



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE POSGRADO EN INGENIERÍA

FENÓMENO DE ESTALLIDO DE ROCAS EN TÚNELES PROFUNDOS.

TESIS

**QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA**

PRESENTA:

FAUSTINO GERARDO OROZCO RAMÍREZ

TUTOR PRINCIPAL:

M.I. JORGE ANTONIO LÓPEZ MOLINA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD.MX., FEBRERO 2024, MEXICO



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: **Dr. Moreno y Fernández Andrés A.**

Secretario: **M. I. Mendoza Rosas Marco Tulio**

Vocal: **M. en I. López Molina Jorge A.**

1^{er} Suplente: **Dra. Ossa López Alexandra**

2^{do} Suplente: **M. en I. Suarez Fino José Francisco**

Tutor principal

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'J. A. López Molina', written over a horizontal line.

M.I. Jorge Antonio López Molina

DEDICATORIA.

A MI ESPOSA DAYANA, PORQUE TU AMOR Y APOYO SIEMPRE ME HAN HECHO DAR SIEMPRE LO MEJOR DE MÍ, POR LAS COSAS QUE ME APASIONAN Y POR ESTAR SIEMPRE A MI LADO EN LOS MOMENTOS DIFÍCILES, ESTE LOGRO ES DE LOS DOS.

A MI MADRE MA. DEL CARMEN, CUYO APOYO ME IMPULSÓ A OBTENER ESTE LOGRO PERSONAL Y PROFESIONAL, GRACIAS PORQUE SIEMPRE ENCONTRÉ EN TI, APOYO PACIENCIA Y COMPRENSIÓN, ASÍ COMO LOS MEJORES CONSEJOS. EL LOGRO TAMBIÉN ES TUYO.

A ALIANZA FIIDEM Y A AMITOS POR SU ESFUERZO PARA CREAR UN PLAN DE ESTUDIOS ENFOCADO EN TÚNELES Y OBRAS SUBTERRÁNEAS. COMO MIEMBRO DE LA PRIMERA GENERACIÓN DE ESTUDIOS EN LINEA ME ESFORZARÉ EN CONTRIBUIR AL DESARROLLO EN ESTE TEMA.

AL CONACYT QUE SIN EL APOYO ECONOMICO QUE ME BRINDARON NO HABRIA PODIDO LOGRAR ESTE CRECIMIENTO PERSONAL Y PROFESIONAL.

A TODOS DE ANTEMANO MUCHAS GRACIAS.

INDICE

| | |
|--|----|
| RESUMEN..... | 7 |
| ABSTRACT..... | 9 |
| CAPITULO I.- ANTECEDENTES..... | 10 |
| 1.1.-INTRODUCCIÓN..... | 10 |
| 1.2.-OBJETIVO GENERAL..... | 17 |
| 1.3.-ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN Y PALABRAS CLAVES..... | 17 |
| 1.4.-LIMITACIONES DEL ESTUDIO..... | 20 |
| 1.5.-JUSTIFICACIÓN..... | 20 |
| CAPITULO II DEFINICIÓN Y CARACTERÍSTICAS DEL FENÓMENO..... | 21 |
| 2.1.- ¿QUÉ ES EL ESTALLIDO DE ROCAS?..... | 21 |
| 2.2.-FACTORES ASOCIADOS AL FENOMENO DE ESTALLIDOS DE ROCA..... | 22 |
| 2.2.1.-LOS FACTORES QUE PRECEDEN A LA EXCAVACIÓN..... | 22 |
| 2.2.2.-LOS FACTORES QUE SIGUEN A LOS TRABAJOS DE LA EXCAVACIÓN..... | 22 |
| 2.3.-CARACTERÍSTICAS DEL MEDIO GEOLÓGICO..... | 23 |
| 2.3.1.-PROPIEDADES DEL COMPORTAMIENTO DEL MEDIO GEOLÓGICO..... | 23 |
| 2.4.-CLASIFICACIÓN DE ESTALLIDOS DE ROCA..... | 24 |
| 2.5.-FASES DEL FENOMENO DE ESTALLIDO DE ROCAS..... | 29 |
| 2.5.1.-FUENTE DEL ESTALLIDO DE ROCAS..... | 30 |
| 2.5.2.-ZONAS PROPENSAS PARA LA OCURRENCIA DE ESTALLIDO DE ROCAS..... | 31 |
| CAPITULO III.-INFORMACIÓN REQUERIDA PARA INVESTIGAR EL FENÓMENO..... | 32 |
| 3.1.-MODELO GEOLÓGICO..... | 32 |
| 3.2.-PROPIEDADES MECANICAS DEL MEDIO GEOLÓGICO..... | 35 |
| 3.3.-ESFUERZOS IN SITU DEL MACIZO ROCOSO..... | 36 |
| 3.4.-METODOS DE MEDICIÓN DE ESFUERZOS IN SITU..... | 38 |
| 3.4.1.-USBM BOREHOLE DEFORMATION GAUGE..... | 38 |
| 3.4.2.-CSIRO DOORSTOPPER..... | 41 |
| 3.4.3.-CSIRO HOLLOW INCLUSION..... | 42 |
| 3.4.4.-MÉTODO DE DETONACIÓN DE TALADROS MDT..... | 44 |
| 3.5.-MÉTODOS DE MEDICIÓN A DISTANCIA..... | 45 |
| 3.5.1.-BORRE PROBE..... | 45 |
| 3.5.2.-DOWNWARD COMPACT CONICAL-ENDED BOREHOLE OVERCORING (DCCBO)..... | 47 |
| CAPITULO IV.-MÉTODOS ANALÍTICOS, EMPÍRICOS, MODELADO NUMÉRICO Y PRUEBAS DE LABORATORIO PARA ANÁLISIS DEL ESTALLIDO DE ROCAS..... | 49 |
| 4.1.-MÉTODO ANALÍTICO..... | 51 |
| 4.1.1.-ENERGÍA DE DEFORMACIÓN DE LA ROCA(ED)..... | 51 |
| 4.1.2.-VELOCIDAD MÁXIMA DE PARTÍCULA (PPV: PEAK PARTICLE VELOCITY)..... | 52 |
| 4.2.-MÉTODO EMPÍRICO..... | 53 |
| 4.2.1.-MÉTODO RUSSO..... | 53 |
| 4.2.1.1.-GRAFICO GDE (GEODATA ENGINEERING)..... | 53 |
| 4.2.2.-POTENCIAL DE RUPTURA DINÁMICA “DRP” (DIEDERICHS, 2018)..... | 56 |
| 4.2.3.-MÉTODO DE WU (2022)..... | 58 |
| 4.3.- MÉTODO EXPERIMENTAL..... | 61 |
| 4.3.1.-PRUEBAS DE LABORATORIO Y ESTALLIDO DE ROCAS..... | 61 |
| 4.3.1.1.-PRUEBA TRIAXIAL DE ESTALLIDO DE ROCAS ACTIVADO A DISTANCIA..... | 61 |
| 4.3.2.-SISTEMA DE PRUEBAS..... | 63 |
| 4.3.3.-TÉCNICA DE SEGUIMIENTO DE PARTÍCULAS MEDIANTE PROCESAMIENTO DE IMÁGENES..... | 64 |
| 4.4.-MÉTODO DE ANÁLISIS NUMÉRICO EN EL FENOMENO DE ESTALLIDO DE ROCAS..... | 65 |
| 4.5.-MÉTODO DE PREDICCIÓN DE ESTALLIDO DE ROCAS BASADO EN INTELIGENCIA ARTIFICIAL UIL..... | 71 |
| CAPÍTULO V.- ANÁLISIS DE RIESGOS..... | 76 |
| 5.1.-GENERALIDADES..... | 76 |
| 5.1.1.-MEDIDAS DE PREVENCIÓN DE ESTALLIDOS DE ROCAS..... | 76 |
| 5.1.2.-ESTRATEGIAS DEL MANEJO DE LOS ESTALLIDOS DE ROCAS..... | 77 |
| 5.2.-EXCAVACIÓN..... | 78 |
| 5.2.1.-FORMAS DE MITIGACIÓN DEL ESTALLIDO DE ROCA EN SECCIONES DE EXCAVACIÓN..... | 78 |
| 5.2.2.-LA EXCAVACIÓN Y LA ENERGÍA DE DEFORMACIÓN..... | 79 |
| 5.3.-SISTEMAS DE MITIGACIÓN DE ESTALLIDO DE ROCA..... | 81 |
| 5.3.1.-MÉTODOS DE PREACONDICIONAMIENTO..... | 81 |
| 5.3.1.1.-HIDROFRACTURAMIENTO..... | 81 |
| 5.3.1.2.- (DESTRESS BLASTING) VOLADURAS DE PREACONDICIONAMIENTO..... | 83 |
| 5.4.-SOPORTE..... | 84 |
| 5.4.1.-REFORZAMIENTO DEL SOPORTE..... | 84 |
| 5.4.2.-SISTEMAS DE SOSTENIMIENTO EN EXCAVACIONES PROFUNDAS..... | 85 |
| 5.4.2.1.-SOSTENIMIENTO TEMPORAL..... | 85 |
| 5.4.2.2.-SOSTENIMIENTO DEFINITIVO..... | 85 |
| 5.4.2.3.-SOSTENIMIENTO ACTIVO..... | 85 |
| 5.4.2.4.-SOSTENIMIENTO PASIVO..... | 85 |
| 5.4.3.-CONCRETO LANZADO..... | 85 |
| 5.4.4.-MALLA TEJIDA ROMBOIDAL..... | 88 |
| 5.4.5.-SOSTENIMIENTOS CON PERNOS DE ANCLAJE..... | 88 |
| 5.4.5.1.-PERNOS ANCLADOS MECÁNICAMENTE..... | 88 |
| 5.4.5.2.-PERNOS ANCLADOS CON RESINA O CEMENTO..... | 89 |
| 5.4.5.3.-PERNOS DE ANCLAJE REBAR (PERNO HELICOIDAL)..... | 89 |
| 5.4.5.4.-PERNOS CON VARIOS PUNTOS DE ANCLAJE (D-BOLT)..... | 90 |
| 5.4.5.5.-PERNOS ANCLADOS POR FRICCIÓN..... | 90 |

