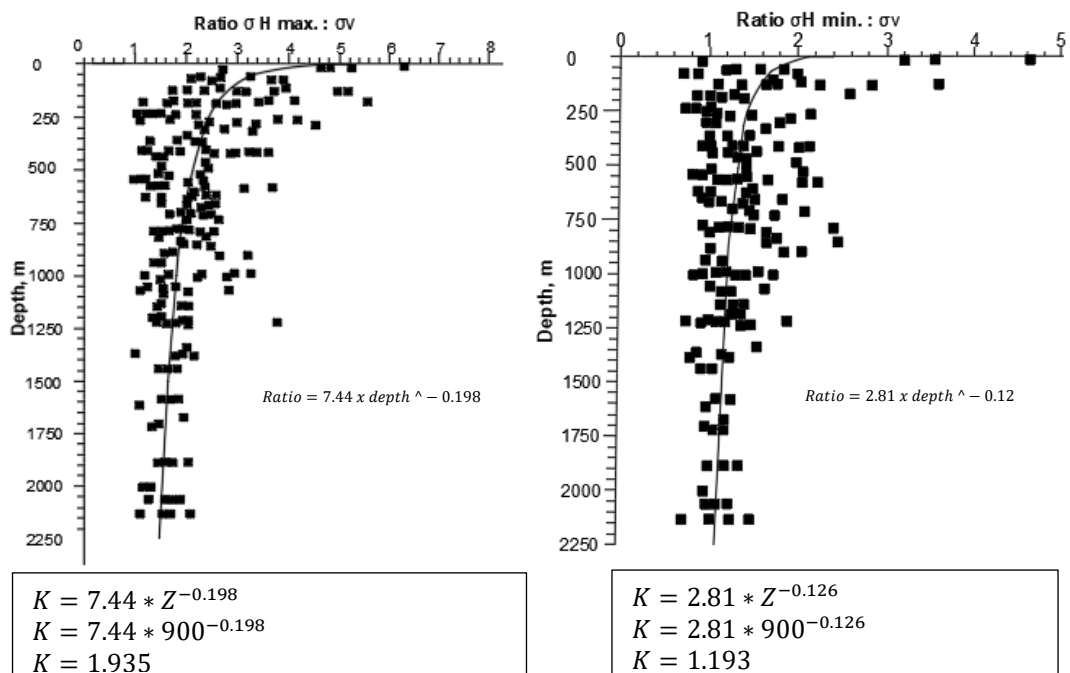


Figura 52. Determinación de esfuerzos horizontales máximo y mínimo Herget

En la figura 52 se determinó K mayor y k menor donde se tiene comportamientos no lineales y las ecuaciones de ajuste para cada contexto son independientes.

4.5.1.3. Determinación del esfuerzo horizontal por Diederichs 1999

Las envolventes para determinar los esfuerzos horizontales mayor y menor han sido desarrollados de acuerdo con los criterios del escudo canadiense que involucran aspectos importantes.

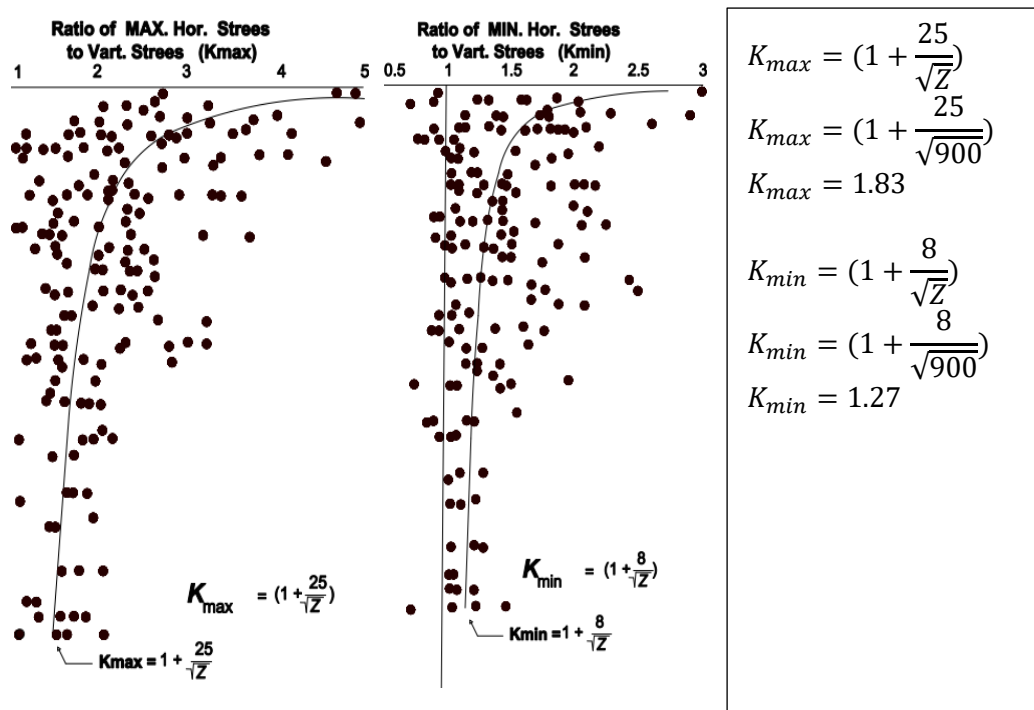


Figura 53. Determinación del esfuerzo horizontal mediante Diederichs

Existen diversos métodos para determinar los esfuerzos tectónicos de forma empírica de acuerdo con diversas fórmulas realizados y de acuerdo con ensayos de medición de esfuerzos in situ.

Tabla 16

Métodos empíricos para determinar los esfuerzos horizontales

| Referencia | Fuente | Profundidad | σ_v (MPa) | σ_H (MPa) | σ_h (MPa) | Profundidad |
|-------------------------------------|--|-------------|---------------------|---------------------|---------------------|-------------|
| Hoek y Brown 1978 | World stress data | 0-2000 | 24.3 | 52.73 | 9.963 | 9000 |
| Rummel 1986 | World stress data | 500-3000 | 24.30 | 30.56 | 19.85 | 900.00 |
| Herget 1987 | Canadian shield | 0-900 | 24.30 | 45.12 | 31.24 | 900.00 |
| Voight 1966a | World stress data | 0-1000 | 24.30 | 46.70 | 0.00 | 900.00 |
| Haimson 1977 | Michigan Basin | 0-5000 | 24.30 | 27.10 | 24.30 | 900.00 |
| Pine and Kwakwa 1989 | Carnmenellis granite Cornwall UK | 0-2000 | 24.30 | 40.20 | 16.80 | 900.00 |
| Arjang 1989 | Canadian shield | 0-2000 | 23.94 | 46.78 | 23.94 | 900.00 |
| Baumgartner <i>et al</i> 1993a | Taladro piloto KTB | 800-3000 | 24.75 | 32.47 | 25.90 | 900.00 |
| Baumgartner <i>et al</i> 1993b | Taladro cajón Pass | 800-3000 | 24.75 | 0.00 | 2.95 | 900.00 |
| Stephansson 1999b | Overcoring Leeman Hiltcher | 0-700 | 24.30 | 50.54 | 30.74 | 900.00 |
| Stephansson 1999c | Fracturamiento hidraulico | 0-1000 | 24.30 | 38.71 | 20.20 | 900.00 |
| Stephansson 1999d | Overcoring Leeman type | 0-1000 | 24.30 | 46.66 | 30.41 | 900.00 |
| Te Kamp <i>et</i> <i>al</i> 1995 | Taladro KTB | 0-9000 | 24.30 | 43.01 | 20.67 | 900.00 |
| Diederichs 1999 | Canadian Shield | 0-2200 | 23.4 | 42.82 | 29.72 | 900.00 |

Tabla 17

Constantes K mayor y k menor por diversos métodos empíricos

| Referencia | Fuente | Profundidad | Kmax | Kmin | Profundidad |
|-----------------------------------|--|--------------------|-------------|-------------|--------------------|
| Rummel 1986 | World stress data | 500-3000 | 1.26 | 0.82 | 900.00 |
| Herget 1987 | Canadian shield | 0-900 | 1.86 | 1.29 | 900.00 |
| Voight 1966a | World stress data | 0-1000 | 1.92 | 0.00 | 900.00 |
| Haimson 1977 | Michigan Basin | 0-5000 | 1.12 | 0.72 | 900.00 |
| Pine and Kwakwa 1989 | Carmmenellis granite Cornwall UK | 0-2000 | 1.65 | 0.69 | 900.00 |
| Arjang 1989 | Canadian shield | 0-2000 | 1.95 | 1.19 | 900.00 |
| Baumgartner <i>et al</i> 1993a | Taladro piloto KTB | 800-3000 | 1.31 | 1.05 | 900.00 |
| Baumgartner <i>et al</i> 1993b | Taladro cajón Pass | 800-3000 | - | 0.12 | 900.00 |
| Stephansson 1999b | Overcoring Leeman Hiltscher | 0-700 | 2.08 | 1.27 | 900.00 |
| Stephansson 1999c | Fracturamiento hidraulico | 0-1000 | 1.59 | 0.83 | 900.00 |
| Stephansson 1999d | Overcoring Leeman type | 0-1000 | 1.92 | 1.25 | 900.00 |
| Te Kamp <i>et al</i> 1995 | Taladro KTB | 0-9000 | 1.77 | 0.85 | 900.00 |

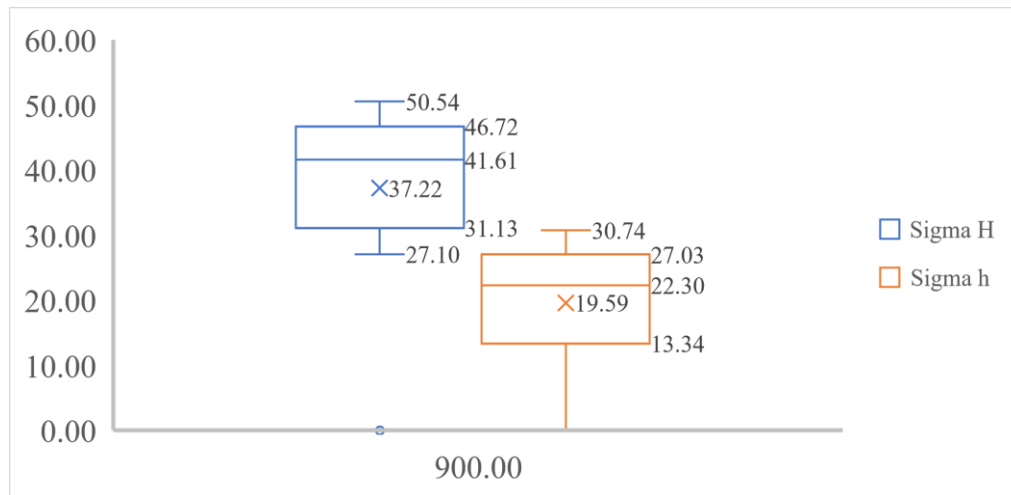


Figura 54. Variabilidad del esfuerzo horizontal mayor y menor

La figura 54 es de acuerdo con la tabla 16 donde se observa que no hay mucha variabilidad del esfuerzo horizontal mayor y menor y no se ha identificado valores atípicos en ambos casos. Para la figura 55 ha sido desarrollado mediante la tabla 17 y se observa la variabilidad del K mayor y k menor.

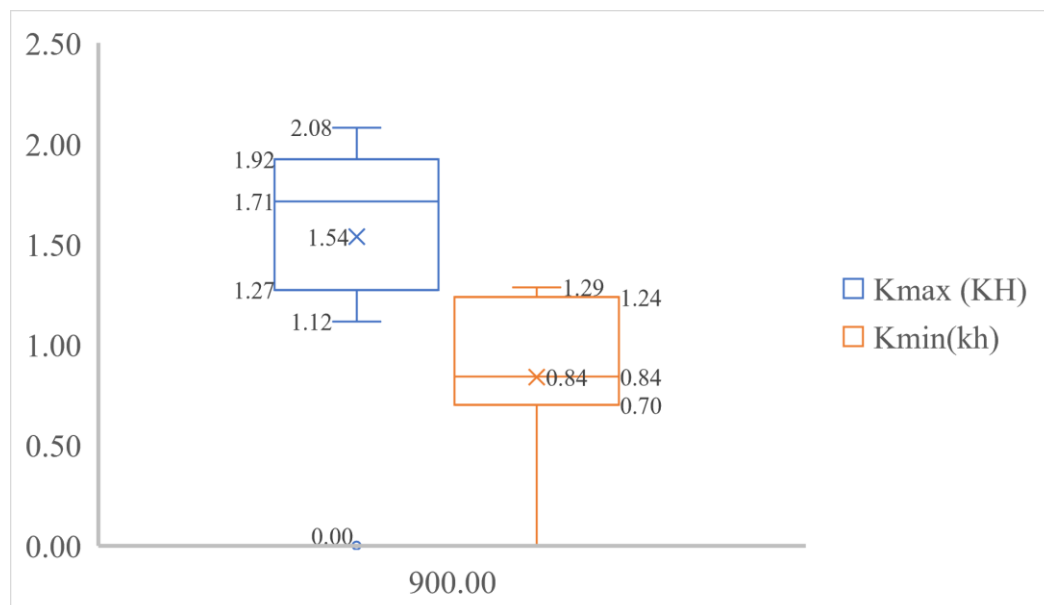


Figura 55. Variabilidad de la constante K mayor y menor

4.5.3. Determinación de los esfuerzos mediante overcoring

Con el fin de obtener una comprensión exhaustiva del estado tensional en la mina Carahuacra, se ha implementado un meticuloso plan de mediciones de esfuerzos in situ utilizando la metodología de Hollow Inclusión desarrollada por el

CSIRO. Esta metodología, reconocida por su precisión y fiabilidad, permite obtener mediciones detalladas de las fuerzas y tensiones presentes en el entorno minero. Al emplear esta técnica avanzada, la compañía busca tomar decisiones fundamentadas en cuanto a las operaciones y la seguridad. La adquisición de información precisa y confiable sobre los esfuerzos existentes facilitará una gestión de riesgos más efectiva y una optimización de las prácticas mineras en la mina Carahuacra, ver anexo 14.

Tabla 18

Esfuerzos principales en la veta mary mediante overcoring

| Ensayo | Sigma 1 (MPa) | Az | Sigma 2 (MPa) | Az | Sigma 3 (MPa) | Az |
|--------|------------------|-------|------------------|-------|------------------|-------|
| 1 | 28.9 | 271.1 | 18.0 | 106.8 | 12.9 | 16.0 |
| 2 | 32.0 | 232.8 | 18.9 | 85.5 | 5.5 | 351.1 |

Tabla 19

Comparación de los esfuerzos in situ determinados

| Descripción | Sigma3 (MPa) | Sigma 1 (MPa) | Sigma 2 (MPa) |
|-----------------|-----------------|------------------|------------------|
| Método empírico | 24.53 | 37.22 | 19.59 |
| | 25.15 | 41.61 | 22.3 |
| Overcoring | 12.9 | 28.9 | 18.0 |
| | 5.5 | 32.0 | 18.9 |

De acuerdo con la tabla 19 se puede diferenciar que el esfuerzo principal menor tiene mucha variabilidad, sin embargo, el esfuerzo principal mayor se encuentra cercano con una diferencia de - 4 MPa y por otro lado el esfuerzo 2 se acerca en -1.59 MPa de acuerdo con el ensayo overcoring con respecto a los métodos tradicionales usados para estos cálculos. La ventaja del ensayo overcoring es que obtienes dos valores magnitud y orientación.

4.6. Profundidad de daño generado por esfuerzos actuantes

Para la determinación de la profundidad o espesor de daño que es generado por los esfuerzos actuantes en las excavaciones subterráneas como en las galerías, subniveles,

rampas entre otros. Vamos a utilizar la metodología que indica Bewick que depende en gran medida de UCS cerca de la excavación, esfuerzos principales máximos y mínimos y el radio de la excavación. Y ha propuesto la siguiente fórmula para su determinación.

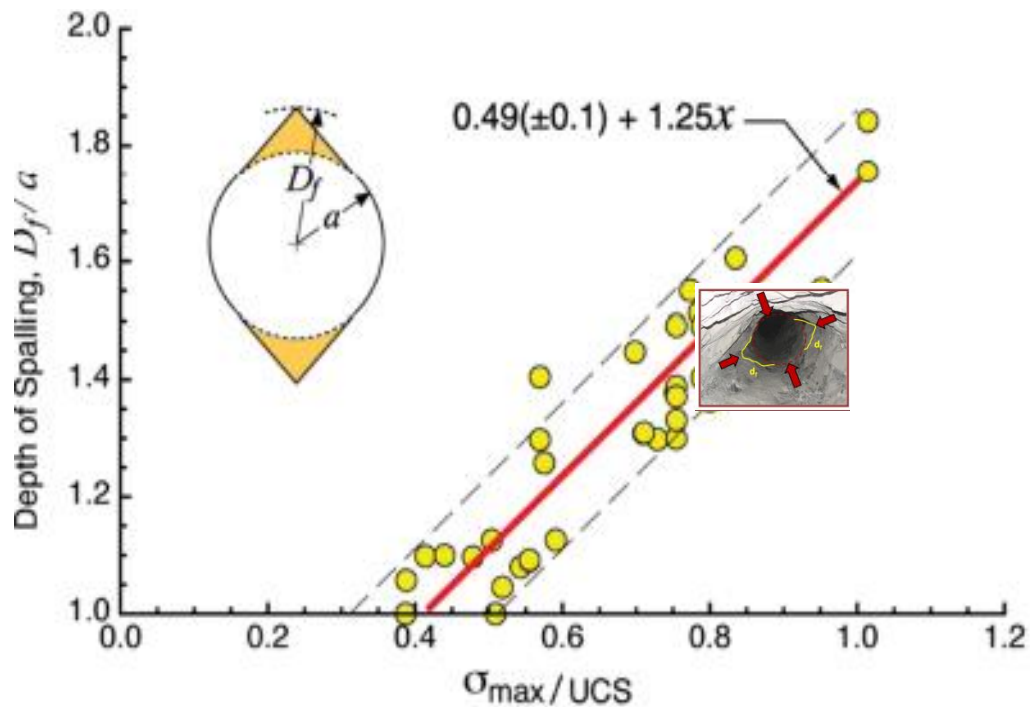


Figura 56. Profundidad o espesor de daño por tensión máxima inducido

$$\frac{Rf}{a} = 0.49 * (\pm 0.01) + 1.25 * \sigma_{max} / \sigma_c$$

Rf : espesor de daño.

a : radio equivalente de la excavación subterránea.

σ_{max} : esfuerzo máximo ($3 * \sigma_1 - \sigma_3$).

σ_c : esfuerzo compresión simple uniaxial (UCS).

Entonces realizando los cálculos correspondientes a cada valor que se determina la profundidad de daño como se observa en la tabla siguiente.

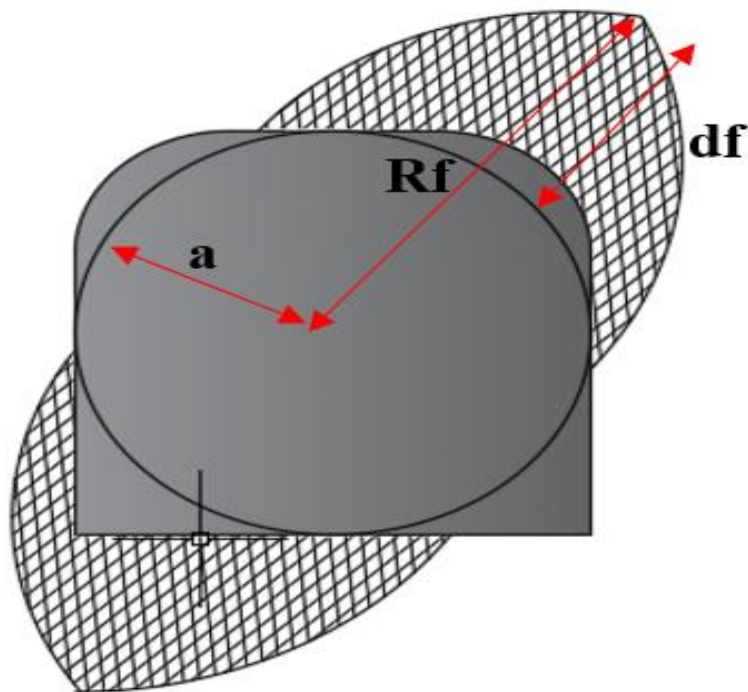


Figura 57. Esquema de profundidad de daño total, parcial y radio

Tabla 20

Cálculo de la profundidad de daño para el subnivel y rampa

| Sección de la labor (m ²) | Área de la excavación (m ²) | Radio equivalente (a) (m) | Sigma 1 (MPa) | Sigma 3 (MPa) | Sigma max. (MPa) | UCS (Mpa) | Rf (m) | Df (m) |
|---------------------------------------|---|---------------------------|---------------|---------------|------------------|-----------|--------|--------|
| 4.5 x 4.5 | 18.08 | 2.4 | 28.9 | 12.9 | 73.68 | 157.6 | 3.98 | 1.58 |
| 4.0 x 4.0 | 15.28 | 2.21 | 28.9 | 12.9 | 73.68 | 157.6 | 3.67 | 1.46 |
| Promedio | | | | | | | | 1.52 |

Entonces la profundidad de daño para los subniveles y rampas es de 1.52 metros aplicando métodos empíricos.

Sin embargo, aplicando modelamiento numérico con el software Rs2 podemos determinar la profundidad de daño “df” mediante un análisis plástico para lo cual se van a usar los siguientes datos para su procesamiento.

Tabla 21

Parámetros geomecánicos del macizo rocoso en las rampas y subniveles

| Propiedades de la roca | Símbolo | Unidades | RP 115 | RP 650 | SN 110 | SN 100 | SN 901 |
|---|---------|-------------------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 1. Peso específico de la roca | | MN/m ³ | 0.0271 | 0.0271 | 0.0271 | 0.0271 | 0.0271 |
| 2. Resistencia a la compresión simple | UCS | MPa | 157.6 | 157.6 | 157.6 | 157.6 | 157.6 |
| 3. Índice de resistencia de roca 1989 | RMR | | 53 | 58 | 52 | 51 | 43 |
| 4. Índice de resistencia geológica | GSI | | 48 | 53 | 47 | 46 | 38 |
| 5. Constante litológica | mi | | 22.6 | 22.6 | 22.6 | 22.6 | 22.6 |
| 6. Módulo de Young roca intacta | Ei | MPa | 39770 | 39770 | 39770 | 39770 | 39770 |
| 7. Coeficiente de Poisson roca intacta | vi | | 0.23 | 0.23 | 0.23 | 0.23 | 0.23 |
| 7. Módulo de Young macizo rocoso | Erm | MPa | 14558.6 | 14558.6 | 14558.6 | 14558.6 | 14558.6 |
| 8. Coeficiente de Poisson macizo rocoso | Vrm | | 0.23 | 0.23 | 0.23 | 0.23 | 0.23 |

De acuerdo con la tabla 21 se ha realizado las simulaciones en el programa RS2 de empresa Rocscience a fin de determinar la profundidad de daño esto con la finalidad de validar los resultados analíticos.

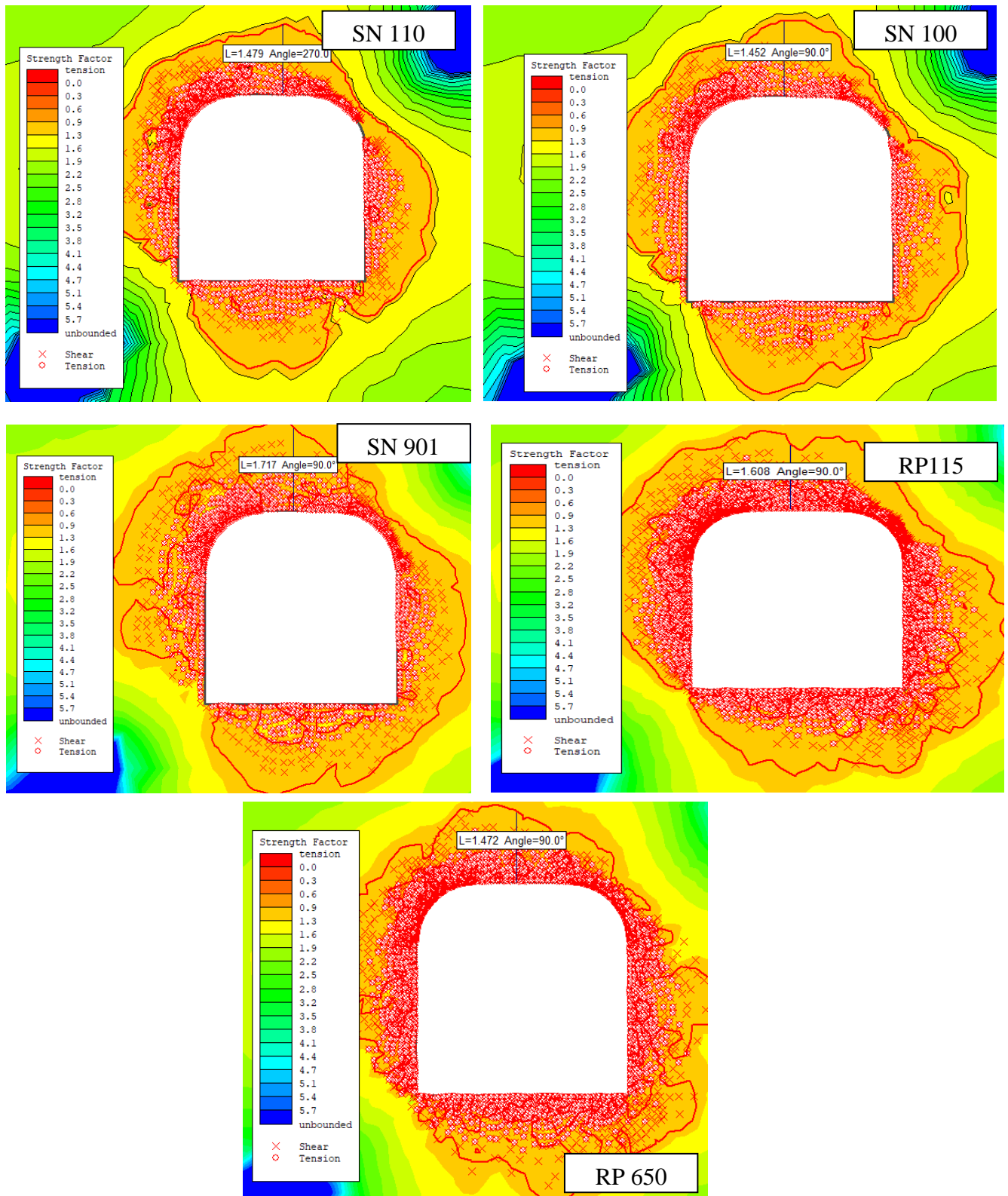


Figura 58. Determinación de la profundidad de daño (df) con el uso del RS2

En la figura 58 se presenta las simulaciones realizadas en base a la tabla 21 y que han seguido una elasticidad isotrópica, una carga inicial de elementos tipo “field stress & body force” para el procesamiento de los parámetros geomecánicos se ha seguido el

criterio modificado de Hoek y Brown y por último la determinación del módulo de Young del macizo rocoso es determinada con el método generalizado de Hoek y Diederichs.

Tabla 22

Profundidad de daño por labor

| Labor | Profundidad de daño (df) |
|-----------------|--------------------------|
| Rampa 115 | 1.608 |
| Rampa 650 | 1.472 |
| Subnivel 110 | 1.479 |
| Subnivel 100 | 1.452 |
| Subnivel 901 | 1.717 |
| Promedio | 1.55 |

Como se observa en la tabla 22 se tiene un promedio de 1.55 de profundidad de daño determinado con el programa RS2 y empíricamente se ha determinado 1.52. La determinación de la zona plástica mediante los puntos de fluencia (yielding points) estos son puntos de falla de tracción y puntos de falla de corte que han sido importantes para identificar la profundidad de falla. Entonces de acuerdo con los resultados obtenidos en con se trabajó con una profundidad de falla de 1.53 metros.

4.7. Evaluación de la fortificación de las labores mediante criterio estático

En la unidad minera Carahuacra se usa pernos split set, helicoideales o swellex esto va a depender del tipo de labor en nuestro caso se analizó con pernos helicoideales porque nuestras labores con fenómenos de estallidos están en labores como rampas y subniveles.

Entonces vamos a calcular la longitud de anclaje:

$$\text{Longitud de anclaje (La)} = \text{Longitud del perno (Lp)} - \text{profundidad de daño (df)}$$

$$La = 2.5 - 1.54$$

$$La = 0.97 \text{ m equivalente a } 1.0 \text{ metros.}$$

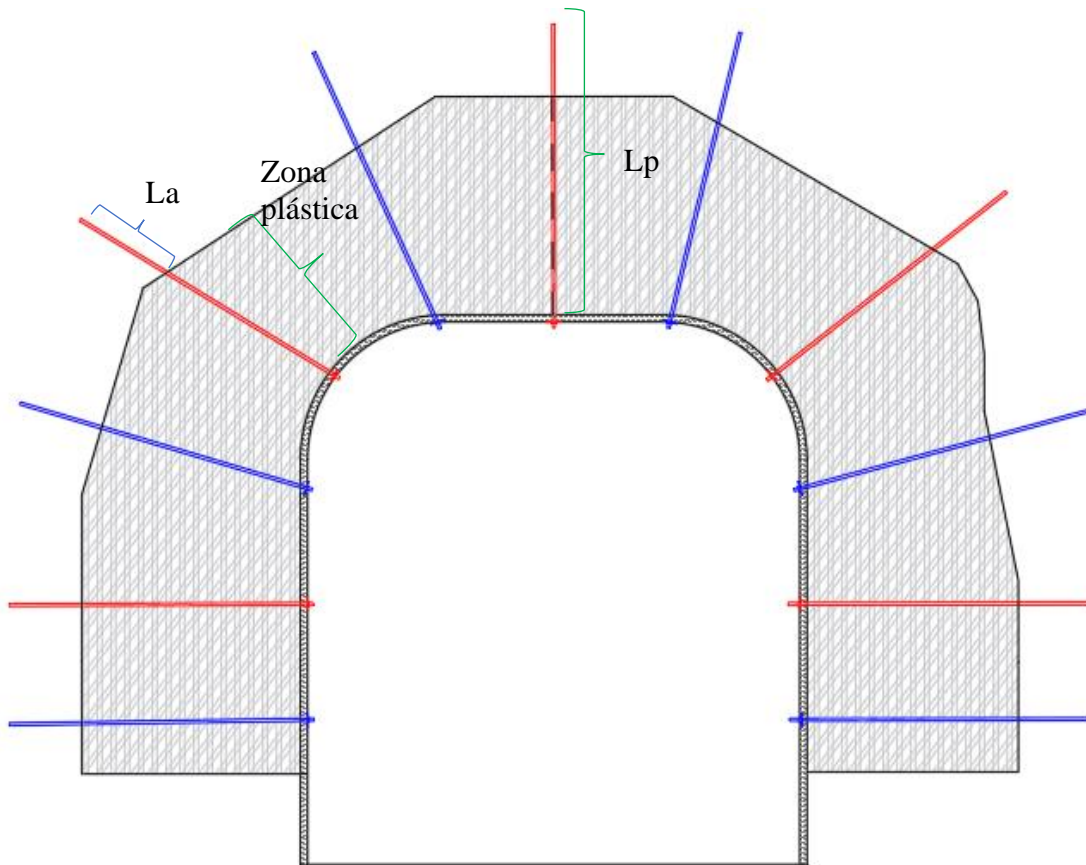


Figura 59. Zona de influencia zona plástica en la labor y longitud de los pernos

Entonces la primera evaluación de sostenimiento es para labores con tres pernos instalados en el techo por lo que se realizó el análisis por áreas tributarias.

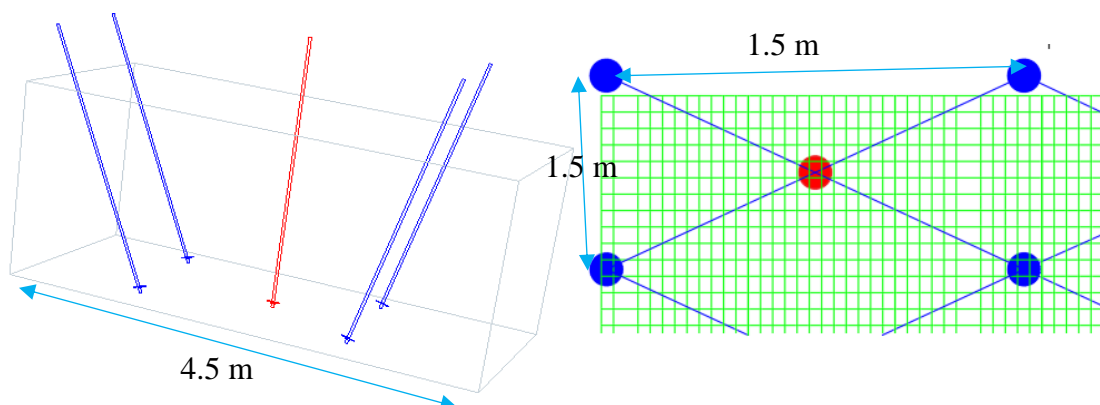


Figura 60. Análisis de áreas tributarias en la corona por ser zona inestable

Nº de pernos en corona = en un Volumen de roca

$$05 \text{ pernos} = 4.5 \text{ m} \times 1.5 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$$

$$05 \text{ pernos} = 10.125 \text{ m}^3$$

Entonces 05 pernos van a sostener a un volumen de roca de 10 metros cúbicos.

*Peso de la roca (W) = Densidad de la roca (ρ) * Volumen (V)*

$$W = 2.71 \text{ ton}/m^3 * 10.125 m^3$$

$$W = 27.44 \text{ ton}$$

$$W = 274.4 \text{ KN}$$

$$\text{Factor de seguridad est\u00e1tico (FS)} = \frac{\text{Capacidad (N\u00b0pernos * Capacidad del perno)}}{\text{Peso de la roca (W)}}$$

$$\text{Factor de seguridad est\u00e1tico (FS)} = \frac{5 \times 14 \text{ ton}}{27.44 \text{ ton}}$$

$$\text{Factor de seguridad est\u00e1tico (FS)} = 2.55$$

4.8. Determinaci\u00f3n del factor de seguridad din\u00e1mico para 100 metros

Para su c\u00e1lculo es requerible utilizar la siguiente formula que involucra a la energ\u00eda cin\u00e9tica y potencial que pueda surgir por una explosi\u00f3n del macizo rocoso.

$$F.S. \text{ Din\u00e1mico} = \frac{\Sigma(\text{Capacidad de carga} * \text{Capacidad de desplazamiento})}{\text{Energ\u00eda Cin\u00e9tica} + \text{Energ\u00eda Potencial}}$$

$$F.S. \text{ Din\u00e1mico} = \frac{\text{Capacidad de Soporte}}{(\frac{1}{2} m \cdot v_e^2 + q * m * g * d)}$$

Donde:

m = masa de zona inestable (kg).