FENÓMENO DE ESTALLIDO DE ROCAS EN TÚNELES PROFUNDOS.

| | |
|---|-----|
| 5.4.5.6.-PERNOS SPLIT SETS..... | 91 |
| 5.4.5.6.-PERNOS SWELLEX..... | 92 |
| 5.4.6.-CIMBRAS O MARCOS..... | 93 |
| 5.4.7.-SISTEMA DE SOPORTE MCNALLY..... | 96 |
| 5.4.7.1.-TÚNELEO DE ALTA COBERTURA UTILIZANDO EL SOPORTE DEL TERRENO MCNALLY..... | 100 |
| 5.4.8.-LA UTILIZACIÓN DE MÉTODOS DE MARCOS COMBINADOS CON PERNOS DE ANCLAJES..... | 101 |
| 5.4.8.1.-RESUMEN DE SISTEMAS DE SOSTENIMIENTO..... | 103 |
| 5.5.-MONITOREO..... | 104 |
| 5.5.1.-SISTEMA DE MONITOREO MICROSÍSMICO..... | 104 |
| 5.5.1.1.-ALCANCES Y PRINCIPIO DE SEGUIMIENTO..... | 106 |
| 5.5.1.2.-ELECCIÓN DE SENSORES MICROSÍSMICOS..... | 107 |
| 5.5.1.3.-MEDIDAS ADICIONALES PARA LA MITIGACIÓN DE RIESGOS..... | 108 |
| CAPITULO VI. - CASO DE ESTUDIO..... | 109 |
| 6.1.-CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO..... | 109 |
| 6.2.-EVALUACIÓN DE POTENCIAL DE ESTALLIDO DE ROCA..... | 115 |
| CAPITULO VII.-CONCLUSIONES..... | 128 |
| REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS..... | 131 |
| BIBLIOGRAFIA..... | 136 |

INDICE DE IMÁGENES.

| | |
|--|----|
| Imagen 1.-Daño de Estallido de rocas en Noviembre 2009..... | 12 |
| Imagen 2.-Daño en frente de excavación por Estallido de rocas en Noviembre 2009..... | 12 |
| Imagen 3.-Estallido de rocas con daño en la sección de la clave Noviembre 2009..... | 13 |
| Imagen 4.-Formas de daño por explosión de rocas A) Daño en Forma de "V"..... | 15 |
| Imagen 5.-Formas de daño por explosión de rocas B) Daño en forma de nido poco profunda..... | 16 |
| Imagen 6.-Formas de daño por explosión de rocas C) Daño en forma rugosa..... | 16 |
| Imagen 7.-Sill drift (Daño en muros y techos de frente de excavación)..... | 24 |
| Imagen 8.-Ejemplos de daño de estallido de pilar, umbral en corte y relleno en minería..... | 25 |
| Imagen 9.-Clasificación de los estallidos de Roca..... | 26 |
| Imagen 10.-Daños por ondas de choque en secciones de madera..... | 27 |
| Imagen 11.-Registro sismográfico de un estallido de rocas cercano..... | 28 |
| Imagen 12.-Mecanismo de Estallidos de Rocas..... | 30 |
| Imagen 13.-Diferentes ubicaciones de la fuente y su impacto en el contorno de la excavación (Sectoros a, b y c) y (d) frente posterior de la excavación..... | 30 |
| Imagen 14.-Ejemplo del tipo de daño y (b) Afectaciones en pared plana..... | 31 |
| Imagen 15.-Se presentan plegamientos en zonas de trabajo..... | 32 |
| Imagen 15A.-Formación de Diaclasas..... | 34 |
| Imagen 15B.-Plegamientos en ruta de túnel..... | 34 |
| Imagen 16.-Ejemplos de formación rocosas tipo Dique..... | 34 |
| Imagen 17.-Aspecto de macizo rocoso en galería..... | 36 |
| Imagen 18.-Representación gráfica del tensor de esfuerzos..... | 37 |
| Imagen 19.-Estado de tensiones de macizo rocoso en estado natural..... | 37 |
| Imagen 20.-Estado de tensiones inducidas por trabajos de excavación..... | 37 |
| Imagen 21.-Celda USBM Borehole Deformation Gauge..... | 39 |
| Imagen 22.-Procedimiento de medición con el método USBM Borehole Deformation Gauge..... | 40 |
| Imagen 23.-Instrumento de medición de esfuerzos CSIR Doorstopper..... | 41 |
| Imagen 24.-Celda Hollow Inclusion..... | 43 |
| Imagen 24A.- Medición del ángulo α | 44 |
| Imagen 25.-Celda de medición de esfuerzos con Borre Probe..... | 45 |
| Imagen 26.- Diagrama de flujo con los pasos asociados a la medición de esfuerzos con la técnica Borre Probe..... | 46 |
| Imagen 27: Celda cónica del DCCBO..... | 47 |
| Imagen 28: Secuencia de actividades requeridas para la de medición de esfuerzos utilizando la metodología de DCCBO..... | 48 |
| Imagen 29.- Formas de análisis del fenómeno de estallido de rocas..... | 49 |
| Imagen 30: Esquema conceptual para un escenario general del comportamiento del terreno tras la Excavación..... | 53 |
| Imagen 31.-Gráfico múltiple GDE para la configuración preliminar del comportamiento de excavación..... | 55 |
| Imagen 32.-Potencial de ruptura dinámica DRP..... | 56 |
| Imagen 33.-Gráfico de Estallido de Rocas Unidimensional..... | 59 |
| Imagen 34.-Gráfico bidimensional de estallido de roca..... | 59 |
| Imagen 35.-Gráfico multidimensional de estallido de roca..... | 60 |
| Imagen 36.-Verdadera máquina de pruebas de estallido de rocas..... | 62 |
| Imagen 37.-Fotos tomadas a alta velocidad de granito durante el desarrollo del estallido de rocas..... | 62 |
| Imagen 38.-Esquema de muestras (A) Esquistos y (B) Granito..... | 63 |
| Imagen 39.-Sistema de simulación profunda para estallido de rocas..... | 63 |
| Imagen 40.- Esquema de la preparación de la técnica de seguimiento por video aplicado a ensayos de roca..... | 64 |
| Imagen 41.-Desarrollo del fenómeno de estallido de Rocas en Métodos numéricos y sus efectos..... | 67 |
| Imagen 42.-Secciones para modelado de túneles..... | 68 |
| Imagen 43.-Modelo red neuronal convolucional..... | 74 |
| Imagen 44.-Ondas reflejadas en pared curvas y Rayos en excavación tipo herradura..... | 78 |
| Imagen 45.-Dimensiones de excavación de túneles..... | 79 |
| Imagen 46.-Taladro disipador de ondas en un frente de avance..... | 81 |
| Imagen 47.-Metodo de Hidrofracturamiento en el macizo rocoso. Fuente: Esquema fracturamiento hidráulico..... | 82 |
| Imagen 48.-Metodo de Preacondicionamiento por voladura..... | 83 |

FENÓMENO DE ESTALLIDO DE ROCAS EN TÚNELES PROFUNDOS.

| | |
|--|-----|
| Imagen 49.-Métodos de Reforzamiento de soporte..... | 84 |
| Imagen 49A: Concreto lanzado vía húmeda con brazo robótico..... | 87 |
| Imagen 50.-Malla romboidal de alambre en excavación de túnel..... | 88 |
| Imagen 51.-Perno Helicoidal Fuente: Barra helicoidal saferock..... | 89 |
| Imagen 52.-Perno D-bolt Fuente: Perno de expansión y de fricción OMEGA-BOLT..... | 90 |
| Imagen 53.-Perno Split Set..... | 91 |
| Imagen 54.-Perno Swellex..... | 92 |
| Imagen 55.-Colocación de rastras y marcos metálicos..... | 94 |
| Imagen 56.-Frente de excavación inestable..... | 96 |
| Imagen 57.-Diagrama del sistema de soporte McNally en tuneladora TBM..... | 97 |
| Imagen 58.-TBM en portal de salida con sistema McNally..... | 98 |
| Imagen 59.-Colocación de Tablillas..... | 98 |
| Imagen 60.-Circunferencia con tablillas colocadas..... | 98 |
| Imagen 61.-Colocación de Tablillas..... | 99 |
| Imagen 62.-Circunferencia con tablillas..... | 99 |
| Imagen 63.-Extrusión de varillas..... | 99 |
| Imagen 64.-Sujeción de varillas..... | 99 |
| Imagen 65.-Construcción Túnel Trans-Andino..... | 100 |
| Imagen 66.-Geología Túnel Trans-Andino..... | 100 |
| Imagen 67.-Colocación de bulones en combinación con cerchas metálicas..... | 102 |
| Imagen 68.-Estructura topológica del sistema microsísmico..... | 105 |
| Imagen 69.-Composición del sistema de Microsismicidad..... | 106 |
| Imagen 70.-Geófono con un sistema de anti interferencia fuerte y alta sensibilidad para monitoreo de estallido de rocas..... | 108 |
| Imagen 71.-Ubicación de la zona de estudio..... | 109 |
| Imagen 72.-Perfil Geológico Parte 1..... | 111 |
| Imagen 73.-Perfil Geológico Parte 2..... | 112 |
| Imagen 74.-Perfil Geológico Parte 3..... | 113 |
| Imagen 75.-Gráfico múltiple GDE para la configuración preliminar del comportamiento de excavación..... | 115 |
| Imagen 76.-Gráfico múltiple GDE para la configuración preliminar del comportamiento de excavación..... | 116 |
| Imagen 77.-Gráfico múltiple GDE para la configuración preliminar del comportamiento de excavación..... | 117 |
| Imagen 78.-Gráfico múltiple GDE para la configuración preliminar del comportamiento de excavación..... | 118 |
| Imagen 79.-Gráfico múltiple GDE para la configuración preliminar del comportamiento de excavación..... | 119 |
| Imagen 80.-Gráfico múltiple GDE para la configuración preliminar del comportamiento de excavación..... | 120 |
| Imagen 81.-Gráfico múltiple GDE para la configuración preliminar del comportamiento de excavación..... | 121 |
| Imagen 82.-Gráfico múltiple GDE para la configuración preliminar del comportamiento de excavación..... | 122 |
| Imagen 83.-Gráfico múltiple GDE para la configuración preliminar del comportamiento de excavación..... | 123 |
| Imagen 84.- Potencial de ruptura dinámica DRP..... | 124 |
| Imagen 85.- Potencial de ruptura dinámica DRP..... | 125 |

INDICE DE TABLAS

| | |
|---|-----|
| Tabla 1.-Casos de fenómeno del estallido de rocas en túneles profundos a nivel mundial..... | 14 |
| Tabla 2.-Consecuencias de los estallidos de Roca..... | 15 |
| Tabla 3.-Factores asociados a la generación de estallidos de roca..... | 23 |
| Tabla 4.-Tipos de Peligro Potencial de estallido. (BHP)..... | 57 |
| Tabla 5.-Sistemas de apoyo apropiados para terrenos propensos a explosiones..... | 103 |
| Tabla 6.-Generalidades del proyecto..... | 109 |
| Tabla 7.-Características Generales del proyecto..... | 110 |
| Tabla 8.-Propiedades Mecánicas de los materiales..... | 114 |
| Tabla 9.-Resistencia de los materiales..... | 114 |
| Tabla 10.-Resumen de Método Russo..... | 126 |
| Tabla 11.-Resumen de Método modificado de Diederichs..... | 127 |

RESUMEN.

Con la creciente demanda de recursos, el transporte de agua potable, personas, la construcción de túneles es cada vez más frecuente y son de mayor profundidad. Algunos proyectos de ingeniería geotécnica se construyen en áreas muy profundas con complicadas condiciones del terreno, lo que conlleva a un alto estrés in situ, lo que genera una serie de peligros geológicos tales como estallido de rocas, gran deformación de las excavaciones y alta temperatura del terreno.

Los túneles se han construido durante años como parte de la infraestructura fundamental para el desarrollo de la sociedad. Estos túneles eran generalmente pequeños y se construían buscando la geología y topografía más favorable; Sin embargo, con el crecimiento de la población, el creciente comercio internacional y el desarrollo de proyectos subterráneos para la producción de energía hidroeléctrica, gas y productos del petróleo, transporte de productos y de pasajeros, surge la necesidad de construir túneles más largos, a mayor profundidad y bajo condiciones geológicas más complejas.

En México, el concepto de estallidos de roca es poco conocido y debido a esto su estudio se ha visto limitado, este concepto se utiliza para describir cuando la roca presenta fallas en su estructura, el estallido se presenta en distintas magnitudes que van desde pequeños desprendimientos de roca en toda la zona perimetral y techos de la excavación, hasta el fallo y derrumbe del túnel.

La explicación más acertada sobre el origen del estallido de rocas, es que son liberaciones inestables de energía potencial, en toda la roca perimetral a la zona de excavación. Se considera que la excavación realizada con explosivos activa eventos sísmicos que derivan principalmente de la energía de deformación producida por las diferencias geológicas en el estado de esfuerzos.

El monitoreo sísmico es una herramienta para cuantificar la sismicidad y contribuye con información valiosa para el control y monitoreo de los estallidos de rocas. Se han creado diversos sistemas de monitoreo sísmico en tiempo real con el objetivo de monitorear la sismicidad para controlar los peligros asociados al estallido de rocas. Estos sistemas registran las formas de onda completas interpretadas y aplicadas para medir los principales parámetros que caracterizan el evento. Dichos parámetros son: la ubicación de un evento y el tamaño o

fuerza de la fuente. La información derivada de las formas de onda también puede ser usada para caracterizar los mecanismos de falla ocurridos en la fuente sísmica.

El objetivo de la presente tesis es realizar un análisis de los factores que ocasionan este fenómeno, para generar una cultura de prevención de accidentes en toda obra que implique la construcción de túneles a grandes profundidades y donde se presente este fenómeno.

ABSTRACT.

With the growing demand for resources, the transport water, people, the construction of tunnels is becoming more frequent and deeper. Some geotechnical engineering projects are built in very deep areas with complicated ground conditions, which leads to high in-situ stress, which generates a series of geological hazards such as rock bursting, large excavation deformation and high ground temperature. Tunnels have been built for years as part of the fundamental infrastructure for the development of society. These tunnels were generally small and were built looking for the most favorable geology and topography; However, with the growth of the population, the growing international trade and the development of underground projects for the production of hydroelectric power, gas and oil products, transport of products and passengers, the need arises to build longer tunnels, greater depth and under more complex geological conditions. In Mexico, the concept of rock bursts is little known and due to this its study has been limited, this concept is used to describe when the rock presents faults in its structure, the burst occurs in different magnitudes ranging from small landslides of rock throughout the perimeter area and ceilings of the excavation, until the failure and collapse of the tunnel. The most accurate explanation for the origin of rock bursts is that they are unstable releases of potential energy throughout the rock around the excavation area. Excavation carried out with explosives is considered to activate seismic events that derive mainly from the deformation energy produced by geological differences in the state of stress. Seismic monitoring has always been a useful tool to quantify induced seismicity and has contributed valuable information in the control and prevention of rockbursts. Various real-time seismic monitoring systems have been created with the aim of monitoring seismicity to control the hazards associated with rockbursts. These systems record the complete waveforms interpreted and applied to measure the main parameters that characterize the event. These parameters are: the location of an event and the size or strength of the source. The information derived from the waveforms can also be used to characterize the fault mechanisms that have occurred in the seismic source. There are several methods used to obtain such parameters. Describing or detailing such methods goes beyond the scope of this article. However, we must indicate that, to obtain three components of coordinates and the time of occurrence of the event accurately, at least four seismic sensors are needed. The objective of this thesis is to carry out an analysis of the factors that cause this phenomenon, to generate a culture of accident prevention in all works that involve the construction of tunnels at great depths and where this phenomenon occurs.

CAPITULO I.- ANTECEDENTES

1.1.-INTRODUCCIÓN

A medida que aumenta la profundidad de una excavación, y dependiendo el tipo de roca en el que se encuentra, cuando se presenta el fenómeno del estallido de rocas, este se convierte en un fenómeno geológico grave, que daña maquinaria, instalaciones e incluso causa muertes en las obras de infraestructura subterránea. Esto ha obligado a los investigadores de todo el mundo a identificar diferentes métodos para evaluar los problemas relacionados con el estallido de rocas. Algunos de estos problemas, como los mecanismos que detonan estallidos y la predicción de los mismos continúan siendo estudiados, ya que es un fenómeno influenciado por la incertidumbre y la complejidad de las condiciones geológicas, tensiones in situ y tensiones inducidas, por lo tanto, es necesario realizar una revisión del estado actual de los estudios para el modelado numérico del fenómeno de estallido de rocas.