V_e = Velocidad m\u00e1xima de la part\u00edcula (PPV) (m/s).

q = Para cuantificar la proyecci\u00f3n de bloque desde el techo (1), caja (0) o piso (-1).

d = Distancia de desplazamiento de proyecci\u00f3n del soporte (m)

g = aceleraci\u00f3n de la gravedad es $9.81 \text{ m}/s^2$

Para esto requerimos calcular velocidad m\u00e1xima de la part\u00edcula PPV:

$$2 * \text{Log} (R * PPV) = M_L$$

Donde:

R= la distancia del punto del evento con respecto al sensor en metros.

M_L =Magnitud momento m\u00e1ximo del evento registrado.

Tabla 23

Eventos micro sísmicos con probabilidad a estallidos de roca

| Resumen da datos de eventos micro sísmicos | | | | | | |
|--|------|------|------|------|------|------|
| Meses | Ene | Feb | Mar | Abr | May | Jun |
| Nº Eventos reportados | 905 | 661 | 512 | 481 | 459 | 558 |
| Magnitud momento máximo | 1.20 | 0.50 | 0.30 | 0.90 | 2.10 | 4.30 |
| Distancia (m) | 96 | 60 | 83 | 110 | 95 | 93 |

De acuerdo con los monitoreos sísmicos revisados se tiene que la magnitud máxima que se ha registrado entre enero y junio es de 4.30 y mínima de 0.5. Para el cálculo vamos a usar la magnitud máxima. En caso de la distancia se tiene que tener en cuenta la labor y el evento sísmico que son medidos con geófonos uniaxiales y triaxiales. Por lo que se usará una distancia de 50 metros.

$$2 * \text{Log} (R * PPV) = M_L$$

$$2 * \text{Log} (100 * PPV) = 4$$

$$PPV = 1.0 \text{ m/s}$$

También vamos a calcular distancia de desplazamiento de proyección del soporte.

$$d = (\text{deformacion del perno}) * (\text{apertura en las familias})$$

$$d = 16\% * 0.05 \text{ m}$$

$$d = 0.008 \text{ m}$$

De acuerdo con la ficha técnica del perno la deformación es de 16% que es su capacidad de elongar. Por otra parte, se considera que al momento de instalar un perno de roca se cruce una familia o discontinuidad y esta familia pueda tener una apertura máxima de 5 centímetros de acuerdo con el mapeo geomecánico.

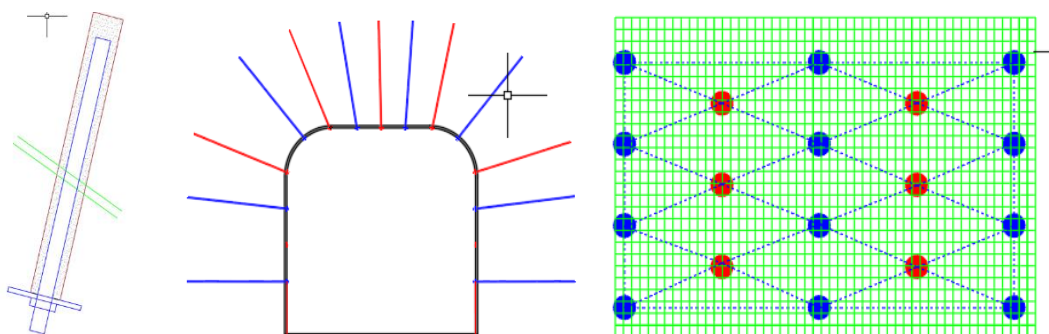


Figura 61. Perno, forma de instalación y malla de sostenimiento

Se va a determinar el área basal de la zona inestable:

$$\text{Area basal} = 4.5 \text{ m} * 1.5 \text{ m}$$

$$\text{Area basal} = 6.75 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen} = 6.75 \text{ m}^2 * 1.5 \text{ m}$$

$$\text{Volumen} = 10.125 \text{ m}^3$$

Peso zona inestable = Volumen * peso específico de la roca

$$\text{Peso zona inestable} = 10.125 \text{ m}^3 * 2.7 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{Peso zona inestable} = 27.3375 \text{ ton} = 27337.5 \text{ kg}$$

En base a la figura presentada determinamos el número de pernos.

$$N^{\circ} \text{ de pernos} = \frac{5 \text{ pernos}}{1.5 \text{ m} * 1.5 \text{ m}} = 2.2 \text{ pernos/m}^2$$

$$\text{Area inestable} = 4.5 \text{ m} * 1.5 \text{ m} = 6.75 \text{ m}^2$$

$$N^{\circ} \text{ de pernos en area inestable} = 6.75 \text{ m}^2 * 2.2 \text{ pernos/m}^2$$

$$N^{\circ} \text{ de pernos en área inestable} = 15 \text{ pernos}$$

Se calcula la capacidad de soporte cada caso:

$$F.S. \text{ Dinámico} = \frac{\text{Capacidad de Soporte}}{\text{Energía Cinética} + \text{Energía Potencial}}$$

$$\text{Capacidad de soporte} = \Sigma(\text{Capacidad de carga} * \text{Capacidad de desplazamiento})$$

$$\text{Capacidad de soporte} = N^{\circ} \text{ pernos} * (\text{Capacidad de carga} * \text{Capacidad de desplazamiento})$$

$$\text{Capacidad de soporte} = 8 * (140 \text{ KN} * 0.008 \text{ m})$$

$$\text{Capacidad de soporte} = 8.96 \text{ KJ}$$

$$\text{Energía Cinética} = \frac{1}{2} m \cdot v^2$$

$$\text{Energía Cinética} = \frac{1}{2} * 27337.5 \text{ kg} * (1.0 \text{ m/s})^2$$

$$\text{Energía Cinética} = 13.67 \text{ KJ}$$

$$\text{Energía Potencial} = q * m * g * d$$

$$\text{Energía Potencial} = 1 * 27337.5 \text{ kg} * 9.81 \text{ m/s}^2 * 0.008 \text{ m}$$

$$\text{Energía Potencial} = 2.145 \text{ KJ}$$

$$F.S. \text{ Dinámico} = \frac{8.96 \text{ KJ}}{13.67 \text{ KJ} + 2.14 \text{ KJ}}$$

$$F.S. \text{ Dinámico} = 0.57$$

Tabla 24

Resumen de valores del análisis para una distancia sísmica de 50 metros

| Factor de seguridad | Condición | Velocidad máxima de la partícula (m/s) | Espesor fractura (m) | Peso de material (KJ/m ²) | Energía (KJ/m ²) |
|---------------------|-----------|--|----------------------|---------------------------------------|------------------------------|
| 0.57 | inestable | 1.0 | 1.5 | 39.71 | 1.22 |

Se tiene un factor de seguridad inestable sin embargo se tiene que tener en cuenta otros mecanismos de daño que pueden ocurrir además recordar que la distancia del evento sísmico con respecto a una labor hemos considerado 100 metros realmente no sé conoce a que distancia sucedera un evento sísmico. El análisis del factor de seguridad se realiza con la siguiente tabla.

Tabla 25

Diseño de Soporte para zonas sísmicas (Rockburst Support Handbook)

| Mecanismo de Daño | Severidad | Espesor Fractura (m) | Peso de material (kN/m ²) | Cierre de Excavación (mm) | ve (m/s) | Energía (kJ/m ²) |
|-------------------------------------|-----------|----------------------|---------------------------------------|---------------------------|----------|------------------------------|
| Abultamiento de roca sin proyección | Leve | < 0.25 | < 7 | 15 | < 1.5 | N.C. |
| | Moderado | < 0.75 | < 20 | 30 | < 1.5 | N.C. |
| | Fuerte | < 1.5 | < 50 | 60 | < 1.5 | N.C. |
| Abultamiento de roca con proyección | Leve | < 0.25 | < 7 | 50 | 1.5 – 3 | N.C. |
| | Moderado | < 0.75 | < 20 | 150 | 1.5 – 3 | 2 – 10 |
| | Fuerte | < 1.5 | < 50 | 300 | 1.5 – 3 | 5 – 25 |

En base a la tabla anterior se tiene la siguiente conclusión que la labor se podría encontrar con un mecanismo de daño por abultamiento de roca sin proyección.

4.9. Determinación de factor de seguridad dinámico a una distancia

Este análisis es realizado al sistema de fortificación en las labores que están en la zona sísmica de la mina Carahuacra a una distancia de 70 metros.

Vamos a calcular las condiciones que afecta la distancia de un evento sísmico con respecto a una labor.

$$2 * \text{Log} (R * PPV) = M_L$$

$$2 * \text{Log} (70 * PPV) = 4.0$$

$$PPV = 3.53 \text{ m/s}$$

Anteriormente se ha determinado la *Capacidad de soporte* igual a 8.96 KJ

Anteriormente se conocía *Energía Potencial* = 1.43 KJ

Pero para la energía cinética varia.

$$\text{Energía Cinética} = \frac{1}{2} m \cdot ve^2$$

$$\text{Energía Cinética} = \frac{1}{2} * 27337.5 \text{ kg} * (1.43 \text{ m/s})^2$$

$$\text{Energía Cinética} = 27.95 \text{ KJ}$$

Entonces determinando el factor de seguridad dinámico:

$$F.S. \text{ Dinámico} = \frac{8.96 \text{ KJ}}{27.95 \text{ KJ} + 1.43 \text{ KJ}}$$

$$F.S. \text{ Dinámico} = 0.3$$

Tabla 26

Análisis para una distancia sísmica de 20 metros

| Factor de seguridad | Condición | Velocidad máxima de la partícula (m/s) | Espesor fractura (m) | Peso de material (KJ/m2) | Energía (KJ/m2) |
|---------------------|-----------|--|----------------------|--------------------------|-----------------|
| 0.30 | Inestable | 1.43 | 1.5 | 40.50 | 25.4 |

Entonces el mecanismo de daño o severidad que puede existir como consecuencia del fenómeno de estallido de roca es fuerte con abultamiento y proyección de roca esto en función de la tabla 26.

Entonces se debe replantear la forma de sostenimiento para lo cual se realiza la modificación de la malla de empernado (densidad de pattern). Anteriormente nuestra malla de sostenimiento se diseñó para condiciones estáticas en 1.5 metros x 1.5 metros.

Se realizo los análisis respectivos para ver que nueva malla debería usarse para mejorar el factor de seguridad. Para un pattern de 1 metro por 1 metro.

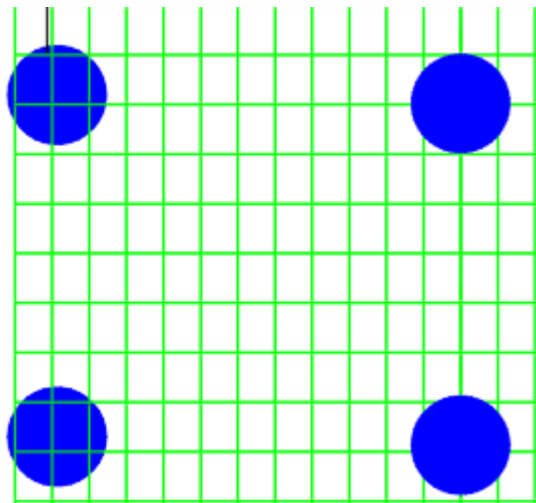


Figura 62. Densidad del pattern par 1.0 m x 1.0 m

Entonces de acuerdo a la nueva malla propuesto se tendría lo siguiente:

$$Pattern = \frac{4 \text{ pernos}}{m^2}$$

$$N^{\circ} \text{ pernos} = pattern * area \text{ inestable}$$

$$N^{\circ} \text{ pernos} = \frac{4 \text{ pernos}}{m^2} * (4.5 \text{ m} \times 1.0 \text{ m})$$

$$N^{\circ} \text{ pernos} = 18 \text{ pernos}$$

Donde en la sección se va a instalar un total de 18 pernos para mejorar su sostenimiento y lo que va originar es el cambio en la capacidad de soporte.

$$\text{capacidad de soporte} = 18 * (140 \text{ KN} * 0.008 \text{ m})$$

$$\text{capacidad de soporte} = 20.16 \text{ KJ}$$

$$F.S. \text{ Dinámico} = \frac{20.16 \text{ KJ}}{64.33 \text{ KJ} + 1.43 \text{ KJ}}$$

$$F.S. \text{ Dinámico} = \frac{20.16 \text{ KJ}}{64.33 \text{ KJ} + 1.43 \text{ KJ}}$$

$$F.S. \text{ Dinámico} = 0.68$$

Donde el nuevo factor de seguridad dinámico sigue siendo inestable.

4.10. Factor de seguridad dinámico cuando aplicando la técnica de-bonded

La técnica de-bonded (desvincular) indica que un cierto tramo del perno de roca no será cubierto por lechada de cemento (grouted) esto con el fin de dar una alta capacidad de deformación. La forma de uso de este perno hace que sean elementos de soporte flexible para nuestro caso vamos a desvincular una longitud de 50 centímetros de una longitud total del perno de 2.5 metros. Para lo cual vamos a calcular el nuevo “d”.

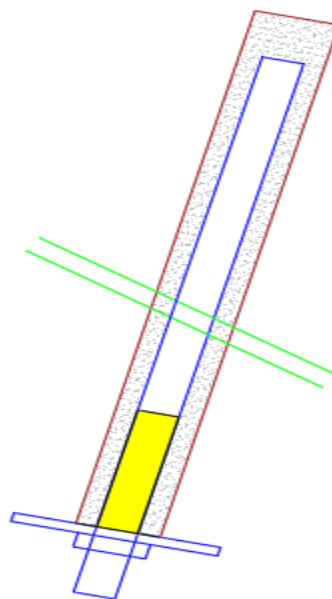


Figura 63. Perno de roca de-bonded para ser instalado en el macizo rocoso

$$d = (\text{deformacion del perno}) * (\text{distancia de - bonded})$$

$$d = 16\% * 0.5 \text{ m}$$

$$d = 0.08 \text{ m, capacidad de deformación del perno.}$$

Esta técnica muestra que la capacidad de deformación aumenta hasta en 10 veces más a la condición inicial. Esto va a influir en la nueva capacidad de soporte y en la energía potencial.

$$\text{capacidad de soporte} = 18 * (140 \text{ KN} * 0.08 \text{ m})$$

$$\text{capacidad de soporte} = 201.6 \text{ KJ}$$

$$\text{Energía Potencial} = q * m * g * d$$

$$\text{Energía Potencial} = 1 * 27337.5 \text{ kg} * 9.81 \text{ m/s}^2 * 0.08 \text{ m}$$

$$\text{Energía Potencial} = 21.45 \text{ KJ}$$

$$2 * \text{Log} (R * PPV) = M_L$$

$$2 * \text{Log} (50 * PPV) = 4.0$$

$$PPV = 2.0 \text{ m/s}$$

$$\text{Energía Cinética} = \frac{1}{2} m \cdot ve^2$$

$$\text{Energía Cinética} = \frac{1}{2} * 27337.5 \text{ kg} * (2 \text{ m/s})^2$$

$$\text{Energía Cinética} = 54.675 \text{ KJ}$$

Entonces el nuevo factor de seguridad dinámico con pernos de roca con técnica de-bonded es:

$$F.S. \text{ Dinámico} = \frac{201.6 \text{ KJ}}{21.45 \text{ KJ} + 54.675 \text{ KJ}}$$

$$F.S. \text{ Dinámico} = 2.65$$

Tabla 27

Factor de seguridad vs distancia sísmica

| R distancia (m) | Magnitud | Ve (mm/s) | Capacidad de soporte KJ | Energía cinética | Energía potencial | FoS |
|-----------------|----------|-----------|-------------------------|------------------|-------------------|------|
| 50 | 4 | 2 | 201.6 | 54.7 | 21.45 | 2.65 |
| 40 | 4 | 2.5 | 201.6 | 85.4 | 21.45 | 1.89 |
| 39 | 4 | 2.56 | 201.6 | 89.6 | 21.45 | 1.82 |
| 38 | 4 | 2.63 | 201.6 | 94.5 | 21.45 | 1.74 |
| 37 | 4 | 2.7 | 201.6 | 99.6 | 21.45 | 1.66 |
| 36 | 4 | 2.78 | 201.6 | 105.6 | 21.45 | 1.59 |
| 35 | 4 | 2.86 | 201.6 | 111.8 | 21.45 | 1.51 |
| 34 | 4 | 2.94 | 201.6 | 118.1 | 21.45 | 1.44 |
| 30 | 4 | 3.33 | 201.6 | 151.6 | 21.45 | 1.17 |
| 25 | 4 | 4 | 201.6 | 218.7 | 21.45 | 0.84 |
| 20 | 4 | 5 | 201.6 | 341.7 | 21.45 | 0.56 |
| 15 | 4 | 6.67 | 201.6 | 608.1 | 21.45 | 0.32 |
| 10 | 4 | 10 | 201.6 | 1366.9 | 21.45 | 0.15 |

Entonces con la técnica de-bonded se tiene elementos de sostenimiento si a mejoran el sostenimiento en las labores.

Sin embargo, se necesita determina a qué condiciones de velocidad de partícula del sistema de fortificación puede fallar.

Para determinar esta velocidad máxima que podría soportar un sistema de fortificación es que el factor de seguridad sea mayor a 1.5 a fin de tener estable las labores subterráneas, considerando este evento nuestra capacidad de soporte seguirá siendo el mismo, pero en la energía cinética va a variar porque la velocidad a considerar es máxima.

$$F.S. \text{ Dinámico} = \frac{\text{Capacidad de Soporte}}{\frac{1}{2} m \cdot ve^2 + q * m * g * d}$$
$$1.5 = \frac{201.6 \text{ KJ}}{\frac{1}{2} 27337.5 \text{ kg} * Ve_{max}^2 + 21.45 \text{ KJ}}$$
$$1.5 = \frac{201600 \text{ J}}{\frac{1}{2} 27337.5 \text{ kg} * Ve_{max}^2 + 21450 \text{ J}}$$

$$Ve_{max} = 2.86 \text{ m/s}$$

Siendo 2.86 metros por segundo la velocidad máxima admisible para los pernos con la técnica de-bonded.

4.11. Capacidad dinámica total del sistema de fortificación

Entonces para determinar el sistema de fortificación considerando pernos de-bonded más malla electrosoldada y shotcrete se tiene recalculer la capacidad de soporte total, así como la energía cinética y potencial. Determinando unitariamente las variables para calcular el factor de seguridad donde se va considerar sostenimiento en un metro cuadrado del macizo rocoso.

$$\text{capacidad de soporte de pernos} = 18 * (140 \text{ KN} * 0.008 \text{ m})$$

$$\text{capacidad de soporte de pernos} = \frac{20.16 \text{ KJ}}{4.5 \text{ m}^2}$$

$$\text{capacidad de soporte de pernos} = 4.5 \text{ KJ/m}^2$$

$$\text{capacidad de soporte de malla} = 7 \text{ KJ}/\text{m}^2$$

Tabla 28

Diseño de mallas para condiciones rockburst

| Descripción | Lp (kN) | dp (mm) | du (mm) | Ep (kJ/m ²) | Eu (kJ/m ²) | E* (kJ/m ²) |
|----------------------------------|------------|-----------|------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| Malla tejida de alambre #9 | 32 - 38 | 400 - 450 | >400 - 450 | 3 - 4 | 10 - 12 | 7 |
| Malla de metal expandido | 24 - 26 | 500 - 650 | >500 - 650 | 6 - 7 | 8 - 10 | 7 |

Considerando que los pernos van a tener una capacidad de soporte de 2/3 y la malla 1/3 vamos a determinar la capacidad de soporte total.

$$\text{capacidad de soporte de pernos} = \frac{2}{3}(4.5 \text{ KJ}/\text{m}^2) + \frac{1}{3}(7 \text{ KJ}/\text{m}^2)$$

$$\text{capacidad de soporte de pernos} = 5.3 \text{ KJ}/\text{m}^2$$

Entonces considerando el nuevo sistema de fortificación se tiene un incremento de 18% en la capacidad de soporte donde solo se consideraba pernos.

Ahora si a ese sistema de fortificación agregamos shotcrete de 2 pulgadas o 50 centímetros que se incorporará directamente a la malla electrosoldada, donde aumenta en al menos un 50% la capacidad de la malla.

$$\text{capacidad de soporte de perno + malla + shotcrete} = \frac{2}{3}(4.5 \text{ KJ}/\text{m}^2) + \frac{1}{3}(7 \text{ KJ}/\text{m}^2 * 1.5)$$

$$\text{capacidad de sistema de soporte} = 6.5 \text{ KJ}/\text{m}^2$$

Entonces se tiene que el nuevo sistema de fortificación considerando al shotcrete de 2 pulgadas va a tener un 45% de incremento en la capacidad del sistema de soporte.

4.12. Discusiones

En las operaciones de la mina Carahuacra se ha determinado una elevada energía cinética y potencial que describen eventos de estallido de roca por lo que se tiene que

actualizar constantemente la zonificación del nivel 1340 de la veta Mary para una correcta aplicación del sostenimiento de manera similar a (Medina *et al.*, 2015) recomienda evaluar, actualizar y zonificar el sostenimiento a fin de prevenir riesgos de daño al sistema de sostenimiento de las labores mineras por lo que recomendó realizar taladros de alivio en el macizo rocoso mientras (Samané, 2019) indica que realizar una evaluación del sostenimiento y aplicar la modificación al diseño de sostenimiento como la malla electrosoldada, shotcrete, y pernos de anclaje.

Para la mina Carahuacra en su veta Mary se tiene actividades de minado a más 900 metros de profundidad y se propone el uso de pernos de-bonded para obtener una mayor capacidad de absorción de energía dinámica, consistente rendimiento y capacidad de soportar impactos de eventos de estallido de rocas así mismo se tiene instalado geófonos uniaxiales y triaxiales conectados a un sismógrafo para poder conocer estos eventos de estallido de roca. Por otro lado (Córdova, 2019) indica que gran parte de las minas tienen sus actividades en profundización y es donde aparecen fenómenos de rockburst por lo que es imprescindible tener instrumentación (monitoreos sísmicos) a fin de conocer el comportamiento de los esfuerzos y poder reducir fatalidades, incluso (Tapia, 2015) menciona la aplicación de sostenimiento con pernos durabar o dinámicos para fenómenos de rockburst.

En comparación con ambos autores para las condiciones de la mina Carahuacra se tiene que la manera de zonificar las áreas de estallido de roca es aplicando un monitoreo sísmico y que los diseños de sostenimiento involucren parámetros de estallido de roca a fin de garantizar factores de seguridad aceptables para las labores mineras del mismo modo indica (López, 2021) y (Zanabria, 2021) que se debe automatizar con equipos de monitoreo sísmico para tener alertas tempranas y tener un sostenimiento adecuado en efecto en la mina Carahuacra se ha implementado el protocolo TARP para tener los umbrales de daños causados por los estallidos de rocas. A su vez (Ceras, 2015) después de suscitado un estallido de roca indica que se debe realizar una nueva caracterización del macizo rocoso y determinar un nuevo sostenimiento de igual forma (Burgos, 2015) sostiene que tiene que realizar iteraciones con el macizo rocoso mediante sus propiedades y el sistema de sostenimiento a aplicar usando modelamiento numérico a fin de obtener un sostenimiento adecuado u óptimo para dar estabilidad a las labores mineras en condiciones de rockburst.

CONCLUSIONES

Se ha determinado las condiciones de altos esfuerzos en la mina Carahuacra mediante la identificación de los esfuerzos inducidos esto con la finalidad de obtener un sostenimiento subterráneo de acuerdo con las nuevas condiciones del macizo rocoso, conocer los esfuerzos en el macizo rocoso primero es identificar la magnitud y orientación de los esfuerzos principales mayor y menor y poder predecir cómo van a afectar a nuestras excavaciones subterráneas como galerías, rampas, subniveles entre otros. Posterior a esto se debe innovar e identificar un sostenimiento óptimo que pueda mantener y reforzar al macizo rocoso que es instalado en las excavaciones a fin de resistir estas condiciones producto de la profundidad donde se ha llegado a minar.

Se ha determinado el esfuerzo principal mayor de 37.22 MPa y esfuerzo principal menor de 25.15 MPa y el esfuerzo intermedio de 19.59 MPa, pero estas metodologías solo calculan la magnitud mas no la orientación es por eso que se ha desarrollado el ensayo de overcoring para identificar la magnitud y orientación los esfuerzos y se ha obtenido un esfuerzo principal mayor de 28.9 MPa con un azimut de 271° , un esfuerzo principal menor de 12.9 MPa con un azimut de 16° y un esfuerzo intermedio de 18 MPa con un azimut de 106.8° . Lo que indica que con las técnicas empíricas y el ensayo de overcoring no hay mucha variación en magnitud a excepción del esfuerzo vertical. Además, el monitoreo constante la forma de interacción de los esfuerzos en términos de magnitud y distancia del evento sísmico.

Se ha determinado el sostenimiento óptimo evaluando labores de avance sin sostenimiento y con sostenimiento y se propone un sostenimiento para condiciones de rockburst y estar siempre prevenidos ante cualquier hipocentro donde surja un evento sísmico. El cambio del sistema de fortificación de perno helicoidal, malla electrosoldada y shotcrete a un perno de-bonded, malla y shotcrete entrega más capacidad de soporte por lo que llega a tener factores de seguridad aceptados para realizar el ciclo de minado, sin exponer al personal y prevenir paralización en los trabajos programados.



RECOMENDACIONES

En la investigación se ha aplicado el ensayo de overcoring para comprender la actuación de los esfuerzos principales sin embargo se puede realizar un ensayo de fracturamiento hidráulico para comparar los esfuerzos de pre minado además se podría considerar ensayos de carga y descarga variable y luego aplicar el software Rs2 para tener una mejor comprensión de los esfuerzos inducidos en excavaciones subterráneas.

En la caracterización de la roca no se ha llegado a realizar ensayos de emisión acústica por la carencia de servicios especializados por lo que se recomienda realizar ya que se obtendría resultados como la propagación detallada de fracturas y obtener la magnitud de los esfuerzos principales en diferentes tiempos del fracturamiento.

Se recomienda aplicar método de las diferencias finitas mediante la herramienta FLAC3D a fin de poder conocer de mejor los esfuerzos inducidos en las excavaciones, así como también aplicar intervalos de predicción mediante estadística bayesiana a fin de poder predecir eventos de rockburst.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguilera, L., Villalobos, S., y Villalobos, F. (2018). *Metodología para la evaluación del potencial de estallidos de roca y diseño de soporte dinámico en túneles mediante modelamiento numérico. I*, 26.
- Alviña, N. (2008). *Análisis numérico del comportamiento dinámico de túneles ante eventos sísmicos, caso de estallidos de roca en El Teniente* [Maestría]. Pontificia Universidad Católica de Chile.
- Amadei, B., y Stephansson, O. (1997). *Rock stress and its measurement* (1.^a ed.). Springer Science+Business media. 10.1007/978-94-011-5346-1
- Arjang, B. (1989). *Pre-Mining Stresses At Some Hard Rock Mines In The Canadian Shield*. ARMA-89-0545. <https://onepetro.org/ARMAUSRMS/proceedings-abstract/ARMA89/All-ARMA89/ARMA-89-0545/130121?redirectedFrom=PDF>
- Aytmatov, I. T. (1986). *On Virgin Stress State of a Rock Mass In Mobile Folded Areas*. ISRM-IS-1986-005.
- Baumgartner, J., Healy, J. H., Rummel, F. H., y Zoback, M. D. (1993). *Deep Hydraulic Fracturing Stress Measurements In the KTB (Germany) And CAJON, PASS (USA) Scientific Drilling Projects—A Summary*. ISRM-7CONGRESS-1991-303. <https://pubs.er.usgs.gov/publication/70242904>
- Berrocal, M. (2020). Mitigación del estallido de roca en excavaciones subterráneas. *Revista de seguridad minera -ISEM*, 1, 11.
- Bewick, R. (2021). The strength of massive to moderately jointed rock and its application to cave mining. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 33.
- Bewick, R., Amann, F., Kaiser, P., y Martin, C. (2015). Interpretation of UCS test results for engineering design. *13º Congreso Internacional de Mecánica de Rocas*, 15.
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classifications: A complete manual for engineers and geologist in mining, civil and petroleum engineering* (1.^a ed.). John Wiley & sons.
- Blanco, R. (2015). *Problemas actuales de la mecánica de rocas*. Asociación de Ingenieros de Minas Ecuador, Ecuador.
- Bobet, A., Fakhimi, A., Johnson, S., Morris, J., Tonon, F., y Ronald Yeung, M. (2009). Numerical Models in Discontinuous Media: Review of Advances for Rock Mechanics Applications. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(11), 16.

- Brady, B. H. G., y Brown, E. T. (2004). *Rock mechanics for underground mining* (3.^a ed.). Kluwer Academic.
- Burgos, S. (2015). *Desarrollo de herramienta de diseño para la estabilidad de excavaciones con entrada de personal* [Maestría, Universidad de Chile]. <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/134934>
- Cai, M., y Kaiser, P. (2017a). *Rock support to mitigate rockburst damage caused by dynamic excavation failures: Vol. II*. MIRARCO.
- Cai, M., y Kaiser, P. (2017b). *Rockburst support: Vol. I* (1.^a ed.). Mirarco.
- Calixto, F. (2019). Utilidad del monitoreo sísmico en minas subterráneas: Validación de modelos geomecánicos y comprensión de la mecánica de estallidos de roca. *Instituto of Mine Seismology, 1*, 57.
- Ceras, F. (2015). *Influencia del sostenimiento en el estrés de roca en el túnel DR 09 en la empresa de generación eléctrica Cheves S.A.* [Tesis - Maestría, Universidad Nacional del Centro del Perú]. <https://repositorio.uncp.edu.pe/handle/20.500.12894/2154>
- Chavez, J. (2019). *Análisis geomecánico para el diseño de sostenimiento del túnel de desvío del proyecto de regulación del Río Pumamayo, Carabaya, Puno, Perú* [Maestría]. Universidad Nacional del Altiplano.
- Controls-group. (2020). *Stress Path Triaxial and Uniaxial Fully Automatic Test System*. Controls. <https://www.controls-group.com/>
- Córdova, D. (2019). Avances de la aplicación de la geomecánica en la minería Peruana. *Instituto de Ingenieros de Minas del Perú, 1*, 10.
- Duran, R. (2019). *Análisis del macizo rocoso y la determinación de sostenimiento para el control de zonas críticas propensas al estallido de rocas* [Investigación]. Universidad Nacional del Altiplano.
- Esg solutions. (2020). *How a Microseismic System Works*. esg solutions. <https://www.esgsolutions.com/>
- Fernández, F. (2013). *Análisis y control de estallidos de rocas* [Curso]. Maestría de geotécnica y geomecánica aplicada en minería, Lima, Perú.
- Haimson, B. C. (1977). *Recent In Situ Stress Measurement Using The Hydrofracturing Technique*. ARMA-77-0314.
- Heidbach, O., Tingay, M., Barth, A., Reinecker, J., Kurfeß, D., y Müller, B. (2010). Global crustal stress pattern based on the World Stress Map database release 2008. *Tectonophysics, 482*, 3-15.

- Herget, G. (1974). Ground stress determinations in Canada. *Rock mechanics*, 6(1), 53-64.
<https://doi.org/10.1007/BF01238053>
- Herget, G. (1987). Stress assumptions for underground excavations in the canadian shield. *Special Issue In Situ Rock Stress*, 24(1), 95-97.
[https://doi.org/10.1016/0148-9062\(87\)91238-1](https://doi.org/10.1016/0148-9062(87)91238-1)
- Herget, G. (1993). Rock Stresses and Rock Stress Monitoring in Canada. En J. A. HUDSON (Ed.), *Rock Testing and Site Characterization* (pp. 473-496). Pergamon. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-042066-0.50026-4>
- Hoek, E. (1994). Strength of rock and rock masses. *ISRM News Journal*, 2(2), 16.
<https://doi.org/doi.org/10.1680/geot.1983.33.3.187>
- Hoek, E., y Brown, E. T. (1997). Practical Estimates of Rock Mass Strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(8), 22.
- Hoek, E., y Brown, E. T. (2019). The Hoek and Brown failure criterion and GSI, 2018 edition. *Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11(3), 445-463.
<https://doi.org/doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.08.001>
- Hoek, E., Brown, E. T., y ASCE, M. (1980). Empirical strenght criterion for rock mass. *Journal of the geotechnical engineering division*, 106(GT 9), 1013-1035.
- Hoek, E., y Brown, T. (1980). Underground Excavations in Rock. *Evert Hoek, Ted Brown*, 1(1), 532.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., y Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition. *NARMS-TAC Conference*, 1, 267-273.
- Hoek, E., Kaiser, P. K., y Bawden, W. F. (1995). *Support of underground excavations in hard rock* (1.^a ed.). A.A. Balkema.
- Hoek, E., y Marinos, P. (2007). A brief history of the development of the Hoek-Brown failure criterion. *Soils and Rocks*, 2, 3.
- Huahuasonco T., E. (2019). *Análisis de indicadores asociados de la ocurrencia de accidentes laborales mortales en trabajadores mineros Peruanos* [Pregrado]. Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa.
- ISRM. (1984). *Suggested method for determining point load strength*. 8.
- Jing, L., y Hudson, J. A. (2002). Numerical methods in rock mechanics. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 39, 409-427.
- Ju, Y., Xie, H., Zheng, Z., Lu, J., Mao, L., Gao, F., y Peng, R. (2014). Visualization of the complex structure and stress field inside rock by means of 3D printing

- technology. *Science China Press and Springer-Verlag Berlin Heidelberg*, 59(36), 5354-5365.
- Kaiser, P. (2018). Excavation vulnerability and selection of effective rock support to mitigate rockburst damage. En *Rockburst mechanisms, monitoring, warning, and mitigation* (Institute of Rock and Soil Mechanics, p. 48). Butterworth-Heinemann.
- Kaiser, P., y Cai, M. (2013). *Critical review of design principles for rock support in burst-prone ground – time to rethink.* 39.
https://doi.org/10.36487/ACG_rep/1304_01_Kaiser
- Kaiser, P., y Cai, M. (2012). Design of rock support system under rockburst condition. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 4(3), 215-227.
- Kaiser, P., McCreath, D. R., y Tannant, D. D. (1996). *Canadian rockburst support handbook* (Vol. 1). Geomechanics Research Centre.
- Kang, H., Zhang, X., Si, L., Wu, Y., y Gao, F. (2010). In-situ stress measurements and stress distribution characteristics in underground coal mines in China. *Engineering Geology*, 116(3), 333-345.
<https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2010.09.015>
- Li, F. (1986). *In Situ Stress Measurements, Stress State In the Upper Crust And Their Application to Rock Engineering.* ISRM-IS-1986-007.
<https://onepetro.org/ISRMIS/proceedings-abstract/IS86/All-IS86/ISRM-IS-1986-007/45519?redirectedFrom=PDF>
- Lianyang, Z. (2017). In situ stresses. En *Engineering Properties of Rocks* (2.^a ed., pp. 19-38). Elsevier Ltd.
- Lindner, E. N., y Halpern, J. A. (1977). In Situ Stress- An Analysis. *Proceedings 18th US Symposium Rock Mechanics*, 4(1), 1-7.
- López, J. (2021). Boletín informativo de la gerencia de supervisión minera. *OSINERGMIN*, 1(1), 16-20.
- Malkowski, P., y Ostrowski, L. (2017). The Methodology for the Young Modulus Derivation for Rocks and Its Value. *Symposium of the International Society for Rock Mechanics*, 191, 134-141.
- McGarr, A., y Gay, N. C. (1978). State of Stress in the Earth's Crust. *Annual Review of Earth and Planetary Sciences*, 6(1), 405-436.
<https://doi.org/10.1146/annurev.ea.06.050178.002201>
- Medina, V., Rojas, A., y Reyna, I. (2015, mayo). Prevención de accidentes por estallido de rocas en la construcción de túneles y labores subterráneas. *Geoxnet*, 1(1), 10.