Con la creciente demanda de la minería se ha recurrido a obtener materia prima cada vez más profunda, algunos proyectos de ingeniería geotécnica se construyen en áreas muy profundas con condiciones complicadas del terreno. El estrés in situ se ha vuelto alto y el entorno geológico es cada vez más complejo causando una serie de peligros geológicos como es el estallido de rocas, el derrumbe de la masa rocosa, la gran deformación de las excavaciones y la alta temperatura del terreno.

El estallido de rocas es un fenómeno dinámico de rotura de rocas generalmente marcado por la expulsión repentina de bloques de roca desde una abertura subterránea. (Imagen 1) La expulsión del material rocoso es violenta y está asociada con una rápida liberación de energía. Debido a su imprevisibilidad y alta intensidad, el estallido de rocas es uno de los fenómenos geológicos más peligrosos.

En general, los estallidos se pueden clasificar en tres tipos: estallido por deformación, estallido de pilar y estallido por deslizamiento de fallas, según el mecanismo de origen. (Imagen 2) El estallido de deformación es el tipo más común de estallido de roca en todas las excavaciones subterráneas, ocurre debido a la concentración de esfuerzo tangencial inducida por la excavación y la existencia de un ambiente de carga relativamente "suave" en el macizo rocoso que rodea la roca fracturada.

El estallido del pilar es una falla violenta en el núcleo del pilar o el colapso completo de un pilar. Este tipo de falla ocurrirá repentinamente cuando la energía de deformación elástica acumulada alcance un nivel crítico, lo que significa que la energía liberada es mayor que la energía disipada. Se libera un gran volumen de rocas fallidas y la magnitud suele ser mayor que la de un estallido.

La rotura por deslizamiento por falla se debe al deslizamiento a lo largo de fallas preexistentes o a lo largo de rupturas por cizallamiento recién generadas. Cuando el esfuerzo cortante a lo largo de una falla o una ruptura por corte excede la resistencia al corte, la falla se deslizará.

Como resultado, una gran cantidad de energía sísmica se liberará repentinamente, con altas vibraciones o movimientos del terreno, y puede desencadenar otros tipos de explosiones de rocas. Se han reportado eventos de explosión de rocas en todos los países mineros (por ejemplo, Sudáfrica, Canadá, Australia, EE. UU., China, India, Polonia y Chile) desde que se registraron los primeros eventos de este tipo en Sudáfrica e India a principios del siglo XX (Hedley, 1987; Blake y Hedley, 2003). En la actualidad, se han dedicado grandes esfuerzos a la investigación de las explosiones de rocas. La mayor parte de la investigación se centra en los mecanismos, los factores contribuyentes, la evaluación y predicción de riesgos y la prevención y mitigación de los estallidos de rocas.

El fenómeno de estallido de rocas se ha vuelto más recurrente en la construcción de túneles profundos en los últimos años y desde principios del siglo XX, generando daños materiales, así como pérdidas humanas. Este fenómeno es poco comprendido, los expertos que han estudiado el tema coinciden en que los estallidos de roca se deben a la existencia de altas tensiones en el macizo rocoso, derivado de las grandes profundidades donde se realizan las construcciones y/o por condiciones geológico-geotécnicas; se han considerado también como generadoras del fenómeno las heterogeneidades en el macizo rocoso, estructuras geológicas, condiciones de la calidad de la roca, fuentes de vibraciones naturales, así como movimientos sísmicos y reactivación de fallas.

La seguridad en la construcción de obras subterráneas es de vital importancia y el estallido de rocas, es un fenómeno que ocurre a gran velocidad; al comenzar un proyecto de ingeniería se deben considerar que los macizos rocosos se encuentran inalterados, ya que estos mantienen

un equilibrio de fuerzas que es perturbado debido a los trabajos de excavación, los cuales alteran la estructura original de la roca, con vacíos y elementos de sostenimientos ya sean naturales o artificiales. El objetivo final de una obra de ingeniería es mantener en equilibrio los desplazamientos, y mantener las deformaciones menores dentro de los rangos de diseño establecidos, ya sea por desplazamiento de pequeños o grandes bloques derivados de fallas geológicas, deflexiones¹ excesivas en la excavación, derrumbes y deslizamiento de fragmentos de rocas en la (Imagen 3) se aprecia un derrumbe en la clave del túnel. Por lo que el estudio de este fenómeno tendrá la función de anticipar en la medida de lo posible algún evento.



Imagen 1.- Daño de Estallido de rocas en Noviembre 2009 Fuente: Roberto González Izquierdo, UNAM



Imagen 2.- Daño en frente de excavación por Estallido de rocas en Noviembre 2009 Fuente: Roberto González Izquierdo, UNAM

¹Deflexión: deformación que registra un elemento a partir de la aplicación de una fuerza.

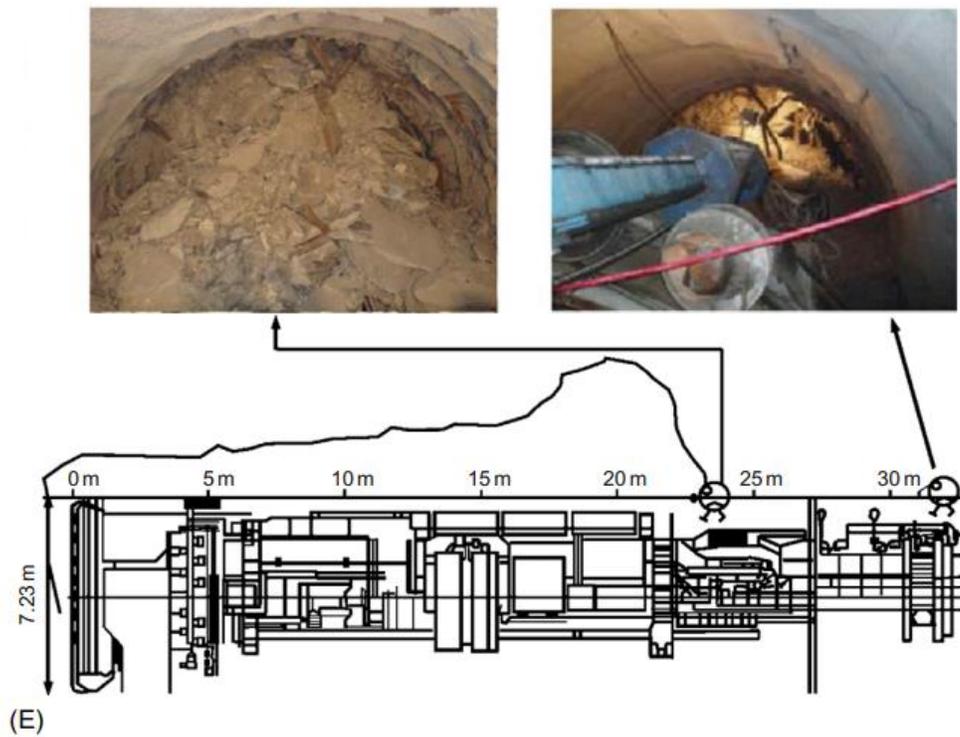


Imagen 3.- Estallido de rocas con daño en la sección de la clave Noviembre 2009 Fuente: Métodos de Excavación Mecanizada Gonzalez Izquierdo R. Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México 16 de abril de 2021

El estallido de rocas en un inicio era considerado como simples fallas del macizo rocoso, derivado de la investigación sabemos que este fenómeno es producido por microsismos; para su estudio y prevención se instalaba un sistema a base de sismógrafos que abarcaban un área de varios kilómetros para recabar información del área de estudio y realizar una evacuación del personal que se encuentra al frente de la zona de trabajo, en caso de presentarse algún evento.

Para llegar a conocer más de este fenómeno debemos concentrarnos en las causas que generan esta reacción del macizo rocoso, llevando a cabo la revisión de los resultados de más de 50 años de investigación y experiencias documentadas respecto al tema.

FENÓMENO DE ESTALLIDO DE ROCAS EN TÚNELES PROFUNDOS.