- Mendecki, A., Lynch, R., y Malovichko, D. (2010). *Routine Micro-Seismic Monitoring in Mines*. 1, 33.
- Monsalve, J., Baggett, J., Bishop, R., y Ripepi, N. (2018). A preliminary investigation for characterization and modeling of structurally controlled underground limestone mines by integrating laser scanning with discrete element modeling. *Society for Mining, Metallurgy, and Exploration Inc.*, 1(1), 10.
- Mucha A., A. (2019). *Aplicación de cable bolting como reforzamiento del sostenimiento para poder estabilizar al macizo rocoso, en la unidad de producción Carahuacra – Compañía Minera VOLCAN S.A.A.* Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión.
- Orellana, E. (2016). *Influencia de la calidad del macizo rocoso en accidentes por caída de rocas en minas subterráneas* [Maestría]. Universidad Nacional del Centro del Perú.
- Ortega, J. (2018). *Estudio geotécnico y geomecánico para el diseño del túnel principal de la mina polveros, Empresa Green Mine LTDA, Maripí – Boyacá, Colombia* [Maestría]. Universidad Nacional de Huancavelica.
- Ortiz T., D. (2019). *Determinación de esfuerzos in-situ y presión de fractura mediante la técnica de inversion* [Tesis]. Instituto Politécnico Nacional.
- OSINERGMIN. (2017). *Guía de criterios geomecánicos para diseño, construcción, supervisión y cierre de labores subterráneas* (1.^a ed., Vol. 1). INVERSIONES IAKOB S.A.C.
- Ouchi, A. (2008). *Empirical design of span openings in weak rock* [Tesis - Maestría]. The University of British Columbia.
- Pakalnis, R. (2014). *Empirical design methods*. 1st International Conference on Applied empirical design methods in mining, Lima, Perú.
- Pakalnis, R., y Vongpaisal, S. (1993). *Mine Design—An empirical approach*. 455-467.
- Palmstrom, A. (2001). In-Situ Characterization of rocks. En *Measurement and characterization of rock mass jointing* (35e ed., 1-2, p. 40). BALKEMA.
- Pande, G. N., Beer, G., y Williams, J. R. (1990). *Numerical methods in rock mechanics* (1.^a ed.). John Wiley & sons.
- Pei, Q., Ding, X., Lu, B., Zhang, Y., y Dong. (2016). An improved method for estimating in situ stress in an elastic rock mass and its engineering application. *De gruyter open*, 8, 523-537.

- Peng, S., y Zhang, J. (2007). *Engineering geology for underground rocks* (1.^a ed., Vol. 1). Springer Berlin Heidelberg.
- Pine, R. J., y Kwakwa, K. A. (1989). Experience with hydrofracture stress measurements to depths of 2.6 km and implications for measurements to 6 km in the Carnmenellis granite. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 26(6), 565-571. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(89\)91436-8](https://doi.org/10.1016/0148-9062(89)91436-8)
- Ramírez, P., y Alejano, L. (2004). *Mecánica de rocas: Fundamentos de ingeniería de taludes* (1.^a ed., Vol. 1). Universidad Politécnica de Madrid.
- Romero, D. (2012). *Análisis de sismicidad inducida en mina subterránea Río Blanco sector norte III panel áreas 15, 16 y 17 nivel 16 hundimiento Codelco División Andina* [Maestria, Universidad de Concepción]. https://www.dgeo.udec.cl/wp-content/uploads/2013/07/romero_diego_tesis.pdf
- Rummel, F. (1986). *Stresses And Tectonics of the Upper Continental Crust—A Review*. 177-186. <https://onepetro.org/ISRMIS/proceedings-abstract/IS86/All-IS86/ISRM-IS-1986-018/45589>
- Samané, P. (2019). *Análisis metodológico de sostenimiento y proceso de excavación por método perforación y voladura y tuneladora túnel trasandino de Olmos con estallidos de roca* [Maestria, Univerisdad Nacional de Huancavelica]. <https://repositorio.unh.edu.pe/items/d0e75b07-5e1c-4666-a2a4-05e9c4efd77f>
- Sampiere, R., Fernandez, C., y Baptista, P. (2010). *Metodología de la investigacion* (5.^a ed.). Mc Graw Hill.
- Sepehri, M. (2016). *Finite Element Analysis Model for Determination of In-situ and Mining Induced Stresses as a Function of Two Different Mining Methods Used at Diavik Diamond Mine* [Tesis- Doctor]. University of Alberta.
- Stephansson, O. (1993). Rock Stress in the Fennoscandian Shield. En J. A. Hudson (Ed.), *Rock Testing and Site Characterization* (pp. 445-459). Pergamon. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-042066-0.50024-0>
- Sugawara, K., y Obara, Y. (1993). Measurement of in-situ rock stress by hemispherical-ended borehole technique. *Mining Science and Technology*, 3(4), 287-300. [https://doi.org/10.1016/S0167-9031\(86\)90632-8](https://doi.org/10.1016/S0167-9031(86)90632-8)
- Tapia, J. (2015). *Riesgos en la profundizacion de minas subterraneas. 1*, 53. https://issuu.com/osinergmin/docs/2ndday_exp07__riesgos_en_la_profund

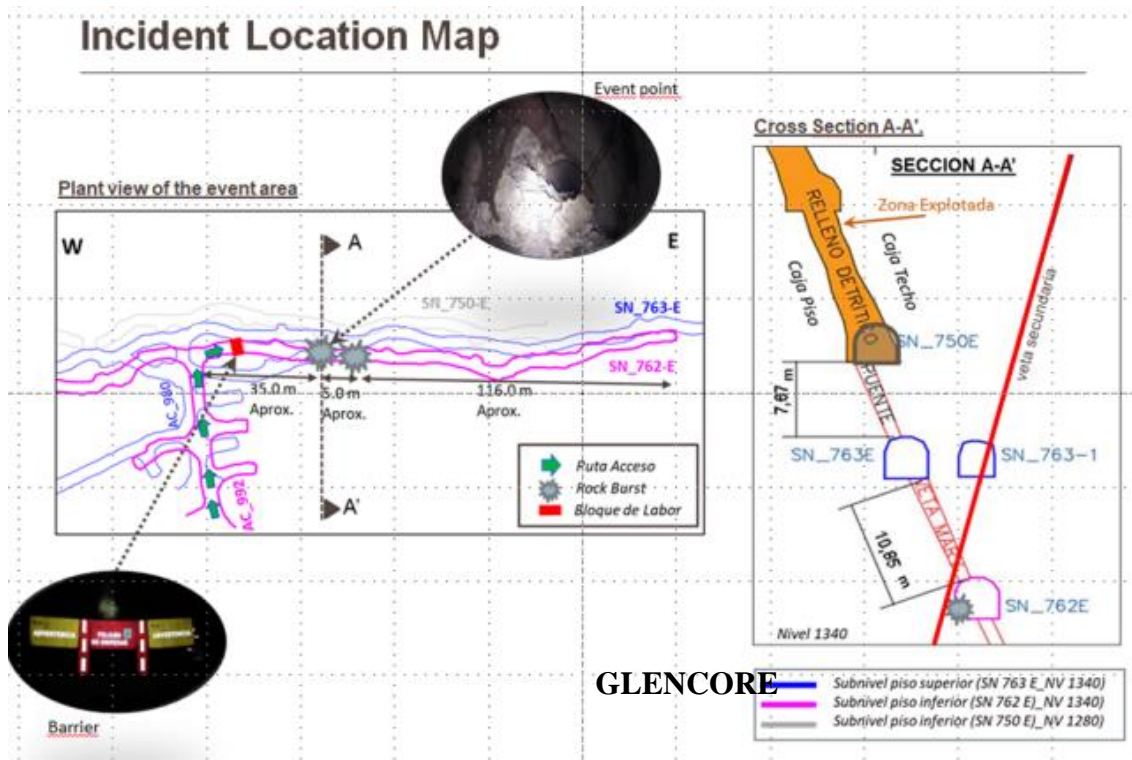
- Taype Q., G. (2019). *Ensayos de Laboratorio de Mecánica de Rocas* [Curso]. Universidad Nacional de Piura, Piura, Perú.
- Te Kamp, L., Rummel, F., y Zoback, M. D. (1995). Hydrofrac stress profile to 9 km at the German KTP. *Proceedings Workshop on Rock Stresses in the North Sea*, 147–153.
- Tolentino Y., V. (2015). *Sostenimiento en minería subterránea* [Curso]. Instituto de capacitación minera, Lima, Perú.
- Ucar, N. R. (2004). *Manual de anclajes en ingeniería civil*. Madrid. Graficas Arias Montano.
- VanHeerden, W. L. (1976). Practical application of the CSIR triaxial strain cell for rock stress measurements. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 13(10), 123. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(76\)90638-0](https://doi.org/10.1016/0148-9062(76)90638-0)
- Velasco, P. (2019). *Aplicaciones de modelos numéricos en mecánica de rocas*. Avances en mecánica de rocas homenaje a Pedro Ramírez-Oyanguren, Oviedo.
- Voight, B. (1967). Interpretation of in-situ stress measurements. *Proc. 1st Cong. Int. Soc. Rock Mech.(ISRM)*, 3, 332-348.
- Volcan. (2020). *Ground control Management plan*. UEA Carahuacra.
- Wagner, H. (2019). Deep Mining: A Rock Engineering Challenge. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 52, 1417-1446.
- Wang, J., Pakalnis, R., Milne, D., y Lang, B. (2000). *Empirical underground entry-type excavation span design modification*. 28.
- Xie, G., y Yang, K. (2010). Study of macro stress shell evolving characteristics of rock surrounding face. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 29, 2676-2680.
- Yang, J., Zhangyu, R., Lingtao, M., y Fu-Pen, C. (2018). Quantitative visualisation of the continuous whole-field stress evolution in complex pore structures using photoelastic testing and 3D printing methods. *Fundación Nacional de Ciencias Naturales de China*, 26(5), 20.
- Yokoyama, T., Ogawa, K., Kanagawa, T., Tanaka, M., y Ishida, T. (2003). *Regional in-situ stress states in Japan based on measurements* (pp. 335-341). <https://doi.org/10.1201/9781003078890-51>
- Zanabria, D. (2021). *Análisis del monitoreo microsísmico y su influencia en el comportamiento del macizo rocoso en la Unidad Minera Americana Alpayana S.*



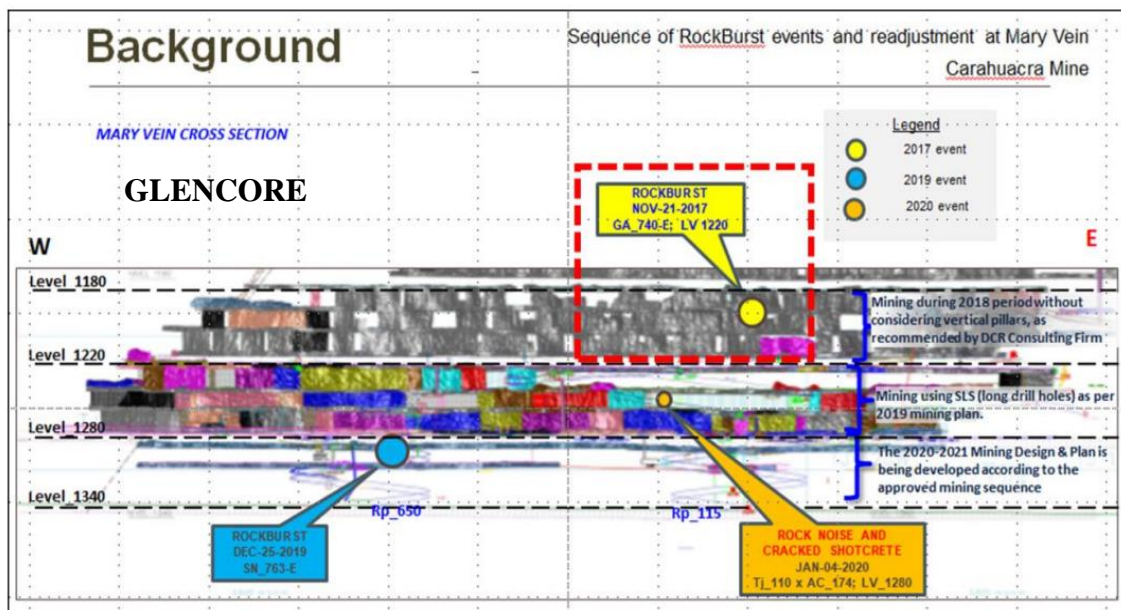
- A. - 2021 [Tesis - Pregrado, Universidad Continental].
https://repositorio.continental.edu.pe/bitstream/20.500.12394/10815/1/IV_FIN_110_TE_Zanabria_Mej%C3%ADa_2021.pdf
- Zhu, Q., Zhao, X., y Westman, E. (2021). Review of the Evolution of Mining-Induced Stress and the Failure Characteristics of Surrounding Rock Based on Microseismic Tomography. *Hindawi Shock and Vibration*, 2021, 19.
- Zuo, J., Liu, H., y Li, H. (2015). A theoretical derivation of the Hoek-Brown failure criterion for rock materials. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 7(4), 361-366.

ANEXOS

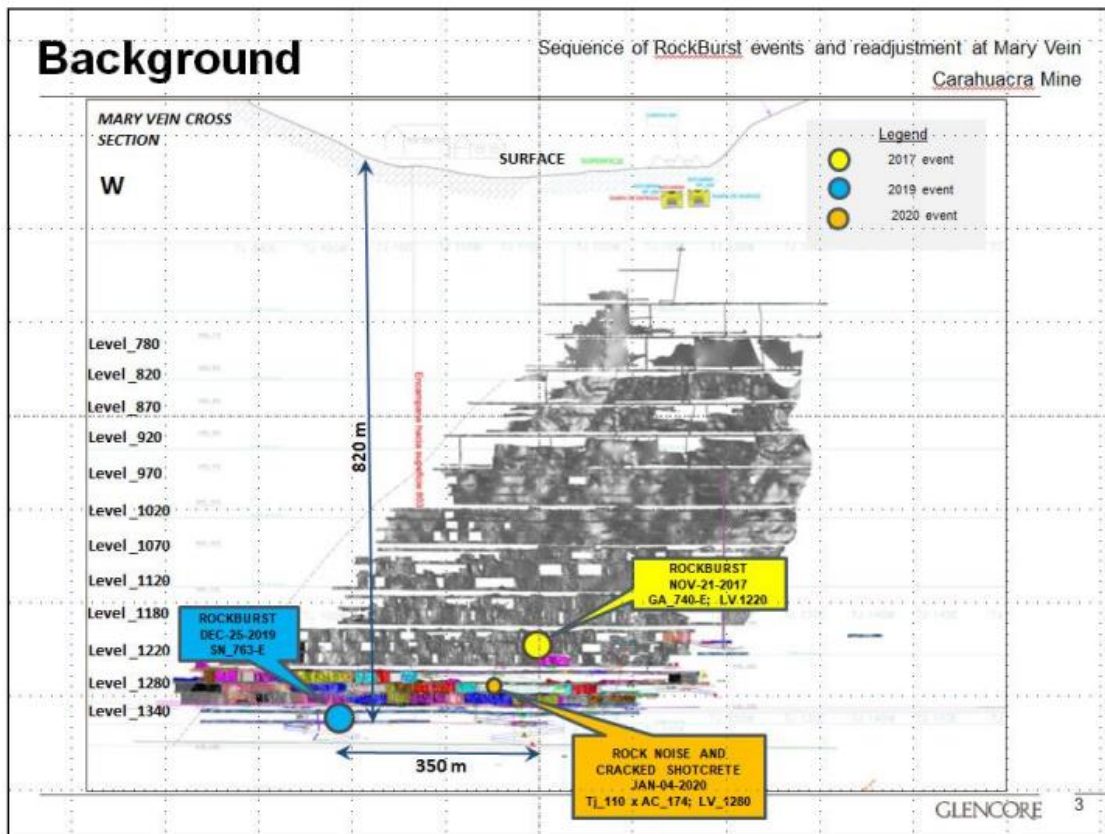
Anexo 1. Reporte de ubicación de evento de rockburst en nivel 1360, en diciembre 2019.



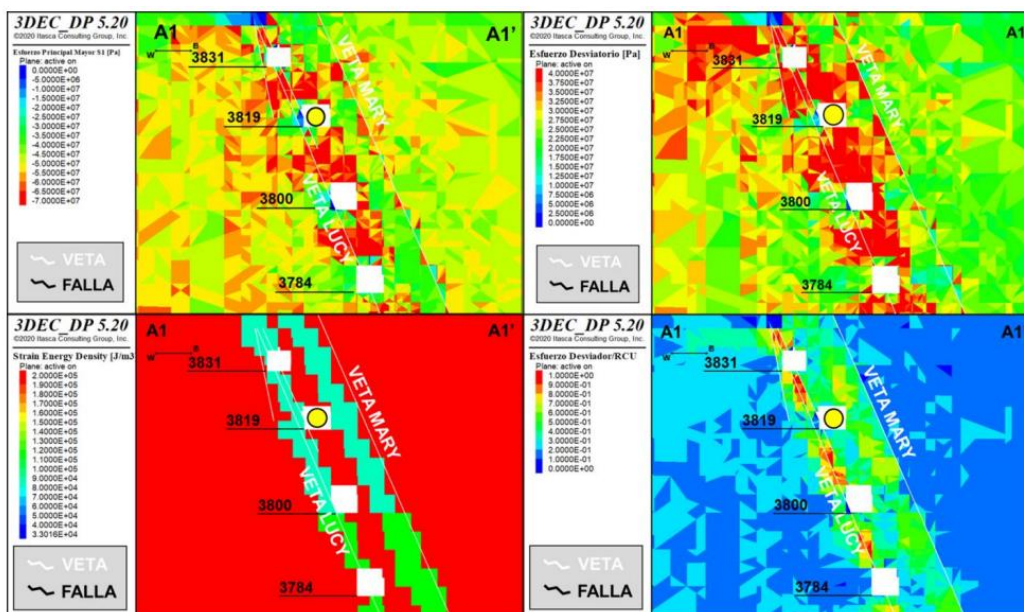
Anexo 2. Ubicación de eventos de rockburst ocurrido en noviembre de 2017 -2020.



Anexo 3. Eventos de liberación de energía repentina ocurridos en veta Mary.



Anexo 4. Desde la llegada al nivel 1220 se ha ido evidenciando altos esfuerzos compresivos.



Anexo 5. Mapeo geomecánico de la rampa 115 de la veta Mary.

| EVALUACIÓN GEOMECÁNICA LOCAL | | | | | | | |
|---------------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------|-------------------|------------------------|--------------------------------|-----|
| INTRODUCCIÓN | | | | | | | |
| NIVEL: | 1360 | | | TIPO DE LABOR: | Desarrollo | | |
| ZONA: | III | | | OBJETIVO: | Profundización de mina | | |
| LABOR: | RP-1360-MRY-115 | | | | | | |
| VETA: | Mary | | | DIMENSIÓN: | 4.5 m X 4.5 m | | |
| FECHA: | 28/01/2021 | | | LABOR: | Permanente | | |
| SISTEMA RMR ₉₉ | | | | | | | |
| PARÁMETROS | | | | RANGO | | VALOR | |
| Resistencia a la compresión uniaxial: | | | | 100-250 | MPa | 12 | |
| RQD: | | | | 25-50 | % | 8 | |
| Espaciamiento de discontinuidades: | | | | 0.06-0.2 | m | 8 | |
| CONDICION DE DISCONTINUIDADES | | | | | | | |
| Familia | Tres familias de juntas | Una falla principal | Un contacto | Persistencia | 3-10 | m | 2 |
| | 3 | 1 | 1 | Abertura | 0.1-1 | mm | 4 |
| Rugosidad de las Juntas | | | Planares | Rugosidad | Rugosa | | 5 |
| Rugosas Planares | | | 1.5 | Relleno | Duro<5mm | mm | 4 |
| Rugosas Onduladas | | | 3 | Alteración | Lig. Intemperizada | | 5 |
| Lisas Planares | | | 1 | Agua subterránea | Seco | | 15 |
| Lisas Onduladas | | | 2 | Orientación | Desfavorable | | -10 |
| Qw | 8.26 | Jr | 1.50 | Jr/Ja | 0.50 | RMR ₉₉ Básico = | 63 |
| Jn | 12.00 | RQD/Jn | 3.13 | Q= | 2.72 | RMR ₉₉ (Ajustado) = | 53 |
| INDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA (GSI) | | | | GSI = RMR'89 - 5 | | 48 | |
| CALIDAD DE ROCA | | | | Roca Regular IIIA | | | |
| ANÁLISIS ESTRUCTURAL | | | | | | | |
| Familias | Buzamiento | Dirección de Buzamiento | | | | | |
| Sistema N°1 | 65 | 138 | | | | | |
| Sistema N°2 | 68 | 313 | | | | | |
| Sistema N°3 | 65 | 138 | | | | | |
| Rumbo de la labor | N203 | Pendiente de la labor | -12% | | | | |

Anexo 6. Mapeo geomecánico de la rampa 650 de la veta Mary.

| EVALUACIÓN GEOMECÁNICA LOCAL | | | | | | | |
|---------------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------|-------------------|------------------------|--------------------------------|-----|
| INTRODUCCIÓN | | | | | | | |
| NIVEL: | 1360 | | | TIPO DE LABOR: | Preparación | | |
| ZONA: | III | | | OBJETIVO: | Profundización de mina | | |
| LABOR: | RP 650 - Nv. 1340 | | | | | | |
| VETA: | MARY | | | DIMENSIÓN: | 4.5 m X 4.5 m | | |
| FECHA: | 28/01/2020 | | | LABOR: | Permanente | | |
| SISTEMA RMR ₉₉ | | | | | | | |
| PARÁMETROS | | | | RANGO | | VALOR | |
| Resistencia a la compresión uniaxial: | | | | 100-250 | MPa | 12 | |
| RQD: | | | | 25-50 | % | 8 | |
| Espaciamiento de discontinuidades: | | | | 0.2-0.6 | m | 10 | |
| CONDICION DE DISCONTINUIDADES | | | | | | | |
| Familia | Tres familias de juntas | Una falla principal | Un contacto | Persistencia | 1-3 | m | 4 |
| | 3 | 1 | 1 | Abertura | 0.1-1 | mm | 4 |
| Rugosidad de las Juntas | | | Planares | Rugosidad | Rugosa | | 5 |
| Rugosas Planares | | | 1.5 | Relleno | Duro<5mm | mm | 4 |
| Rugosas Onduladas | | | 1.5 | Alteración | Sana | | 6 |
| Lisas Planares | | | 1 | Agua subterránea | Seco | | 15 |
| Lisas Onduladas | | | 2 | Orientación | Desfavorable | | -10 |
| Qw | 14.39 | Jr | 1.50 | Jr/Ja | 1.50 | RMR ₉₉ Básico = | 68 |
| Jn | 12.00 | RQD/Jn | 3.13 | Q= | 4.74 | RMR ₉₉ (Ajustado) = | 58 |
| INDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA (GSI) | | | | GSI = RMR'89 - 5 | | 53 | |
| CALIDAD DE ROCA | | | | Roca Regular IIIA | | | |
| ANÁLISIS ESTRUCTURAL | | | | | | | |
| Familias | Buzamiento | Dirección de Buzamiento | | | | | |
| Sistema N°1 | 67 | 139 | | | | | |
| Sistema N°2 | 69 | 309 | | | | | |
| Sistema N°3 | 68 | 141 | | | | | |

Anexo 7. Mapeo geomecánico del subnivel 110 de la veta Mary.

| EVALUACIÓN GEOMECÁNICA LOCAL | | | | | | | |
|---------------------------------------|-------------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------|------------------------|-----------------------------------|-----|
| INTRODUCCIÓN | | | | | | | |
| NIVEL: | 1360 | | | TIPO DE LABOR: | Preparación | | |
| ZONA: | III | | | OBJETIVO: | Profundización de mina | | |
| LABOR: | SN 110 | | | | | | |
| VETA: | MARY | | | DIMENSIÓN: | 4.0 m X 4.0 m | | |
| FECHA: | 16/08/2021 | | | LABOR: | Temporal | | |
| SISTEMA RMR ₉₉ | | | | | | | |
| PARÁMETROS | | | | RANGO | | VALOR | |
| Resistencia a la compresión uniaxial: | | | | 100-250 | MPa | 12 | |
| RQD: | | | | #¿NOMBRE? | % | 13 | |
| Espaciamento de discontinuidades: | | | | 0.2-0.6 | m | 10 | |
| CONDICION DE DISCONTINUIDADES | | | | | | | |
| Familia | Tres familias de juntas | Una falla principal | Un contacto | Persistencia | 3-10 | m | 2 |
| | 3 | 1 | 1 | Abertura | 1-5 | mm | 1 |
| Rugosidad de las Juntas | | | Planares | Rugosidad | | | 5 |
| Rugosas Planares | | | 1.5 | Relleno | Duro<5mm | mm | 4 |
| Rugosas Onduladas | | | 3 | Alteración | Lig. Intemperizada | | 5 |
| Lisas Planares | | | 1 | Agua subterránea | Humedo | | 10 |
| Lisas Onduladas | | | 2 | Orientación | Desfavorable | | -10 |
| Qw | 7.39 | Jr | 1.50 | Jr/Ja | 0.50 | RMR ₉₉ Básico = 62 | |
| Jn | 12.00 | RQD/Jn | 0.00 | Q= | 2.43 | RMR ₉₉ (Ajustado) = 52 | |
| INDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA (GSI) | | | | GSI = RMR'89 - 5 | | 47 | |
| CALIDAD DE ROCA | | | | Roca Regular IIIA | | | |
| ANÁLISIS ESTRUCTURAL | | | | | | | |
| Familias | | Buzamiento | Dirección de Buzamiento | | | | |
| Sistema N°1 | | 41 | 320 | | | | |
| Sistema N°2 | | 54 | 210 | | | | |
| Sistema N°3 | | 41 | 60 | | | | |
| Rumbo de la labor | N203 | Pendiente de la labor | 1% | | | | |
| Estructura mayor | | 62 | 142 | | | | |

Anexo 8. Mapeo geomecánico del subnivel 100 de la veta Mary.

| EVALUACIÓN GEOMECÁNICA LOCAL | | | | | | | |
|---------------------------------------|-------------------------|---------------------|-------------------------|-------------------|------------------------|-----------------------------------|-----|
| INTRODUCCIÓN | | | | | | | |
| NIVEL: | 1360 | | | TIPO DE LABOR: | Desarrollo | | |
| ZONA: | III | | | OBJETIVO: | Profundización de mina | | |
| LABOR: | SN-100-1340-MRY-2 | | | | | | |
| VETA: | MARY | | | DIMENSIÓN: | 4.0 m X 4.0 m | | |
| FECHA: | 16/08/2021 | | | LABOR: | Temporal | | |
| SISTEMA RMR ₉₉ | | | | | | | |
| PARÁMETROS | | | | RANGO | | VALOR | |
| Resistencia a la compresión uniaxial: | | | | 50-100 | MPa | 7 | |
| RQD: | | | | 50-75 | % | 10 | |
| Espaciamento de discontinuidades: | | | | 0.06-0.2 | m | 8 | |
| CONDICION DE DISCONTINUIDADES | | | | | | | |
| Familia | Tres familias de juntas | Una falla principal | Un contacto | Persistencia | 1-3 | m | 4 |
| | 3 | 1 | 1 | Abertura | <0.1 | mm | 5 |
| Rugosidad de las Juntas | | | Planares | Rugosidad | | | 3 |
| Rugosas Planares | | | 1.5 | Relleno | Duro<5mm | mm | 4 |
| Rugosas Onduladas | | | 3 | Alteración | Lig. Intemperizada | | 5 |
| Lisas Planares | | | 1 | Agua subterránea | Seco | | 15 |
| Lisas Onduladas | | | 2 | Orientación | Desfavorable | | -10 |
| Qw | 6.61 | Jr | 1.50 | Jr/Ja | 0.50 | RMR ₉₉ Básico = 61 | |
| Jn | 12.00 | RQD/Jn | 5.21 | Q= | 2.18 | RMR ₉₉ (Ajustado) = 51 | |
| INDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA (GSI) | | | | GSI = RMR'89 - 5 | | 46 | |
| CALIDAD DE ROCA | | | | Roca Regular IIIA | | | |
| ANÁLISIS ESTRUCTURAL | | | | | | | |
| Familias | | Buzamiento | Dirección de Buzamiento | | | | |
| Sistema N°1 | | 60 | 350 | | | | |
| Sistema N°2 | | 80 | 151 | | | | |
| Sistema N°3 | | 43 | 52 | | | | |

Anexo 9. Mapeo geomecánico del subnivel 901 de la veta Mary.

| EVALUACIÓN GEOMECÁNICA LOCAL | | | | | | | |
|---------------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------|-------------------|------------------------|-------|-----------------------------------|
| INTRODUCCIÓN | | | | | | | |
| NIVEL: | 1360 | | | TIPO DE LABOR: | Desarrollo | | |
| ZONA: | III | | | OBJETIVO: | Profundización de mina | | |
| LABOR: | SN 901 | | | | | | |
| VETA: | MARY | | | DIMENSIÓN: | 4.0 m X 4.0 m | | |
| FECHA: | 16/08/2021 | | | LABOR: | Temporal | | |
| SISTEMA RMR ₈₉ | | | | | | | |
| PARÁMETROS | | | | RANGO | | VALOR | |
| Resistencia a la compresión uniaxial: | | | | 100-250 | MPa | 12 | |
| RQD: | | | | 25-50 | % | 8 | |
| Espaciamiento de discontinuidades: | | | | 0.06-0.2 | m | 8 | |
| CONDICIÓN DE DISCONTINUIDADES | | | | | | | |
| Familia | Tres familias de juntas | Una falla principal | Un contacto | Persistencia | 3-10 | m | 2 |
| | 3 | 1 | 1 | Abertura | 1-5 | mm | 1 |
| Rugosidad de las Juntas | | | Planares | Rugosidad | Lig. rugosa | | 3 |
| <i>Rugosas Planares</i> | | | 1.5 | Relleno | Suave<5mm | mm | 1 |
| <i>Rugosas Onduladas</i> | | | 1.5 | Alteración | Mod. Intemperizada | | 3 |
| <i>Lisas Planares</i> | | | 1 | Agua subterránea | Seco | | 15 |
| <i>Lisas Onduladas</i> | | | 2 | Orientación | Desfavorable | | -10 |
| Qw | 2.72 | Jr | 1.50 | Jr/Ja | 0.19 | | RMR ₈₉ Básico = 53 |
| Jn | 12.00 | RQD/Jn | 3.13 | Q = | 0.89 | | RMR ₈₉ (Ajustado) = 43 |
| INDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA (GSI) | | | | GSI = RMR'89 - 5 | | 38 | |
| CALIDAD DE ROCA | | | | Roca Regular IIIB | | | |
| ANÁLISIS ESTRUCTURAL | | | | | | | |
| Familias | Buzamiento | Dirección de Buzamiento | | | | | |
| Sistema N°1 | 55 | 306 | | | | | |
| Sistema N°2 | 38 | 205 | | | | | |
| Sistema N°3 | 42 | 104 | | | | | |

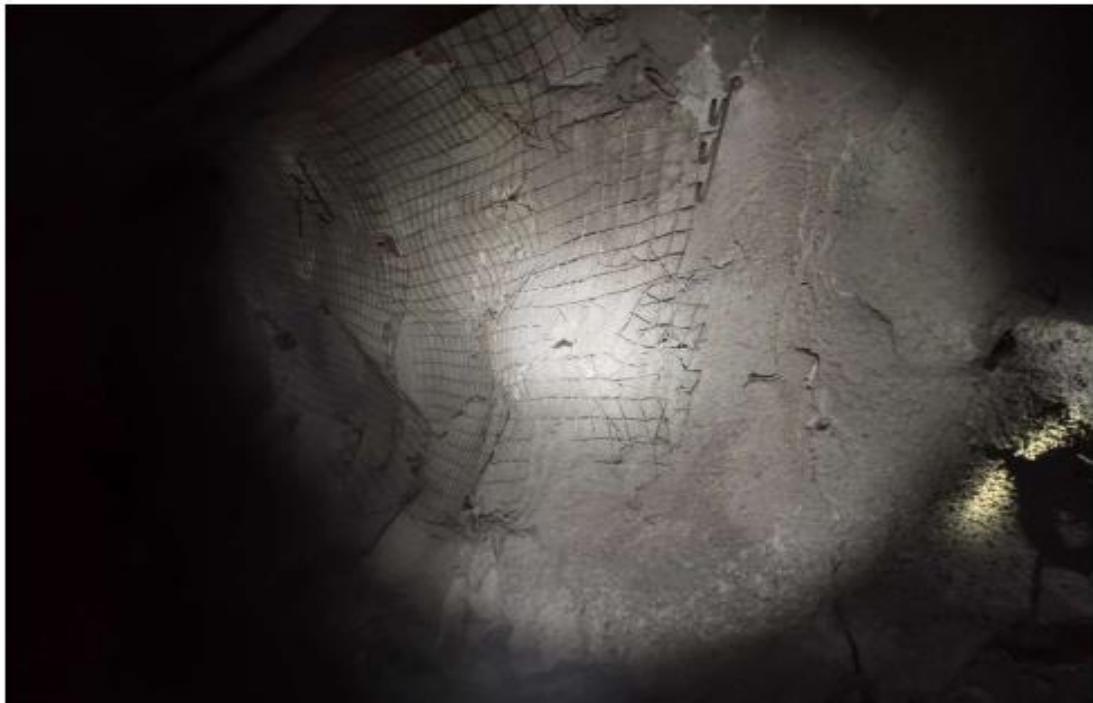


Anexo 10. Reporte de ensayos de laboratorio de mecánica de rocas para la Mina Carahuacra.