La búsqueda de nuevas vetas en minería, la construcción de túneles para abastecimiento de agua potable, entre muchas otras obras que se encuentran a una mayor profundidad, genera que cada vez sea más común que los proyectos contemplen medidas para la mitigación de estallido de rocas. El fenómeno del estallido de rocas en túneles profundos, tiene casos a nivel nacional y mundial, (Ver Tabla 1):

Tabla 1

Casos de fenómeno del estallido de rocas en túneles profundos a nivel mundial.

| CASO | PAIS | REFERENCIA |
|--|---------------------|---|
| TÚNELES CARRETEROS | NORUEGA | (MYRVANG & GRIMSTAD, 1983). |
| TÚNEL KANETSU | JAPÓN | (SAITO, TSUKADA, INAMI, INOMA YITO, 1983) |
| TÚNEL DE KARISAKI | JAPÓN | (KATUSYAMA, 1994) |
| TÚNELES | CHINA | (TJONG KIE, 1988); |
| TÚNEL DE AGUA | COREA | (LEE, PARK Y LEE, 2004); |
| TÚNEL DE BASE DE SAN GOTARDO | SUIZA | (HAGEDORN & STADELMANN, 2008). |
| TÚNELES EN LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA TIANSHENGQIAO II | CHINA | (ZEBIN, 1994). |
| TÚNELES DE CONDUCCIÓN EN LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE TAIPINYI TÚNEL QAMCHIQ | CHINA UZBEKISTÁN | (WANG & HONG, 1995) (DENG, LIU, LI Y GUO, 2016); |
| TÚNELES DE CONDUCCIÓN EN EL PROYECTO HIDROELÉCTRICO NEELUM-JHELUM | PAKISTAN | (CHEN & CHEN, 2016). |
| TÚNEL TRASANDINO DE OLMOS | PERÚ | (JOE, WILLIS, CAROLLO, & ASKILSRUD, 2008; ANTONIO, HANDA, TONG, MONTENEGRO, & TASSI, 2011). |

Fuente: (Blake & Hedley, 2003)

Así mismo, se mencionan algunas consecuencias de los estallidos de rocas en la tabla 2

Tabla 2
Consecuencias de los estallidos de Roca

| CASOS | CONSECUENCIAS |
|---|--|
| SUDÁFRICA, CANADÁ, AUSTRALIA, EE. UU., CHINA, INDIA, POLONIA Y CHILE. | VARIOS MINEROS MUERTOS |
| SUDÁFRICA E INDIA A PRINCIPIOS DEL SIGLO XX (HEDLEY, 1987; BLAKE Y HEDLEY, 2003). | 4 MINEROS MUERTOS |
| MINA L KLERKSDORP DISTRITO DE SUDÁFRICA, | MUERTE DE 2 MINEROS , 58 HERIDOS |
| TÚNEL DE DRENAJE EN LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA JINPING II EN | 7 MINEROS MUERTOS Y LA DESTRUCCIÓN DE UNA TUNELADORA (TBM) |
| PROYECTO HIDROELÉCTRICO EN PAKISTÁN (NAJI ET AL., 2018). | TRES MINEROS MUERTOS, 17 HERIDOS UNA TUNELADORA DESTRUIDA |
| TÚNELES CARRETEROS EN NORUEGA (MYRVANG & GRIMSTAD, 1983). | ESTALLIDO DE ROCAS DURANTE EJECUCIÓN DE TRABAJOS. |

Fuente: Berrocal Mallqui, M. A. (2015).

Dentro de los estallidos existen diferentes niveles de daño, dependiendo de la intensidad en la que se presente el estallido siendo los más representativos los que se mencionan a continuación:

- A) Daño en Forma de “V” (Imagen 4),
- B) Daño en forma de nido poco profunda, (Imagen 5)
- C) Daño en forma rugosa (Imagen 6)



Imagen 4.- Formas de daño por explosión de rocas A) Daño en Forma de “V” Fuente: Feng (2018)

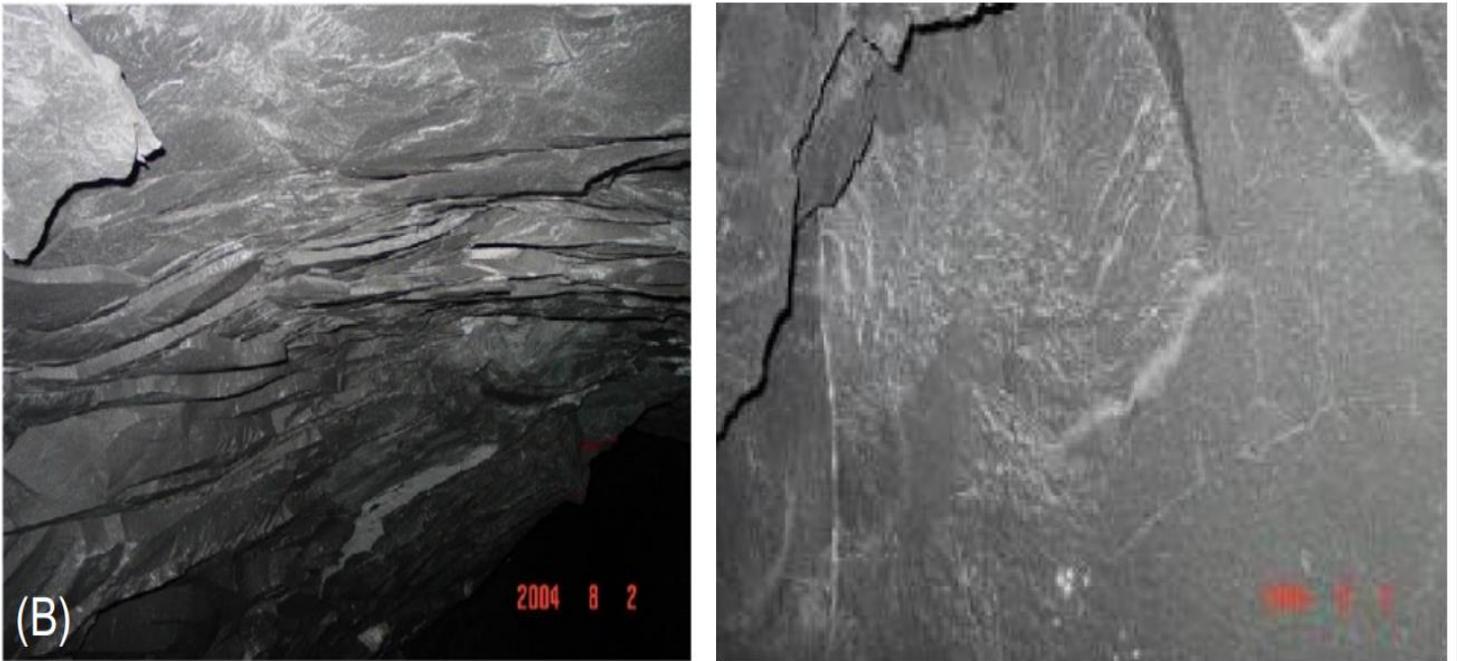


Imagen 5.- Formas de daño por explosión de rocas B) Daño en forma de nido poco profunda Fuente: Feng (2018)

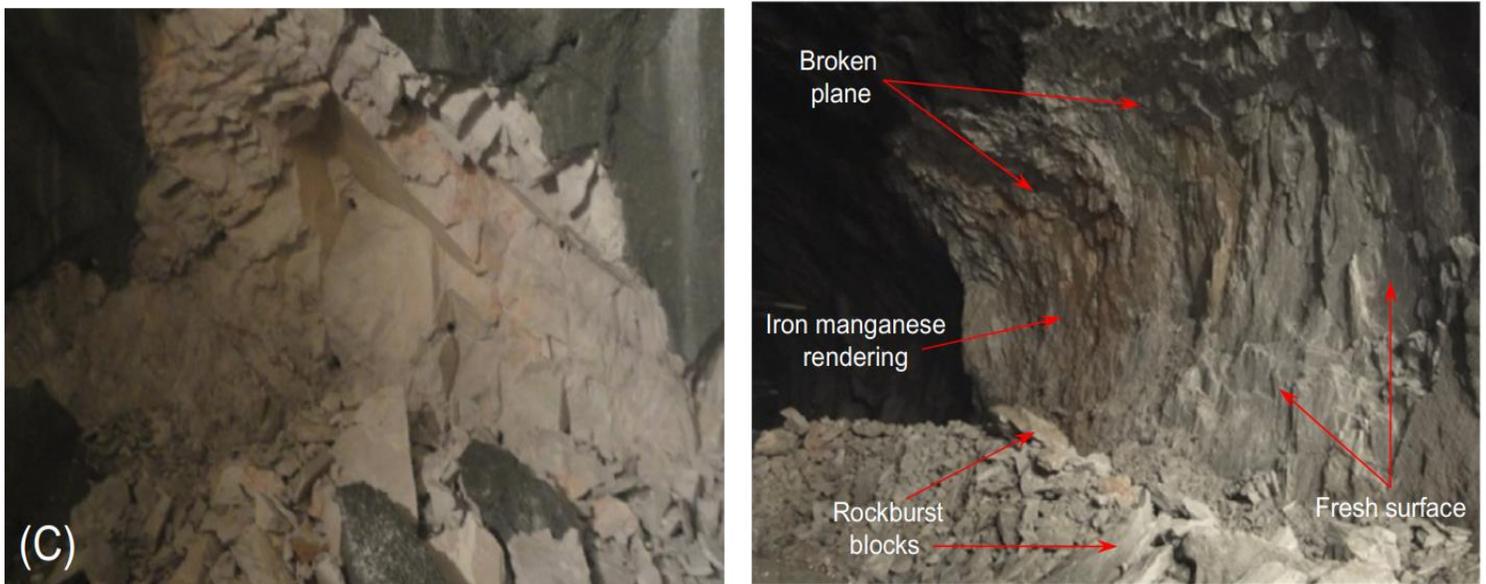


Imagen 6.- Formas de daño por explosión de rocas C) Daño en forma rugosa Fuente: Feng (2018)

1.2.-OBJETIVO GENERAL.