Anexo 11. Inspección en la rampa 650 no se encontró eventos o daños al sostenimiento.



Anexo 12. Inspección en el subnivel 100, con evidencia de daño en el macizo rocoso y sostenimiento

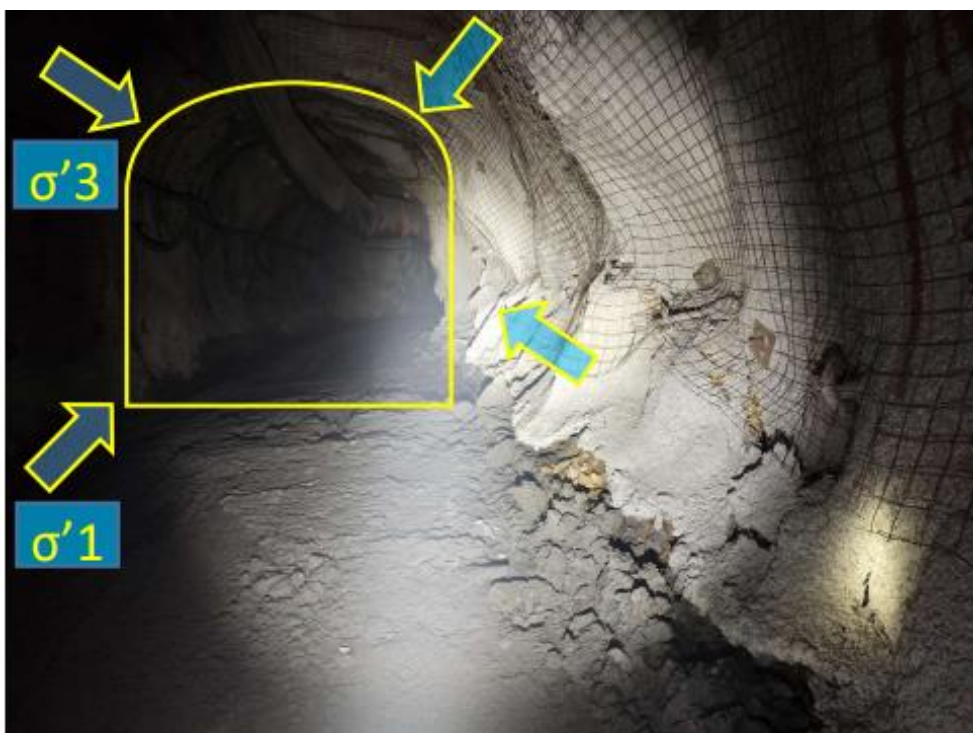


- 1 Anexo 13 Se evidencia de daño en el sostenimiento generado por el evento en el subnivel
- 2 110.



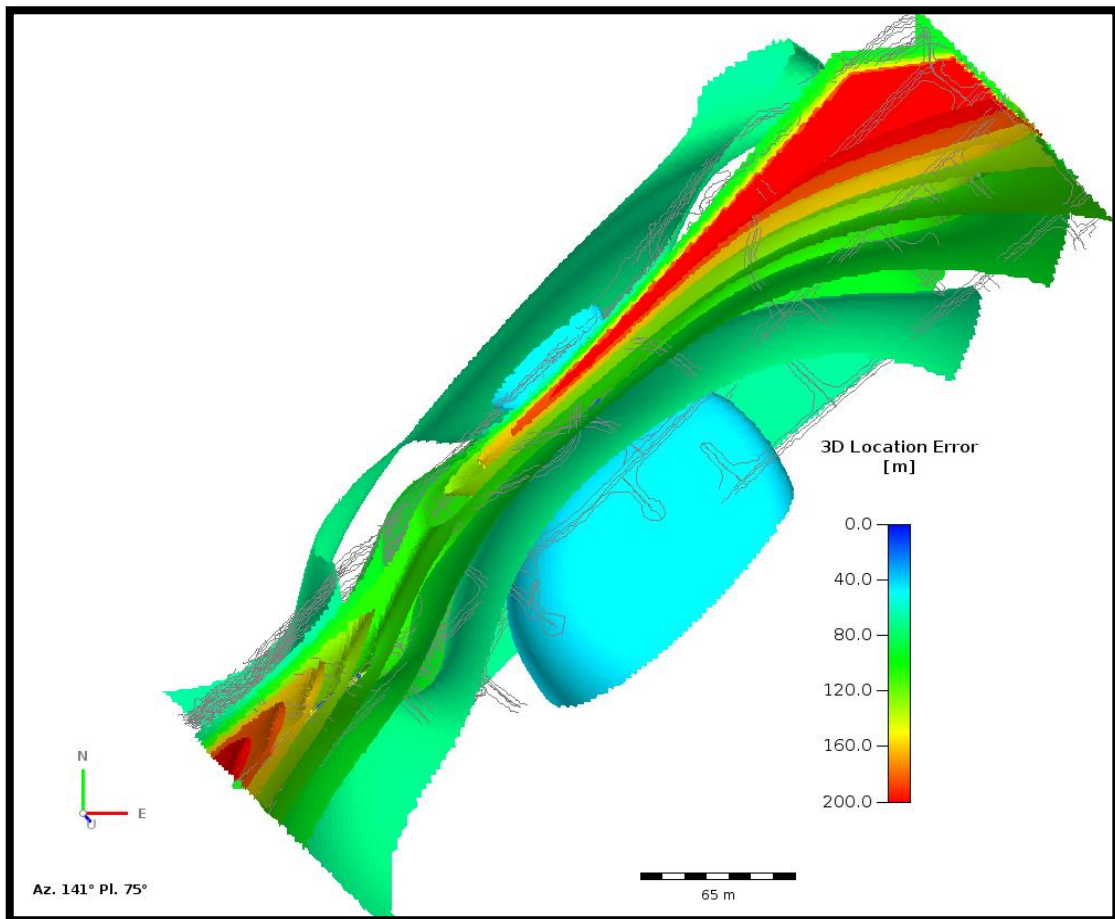
- 3
- 4
- 5
- 6
- 7

Anexo 14. Se evidencia de daño en el sostenimiento en el subnivel 100 por la actuación de esfuerzos.

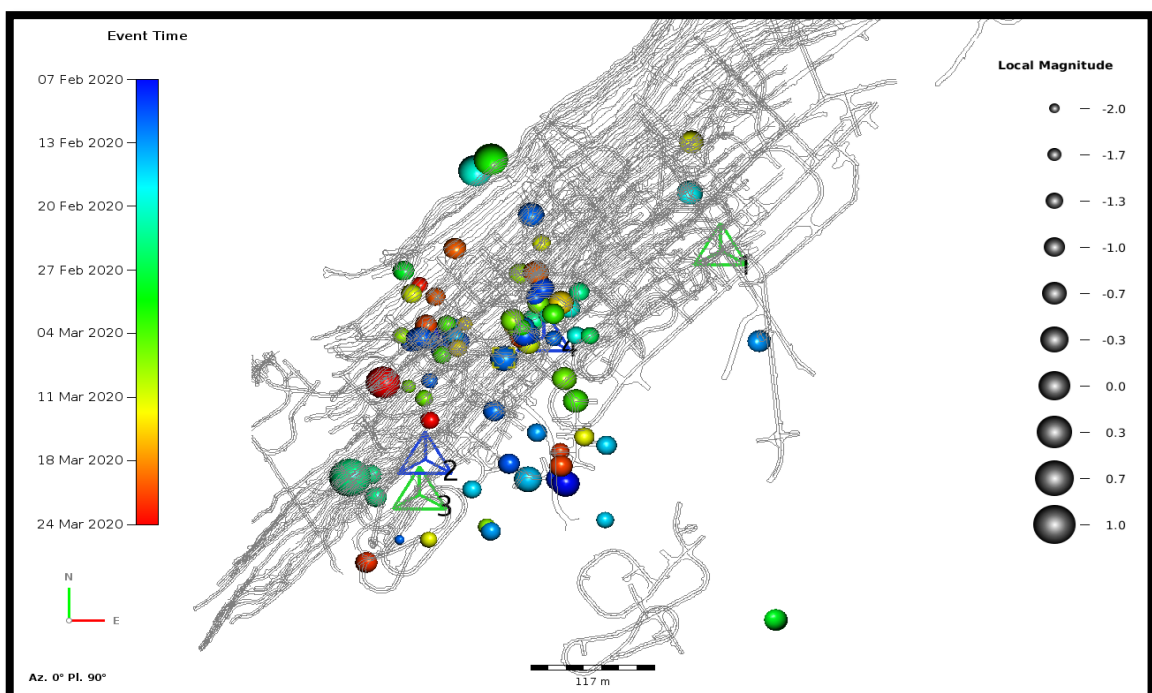


- 8

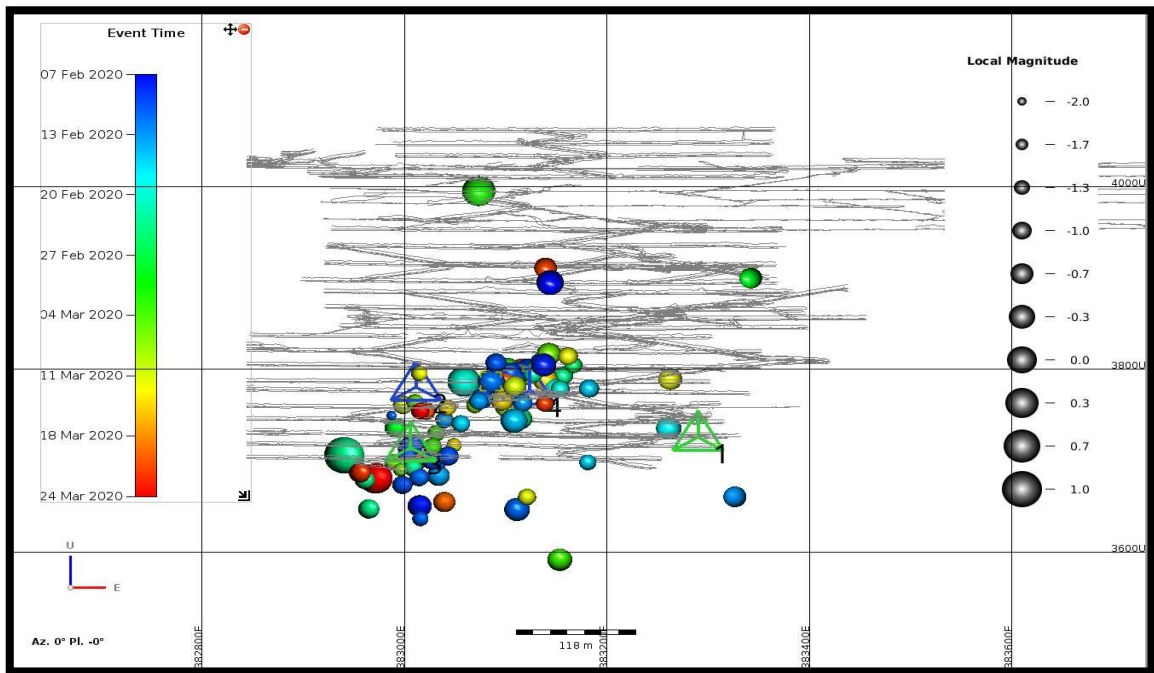
Anexo 15. Análisis de sensibilidad con respecto a la ubicación de los geófonos



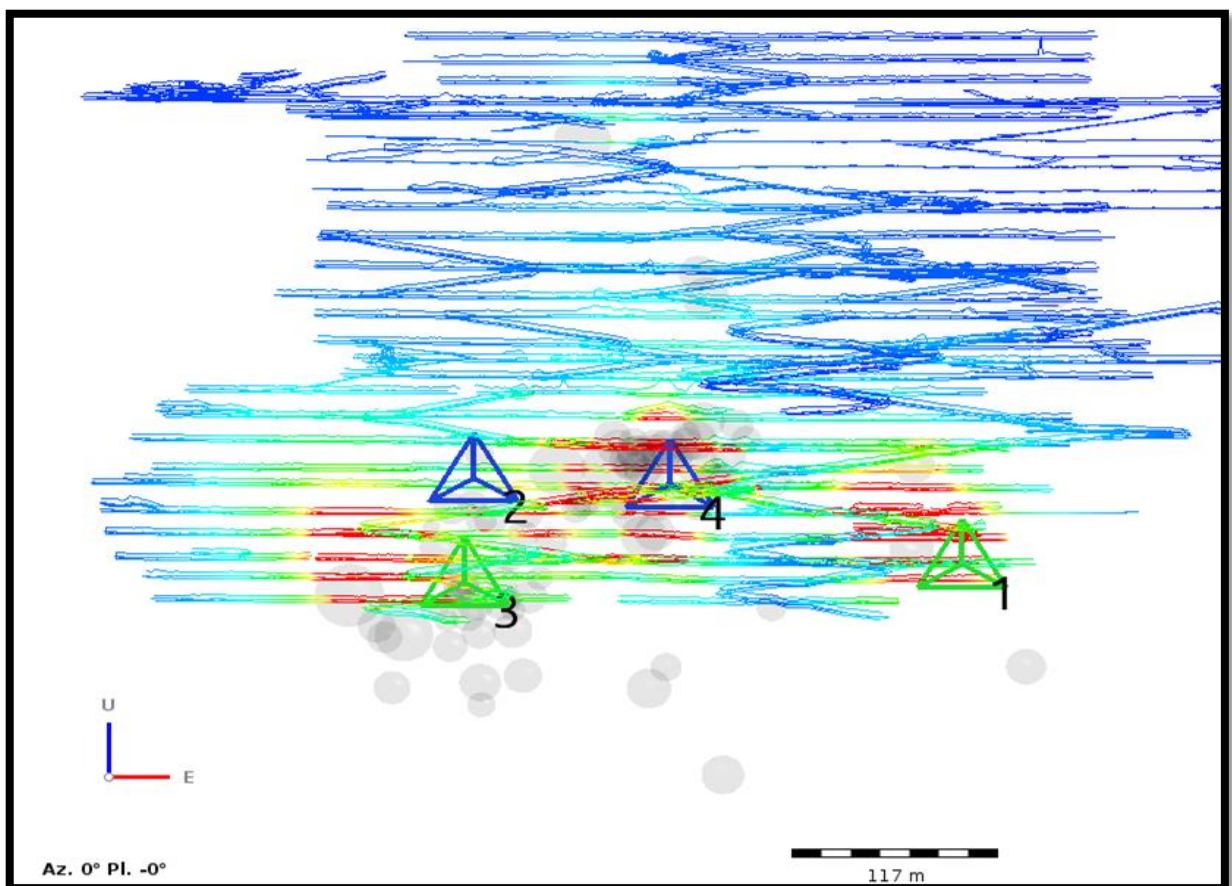
Anexo 16. Localización de eventos por magnitud y fecha



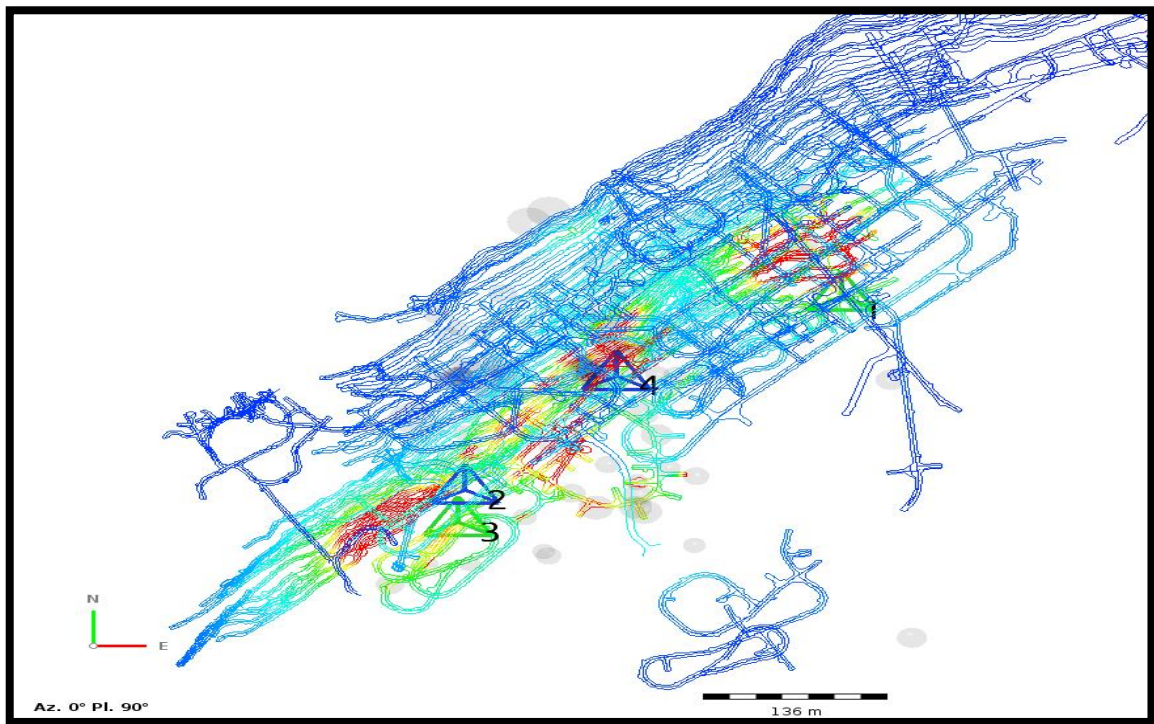
Anexo 17. Zonas de concentración de eventos.



Anexo 18. Vista longitudinal de la mina



Anexo 19. Vista en planta de la mina.



Anexo 20. Matriz de consistencia

| Problema | Hipotesis | Objetivo | Variables | Dimensiones | Indicadores | Unidad de medida |
|---|---|---|---|--|--|---|
| <p>PG. ¿Cómo se determinará las condiciones de altos esfuerzos inducidos para el diseño de un sostenimiento subterráneo óptimo en la veta Mary de la Mina Carahuacra Cía. Volcan?</p> <p>PE. ¿Cómo se determinará las condiciones de altos esfuerzos inducidos en la veta Mary de la Mina Carahuacra Cía. Volcan?</p> <p>PE. ¿Cómo se determinará el diseño de sostenimiento subterráneo óptimo en la veta Mary de la Mina Carahuacra Cía. Volcan?</p> | <p>HG. Determinado las condiciones de altos esfuerzos inducidos a lo mejor resultará un diseño de sostenimiento subterráneo óptimo en la veta Mary de la Mina Carahuacra Cía. Volcán.</p> <p>HE. Mediante la determinación de las condiciones de altos esfuerzos inducidos probablemente se conocerá mejor las características del macizo rocoso en la veta Mary de la Mina Carahuacra Cía. Volcán.</p> <p>HE. Determinado el diseño de sostenimiento subterráneo óptimo en la veta Mary de la Mina Carahuacra Cía. Volcán.</p> <p>HE. Determinado el diseño de sostenimiento subterráneo óptimo en la veta Mary de la Mina Carahuacra Cía. Volcán.</p> | <p>OG. Determinar las condiciones de altos esfuerzos inducidos para el diseño de un sostenimiento subterráneo óptimo en la veta Mary de la Mina Carahuacra Cía. Volcan.</p> <p>OE. Determinar las condiciones de altos esfuerzos inducidos en la veta Mary de la Mina Carahuacra Cía. Volcan.</p> <p>OE. Determinar el diseño de sostenimiento subterráneo óptimo en la veta Mary de la Mina Carahuacra Cía. Volcan.</p> | <p>Condiciones de altos esfuerzos inducidos</p> | <p>Caracterización de la masa rocosa</p> <p>Clasificación de la masa rocosa</p> <p>Zonificación geomecánica de la masa rocosa</p> <p>Resistencia de la roca</p> <p>Esfuerzos in-situ</p> <p>Monitoreo sísmico</p> <p>Metodo analítico</p> <p>Metodo numerico</p> | <p>Para la caracterización de la masa rocosa se realizó lo siguiente: 1.- Registro de datos para el mapeo geomecánico 2.- Aspectos litológicos 3.- Distribución de las discontinuidades 4.- Aspecto estructural</p> <p>Clasificación geomecánica de la masa rocosa mediante el criterio de Bieniawski de 1989. Para la zonificación geomecánica de la masa rocosa se han considerado: Aspectos litológicos Geoestructurales Calidad de la masa rocosa</p> <p>Se realizará ensayos de mecánica de rocas como: Ensayo triaxial en rocas Ensayo de compresión simple Ensayo de carga puntual Ensayo de constantes elásticas</p> <p>Para la estimación de los esfuerzos in-situ se han utilizado tres criterios</p> <p>Uso de un geofono triaxial y 02 geofonos uniaxiales</p> <p>Sostenimiento con: Shotcrete Malla Pernos Cable Bolting</p> <p>Factor de seguridad</p> | <p>- Tipo de roca - Tipo de sistema de discontinuidad - RQD - Orientación - Espaciado - Persistencia - Apertura - Rugosidad - Tipo de relleno - Espesor de relleno - Impermeabilización - Presencia de agua - Veta Mary, tipo de litologías - Técnicas estereográficas - Dips Rocscience Inc.</p> <p>Tipo de roca: I, II, III A y B, IV A y B y V</p> <p>Sector de la veta Litología RMR Dominio estructural</p> <p>Is (Mpa), σ_{1C} (Mpa), σ_{3}(Mpa), E (Gpa), modulo de poisson Criterio de Sheorey (1994) Medición de esfuerzos Mapa mundial de esfuerzos Magnitud del evento, PPV, Distancia R</p> <p>Capacidad de soporte de cada elemento de sostenimiento</p> <p>FS> a 1.3</p> |

i-Test LABORATORIO**REPORTE DE ENSAYO DE LABORATORIO #:****200024/LMR /i-TEST****“REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO”***ENSAYO DE PROPIEDADES FÍSICAS**ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL**ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN TRIAXIAL**ENSAYO DE CONSTANTES ELÁSTICAS**ENSAYO DE RESISTENCIA A LA TRACCIÓN INDIRECTA**ENSAYO DE RESISTENCIA AL CORTE DIRECTO**ENSAYO DE RESISTENCIA A LA CARGA PUNTUAL**ENSAYO DE CARGA Y DESCARGA VARIABLE**Physical Properties Test**Uniaxial Compressive Strength Test**Triaxial Compressive Strength Test**Elastic Moduli of Intact Rock Test**Indirect Tensile Strength Test**Direct Shear Strength Test**Point Load Strength Test**Variable Loading and Unloading Test***Reporte: FINAL**

(Versión 1.0)

Lima, 13 de Mayo del 2020

PREPARADO PARA:**VOLCAN COMPAÑÍA MINERA S.A.A.****Av. Manuel Olgún No 375, Urb. Los Granados, Santiago de Surco
Lima – PERÚ / Ruc: 20383045267 / Tel.: 416-7000****PERÚ**Av. Marginal # 467, Salamanca, Ate - LIMA
Teléfono: (+511) 4351969 / RUC: 20415405597**BOLIVIA**Av. Ecuador 2074, Sopocachi – LA PAZ
Teléfono: (+591) 2-2411079**CHILE**Almirante La Torre # 475 –SANTIAGO
Teléfono: (+562) 2-6984768

Lima, 13 de Mayo del 2020

REPORTE DE ENSAYO DE LABORATORIO #: 200024/LMR/i-TEST

Señores:

VOLCAN COMPAÑÍA MINERA S.A.A.

Presente

**Atención: Ing. Edgar Mejía
Jefe Departamento Geomeccánica**

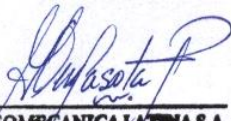
REF. REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO: *“Ensayo de Propiedades Físicas / Ensayo de Resistencia a la Compresión Uniaxial – UCS / Ensayo de Resistencia a la Compresión Triaxial – TX / Ensayo de Constantes Elásticas – CE / Ensayo de Resistencia a la Tracción Indirecta – TI / Ensayo de Resistencia al Corte Directo – CD / Ensayo de Resistencia a la Carga Puntual – PLT”, para el proyecto: “ACTUALIZACIÓN DE ESTUDIO GEOMECCÁNICO PARA EL MINADO SUBTERRÁNEO DE MINA CARAHUACRA”.*

De nuestra mayor consideración:

De acuerdo a nuestro compromiso con su Orden de Servicio/Compra/Pedido N° 003-2020, recibido el 20/02/2020, relacionado a nuestra Cotización # 200216 (versión 1), de fecha 18/02/2020, hacemos presente nuestro reporte de Ensayos de Laboratorio efectuados entre el 20/02/2020 a la fecha, en nuestro laboratorio i-TEST de nuestra empresa GEOMECCÁNICA LATINA S.A.

Agradeciéndole por la atención al presente, y esperando sus comentarios, nos suscribimos.

Muy atentamente,



GEOMECCÁNICA LATINA S.A.
GAITHER DE LA SOTA PEREZ
Representante Legal

c.c. Gerencia Técnica
Encargados de Laboratorio
Archivo

4. CONDICIONES DE RECEPCIÓN DE LAS MUESTRAS Y DATOS DEL CLIENTE

4.1 DATOS GENERALES DEL CLIENTE/PROYECTO/EMPRESA

Cuadro 1: Datos Generales del Cliente/Proyecto/Muestra

| | |
|-----------------------------|---|
| CLIENTE DIRECTO | VOLCAN COMPAÑÍA MINERA S.A.A. |
| CARTA Nº / ORDEN / REF. | Nº 003-2020 |
| PROYECTO | ACTUALIZACIÓN DE ESTUDIO GEOMECCÁNICO PARA EL MINADO SUBTERRÁNEO DE MINA CARAHUACRA |
| Nº PROYECTO | ----- |
| UBICACIÓN | PROVINCIA YAULI, DEPARTAMENTO JUNIN |
| CLIENTE INDIRECTO | DCR INGENIEROS S.R.L. |
| NÚMERO DE INFORME (GEOMECC) | 200024 |
| TIPO DE MUESTRAS | TESTIGOS Y BLOQUES |
| DIÁMETRO | +/- 47.4, +/- 54.9, +/- 62.5 |
| DIÁMETRO DE ENSAYO FINAL | +/- 47.4, +/- 54.9, +/- 62.5 |

4.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LAS MUESTRAS RECIBIDAS

Cuadro 2: Datos Específicos de la Muestra/Ensayo/Condiciones

| Cod_Sondaje | Cod_Muestra | From/Este | To/Norte | Al/Cota | D_Mayor | D_Minor | Nº Probetas | Ensayo |
|-----------------|-------------|-----------|----------|---------|---------|---------|-------------|--------|
| DDH-U-CA-19-011 | M-81 | 328.4 | 328.48 | 0.08 | Vol | And | 1 | 6_CD |
| DDH-U-CA-19-011 | M-85 | 318.6 | 318.71 | 0.11 | Vol | And | 1 | 2_UCS |
| DDH-U-CA-19-011 | M-86 | 332.2 | 332.31 | 0.11 | Vol | And | 1 | 5_PE |
| DDH-U-CA-19-013 | M-74 | 287.77 | 287.87 | 0.10 | Vol | And | 1 | 3_TX1 |
| DDH-U-CA-19-013 | M-75 | 288.85 | 288.93 | 0.08 | Vol | And | 1 | 1_PF |
| DDH-U-CA-19-013 | M-76-A | 300.55 | 300.65 | 0.10 | Vol | And | 1 | 3_TX1 |
| DDH-U-CA-19-013 | M-76-B | 300.65 | 300.75 | 0.10 | Vol | And | 1 | 3_TX1 |
| DDH-U-CA-19-013 | M-76-C | 300.75 | 300.85 | 0.10 | Vol | And | 1 | 3_TX1 |
| DDH-U-CA-19-015 | M-69-A | 263.00 | 263.10 | 0.10 | Vol | And | 1 | 3_TX1 |
| DDH-U-CA-19-015 | M-69-B | 263.10 | 263.20 | 0.10 | Vol | And | 1 | 3_TX1 |
| DDH-U-CA-19-015 | M-72 | 287.90 | 288.00 | 0.10 | Vol | And | 1 | 3_TX1 |
| DDH-U-CA-19-051 | M-05 | 188.44 | 188.57 | 0.13 | Vol | And | 1 | 3_TX2 |
| DDH-U-CA-19-051 | M-06 | 188.61 | 188.74 | 0.13 | Vol | And | 1 | 3_TX2 |
| DDH-U-CA-19-051 | M-07 | 200.80 | 200.93 | 0.13 | Vol | And | 1 | 3_TX2 |
| DDH-U-CA-19-051 | M-08 | 201.67 | 201.80 | 0.13 | Vol | And | 1 | 3_TX2 |
| DDH-U-CA-19-057 | M-24-A | 97.45 | 97.58 | 0.13 | Vol | And | 1 | 7_CC_1 |
| DDH-U-CA-19-057 | M-24-B | 97.58 | 97.71 | 0.13 | Vol | And | 1 | 7_CC_1 |
| DDH-U-CA-19-058 | M-01-A | 155.70 | 155.83 | 0.13 | Vol | And | 1 | 3_TX2 |
| DDH-U-CA-19-058 | M-01-B | 155.83 | 155.96 | 0.13 | Vol | And | 1 | 3_TX2 |
| DDH-U-CA-19-058 | M-01-C | 155.96 | 156.09 | 0.13 | Vol | And | 1 | 3_TX2 |
| DDH-U-CA-19-058 | M-03-A | 165.80 | 165.93 | 0.13 | Vol | And | 1 | 3_TX2 |
| DDH-U-CA-19-058 | M-03-B | 165.93 | 166.06 | 0.13 | Vol | And | 1 | 3_TX2 |
| DDH-U-CA-19-060 | M-16-A | 79.30 | 79.43 | 0.13 | Vol | And | 1 | 7_CC_1 |
| DDH-U-CA-19-060 | M-16-B | 79.43 | 79.56 | 0.13 | Vol | And | 1 | 7_CC_1 |
| DDH-U-CA-19-060 | M-18 | 87.81 | 87.89 | 0.08 | Vol | And | 1 | 6_CD |
| DDH-U-CA-19-061 | M-11-A | 155.25 | 155.33 | 0.08 | Vol | And | 1 | 1_PF |
| DDH-U-CA-19-061 | M-11-B | 155.33 | 155.41 | 0.08 | Vol | And | 1 | 1_PF |
| DDH-U-CA-19-061 | M-12-A | 155.50 | 155.60 | 0.10 | Vol | And | 1 | 4_TI |
| DDH-U-CA-19-061 | M-12-B | 155.60 | 155.70 | 0.10 | Vol | And | 1 | 4_TI |
| DDH-U-CA-19-061 | M-14 | 165.70 | 165.81 | 0.11 | Vol | And | 1 | 5_PE |
| DDH-U-CA-19-061 | M-15 | 166.00 | 166.11 | 0.11 | Vol | And | 1 | 2_UCS |
| DDH-U-CA-19-020 | M-61 | 129.55 | 129.68 | 0.13 | Clz | Clz | 1 | 3_TX3 |
| DDH-U-CA-19-020 | M-62 | 132.57 | 132.66 | 0.09 | Clz | Clz | 1 | 1_PF |
| DDH-U-CA-19-056 | M-37 | 103.55 | 103.68 | 0.13 | Clz | Clz | 1 | 3_TX3 |
| DDH-U-CA-19-072 | M-22 | 203.35 | 203.46 | 0.11 | Clz | Clz | 1 | 4_TI |
| DDH-U-CA-19-081 | M-49 | 123.30 | 123.38 | 0.08 | Clz | Clz | 1 | 1_PF |
| DDH-U-CA-19-081 | M-50 | 145.27 | 145.40 | 0.13 | Clz | Clz | 1 | 3_TX3 |
| DDH-U-CA-19-081 | M-51 | 194.85 | 194.95 | 0.10 | Clz | Clz | 1 | 4_TI |
| DDH-U-CA-19-086 | M-66 | 186.05 | 186.16 | 0.11 | Clz | Clz | 1 | 5_PE |

PERÚ

Av. Marginal # 467, Salamanca, Ate - LIMA
 Telefax: (+511) 4351969 / RUC: 20415405597

BOLIVIA

AV. Ecuador 2074, Sopocachi - LA PAZ
 Telefax: (+591) 2-2411079

CHILE

Almirante La Torre # 475 -SANTIAGO
 Telefax: (+562) 2-6984768

| Cod. Sondaje | Cod. Muestra | From/Este | To/Norte | AI/Cota | D_Mayor | D_Minor | N° Probetas | Ensayo |
|--------------------------|--------------|-----------|----------|---------|---------|---------|-------------|------------|
| DDH-U-CA-19-086 | M-67 | 187.40 | 187.51 | 0.11 | Clz | Clz | 1 | 3_TX3 |
| DDH-U-CA-19-086 | M-68 | 193.44 | 193.54 | 0.10 | Clz | Clz | 1 | 3_TX3 |
| DDH-U-CA-19-098 | M-79 | 137.70 | 137.84 | 0.14 | Clz | Clz | 1 | 2_UCS |
| DDH-U-CA-19-011 | M-82 | 273.55 | 273.69 | 0.14 | Vol | Dac | 1 | 5_PE |
| DDH-U-CA-19-011 | M-82 | 273.83 | 273.91 | 0.08 | Vol | Dac | 1 | 6_CD |
| DDH-U-CA-19-011 | M-83-A | 274.30 | 274.39 | 0.09 | Vol | Dac | 1 | 4_TI |
| DDH-U-CA-19-011 | M-83-B | 274.39 | 274.48 | 0.09 | Vol | Dac | 1 | 4_TI |
| DDH-U-CA-19-011 | M-84-A | 274.85 | 274.93 | 0.08 | Vol | Dac | 1 | 1_PF |
| DDH-U-CA-19-011 | M-84-B | 274.93 | 275.01 | 0.08 | Vol | Dac | 1 | 1_PF |
| DDH-U-CA-19-087 | M-32-A | 120.50 | 120.63 | 0.13 | Vol | Dac | 1 | 3_TX4 |
| DDH-U-CA-19-087 | M-32-B | 120.63 | 120.76 | 0.13 | Vol | Dac | 1 | 3_TX4 |
| DDH-U-CA-19-087 | M-33-A | 117.39 | 117.52 | 0.13 | Vol | Dac | 1 | 7_CC_2 |
| DDH-U-CA-19-087 | M-33-B | 117.52 | 117.65 | 0.13 | Vol | Dac | 1 | 7_CC_2 |
| DDH-U-CA-19-088 | M-33-C | 117.66 | 117.79 | 0.13 | Vol | Dac | 1 | 7_CC_3 |
| DDH-U-CA-19-090 | M-55-A | 106.20 | 106.34 | 0.14 | Vol | Dac | 1 | 2_UCS |
| DDH-U-CA-19-090 | M-55-B | 106.34 | 106.48 | 0.14 | Vol | Dac | 1 | 2_UCS |
| DDH-U-CA-19-090 | M-56-A | 103.18 | 103.31 | 0.13 | Vol | Dac | 1 | 3_TX4 |
| DDH-U-CA-19-090 | M-56-B | 103.31 | 103.44 | 0.13 | Vol | Dac | 1 | 3_TX4 |
| DDH-U-CA-19-090 | M-59-A | 145.95 | 146.08 | 0.13 | Vol | Dac | 1 | 3_TX4 |
| DDH-U-CA-19-090 | M-59-B | 146.08 | 146.21 | 0.13 | Vol | Dac | 1 | 3_TX4 |
| DDH-U-CA-19-090 | M-59-C | 146.21 | 146.34 | 0.13 | Vol | Dac | 1 | 3_TX4 |
| DDH-U-CA-19-015 | M-70 | 273.10 | 273.20 | 0.10 | Min | Min | 1 | PLT |
| DDH-U-CA-19-015 | M-71 | 272.90 | 273.00 | 0.10 | Min | Min | 1 | 1_PF |
| DDH-U-CA-19-036 | M-28 | 102.15 | 102.25 | 0.10 | Min | Min | 1 | PLT |
| DDH-U-CA-19-036 | M-29 | 111.77 | 111.87 | 0.10 | Clz | Min | 1 | 1_PF |
| DDH-U-CA-19-072 | M-21 | 191.00 | 191.10 | 0.10 | Clz | Min | 1 | PLT, |
| DDH-U-CA-19-072 | M-21 | 191.10 | 191.18 | 0.08 | Clz | Min | 1 | 1_PF |
| DDH-U-CA-19-090 | M-57 | 111.75 | 111.86 | 0.11 | Min | Min | 1 | 1_PF |
| DDH-U-CA-19-090 | M-58 | 126.20 | 126.31 | 0.11 | Min | Min | 1 | PLT |
| SN 040 (Huaripampa) | B-17 | | | | Min | Min | 2 | 2_UCS,4_TI |
| SN 040 (Huaripampa) | B-18 | | | | Min | Min | 1 | 6_CD |
| CA 875 (Principal Techo) | B-03 | | | | Min | Min | 1 | 2_UCS |
| CA 875 (Principal Techo) | B-04 | | | | Min | Min | 1 | 5_PE |
| AC 671 (Diana) | B-15 | | | | Clz | Clz | 1 | 06_CD |

PERÚ

 Av. Marginal # 467, Salamanca, Ate - LIMA
 Telefax: (+511) 4351969 / RUC: 20415405597

BOLIVIA

 Av. Ecuador 2074, Sopocachi – LA PAZ
 Telefax: (+591) 2-2411079

CHILE

 Almirante La Torre # 475 –SANTIAGO
 Telefax: (+562) 2-6984768

5. RESULTADOS NUMÉRICOS DE LOS ENSAYOS DE MECÁNICA DE ROCAS

5.1 RESULTADOS DE ENSAYO DE PROPIEDADES FÍSICAS – PF

Cuadro 4: Resultados de Ensayo de Propiedades Físicas

| COD_MUESTRA | D_MAYOR | DIÁMETRO "d" (cm) | ALTURA "h" (cm) | DENSIDAD SECA (gr/cm ³) | DENSIDAD HÚMEDA (gr/cm ³) | PESO ESPECÍFICO APARENTE (KN/m ³) | CONTENIDO DE HUMEDAD (%) | POROSIDAD APARENTE (%) |
|-------------|---------|-------------------------|-----------------------|---|---|--|-----------------------------------|------------------------------|
| M-11-A | VOL | 4.72 | 2.25 | 2.69 | 2.70 | 26.50 | 0.47 | 1.30 |
| | | 4.72 | 2.20 | 2.71 | 2.72 | 26.70 | 0.38 | 1.07 |
| | | 4.72 | 2.16 | 2.71 | 2.72 | 26.70 | 0.39 | 1.09 |
| Promedio | | | | 2.70 | 2.72 | 26.63 | 0.41 | 1.16 |
| M-11-B | VOL | 4.72 | 2.16 | 2.70 | 2.71 | 26.52 | 0.29 | 0.83 |
| | | 4.72 | 2.12 | 2.70 | 2.71 | 26.57 | 0.20 | 0.57 |
| | | 4.72 | 2.22 | 2.71 | 2.72 | 26.66 | 0.28 | 0.81 |
| Promedio | | | | 2.70 | 2.71 | 26.58 | 0.26 | 0.74 |
| M-75 | VOL | 4.74 | 2.16 | 2.73 | 2.76 | 27.02 | 0.95 | 2.66 |
| | | 4.74 | 2.17 | 2.75 | 2.77 | 27.17 | 0.75 | 2.12 |
| | | 4.74 | 2.19 | 2.75 | 2.77 | 27.20 | 0.75 | 2.10 |
| Promedio | | | | 2.74 | 2.77 | 27.13 | 0.82 | 2.29 |
| M-84-A | VOL | 4.74 | 2.16 | 2.68 | 2.70 | 26.50 | 0.97 | 2.66 |
| | | 4.74 | 2.24 | 2.66 | 2.69 | 26.32 | 0.94 | 2.56 |
| | | 4.74 | 2.18 | 2.71 | 2.73 | 26.74 | 0.76 | 2.11 |
| Promedio | | | | 2.68 | 2.71 | 26.52 | 0.89 | 2.44 |
| M-84-B | VOL | 4.74 | 2.17 | 2.66 | 2.68 | 26.30 | 0.88 | 2.38 |
| | | 4.74 | 2.14 | 2.67 | 2.70 | 26.49 | 0.98 | 2.68 |
| | | 4.74 | 2.16 | 2.65 | 2.67 | 26.22 | 0.88 | 2.39 |
| Promedio | | | | 2.66 | 2.69 | 26.34 | 0.91 | 2.49 |
| M-49 | Clz | 6.30 | 2.80 | 2.82 | 2.83 | 27.75 | 0.45 | 1.29 |
| | | 6.30 | 2.81 | 2.81 | 2.82 | 27.69 | 0.40 | 1.18 |
| | | 6.30 | 2.80 | 2.81 | 2.82 | 27.67 | 0.41 | 1.18 |
| Promedio | | | | 2.81 | 2.83 | 27.70 | 0.42 | 1.22 |
| M-62 | Clz | 6.32 | 2.72 | 2.62 | 2.64 | 25.89 | 0.84 | 2.26 |
| | | 6.32 | 2.74 | 2.62 | 2.64 | 25.92 | 0.84 | 2.24 |
| | | 6.32 | 2.90 | 2.60 | 2.62 | 25.68 | 0.84 | 2.23 |
| Promedio | | | | 2.61 | 2.63 | 25.83 | 0.84 | 2.25 |

Cuadro 5: Resultados de Ensayo de Propiedades Físicas

| COD_MUESTRA | D_MAYOR | ANCHO "W" (cm) | ALTURA "h" (cm) | DENSIDAD SECA (gr/cm ³) | DENSIDAD HÚMEDA (gr/cm ³) | PESO ESPECÍFICO APARENTE (KN/m ³) | CONTENIDO DE HUMEDAD (%) | POROSIDAD APARENTE (%) |
|-----------------|---------|----------------------|-----------------------|---|---|--|-----------------------------------|------------------------------|
| M-21 | Clz | 2.06 | 2.04 | 2.55 | 2.60 | 25.50 | 1.83 | 4.78 |
| | | 1.76 | 2.02 | 2.83 | 2.88 | 28.23 | 1.68 | 4.86 |
| | | 2.28 | 2.01 | 2.54 | 2.59 | 25.42 | 2.17 | 5.65 |
| Promedio | | | | 2.64 | 2.69 | 26.38 | 1.89 | 5.10 |
| M-29 | Clz | 2.95 | 3.10 | 3.64 | 3.66 | 35.85 | 0.55 | 2.03 |
| | | 2.90 | 3.03 | 3.75 | 3.77 | 36.99 | 0.55 | 2.12 |
| | | 2.97 | 3.16 | 3.38 | 3.41 | 33.40 | 0.76 | 2.62 |
| Promedio | | | | 3.59 | 3.61 | 35.41 | 0.62 | 2.26 |
| M-57 | Min | 3.04 | 3.10 | 3.56 | 3.59 | 35.15 | 0.78 | 2.83 |
| | | 3.04 | 3.00 | 4.46 | 4.48 | 43.87 | 0.35 | 1.60 |
| | | 3.02 | 3.10 | 4.19 | 4.21 | 41.25 | 0.41 | 1.77 |
| Promedio | | | | 4.07 | 4.09 | 40.09 | 0.51 | 2.07 |
| M-71 | Min | 2.30 | 2.38 | 4.34 | 4.37 | 42.87 | 0.71 | 3.12 |
| | | 2.30 | 2.33 | 4.36 | 4.40 | 43.11 | 0.81 | 3.57 |
| | | 2.30 | 2.34 | 4.49 | 4.51 | 44.26 | 0.56 | 2.55 |
| Promedio | | | | 4.40 | 4.43 | 43.41 | 0.69 | 3.08 |

5.2 RESULTADOS DE ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAxIAL – UCS

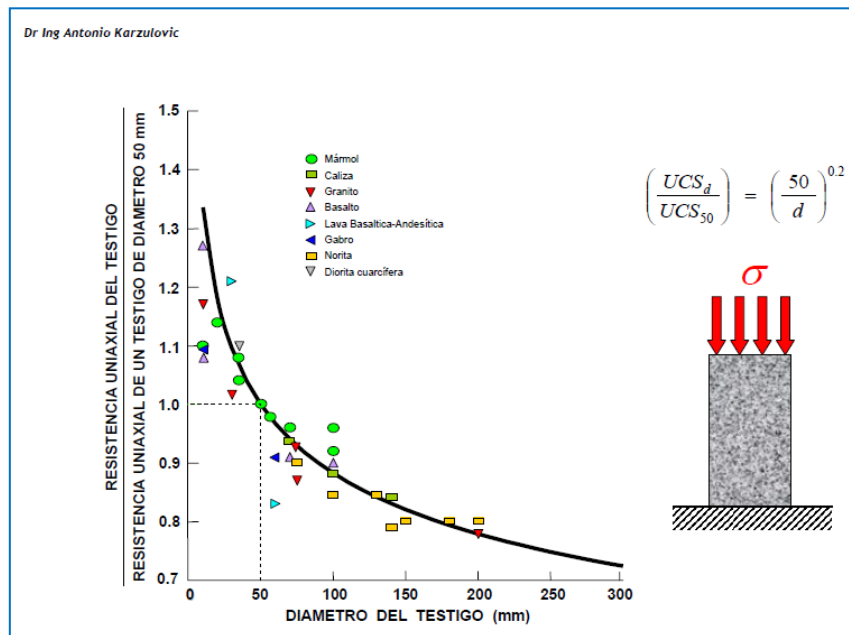
Cuadro 6: Resultados de Ensayo de Resistencia a la Compresión Uniaxial

| COD_ MUESTRA | D_MAYOR | DIÁ. "d" (mm) | ALT. "h" (mm) | CARGA (KN) | RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAxIAL - UCS(d) (MPa) | TIEMPO DE ENSAYO (s.) |
|--------------|---------|---------------|---------------|------------|---|-----------------------|
| M-15 | Vol | 47.2 | 105.8 | 278.95 | 159.42 | 306.90 |
| M-55-A | Vol | 62.5 | 137.2 | 248.12 | 80.87 | 154.80 |
| M-55-B | Vol | 62.5 | 136.6 | 239.17 | 77.96 | 149.40 |
| M-79 | Clz | 63.3 | 136.2 | 379.17 | 120.49 | 233.50 |
| M-85 | Vol | 47.3 | 104.8 | 289.15 | 164.55 | 318.00 |
| B-03 | Min | 47.6 | 106.7 | 87.21 | 49.01 | 86.50 |
| B-17 | Min | 47.6 | 106.3 | 136.78 | 76.86 | 142.10 |

R.E.: Relación de Esbeltez = $h/d < 2.0$

Velocidad de Ensayo conforme lo Indican las normas ASTM y recomendaciones del ISRM: 0.5 MPa/s (constante – Servo-controlado), y se cumple con los tiempos aproximados de duración de los Ensayos (2 – 15min.).

Nota 1: El/Los valore(s) de UCS(d) mostrados en este cuadro, son al diámetro directo del testigo ensayado, no existe corrección al diámetro UCS(50). Si el cliente lo requiere, tendría que usar alguna formulación como "Hoek-Brown Diagram for UCS Corrections, 1980", "Hawkins, Relation between UCS and size (core), 1998" u otras como:



Fuente: Dr. Ing. Antonio K. / AKL Ingeniería & Geomecánica Ltda. (Chile).

5.3 RESULTADOS DE ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN TRIAXIAL – TX

Cuadro 7: Resultados de Ensayo de Resistencia a la Compresión Triaxial

| COD_MUESTRA | D_MAYOR | DÍA. "d" (mm) | ALT. "h" (mm) | CONF. σ_3 (MPa) | ESFUERZO COMP. (MPa) | RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL – UCS(t) (MPa) | COHESIÓN (MPa) (*) | ANGULO DE FRICCIÓN INTERNO (°) (*) | CONSTANTE "mi" |
|-------------|---------|---------------|---------------|------------------------|----------------------|---|--------------------|------------------------------------|----------------|
| M-76-A | Vol | 47.4 | 95.3 | 1.0 | 109.8 | 96.76 | 16.27 | 54.83 | 27.38 |
| M-76-B | Vol | 47.4 | 94.8 | 2.0 | 126.35 | | | | |
| M-74 | Vol | 47.5 | 95.5 | 3.0 | 131.55 | | | | |
| M-76-C | Vol | 47.3 | 94.8 | 4.0 | 188.80 | | | | |
| M-03-B | Vol | 63.4 | 125.7 | 5.0 | 210.31 | | | | |
| M-03-A | Vol | 63.4 | 125.8 | 6.0 | 202.63 | | | | |
| M-69-A | Vol | 47.1 | 95.0 | 7.0 | 114.73 | | | | |
| M-72 | Vol | 47.3 | 95.1 | 8.0 | 184.23 | | | | |
| M-69-B | Vol | 47.1 | 95.1 | 9.0 | 190.38 | | | | |
| M-50 | Clz | 63.5 | 125.8 | 0.0 | 77.96 | | | | |
| M-61 | Clz | 63.2 | 126.2 | 1.0 | 86.49 | | | | |
| M-37 | Clz | 63.2 | 125.8 | 2.0 | 95.23 | | | | |
| M-67 | Clz | 47.2 | 95.3 | 3.0 | 157.91 | | | | |
| M-68 | Clz | 47.4 | 94.6 | 4.0 | 173.50 | | | | |
| M-56-A | Vol | 63.2 | 126.0 | 0.0 | 74.91 | 77.15 | 15.95 | 45.38 | 11.76 |
| M-56-B | Vol | 63.2 | 126.1 | 0.0 | 88.34 | | | | |
| M-59-A | Vol | 62.7 | 125.1 | 1.0 | 85.89 | | | | |
| M-59-C | Vol | 62.7 | 125.3 | 2.0 | 91.47 | | | | |
| M-59-B | Vol | 62.7 | 126.3 | 3.0 | 132.52 | | | | |
| M-32-A | Vol | 62.7 | 126.6 | 4.0 | 120.44 | | | | |
| M-32-B | Vol | 62.7 | 125.5 | 5.0 | 106.29 | | | | |
| M-07 | Vol | 63.1 | 125.7 | 1.0 | 121.54 | | | | |
| M-08 | Vol | 63.1 | 125.6 | 2.0 | 128.79 | | | | |
| M-01-C | Vol | 63.2 | 125.8 | 3.0 | 165.25 | | | | |
| M-01-A | Vol | 63.2 | 126.1 | 4.0 | 146.69 | | | | |
| M-01-B | Vol | 63.2 | 126.2 | 5.0 | 156.63 | | | | |
| M-06 | Vol | 63.1 | 126.3 | 6.0 | 171.47 | | | | |
| M-05 | Vol | 63.1 | 126.0 | 7.0 | 180.02 | | | | |

R.E.: Relación de Esbeltez = $h/d=2.0$

Conf. = Confinamiento Lateral (σ_3)

Esfuerzo Comp. = Esfuerzo de Compresión, de Rotura, Vertical (MPa)

UCS(t) = Resistencia a la Compresión Uniaxial, teórico (valor indirecto, tomado de las formulaciones para el cálculo de las constantes "mi", Cohesión y Fricción). No es un parámetro Directo como si lo es el ensayo UCS(d) o UCS(50).

(*) Parámetros Conforme el Criterio de Mohr Coulomb. Demás parámetros (mi), conforme Criterio de Hoek-Brown.

Valor marcado en ROJO, no ha sido considerado en los cálculos de las envolventes de Falla, se considera un valor anómalo

5.4 RESULTADOS DE ENSAYO DE CONSTANTES ELÁSTICAS – CE

Cuadro 8: Resultados de Ensayo de Constantes Elásticas

| COD_MUESTRA | D_MAYOR | DIÁ. "d" (mm) | ALT. "h" (mm) | CARGA (KN) | RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL - UCS(d) (MPa) | MÓDULO DE YOUNG "E" (GPa) (*) (Transductores) | MÓDULO DE YOUNG "E" (GPa) (**) (Strain Gauges) | RELACIÓN DE POISSON "ν" (Strain Gauges) |
|-------------|---------|---------------------|---------------------|---------------|--|--|---|--|
| M-14 | Vol | 47.2 | 105.6 | 251.33 | 143.64 | 39.77 | 42.66 | 0.28 |
| M-66 | Clz | 47.5 | 105.2 | 298.68 | 168.55 | 36.78 | 27.47 | 0.08 |
| M-82 | Vol | 47.4 | 105.1 | 198.07 | 112.25 | 28.78 | 24.46 | 0.11 |
| M-86 | Vol | 47.2 | 104.5 | 369.43 | 211.13 | 44.27 | 45.87 | 0.23 |
| B-05 | Min | 41.9 | 93.9 | 192.42 | 139.55 | 38.80 | 36.68 | 0.13 |

R.E.: Relación de Esbeltez = $h/d \approx 2.0$

Valor de "E" = Módulo de Young Tangencial.

(*) Valor del Módulo de Young "E", obtenido con los Transductores LDT al momento del ensayo CE (UCS(d)). Los transductores muestran la deformación Total del testigo de roca. Valores opcionales para el cliente.

(**) Otros valores de "E" secante y "E" Promedio, pueden ser evaluados por el cliente para su aplicación, estos valores se pueden obtener de los Gráficos de los Módulos Elásticos "E" y "ν". (Ver 6.2 GRÁFICOS DE ENSAYO DE CONSTANTES ELÁSTICAS – CE, Pág. 28).

Este(os) valor(es) "E" tangente, ha(n) sido calculados al 50% de tu Resistencia máxima UCS(d)

Nota 2: El/Los valore(s) de UCS(d) mostrados en este cuadro, son al diámetro directo del testigo ensayado, no existe corrección al diámetro UCS(50). Si el cliente lo requiere, tendría que usar alguna formulación como "Hoek-Brown Diagram for UCS Corrections, 1980", "Hawkins, Relation between UCS and size (core), 1998", "Dr. Ing. Antonio K. / AKL Ingeniería & Geomecánica Ltda. (Chile)" u otras. Para mayor detalle, Ver Nota 1 del Cuadro 6, página 17.

PERÚ

Av. Marginal # 467, Salamanca, Ate - LIMA
 Telefax: (+511) 4351969 / RUC: 20415405597

BOLIVIA

AV. Ecuador 2074, Sopocachi – LA PAZ
 Telefax: (+591) 2-2411079

CHILE

Almirante La Torre # 475 –SANTIAGO
 Telefax: (+562) 2-6984768

5.5 RESULTADOS DE ENSAYO DE RESISTENCIA A LA TRACCIÓN INDIRECTA – TI

Cuadro 9: Resultados de Ensayo de Resistencia a la Tracción Indirecta

| COD_MUESTRA | D_MAYOR | DIÁ. "d" (mm) | ALT. "h" (mm) | CARGA (KN) | RESISTENCIA A LA TRACCIÓN INDIRECTA (MPa) | PROMEDIO RESISTENCIA A LA TRACCIÓN INDIRECTA (MPa) |
|-------------|---------|---------------------|---------------------|---------------|---|--|
| M-12-A | Vol | 47.1 | 24.3 | 28.57 | 15.89 | 16.14 |
| | | 47.1 | 24.1 | 29.07 | 16.30 | |
| | | 47.1 | 24.2 | 29.06 | 16.23 | |
| M-12-B | Vol | 47.1 | 24.2 | 29.64 | 16.55 | 16.01 |
| | | 47.1 | 24.6 | 31.20 | 17.14 | |
| | | 47.1 | 24.0 | 25.43 | 14.32 | |
| M-22 | Clz | 46.3 | 24.0 | 19.18 | 10.99 | 13.57 |
| | | 46.3 | 23.6 | 24.29 | 14.15 | |
| | | 46.3 | 23.8 | 26.94 | 15.56 | |
| M-51 | Clz | 63.3 | 31.7 | 53.80 | 17.07 | 17.08 |
| | | 63.3 | 32.2 | 47.30 | 14.77 | |
| | | 63.3 | 32.4 | 62.50 | 19.40 | |
| M-83-A | Vol | 47.4 | 24.4 | 18.68 | 10.28 | 10.86 |
| | | 47.4 | 24.5 | 23.50 | 12.88 | |
| | | 47.4 | 24.3 | 17.05 | 9.42 | |
| M-83-B | Vol | 47.4 | 23.5 | 20.49 | 11.71 | 12.32 |
| | | 47.4 | 24.4 | 22.77 | 12.53 | |
| | | 47.4 | 24.1 | 22.81 | 12.71 | |
| B-17 | Min | 47.6 | 24.8 | 34.71 | 18.72 | 18.05 |
| | | 47.6 | 24.3 | 26.74 | 14.72 | |
| | | 47.6 | 24.5 | 37.97 | 20.73 | |

R.E.: Relación de Esbeltez = $h/d \approx 0.5$

PERÚ

 Av. Marginal # 467, Salamanca, Ate - LIMA
 Telefax: (+511) 4351969 / RUC: 20415405597

BOLIVIA

 Av. Ecuador 2074, Sopocachi – LA PAZ
 Telefax: (+591) 2-2411079

CHILE

 Almirante La Torre # 475 –SANTIAGO
 Telefax: (+562) 2-6984768

5.7 RESULTADOS DE ENSAYO DE RESISTENCIA A LA CARGA PUNTUAL – PLT

Cuadro 11: Resultado de Ensayo de Resistencia a la Carga Puntual

| COD_MUESTRA | D_MAYOR | ANCH. "w" (mm) | ALT. "h" (mm) | CARGA (KN) | Is | Is(50) | RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UCS (50) (MPa) | PROMEDIO- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UCS (50) (MPa) |
|-------------|---------|----------------------|---------------------|---------------|-------|--------|--|---|
| M-21 | Clz | 23.3 | 20.2 | 3.83 | 6.39 | 4.63 | 101.96 | 101.85 |
| | | 23.6 | 20.0 | 2.61 | 4.34 | 3.15 | 69.33 | |
| | | 20.4 | 20.2 | 4.55 | 8.67 | 6.10 | 134.27 | |
| M-28 | Min | 29.4 | 29.0 | 14.54 | 13.39 | 11.10 | 244.24 | 202.40 |
| | | 28.9 | 28.8 | 9.32 | 8.79 | 7.25 | 159.50 | |
| | | 29.3 | 29.0 | 12.08 | 11.17 | 9.25 | 203.45 | |
| M-58 | Min | 30.0 | 30.0 | 7.69 | 6.71 | 5.63 | 123.87 | 115.08 |
| | | 30.4 | 30.6 | 7.45 | 6.29 | 5.32 | 116.97 | |
| | | 30.2 | 29.5 | 6.43 | 5.67 | 4.75 | 104.39 | |
| M-70 | Min | 23.0 | 23.3 | 2.29 | 3.36 | 2.51 | 55.13 | 92.11 |
| | | 22.9 | 23.3 | 3.90 | 5.74 | 4.28 | 94.20 | |
| | | 23.0 | 23.1 | 5.24 | 7.75 | 5.77 | 126.99 | |

Ensayo Tipo = Bloque.

Valor de la Constante "k" para convertir el Is(50) a MPa = 22 (de cuadro generalizado de Bieniawski, Z.T. para muestras con diámetro cercano al 50mm.).

Para la corrección del Is a Is(50), (Fórmula: $Is(50) = Is \times (De / 50)^a$), el valor de "a" = 0.45.

Is(50) = Índice de Carga Puntual corregido a 50mm de diámetro.

6. RESULTADOS GRÁFICOS DE ENSAYOS DE MECÁNICA DE ROCAS

6.1 GRÁFICOS DE ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN TRIAXIAL – TX

Gráfico 1: Ensayo Triaxial, Envoltente Hoek-Brown, TX-1, M-03-69-72-74-76

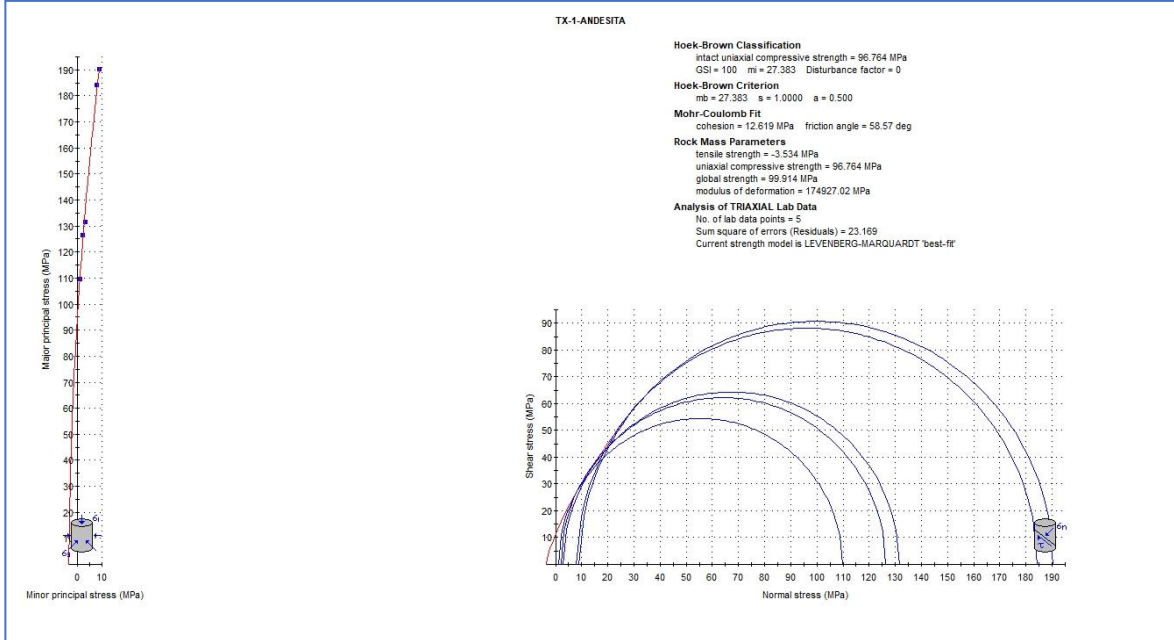


Gráfico 2: Ensayo Triaxial, Envoltente Mohr-Coulomb, TX-1, M-03-69-72-74-76

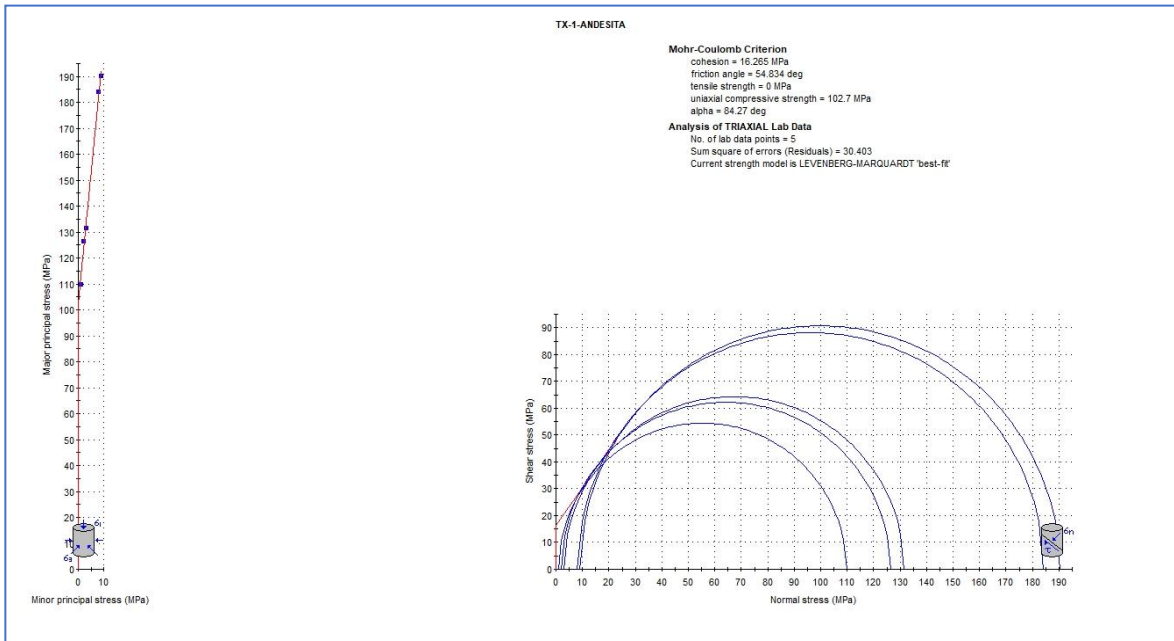


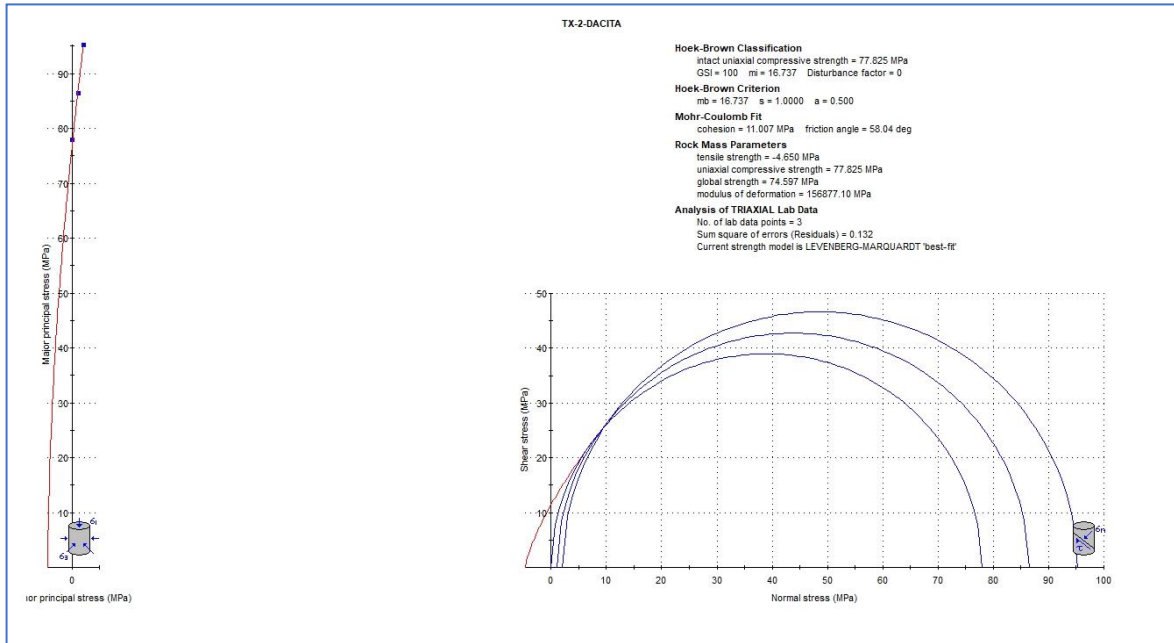
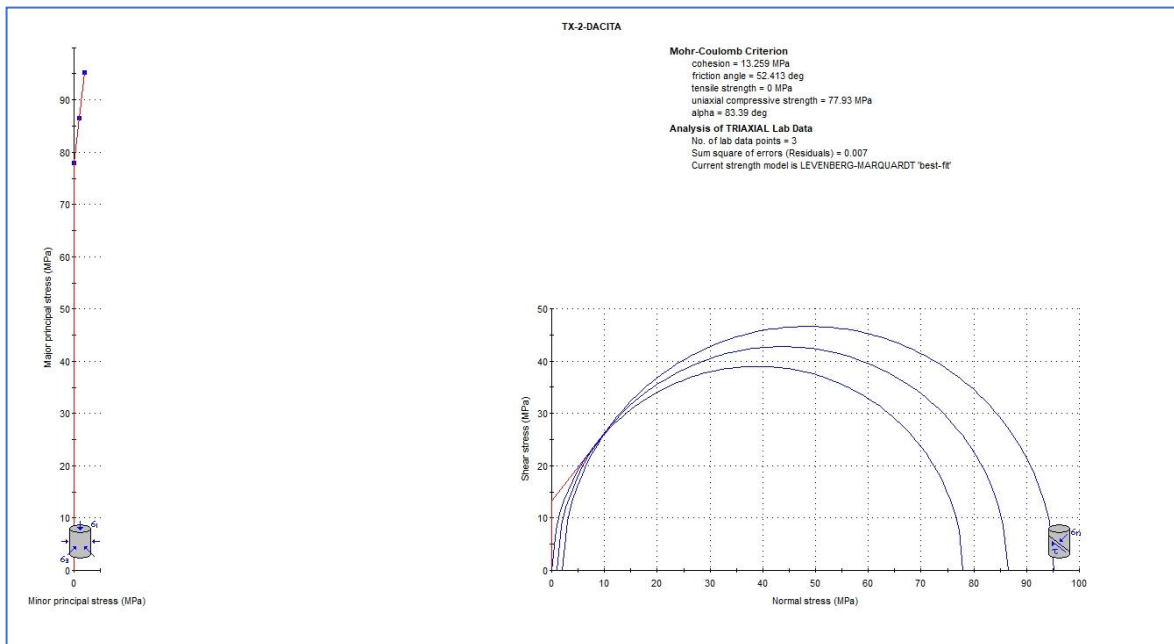
Gráfico 3: Ensayo Triaxial, Envoltente Hoek-Brown, TX-2, M-37-50-61-67-68