El objetivo general de esta investigación es analizar los factores que ocasionan el fenómeno de estallido de rocas, con el propósito de generar una cultura de prevención, control y/o predicción, a través de su evaluación mediante criterios empíricos, modelos teóricos, información de campo y trabajos experimentales que se han elaborado alrededor del tema.

1.3.- ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN Y PALABRAS CLAVES.

El alcance se enfoca en la investigación y prevención de un fenómeno de gran impacto durante la ejecución de túneles y obras subterráneas de gran profundidad. El enfoque es direccionado al estudio de las causas del problema, los factores que influyen para el comportamiento del macizo rocoso que derivan en este suceso y plantear soluciones para la mitigación del mismo.

Capítulo I.- ANTECEDENTES.

Se abarcan temas desde la definición del fenómeno, sitios donde ha ocurrido, archivos fotográficos, así el planteamiento de los objetivos de la investigación, palabras claves, las limitaciones del estudio, y más generalidades.

Capítulo II.-DEFINICIÓN Y CARACTERÍSTICAS DEL FENÓMENO.

Se parte de una definición más a detalle del fenómeno, incluyendo una clasificación por el tipo de daño inducido, factores que intervienen antes de iniciar una excavación, el análisis del medio geológico, se realiza también una revisión a detalle de las fases en que ocurre este fenómeno para así poder plantear soluciones a las problemáticas que genera.

Capítulo III.- INFORMACIÓN REQUERIDA PARA INVESTIGAR EL FENÓMENO.

Se abarcan temas desde el medio geológico, sus características, un análisis de los esfuerzos del macizo rocoso, así como los métodos de medición de esfuerzos in situ que se utilizan actualmente

Capítulo IV.- MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO.

En este capítulo se revisan los métodos de análisis utilizados en la actualidad para analizar la información de la recreación del estallido de rocas, así como las pruebas de laboratorio que se pueden realizar y los sistemas para realizar dichas pruebas, así mismo se incluyen métodos analíticos para el cálculo de energía de deformación llegando hasta la evaluación por métodos empíricos en el proceso de prefactibilidad que abarca desde el método Russo,

Diederichs, y el método de Wu pasando a los métodos de inteligencia artificial para predicción de estallido de rocas.

Capítulo V.- GESTIÓN DE RIESGO.

Este capítulo abarca temas de prevención de estallido de rocas, formas de mitigación de estallidos como los métodos de Preacondicionamiento, tipos de sostenimiento con pernos de anclaje, marcos metálicos en combinación con pernos, así como el sistema de soporte Mcnally que es de gran ayuda para realizar los trabajos de excavación en zonas con potencial de estallido de rocas, así como los sistemas de monitoreo microsísmicos

Capítulo VI. - CASO DE ESTUDIO.

En este capítulo realizamos la revisión de un túnel en el proceso de Prefactibilidad por el método de Russo, Diederichs y Wu.

Capítulo VII.- CONCLUSIONES.

En este capítulo evaluamos la información que se ha recopilado y se emiten una serie de recomendaciones que pueden utilizarse para la mitigación de estallido de rocas.

Así mismo en el siguiente listado se enuncian las palabras claves en el texto desarrollado.

- **Compresión:** La compresión es un fenómeno físico que consiste en el hecho de que un determinado objeto o sustancia vean reducido su volumen como consecuencia de estar afectados por distintas fuerzas.
- **Discontinuidad Geológica:** Una discontinuidad geológica o geofísica es un área de separación detectable geológicamente dentro de los cuerpos rocosos cercanos a la superficie o en regiones más profundas de la corteza terrestre y el manto. El nombre significa una interrupción dentro de la estructura uniforme (continuo) de una roca u otro sólido y fue acuñado por geofísicos.
- **Ductilidad:** se define como la capacidad de un material para **soportar grandes niveles de deformación** cuando se somete a esfuerzos de tensión. Esto último se refiere a la aplicación de dos fuerzas en direcciones opuestas en los extremos de un material. Los materiales dúctiles se caracterizan por poseer átomos que pueden moverse y reubicarse fácilmente sin romper la estructura del material. Esto permite que los

átomos se reordenen cuando se someten a tensión, cambiando la forma del material sin romperse.

- Estallido de roca: Ruptura repentina y violenta, de una masa de roca, de las paredes de un túnel, galería, mina o cantera profunda; ocasionada por una falla repentina y liberación instantánea de la energía acumulada en el macizo de roca.
- Energía: El término se refiere a la energía liberada y/o acumulada al interior de las partículas de la roca que puede ser de forma violenta.
- Esfuerzo: El esfuerzo es la fuerza que actúa sobre el macizo rocoso por unidad de área.
- es una medida de la intensidad de fuerzas internas equilibradas. También en este documento se utiliza el término tensiones como sinónimo de esfuerzo.
- Estrés: El estrés es la fuerza aplicada a una roca. Se utiliza como sinónimo de esfuerzo, un ejemplo de este esto es cuando las placas experimentan esfuerzos cuando chocan, se separan o se deslizan sobre otras.
- Falla Geológica: Una falla geológica es una fractura en la corteza terrestre a lo largo de la cual se mueven los bloques rocosos que son separados por ella.
- Fenómeno: Es el cambio que sufre un cuerpo, materia o sustancia sin alterar su composición y ocurren cuando se lleva a cabo un proceso o cambio, que puede ser reversible, sin perder sus características, propiedades ni modificar su naturaleza.
- Macizo Rocosos: Es un medio discontinuo, anisótropo y heterogéneo conformado en conjunto tanto por bloques de matriz rocosa y distintos tipos de discontinuidades que afectan al medio rocoso
- Presión: Magnitud que se define como la derivada de la fuerza con respecto al área.
- Roca: Una roca es un agregado de uno o más minerales sólidos, con propiedades físicas y químicas definidas, que se agrupan de forma natural.
- Sismicidad: Es la medida de la actividad sísmica de algún lugar específico, según su frecuencia e intensidad a lo largo del tiempo.
- Tracción: La tracción es el esfuerzo interno al que se somete una cantidad de materia o cuerpo debido a la aplicación de dos fuerzas vectorialmente opuestas, dando por resultado su estiramiento.

1.4. LIMITACIONES DEL ESTUDIO:

Las limitaciones encontradas son básicamente el acceso restringido a la información debido a que gran parte de la base de datos es propiedad de las empresas constructoras, las cuales no comparten su información.

1.5.-JUSTIFICACIÓN.

El motivo para el desarrollo del presente proyecto de investigación se debe a que los “Estallidos de Roca en Túneles profundos” son eventos cada vez más recurrentes en diversos proyectos de obra civil, durante el proceso de excavación de túneles. Como se ha mencionado con anterioridad la construcción de túneles es cada vez más profunda debido a la creciente demanda de minería, transporte de agua potable, entre otros usos, esto sumado a las complicadas condiciones del terreno, las actividades de excavación generan un alto estrés insitu derivado de un entorno geológico complejo, provocando para los trabajadores una serie de peligro en sus actividades, tales como estallido de rocas, una gran deformación de las excavaciones y alta temperatura del terreno.

Es importante, establecer una clasificación adecuada para los eventos que tengan lugar durante la excavación de los túneles y, registrar toda información relevante con el fin de desarrollar un análisis continuo a lo largo del proyecto

Uno de los mayores peligros en las obras subterráneas se debe a la inestabilidad del macizo rocoso, lo cual puede tener graves consecuencias, tales como daños a los equipos y trabajadores. En este trabajo se pretende analizar las causas del fenómeno, para realizar recomendaciones para el diseño de un plan de mitigación de los accidentes ocasionados por estallidos de rocas, esto para brindar mayor seguridad al personal. Realizaremos un análisis detallado de la problemática que sucede en diversas Minas a nivel mundial y Construcciones de Túneles a grandes profundidades para crear programas de mitigación de estallidos de roca que puedan evitar pérdidas humanas y daños en equipo especializado.

CAPITULO II DEFINICIÓN Y CARACTERÍSTICAS DEL FENÓMENO

2.1.- ¿Qué es el Estallido de Rocas?