Gráfico 4: Ensayo Triaxial, Envoltente Mohr-Coulomb, TX-2, M-37-50-61-67-68


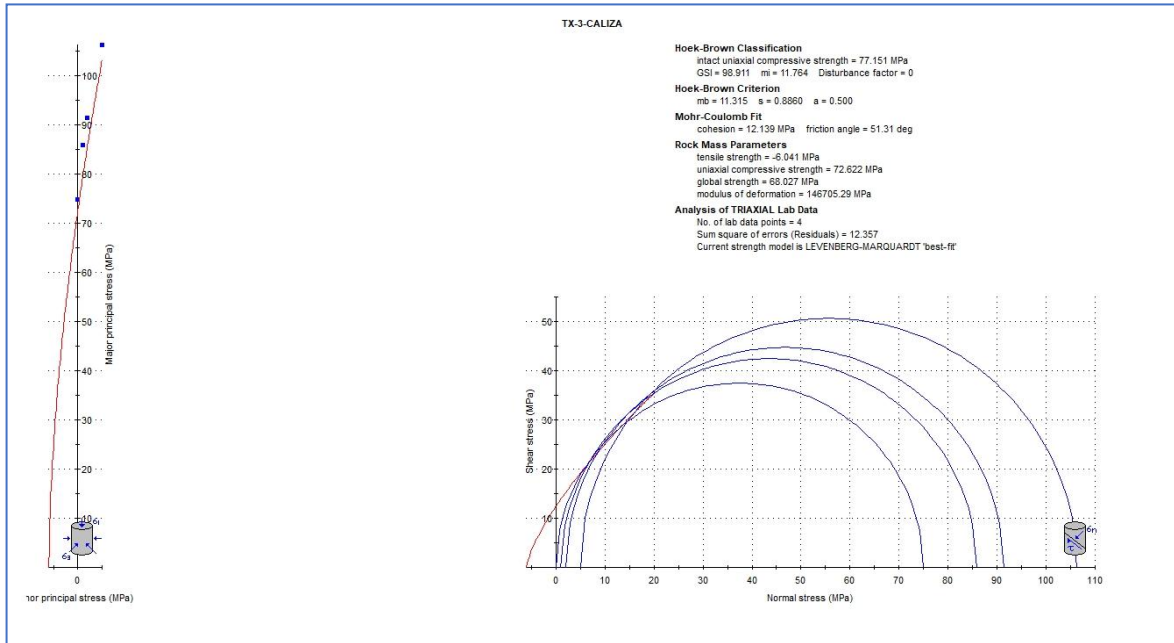
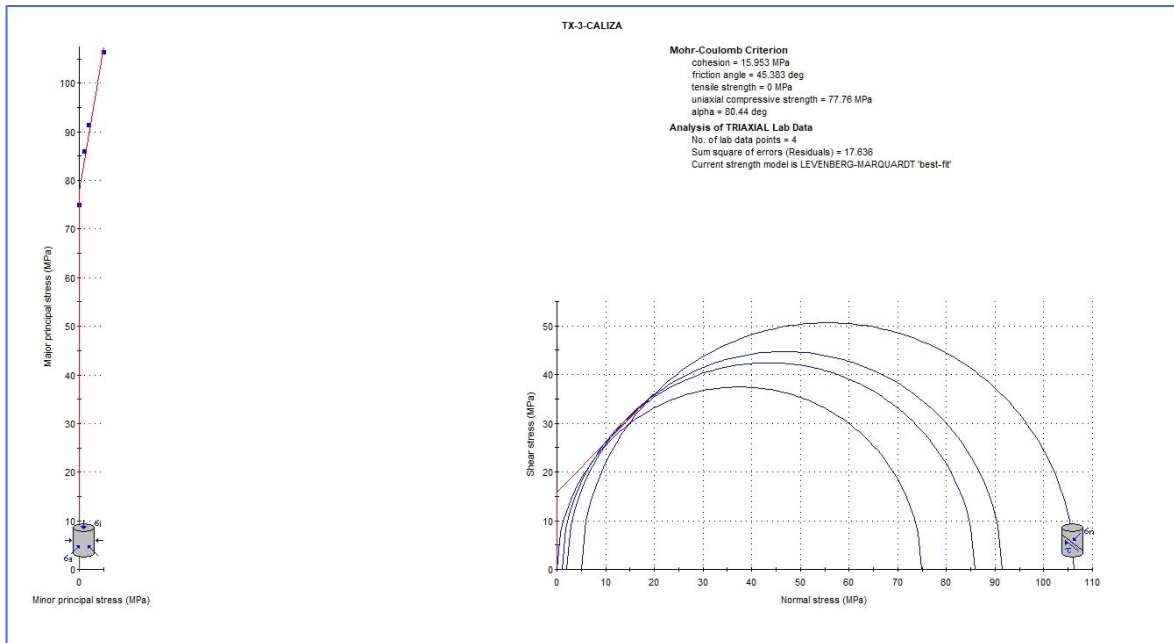
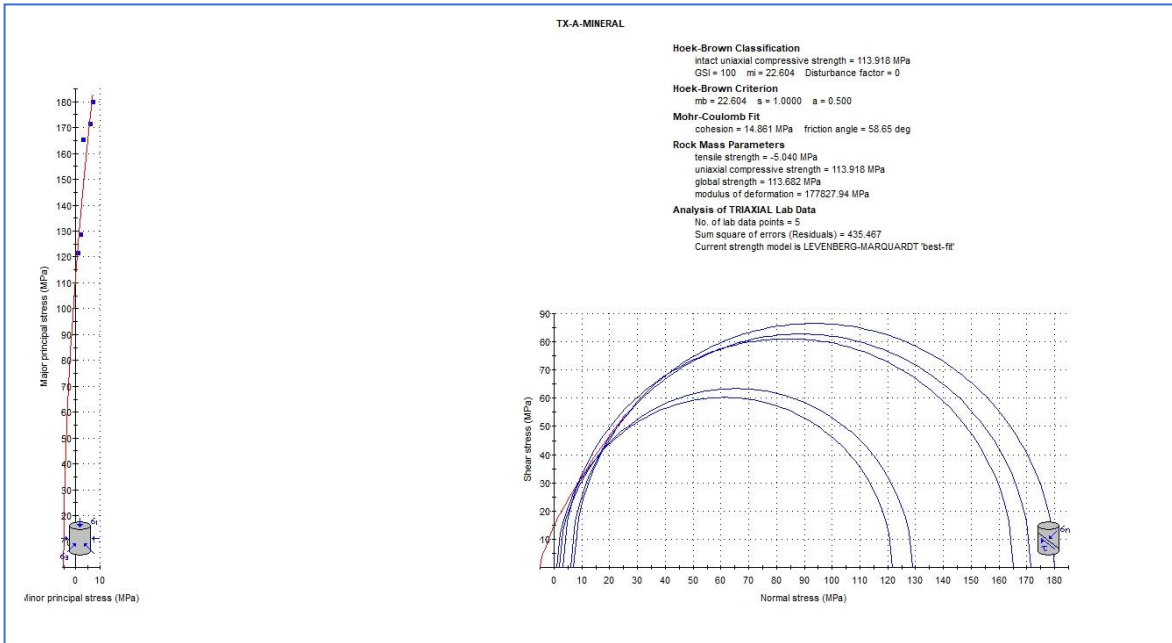
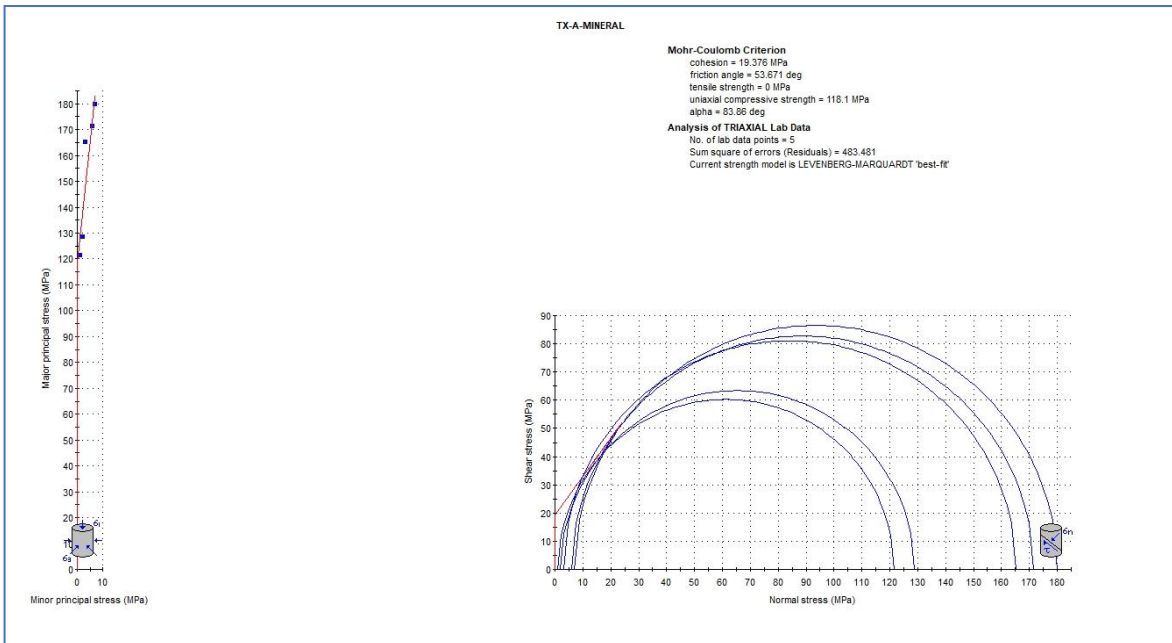
Gráfico 5: Ensayo Triaxial, Envolvente Hoek-Brown, TX-3, M-32-56-59

Gráfico 6: Ensayo Triaxial, Envolvente Mohr-Coulomb, TX-3, M-32-56-59


Gráfico 7: Ensayo Triaxial, Envoltente Hoek-Brown, TX-4, M-01-05-06-07-08

Gráfico 8: Ensayo Triaxial, Envoltente Mohr-Coulomb, TX-4, M-01-05-06-07-08


6.2 GRÁFICOS DE ENSAYO DE CONSTANTES ELÁSTICAS – CE

Los parámetros indicados como “Maximum Strength” y “Vertical Stress”, para todas las gráficas siguientes, son referenciales, dado la Corrección por escala del Software y Correcciones de máximos. El fin es mostrar las gráficas de Esfuerzo/Deformación de manera correcta. El valor correcto en cada caso, es el indicado en el Cuadro 8: RESULTADOS DE ENSAYO DE CONSTANTES ELÁSTICAS – CE, RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL – UCS (d), (MPa), Pág. 19.

Gráfico 9: Constantes Elásticas, Razón de Poisson “v”, M-14

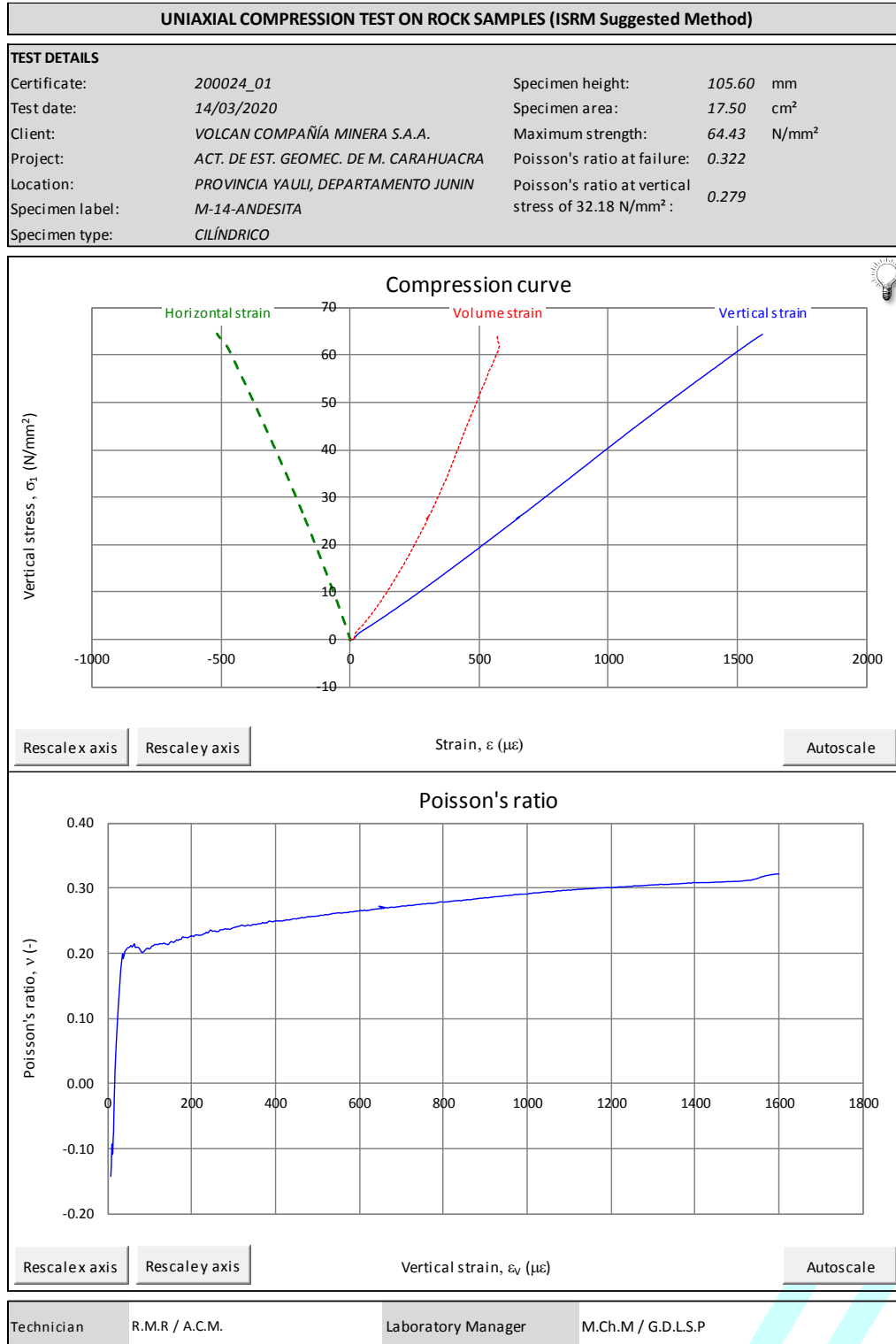


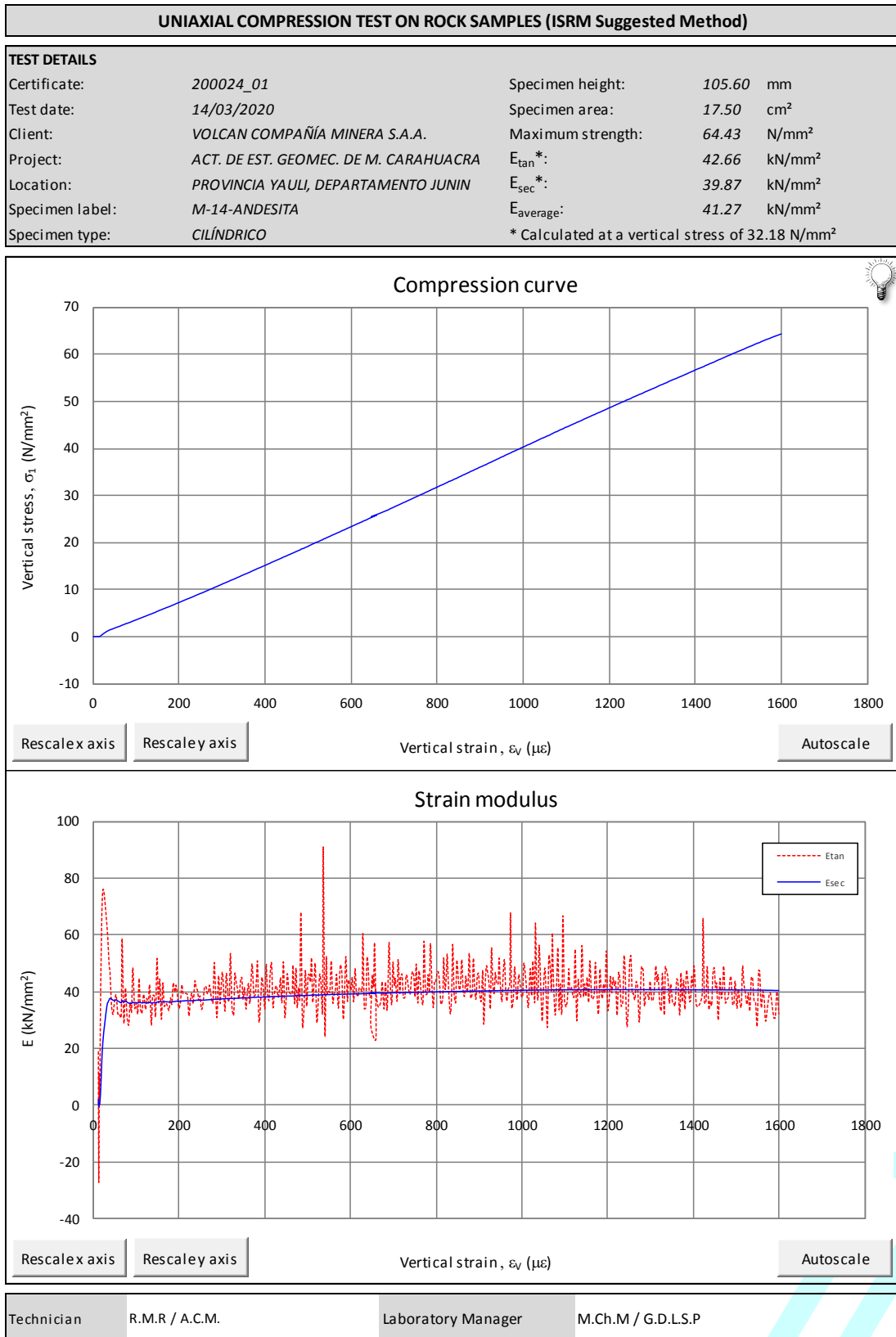
Gráfico 10: Constantes Elásticas, Módulo de Young "E", M-14


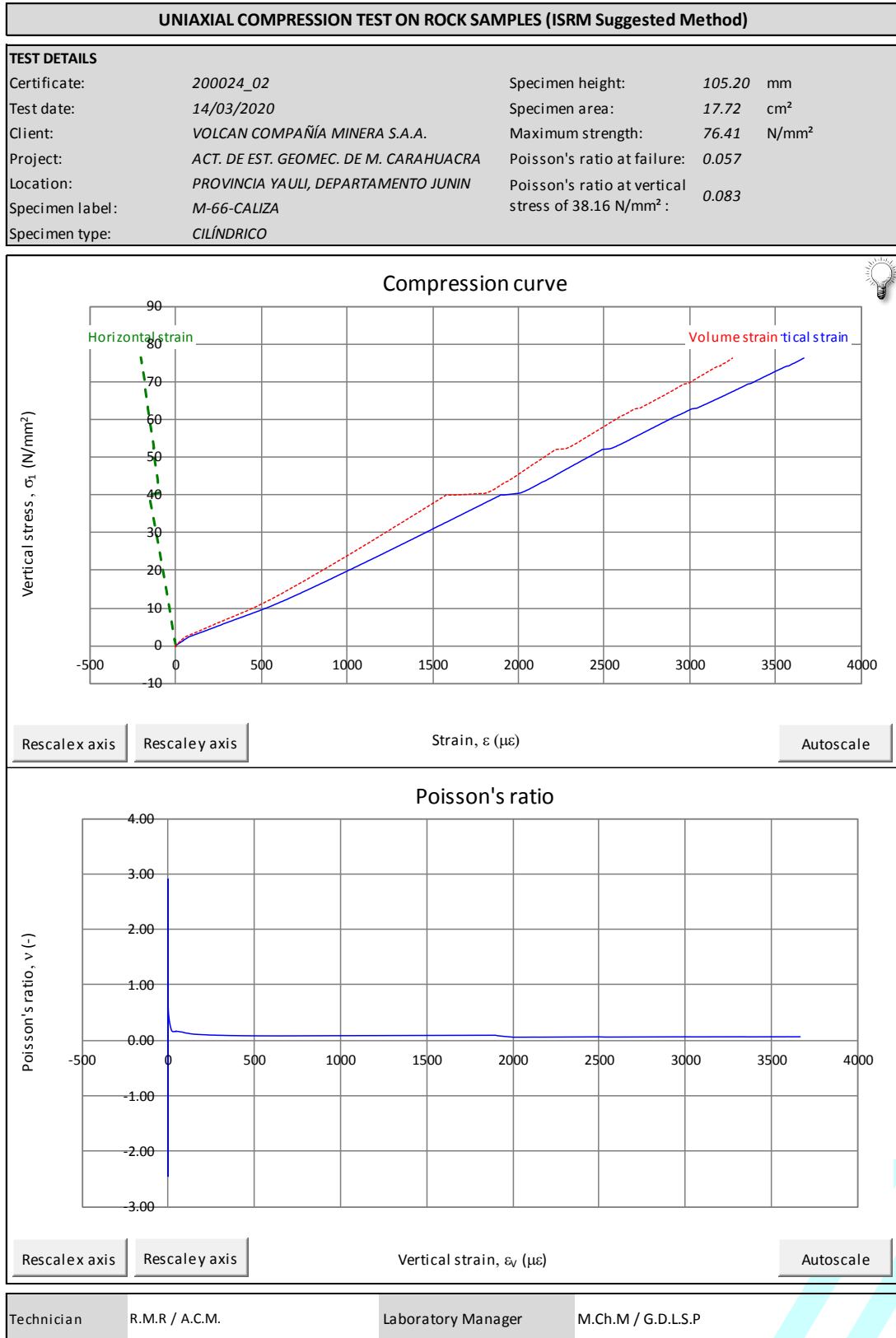
Gráfico 11: Constantes Elásticas, Razón de Poisson "v", M-66


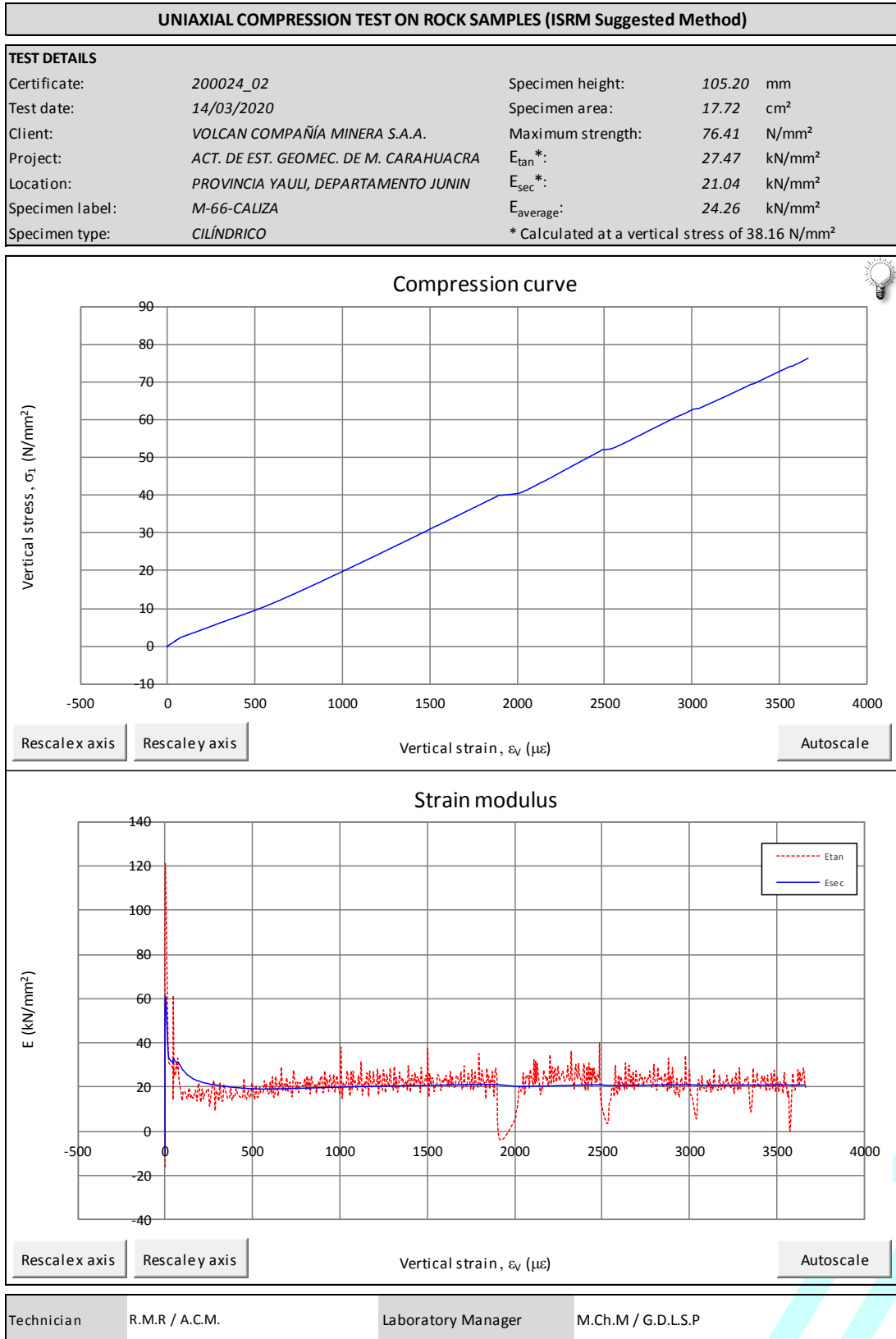
Gráfico 12: Constantes Elásticas, Módulo de Young "E", M-66


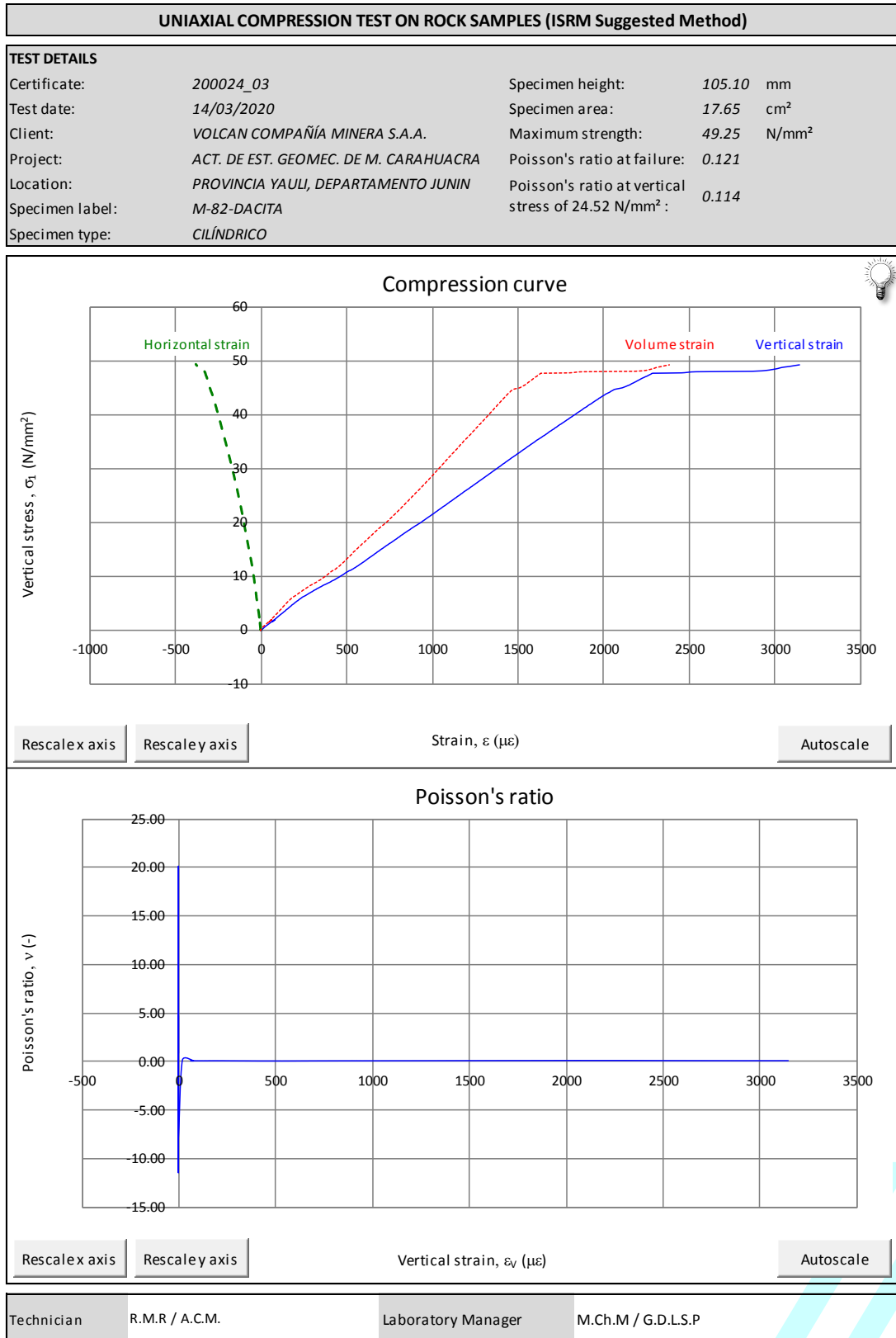
Gráfico 13: Constantes Elásticas, Razón de Poisson "v", M-82


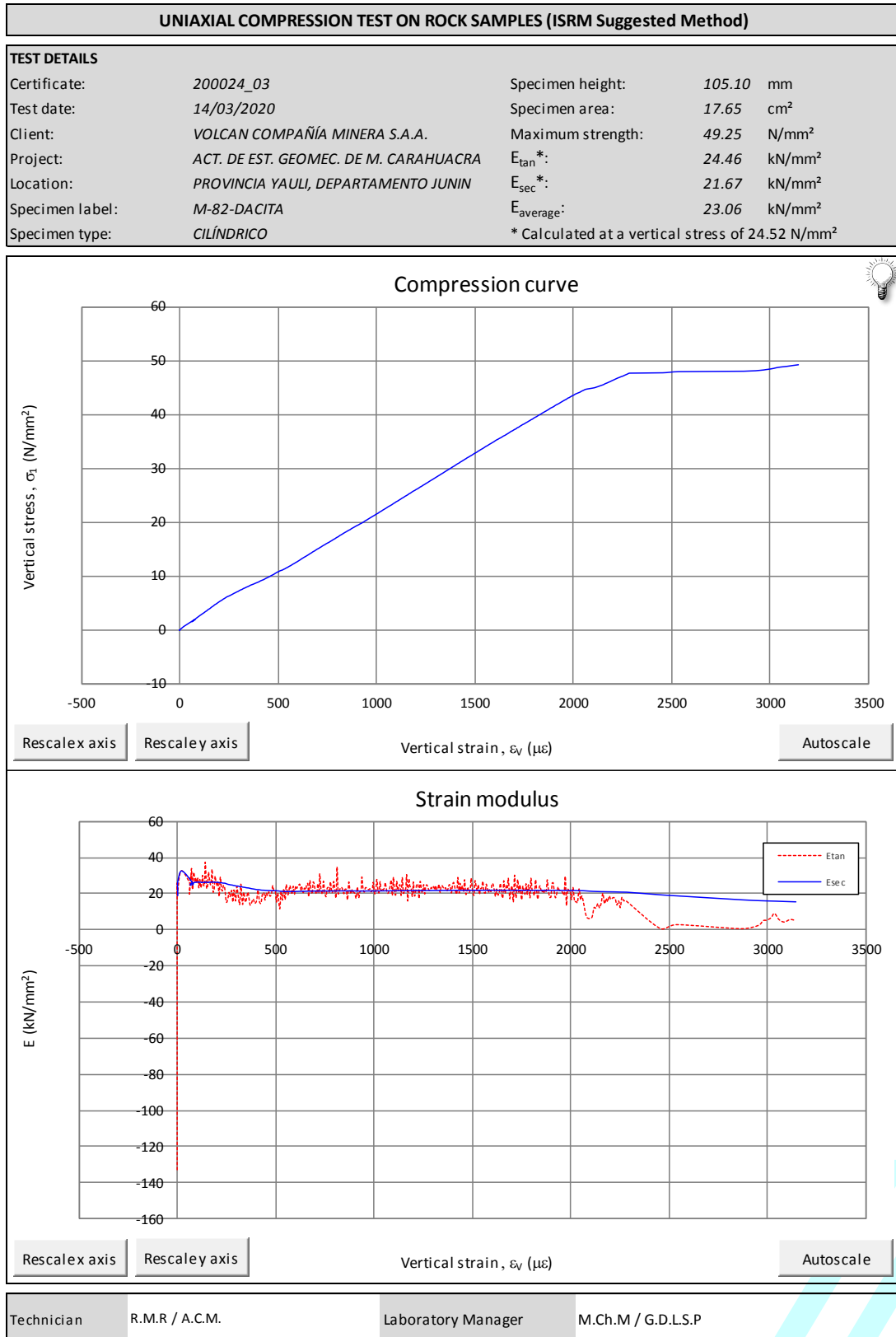
Gráfico 14: Constantes Elásticas, Módulo de Young "E", M-82