El estallido de rocas es el derrumbe súbito y violento que se presenta en el macizo rocoso, este va desde secciones locales hasta grandes áreas, derivado de los altos esfuerzos a las que están sometidas las áreas del contorno de la excavación, y generalmente se presenta a grandes profundidades. El problema es complejo debido que se presenta en roca dura, la principal característica de casi todo estallido de rocas es que ocurre en presencia de altos esfuerzos.

Para analizar el fenómeno de estallido de rocas en túneles debemos plantear las siguientes interrogantes:

- 1.- ¿Por qué ocurre este fenómeno?
- 2.- ¿Se podría detectar este suceso antes de que ocurra?
- 3.- ¿Cuál es la metodología de investigación que se utilizara para recopilar la mayor cantidad de información posible?

Para dar respuesta a las interrogantes debemos separar en 4 etapas nuestra investigación.

La Primera Etapa es la de investigación inicial, se orienta en la recopilación de información relacionada con la ocurrencia de los estallidos, llevando un registro para deducir el significado de cada hecho que ha ocurrido, de ser posible se deben analizar los ensayos realizados en laboratorio así como datos in-situ, para determinar el comportamiento geomecánico del macizo rocoso involucrado en el problema, además las investigaciones intensivas de métodos sísmicos y micro sísmicos nos sirven para dar aviso de algún fenómeno de falla de la roca y los desarrollos de modelos matemáticos, que involucran el método cuantitativo para dar una valoración de las características de los esfuerzos y deformaciones del macizo rocoso.

La segunda Etapa es el Desarrollo de medidas preventivas estratégicas y tácticas, la primera trata de disminuir la probabilidad de encontrar situaciones propensas a estallidos de rocas y la segunda es asegurar que los efectos destructivos sean minimizados.

La tercera Etapa es la implementación de medidas preventivas para mitigar riesgos de los estallidos de rocas, la primera tarea es entrenar al personal técnico con los principios y medidas de control de la estabilidad a desarrollarse en la obra, así como realizar la recomendación de procedimientos constructivos a utilizar que mitigaran en mayor medida el riesgo.

La cuarta Etapa se llama Investigación futura que trata de predecir estallidos de rocas en obras activas las cuales con ayudas de estudios de microsismicidad, así como de métodos numéricos servirán en esta etapa.

La construcción de túneles ejerce esfuerzos en todas las paredes del túnel; a medida que es más profundo se incrementa la cobertura y también van en aumento la presión litostática² en el contorno del túnel, derivado de esto genera los esfuerzos en la roca, lo cual consiste en el almacenamiento de la energía (Esfuerzos verticales, horizontales) generando finalmente la liberación de esta energía de manera súbita y violenta. Por ello se requiere establecer un buen sistema de sostenimiento de acuerdo con el comportamiento del macizo rocoso, para minimizar los esfuerzos de la roca y compensar los esfuerzos generados por la excavación.

2.2.-FACTORES ASOCIADOS AL FÉNOMENO DE ESTALLIDOS DE ROCA.

2.2.1.- LOS FACTORES QUE PRECEDEN A LA EXCAVACIÓN.

- El medio geológico.
- Las propiedades mecánicas del medio geológico.
- El campo de esfuerzos naturales del macizo rocoso.

2.2.2.- LOS FACTORES QUE SIGUEN A LOS TRABAJOS DE LA EXCAVACIÓN.

- Los esfuerzos inducidos por las voladuras.
- La energía de deformación almacenada en el macizo rocoso.

Ambos parámetros están limitados a la configuración geométrica de la excavación del túnel. Estos factores coinciden con la investigación que se suele utilizar hoy en día en el diseño geomecánico de excavaciones y estructuras rocosas, en este se consideran tres modelos: el geológico, el geomecánico y el matemático.

² Presión Litostática: se define como el peso de la columna de roca situada sobre un punto conocida también como la sobrecarga, o roca suprayacente.

- El modelo geológico: El objetivo es definir el medio rocoso lo más real posible.
- El modelo geomecánico: permite cuantificar los parámetros del comportamiento mecánico del medio rocoso.
- El modelo matemático realiza una integración de las herramientas tecnológicas que se han desarrollado hoy en día y junto con la información reunida de los dos modelos mencionados con anterioridad lograr obtener una visión de los posibles comportamientos del macizo rocoso. Las investigaciones que se han desarrollado hoy en día han arrojado cálculos que demuestran la influencia que tiene la forma del túnel, ya que durante su construcción se generan zonas con altas concentraciones de esfuerzos, mismas que son propensas a la ocurrencia de estallidos. En relación con la evolución de la obra, a continuación, en la tabla 3 mencionaremos factores asociados al estallido de rocas.

Tabla 3

Factores asociados a la generación de estallidos de roca.

| |
|--|
| 1.- El desarrollo de la excavación con explosivos sin planeación y un diseño correcto de los esquemas y secuencias de voladura. |
| 2.-El alto porcentaje de vacíos en los cuales se producen casos de inestabilidad por efectos del tiempo. (Falta de sostenimiento oportuno.) |
| 3.-La falta de correctos diseños de dimensionamientos geo-mecánicos de los pilares en zonas de extracción de materiales o voladuras. |
| 4.-La falta de sostenimiento de los pilares debido a la extracción del material, sin haberse reemplazado por estructuras equivalentes. |
| 5.-La duración prolongada de extracción de materiales, interrupciones de la excavación, o la incompleta explotación del yacimiento, los cuales obligan a mantener por muchos años las galerías de nivel de acceso y ventilación. |
| 6.-La inoportuna o inexistente aplicación de sistemas de sostenimiento acordes en las zonas que lo requieren, no tomándose en cuenta la duración de las actividades convirtiendo sostenimientos temporales en permanentes. |

Fuente: Berrocal Mallqui, M. A. (2015).

2.3.-CARACTERÍSTICAS DEL MEDIO GEOLÓGICO.

El estallido de rocas presenta ciertas características presentes en el medio geológico que tienen una gran influencia durante este fenómeno, de las cuales se enlistan las siguientes:

- Petromineralógicas de los materiales rocosos.
- El plegamiento del macizo rocoso que podría tener cierta repercusión.
- Las familias de discontinuidades del modelo litológico-estructural, las mismas que guían el mecanismo de falla violenta.

2.3.1.-PROPIEDADES MECANICAS DEL MEDIO GEOLÓGICO.

- Las propiedades físico-mecánicas de las rocas competentes.
- Las bajas resistencias al corte de las discontinuidades estructurales.
- La influencia de la calidad del macizo rocoso con respecto a la propensión de ocurrencia de estallidos, considerando que éstos ocurren en diferentes calidades de masas rocosas.

2.4.-CLASIFICACIÓN DE ESTALLIDOS DE ROCA.

Generalmente, los estallidos de roca se pueden clasificar en tres tipos: estallido de deformación, estallido de pilar y estallido de deslizamiento de fallas según la fuente del mecanismo (Kaiser y Cai, 2012; Cai, 2013, Blake et al. 2003).

El estallido de deformación (Strainburst) es el tipo más común de estallido en las excavaciones subterráneas (Zhang et al., 2012a; Cai, 2013). Ocurre debido a la concentración de esfuerzos tangenciales derivados de trabajos de excavación y de la existencia de material blando en el contorno de la roca fracturada (Kaiser y Cai, 2012). La roca puede fallar localmente en los límites de la excavación en un entorno inestable y de manera violenta.

El estallido de deformación es causado por concentraciones locales de altos esfuerzos en el borde de la excavación. Son comunes y con frecuencia ocurren durante la perforación para voladura o refuerzo. La roca delante de la cara que avanza no puede adaptarse a un aumento de esfuerzo inmediato, como resultado de la explosión, y por lo tanto, ocurren estas fallas a pequeña escala.

Por lo general, ocurren a lo largo de una estructura geológica, como una articulación, y el daño resultante suele estar controlado o limitado por una estructura. Este fenómeno genera sismos de magnitud va de 0 a 1.5 grados Richter. Los daños por estallido de rocas se deben al estallido de rocas en sí y a la onda sísmica resultante, este fenómeno genera una atmosfera muy polvorienta, causando daños en las paredes y soportes de pilares, siendo el daño severo en un área relativamente pequeña como se muestra en la (Imagen 7).



Imagen 7.-Sill drift (Daño en muros y techos de frente de excavación.) Fuente: (Blake & Hedley, 2003)

El estallido del pilar (PillarBurst) es una falla violenta en el núcleo del pilar o el colapso completo de un pilar. Este tipo de falla ocurre súbitamente cuando la energía de deformación elástica acumulada alcanza un nivel crítico, lo que significa que la energía liberada es superior a la energía disipada. Se libera un gran volumen de rocas fallidas y la magnitud suele ser mayor que la de una deformación (Ortlepp y Stacey, 1994). Además, la falla del pilar da como resultado el cierre instantáneo de las paredes o el techo y el piso que libera una cantidad aún mayor de energía potencial. El punto real de falla puede estar en las paredes inmediatas del pilar y ocurrir en una estructura geológica, el eslabón más débil en el área de mayor esfuerzo. Genera una magnitud sísmica de 1.5 a 2.5 grados Richter, en la (Imagen 8) podemos ver los efectos causados por este tipo de falla.