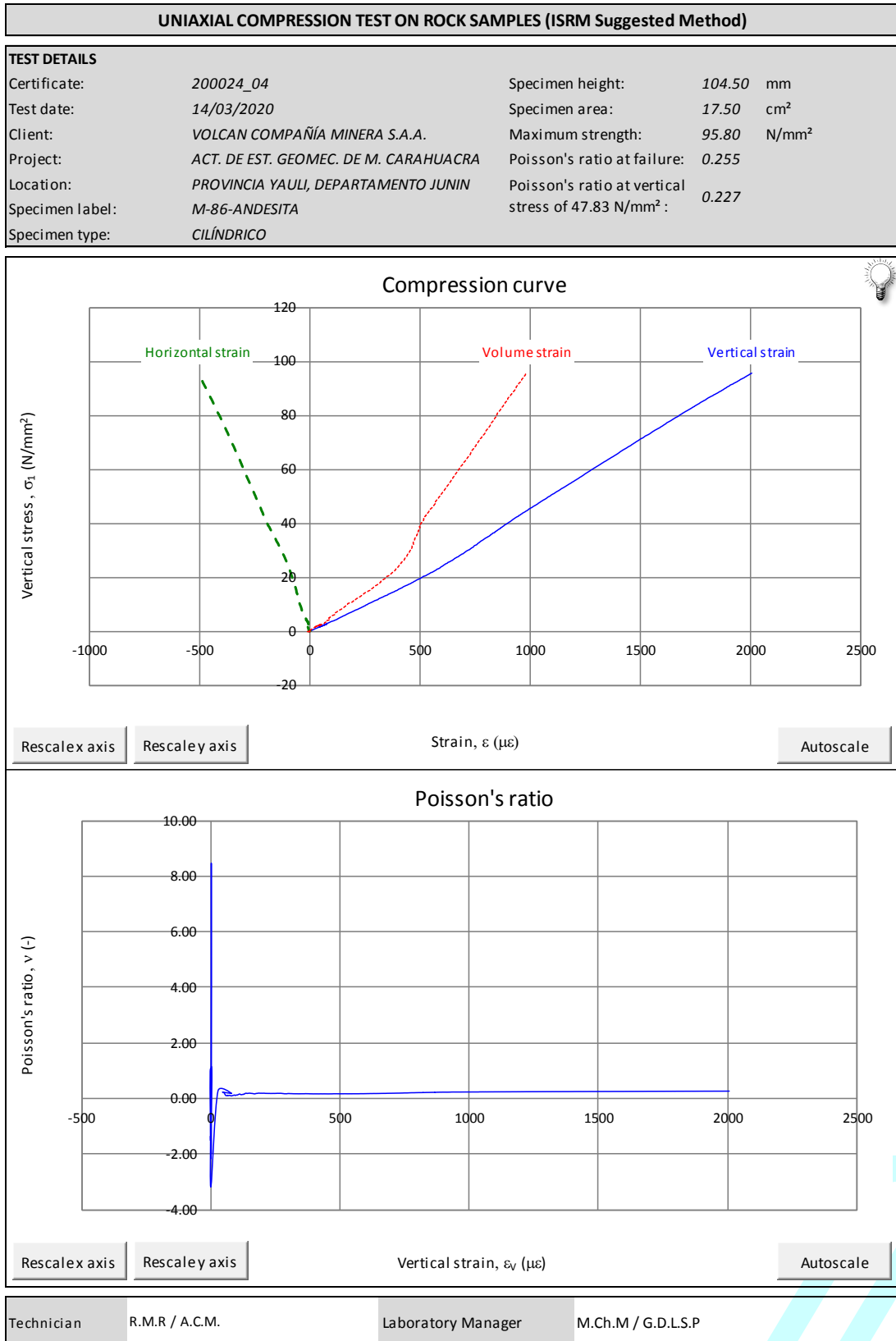
Gráfico 15: Constantes Elásticas, Razón de Poisson "v", M-86


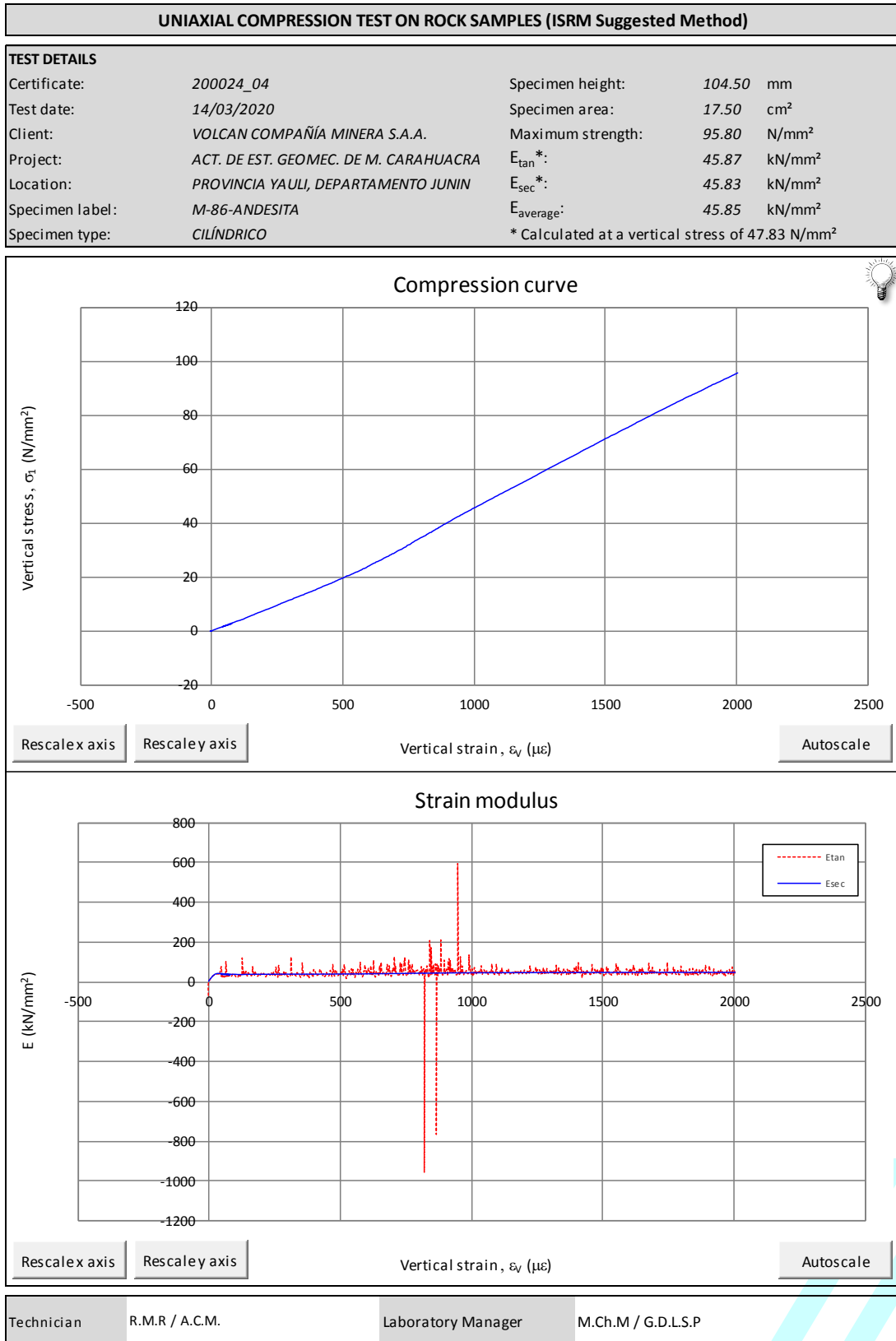
Gráfico 16: Constantes Elásticas, Módulo de Young "E", M-86


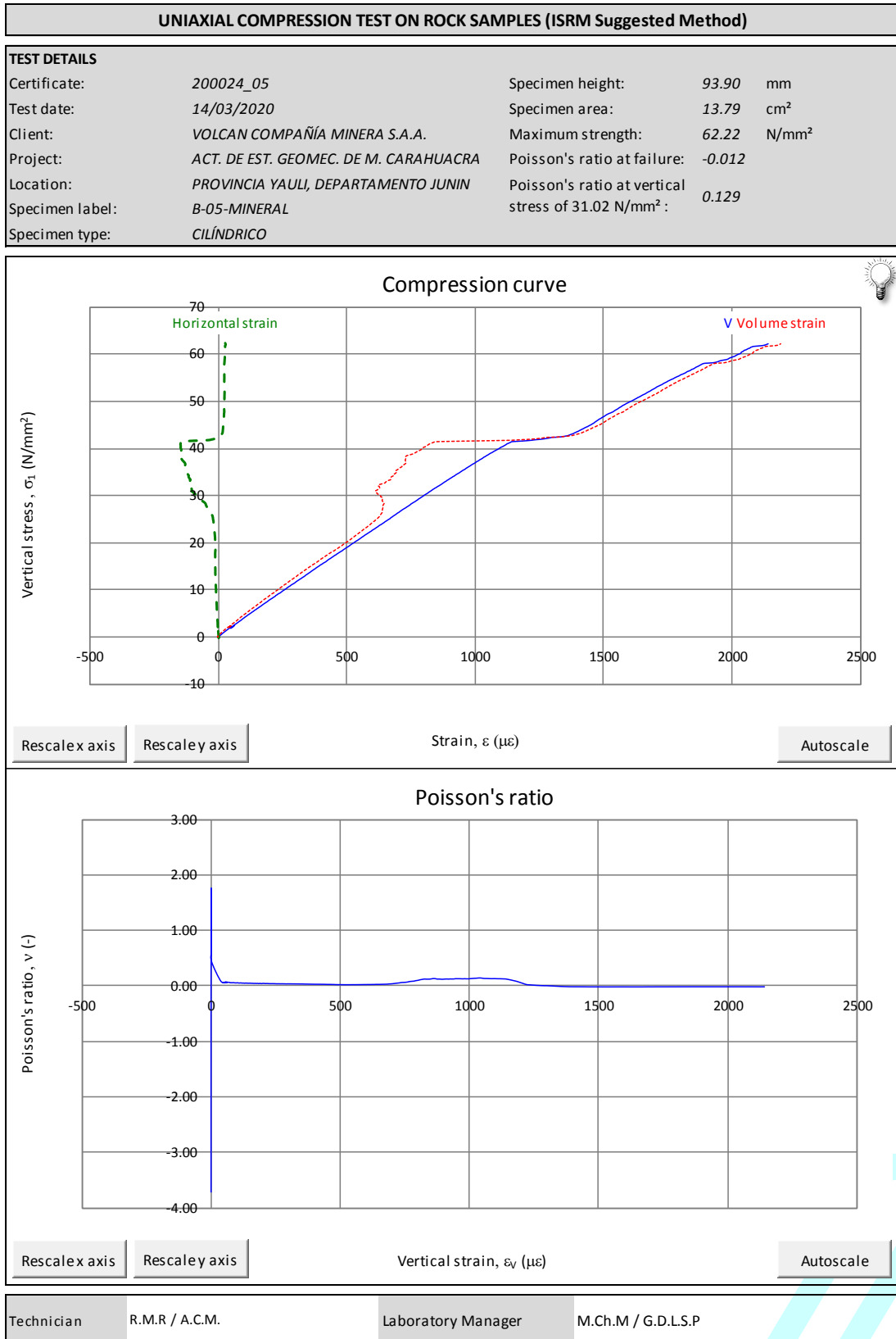
Gráfico 17: Constantes Elásticas, Razón de Poisson "v", B-05


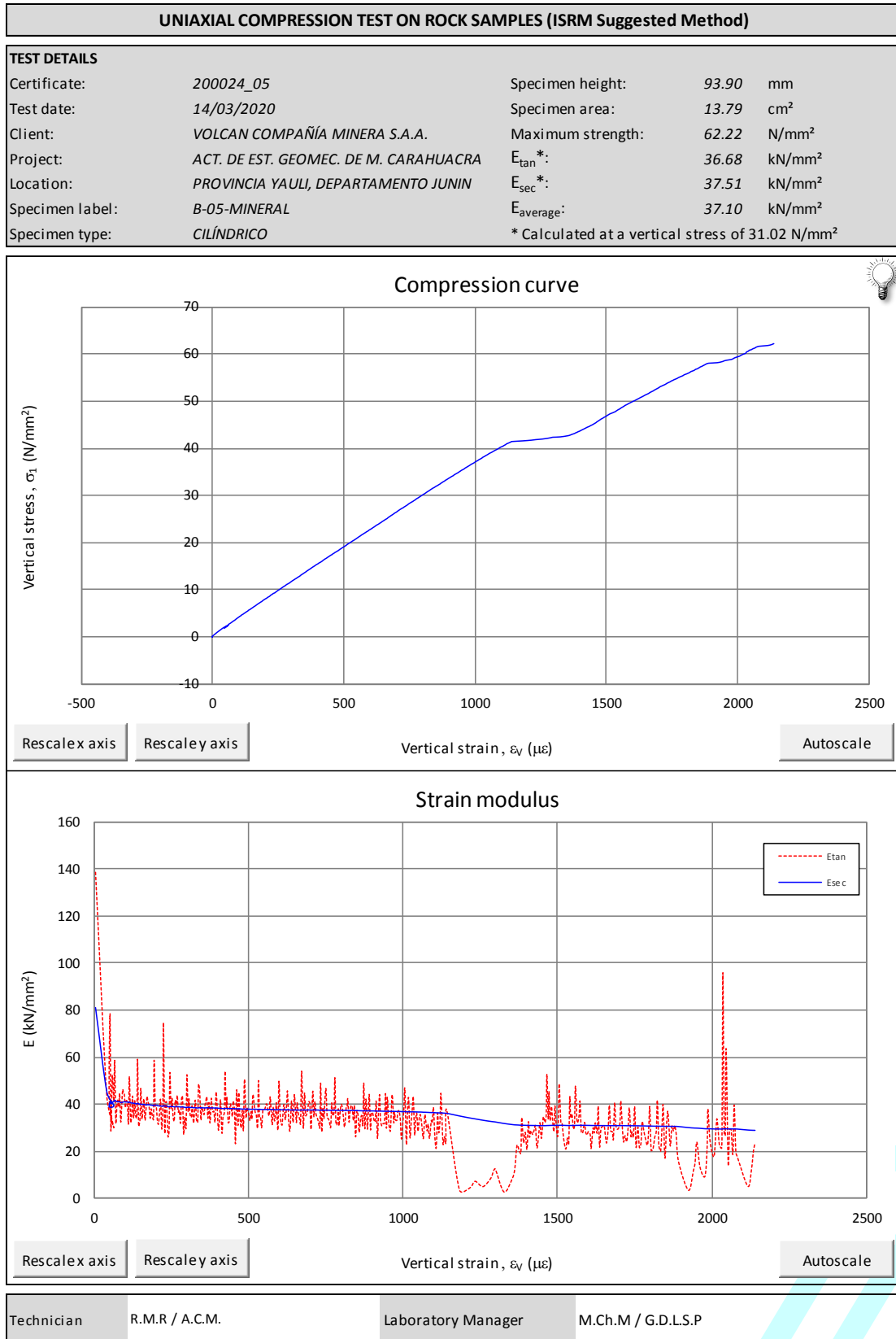
Gráfico 18: Constantes Elásticas, Módulo de Young "E", B-05


Foto 3: Muestra para UCS, M-85 y B-03

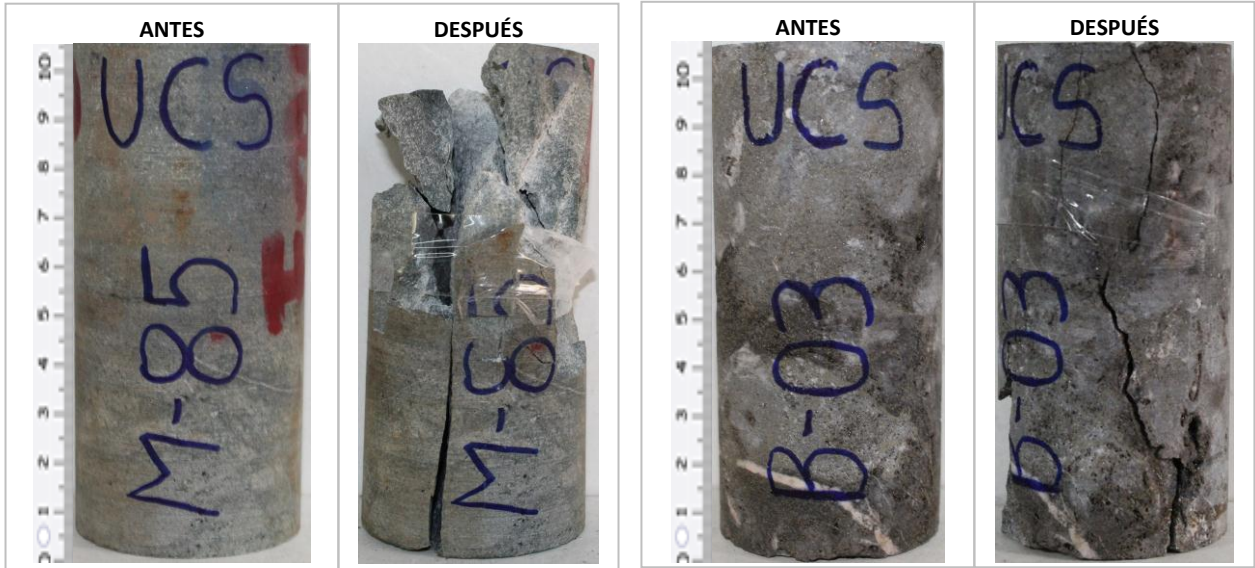
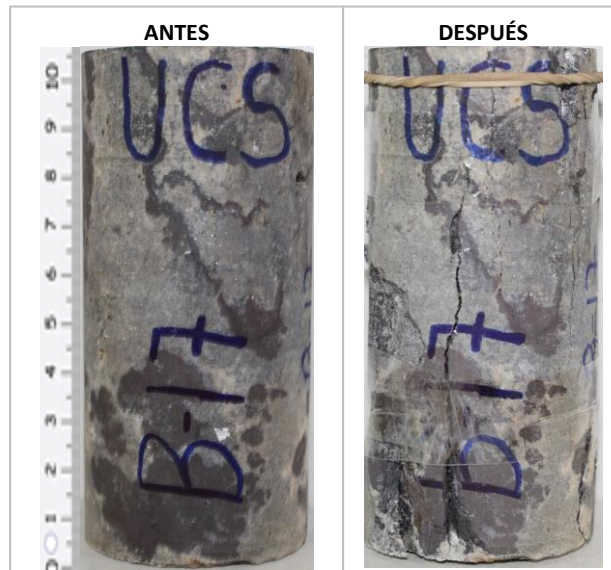


Foto 4: Muestra para UCS, B-17



7.2 FOTOS DE ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN TRIAXIAL – TX

TX-1

Foto 5: Muestra para TX, M-76-A, 1 MPa y M-76-B, 2 MPa



Foto 6: Muestra para TX, M-74, 3 MPa y M-76-C, 4 MPa

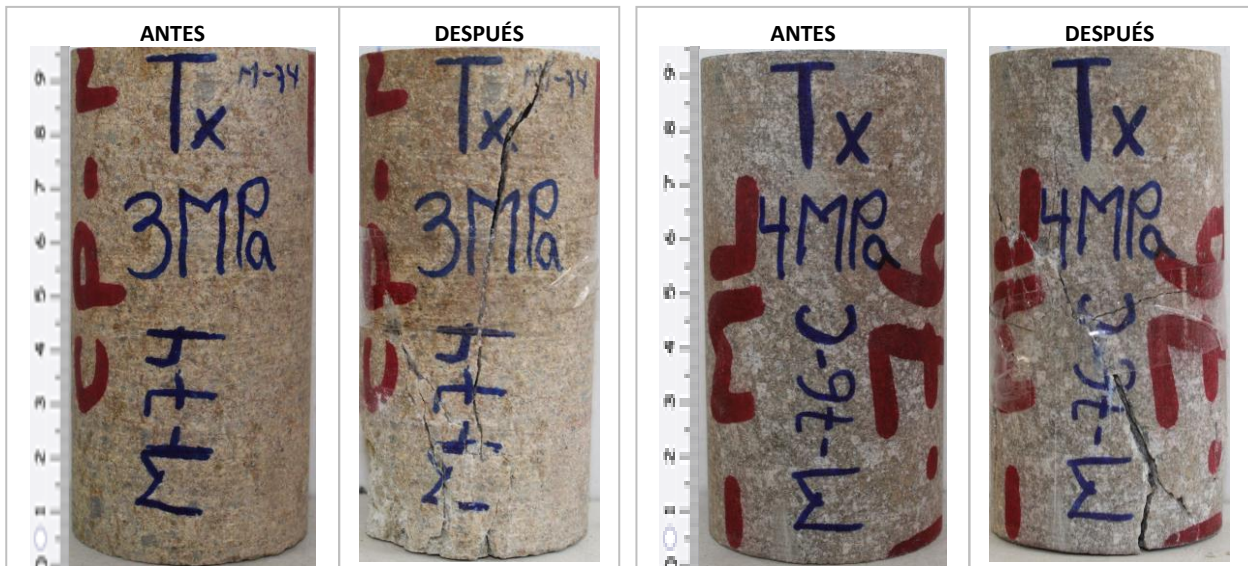
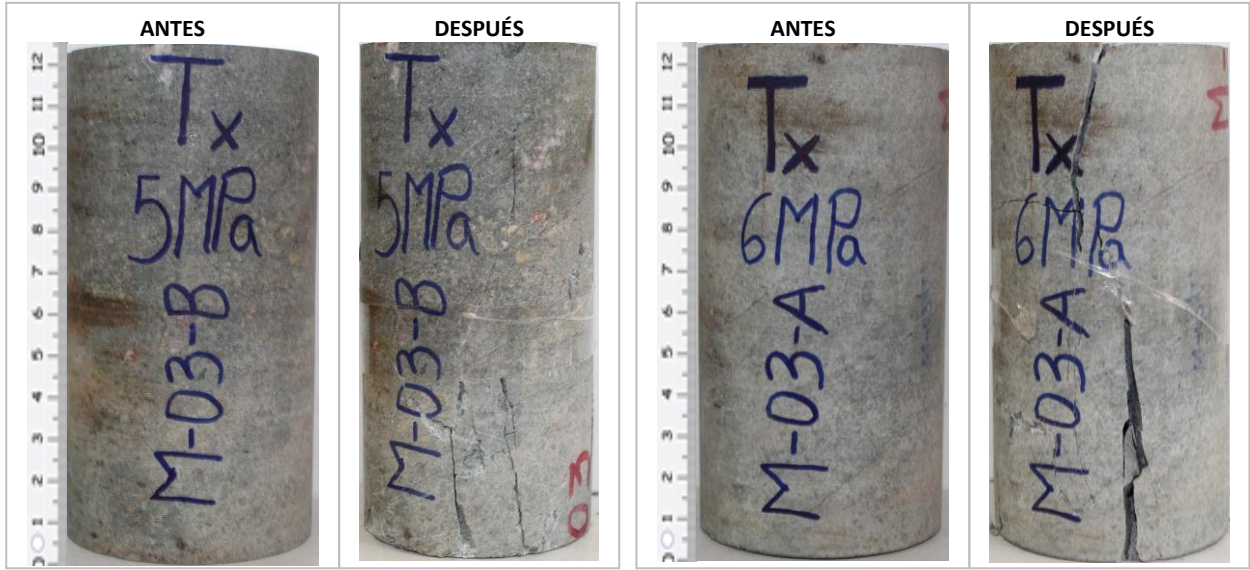
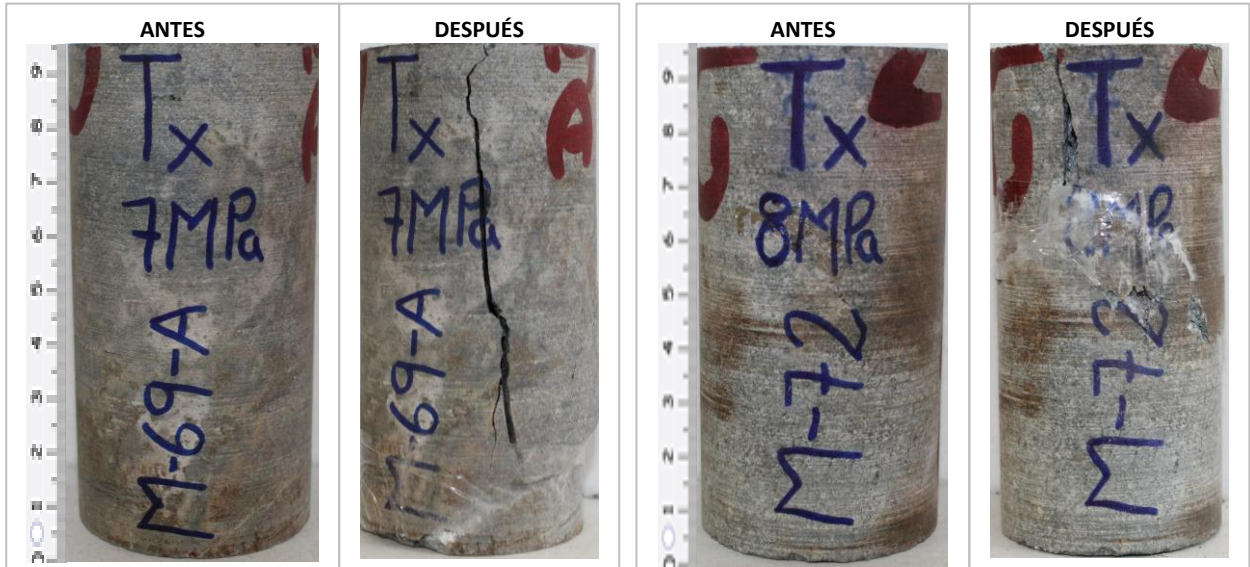


Foto 7: Muestra para TX, M-03-B, 5 MPa y M-03-A, 6 MPa**Foto 8: Muestra para TX, M-69-A, 7 MPa y M-72, 8 MPa****PERÚ**

Av. Marginal # 467, Salamanca, Ate - LIMA
Telefax: (+511) 4351969 / RUC: 20415405597

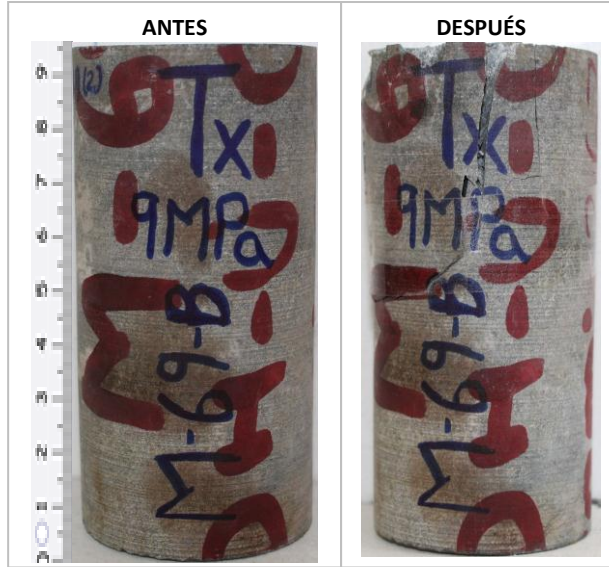
BOLIVIA

AV. Ecuador 2074, Sopocachi - LA PAZ
Telefax: (+591) 2-2411079

CHILE

Almirante La Torre # 475 - SANTIAGO
Telefax: (+562) 2-6984768

Foto 9: Muestra para TX, M-69-B, 9 MPa



PERÚ

Av. Marginal # 467, Salamanca, Ate - LIMA
Telefax: (+511) 4351969 / RUC: 20415405597

BOLIVIA

Av. Ecuador 2074, Sopocachi – LA PAZ
Telefax: (+591) 2-2411079

CHILE

Almirante La Torre # 475 –SANTIAGO
Telefax: (+562) 2-6984768

TX-2

Foto 10: Muestra para TX, M-50, 0 MPa y M-61, 1 MPa

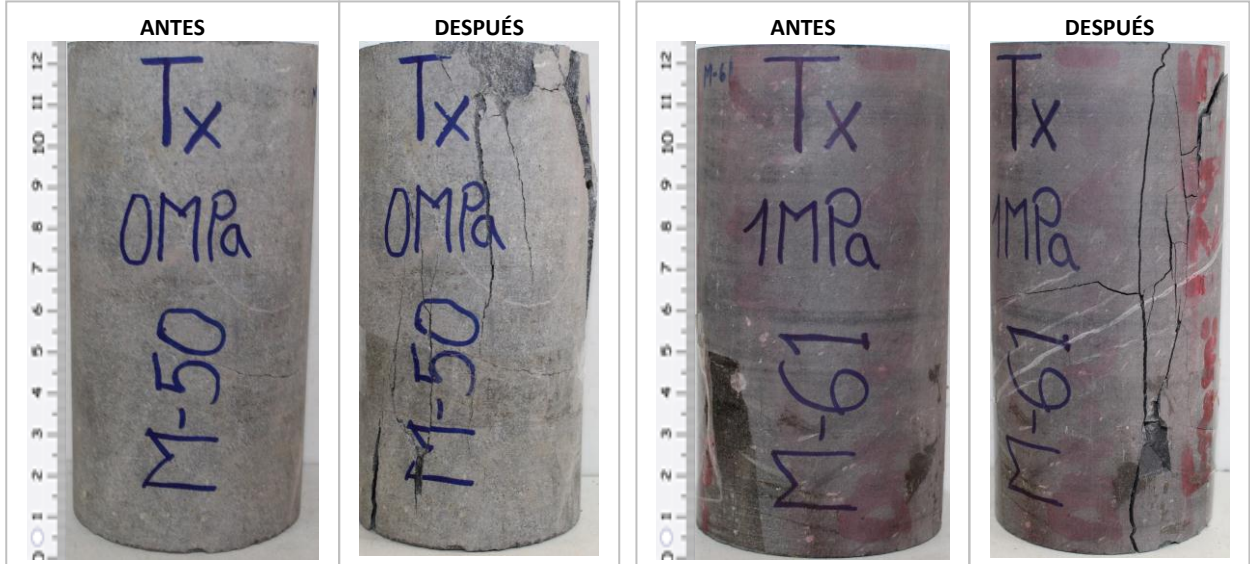


Foto 11: Muestra para TX, M-37, 2 MPa y M-67, 3 MPa

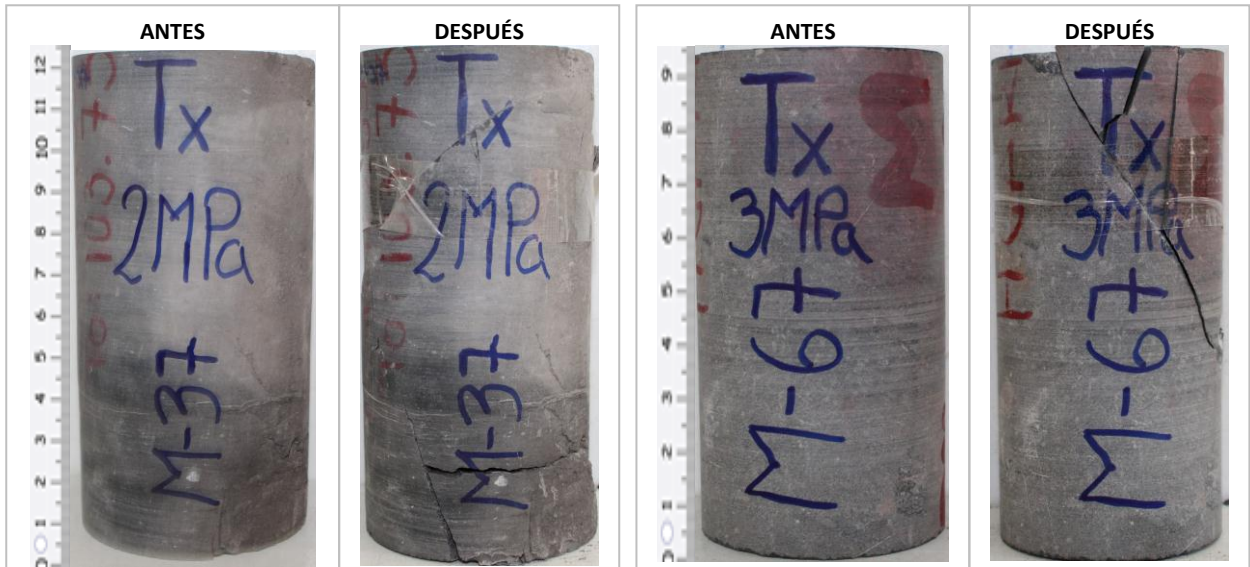
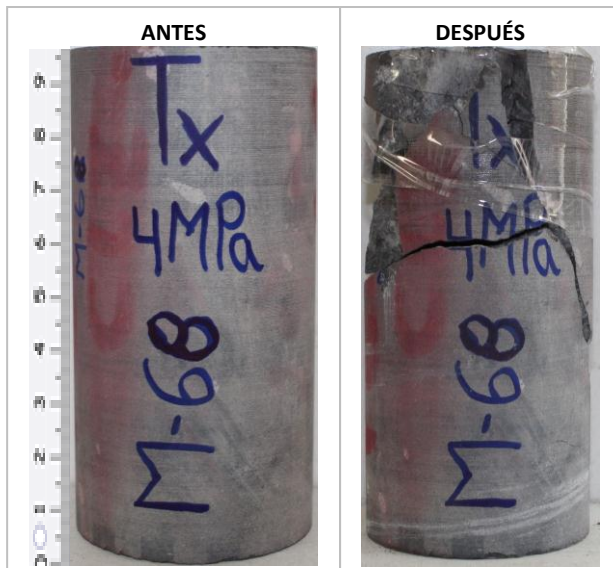


Foto 12: Muestra para TX, M-68, 4 MPa



PERÚ

Av. Marginal # 467, Salamanca, Ate - LIMA
Telefax: (+511) 4351969 / RUC: 20415405597

BOLIVIA

Av. Ecuador 2074, Sopocachi – LA PAZ
Telefax: (+591) 2-2411079

CHILE

Almirante La Torre # 475 –SANTIAGO
Telefax: (+562) 2-6984768

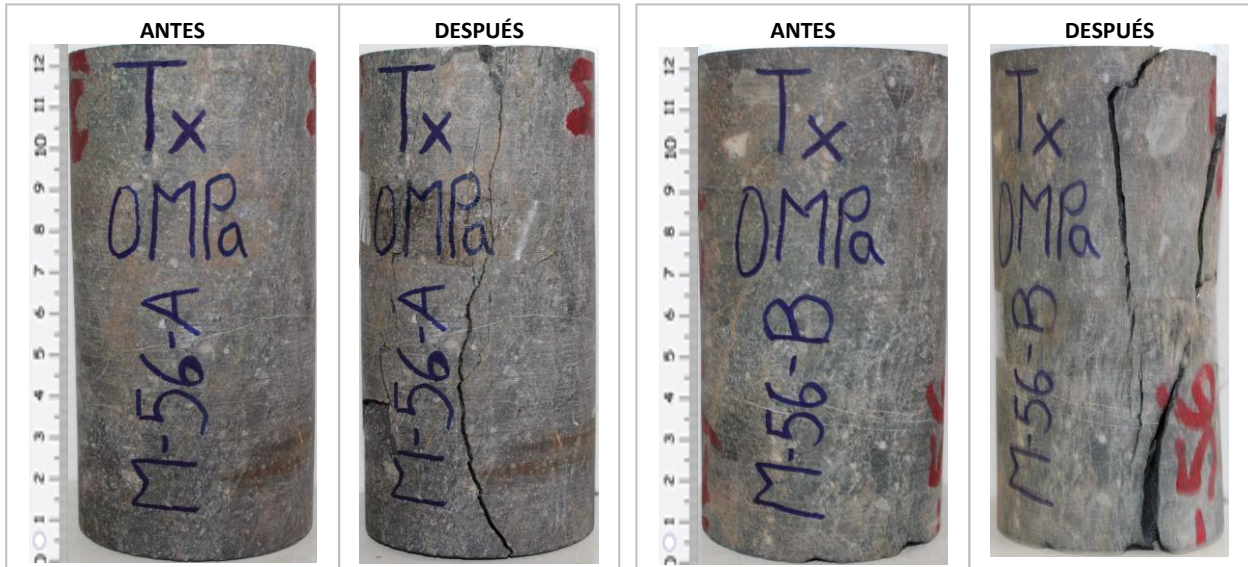
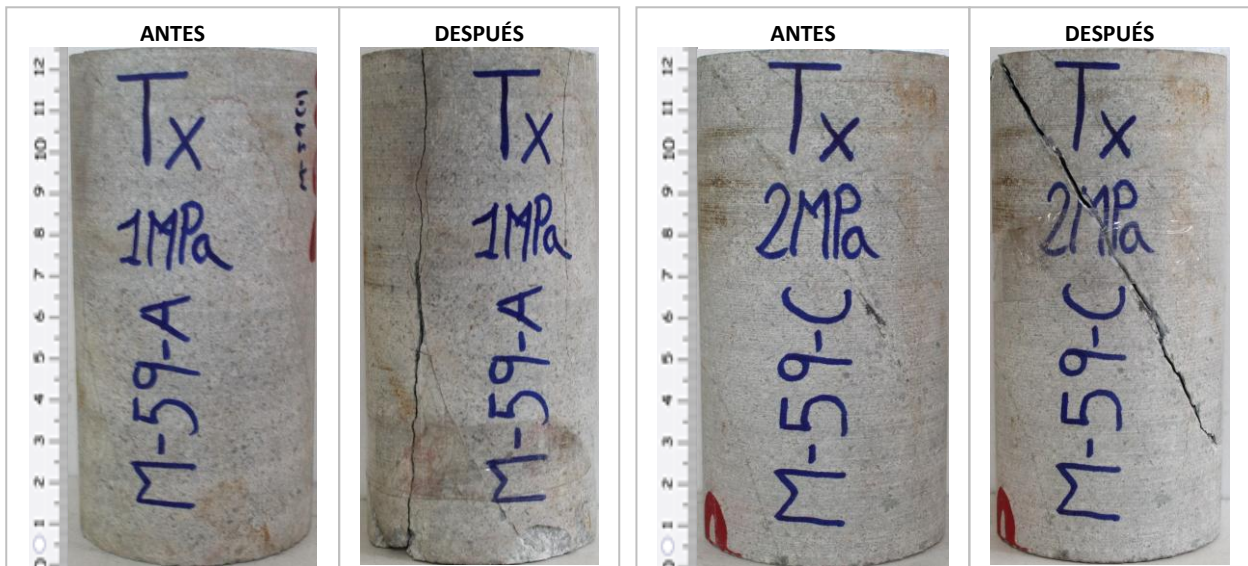
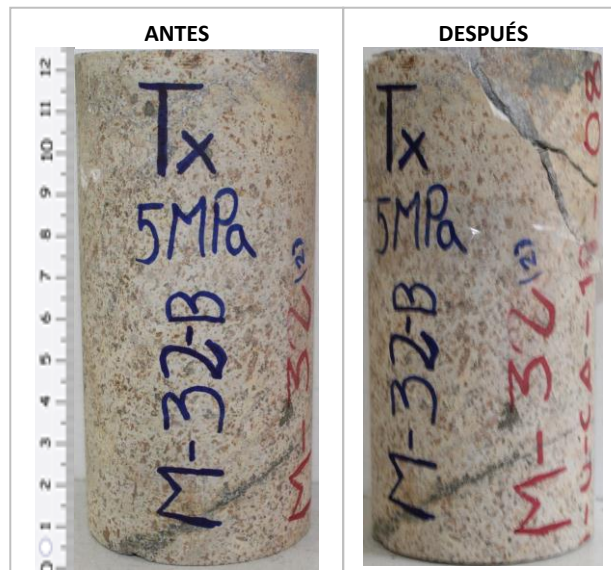
TX-3**Foto 13: Muestra para TX, M-56-A, 0 MPa y M-56-B, 0 MPa****Foto 14: Muestra para TX, M-59-A, 1 MPa y M-59-C, 2 MPa**

Foto 15: Muestra para TX, M-59-B, 3 MPa y M-32-A, 4 MPa



Foto 16: Muestra para TX, M-32-B, 5 MPa



TX-4

Foto 17: Muestra para TX, M-07, 1 MPa y M-08, 2 MPa

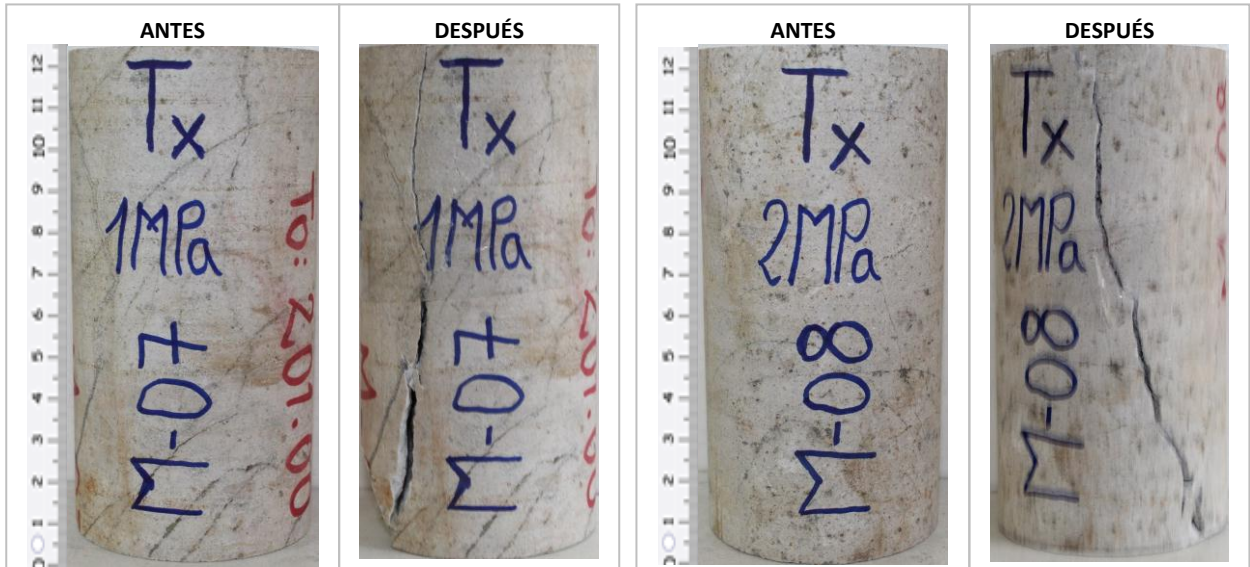


Foto 18: Muestra para TX, M-01-C, 3 MPa y M-01-A, 4 MPa

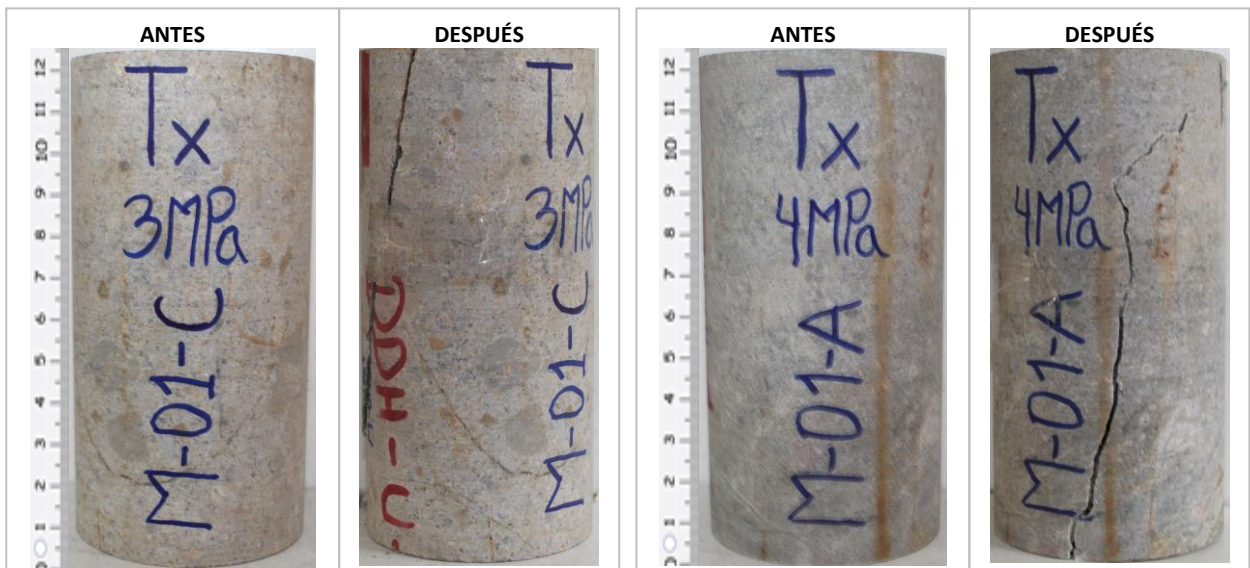


Foto 19: Muestra para TX, M-01-B, 5 MPa y M-06, 6 MPa

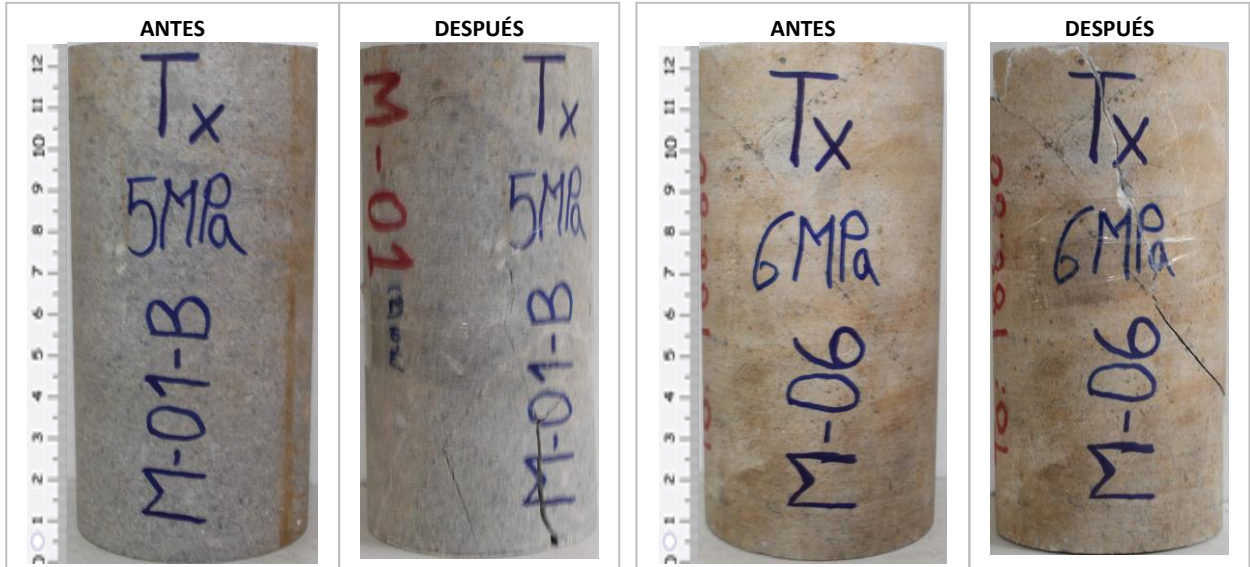
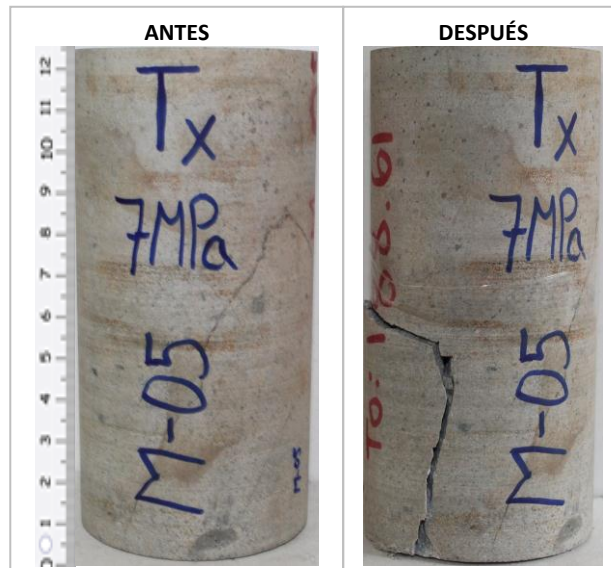


Foto 20: Muestra para TX, M-05, 7 MPa



7.3 FOTOS DE ENSAYO DE CONSTANTES ELÁSTICAS – CE

Foto 21: Muestra para CE, M-14 y M-66

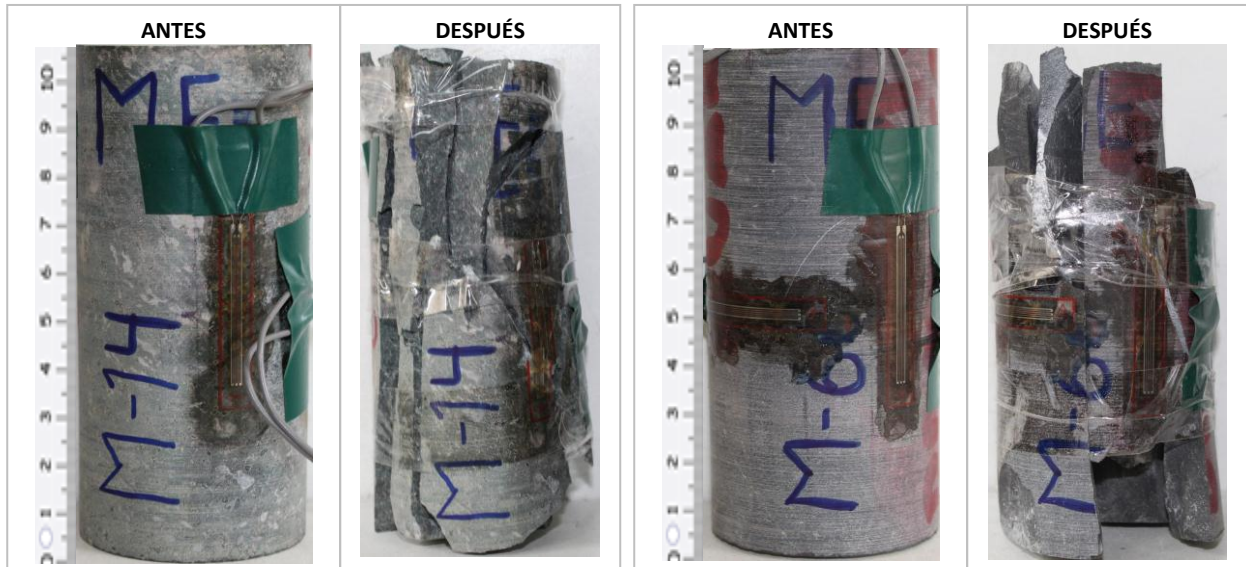


Foto 22: Muestra para CE, M-82 y M-86



PERÚ

Av. Marginal # 467, Salamanca, Ate - LIMA
Teléfax: (+511) 4351969 / RUC: 20415405597

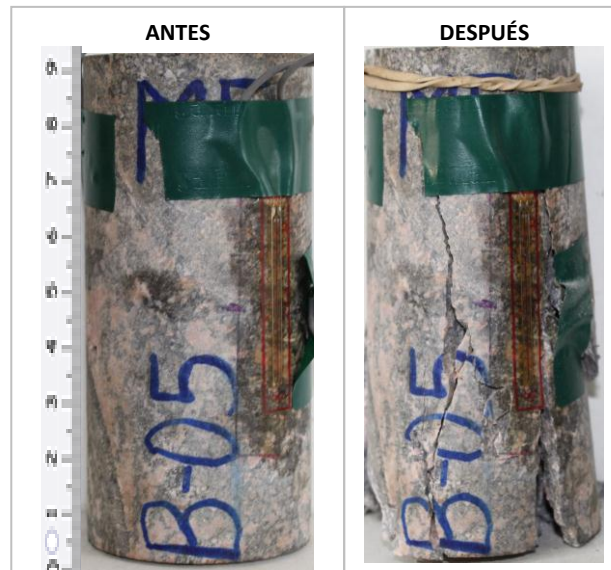
BOLIVIA

Av. Ecuador 2074, Sopocachi – LA PAZ
Teléfax: (+591) 2-2411079

CHILE

Almirante La Torre # 475 –SANTIAGO
Teléfax: (+562) 2-6984768

Foto 23: Muestra para CE, B-05



PERÚ

Av. Marginal # 467, Salamanca, Ate - LIMA
Telefax: (+511) 4351969 / RUC: 20415405597

BOLIVIA

Av. Ecuador 2074, Sopocachi – LA PAZ
Telefax: (+591) 2-2411079

CHILE

Almirante La Torre # 475 –SANTIAGO
Telefax: (+562) 2-6984768

7.4 FOTOS DE ENSAYO DE RESISTENCIA A LA TRACCIÓN INDIRECTA – TI

Foto 24: Muestra para TI, M-12-A

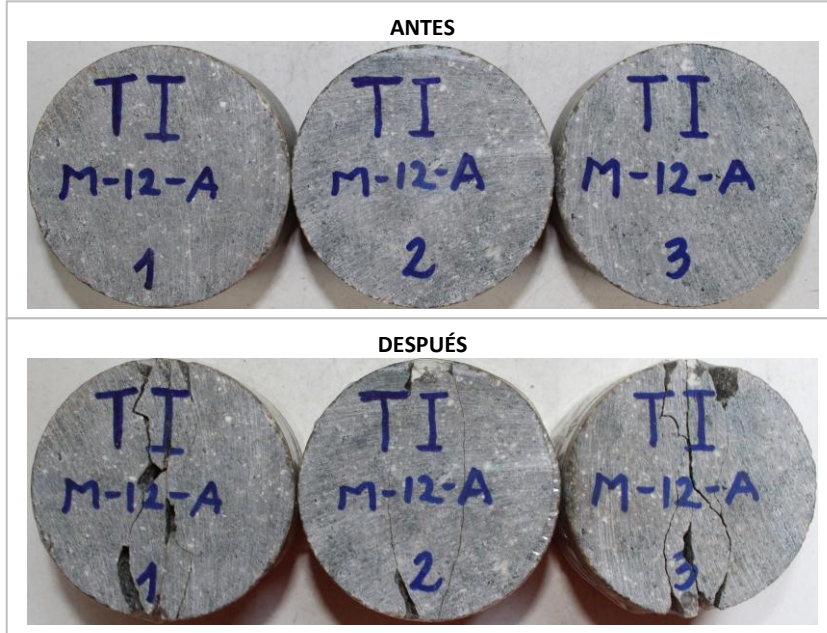


Foto 25: Muestra para TI, M-12-B

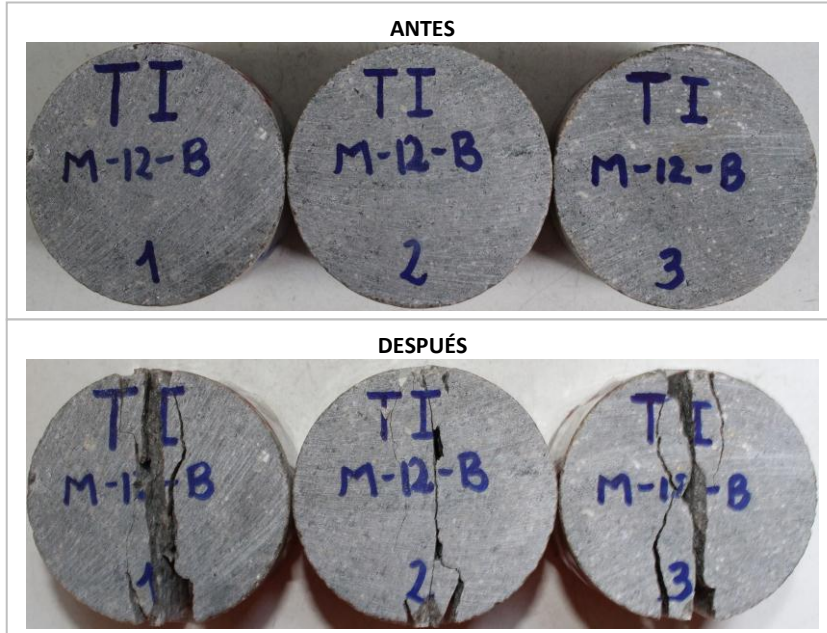


Foto 26: Muestra para TI, M-22

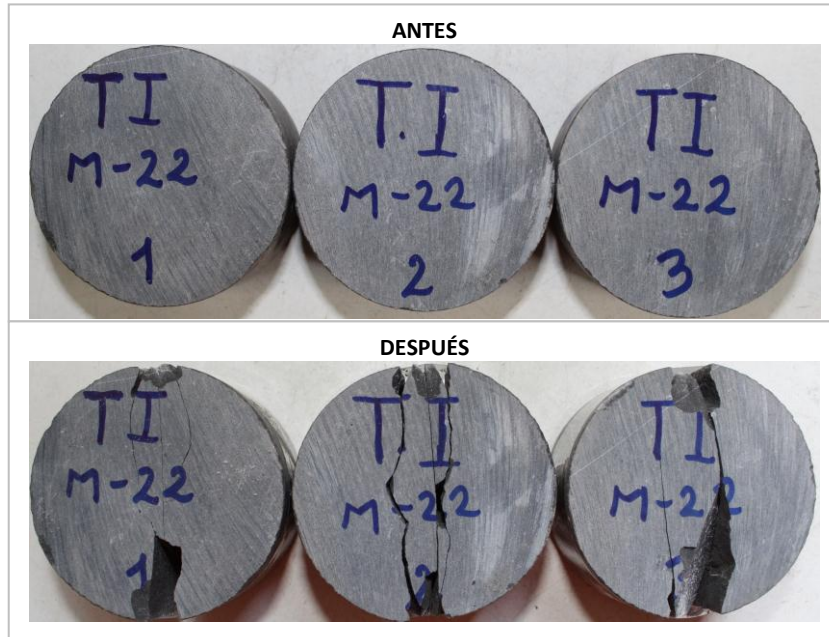


Foto 27: Muestra para TI, M-51

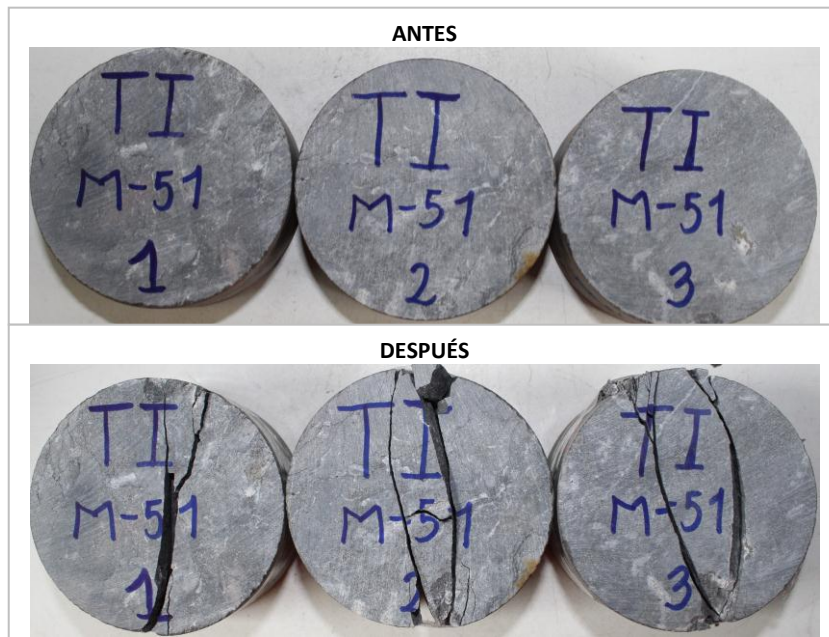


Foto 28: Muestra para TI, M-83-A



Foto 29: Muestra para TI, M-83-B

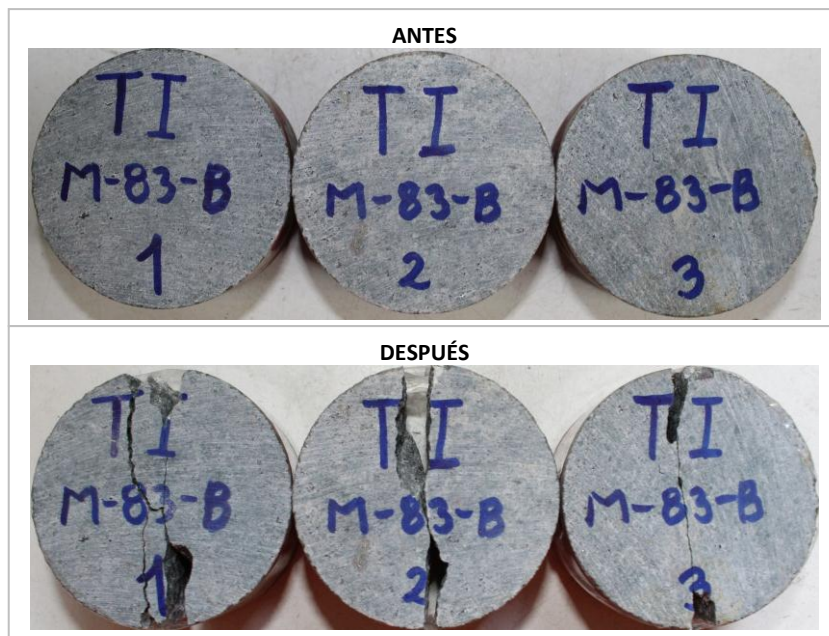
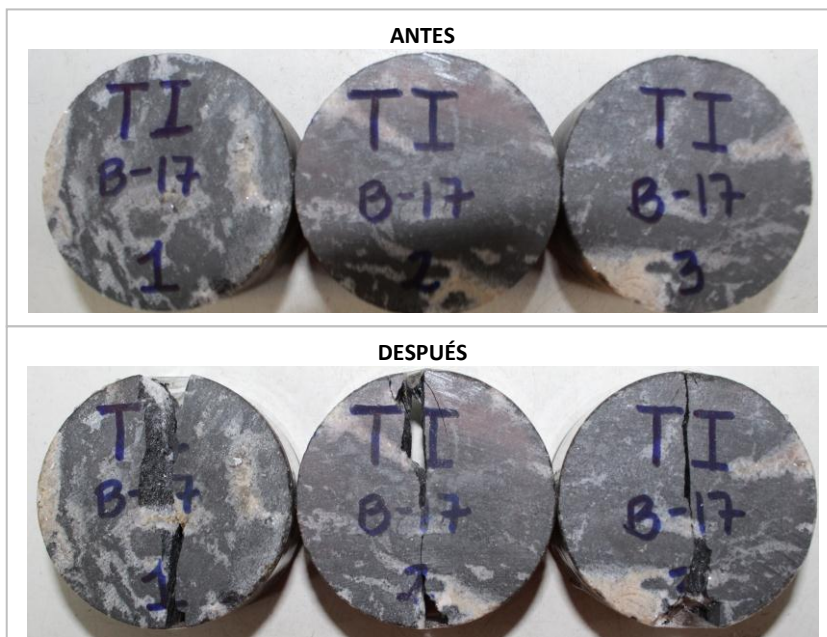


Foto 30: Muestra para TI, B-17





Universidad Nacional
del Altiplano Puno



VRI
Vicerrectorado
de Investigación



Repositorio
Institucional

DECLARACIÓN JURADA DE AUTENTICIDAD DE TESIS

Por el presente documento, Yo Heinz Miguel Chura Cahuana
identificado con DNI 74153002 en mi condición de egresado de:

Escuela Profesional, Programa de Segunda Especialidad, Programa de Maestría o Doctorado

MAESTRÍA EN GEOTECNIA Y GEOMECÁNICA MINERA

informo que he elaborado el/la Tesis o Trabajo de Investigación denominada:

"Determinación de las condiciones de altos esfuerzos inducidos para el diseño de un
sostenimiento subterráneo óptimo en la veta Mary de la mina Carahuacra Cía
Volcan"

Es un tema original.


Declaro que el presente trabajo de tesis es elaborado por mi persona y **no existe plagio/copia** de ninguna naturaleza, en especial de otro documento de investigación (tesis, revista, texto, congreso, o similar) presentado por persona natural o jurídica alguna ante instituciones académicas, profesionales, de investigación o similares, en el país o en el extranjero.

Dejo constancia que las citas de otros autores han sido debidamente identificadas en el trabajo de investigación, por lo que no asumiré como tuyas las opiniones vertidas por terceros, ya sea de fuentes encontradas en medios escritos, digitales o Internet.

Asimismo, ratifico que soy plenamente consciente de todo el contenido de la tesis y asumo la responsabilidad de cualquier error u omisión en el documento, así como de las connotaciones éticas y legales involucradas.

En caso de incumplimiento de esta declaración, me someto a las disposiciones legales vigentes y a las sanciones correspondientes de igual forma me someto a las sanciones establecidas en las Directivas y otras normas internas, así como las que me alcancen del Código Civil y Normas Legales conexas por el incumplimiento del presente compromiso

Puno 02 de Octubre del 2023


FIRMA (obligatoria)



Huella



Universidad Nacional
del Altiplano Puno



Vicerrectorado
de Investigación



Repositorio
Institucional

AUTORIZACIÓN PARA EL DEPÓSITO DE TESIS O TRABAJO DE INVESTIGACIÓN EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL

Por el presente documento, Yo Heinz Miguel Chura Calhuanza
identificado con DNI 74153002 en mi condición de egresado de:

Escuela Profesional, Programa de Segunda Especialidad, Programa de Maestría o Doctorado

Maestría en Geotecnia y geomecánica minera

informo que he elaborado el/la Tesis o Trabajo de Investigación denominada:

“Determinación de las condiciones de altos esfuerzos inducidos para el diseño de un sostenimiento subterráneo óptimo en la veta Mary de la mina Carahuaera Efa Volean”

para la obtención de Grado, Título Profesional o Segunda Especialidad.

Por medio del presente documento, afirmo y garantizo ser el legítimo, único y exclusivo titular de todos los derechos de propiedad intelectual sobre los documentos arriba mencionados, las obras, los contenidos, los productos y/o las creaciones en general (en adelante, los “Contenidos”) que serán incluidos en el repositorio institucional de la Universidad Nacional del Altiplano de Puno.

También, doy seguridad de que los contenidos entregados se encuentran libres de toda contraseña, restricción o medida tecnológica de protección, con la finalidad de permitir que se puedan leer, descargar, reproducir, distribuir, imprimir, buscar y enlazar los textos completos, sin limitación alguna.

Autorizo a la Universidad Nacional del Altiplano de Puno a publicar los Contenidos en el Repositorio Institucional y, en consecuencia, en el Repositorio Nacional Digital de Ciencia, Tecnología e Innovación de Acceso Abierto, sobre la base de lo establecido en la Ley N° 30035, sus normas reglamentarias, modificatorias, sustitutorias y conexas, y de acuerdo con las políticas de acceso abierto que la Universidad aplique en relación con sus Repositorios Institucionales. Autorizo expresamente toda consulta y uso de los Contenidos, por parte de cualquier persona, por el tiempo de duración de los derechos patrimoniales de autor y derechos conexos, a título gratuito y a nivel mundial.

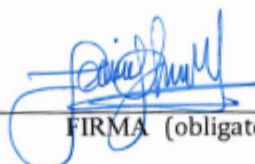
En consecuencia, la Universidad tendrá la posibilidad de divulgar y difundir los Contenidos, de manera total o parcial, sin limitación alguna y sin derecho a pago de contraprestación, remuneración ni regalía alguna a favor mío: en los medios, canales y plataformas que la Universidad y/o el Estado de la República del Perú determinen, a nivel mundial, sin restricción geográfica alguna y de manera indefinida, pudiendo crear y/o extraer los metadatos sobre los Contenidos, e incluir los Contenidos en los índices y buscadores que estimen necesarios para promover su difusión.

Autorizo que los Contenidos sean puestos a disposición del público a través de la siguiente licencia:

Creative Commons Reconocimiento-NoComercial-CompartirIgual 4.0 Internacional. Para ver una copia de esta licencia, visita: <https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>

En señal de conformidad, suscribo el presente documento.

Puno 02 de Octubre del 20 23


FIRMA (obligatoria)



Huella