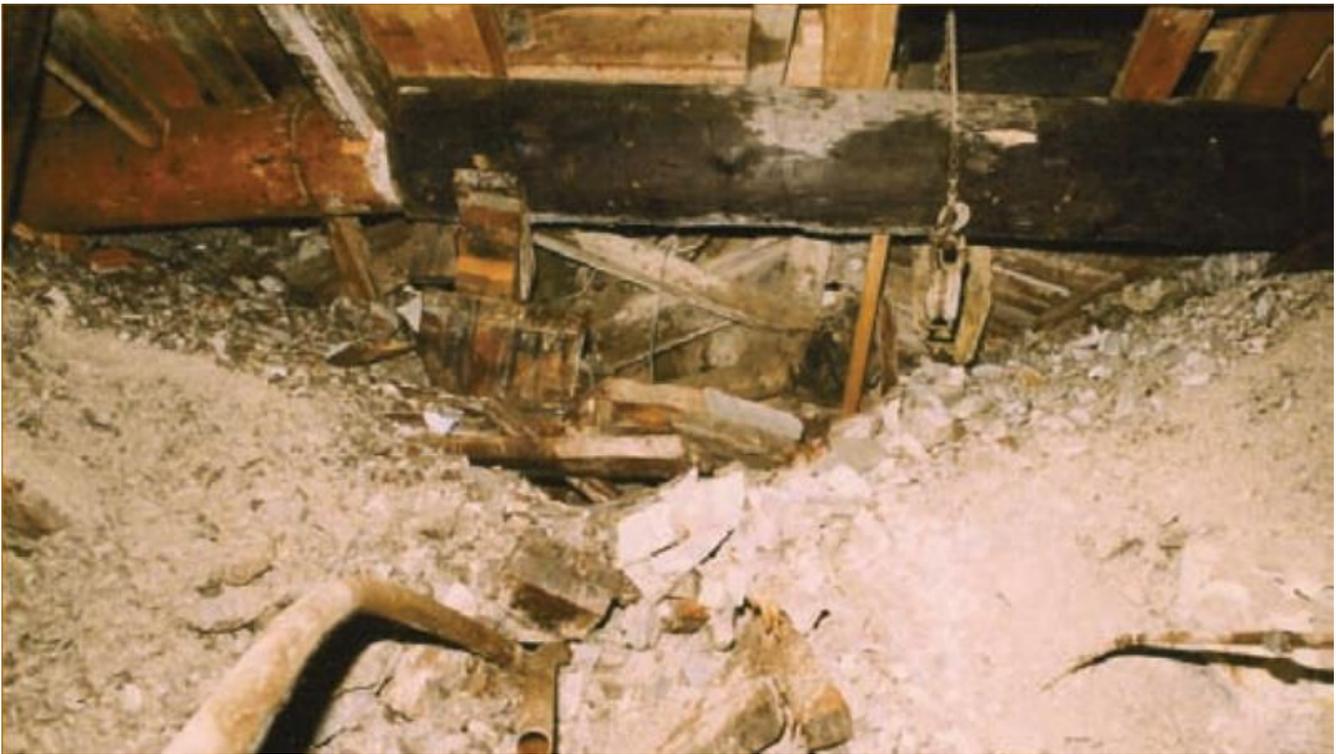


Imagen 8.-Ejemplos de daño de estallido de pilar, umbral en corte y relleno en minería. Fuente: (Blake & Hedley, 2003)

La explosión de falla por deslizamiento (Fault Slip) (Feng 2018) se debe al deslizamiento a lo largo de fallas preexistentes o a lo largo de rupturas por cizallamiento recién generadas que exceden el esfuerzo normal. Cuando el esfuerzo a lo largo de una falla o una ruptura es mayor a la fuerza cortante, la falla o ruptura por cizallamiento se deslizará. Como resultado, una gran cantidad de energía sísmica se liberará repentinamente, con una gran cantidad de vibraciones del terreno y pueden desencadenar otros tipos de estallidos de rocas. Este fenómeno se genera con una magnitud entre los 2.5 a 5 grados Richter. Un subconjunto de fallas de deslizamiento forma una falla de pilar, solo unos pocos casos de este tipo de estallidos han sido reportados en minas de América del Norte.

En la (Imagen 9) analizamos una comparativa de los tres tipos de falla así como una combinación entre ellas (1) Strainburst,(2) Fault Slip , (3) Dyke, (4) Rupture

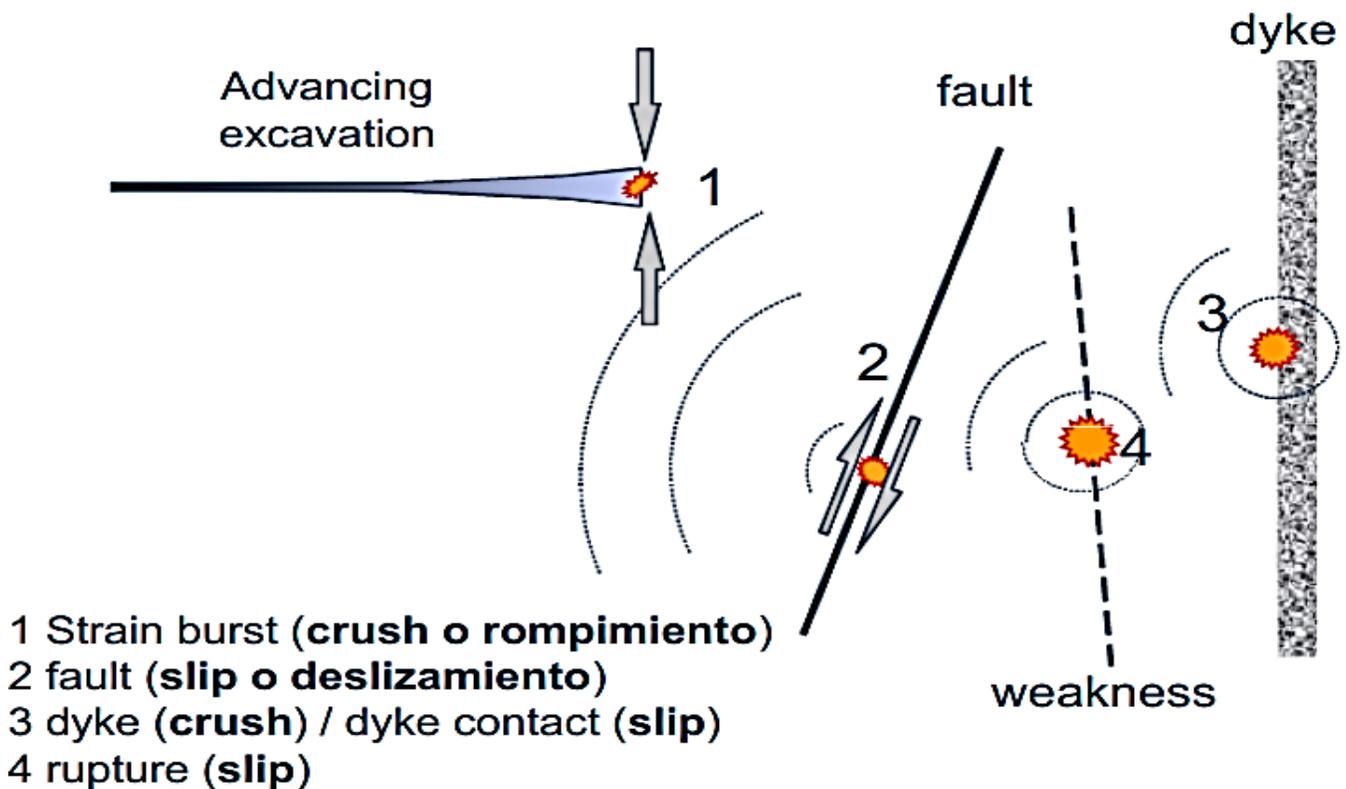


Imagen 9.- Clasificación de los estallidos de Roca, Fuente: Ozbay U. (2017)

La magnitud de las fallas por deslizamiento suele ser muy grandes, estas se relacionan con la forma del túnel o la geometría de la mina y por efectos de cierre. Estas ráfagas no son provocadas por las voladuras y, por lo tanto, pueden ocurrir en cualquier momento. Los mecanismos por los que el estallido de rocas ocurre pueden ser varios, ya sea por la falla súbita de una roca cercana al borde de la excavación o por el movimiento de una masa rocosa a lo largo de una falla preexistente y ocurren donde el equilibrio estable de fallas antiguas ha sido perturbado debido a las actividades mineras y/o de excavación, causando reactivación a lo largo de la superficie de la falla, o discontinuidad geológica, la cual resulta en pequeños deslizamientos. En la (Imagen 10) se aprecian las ondas de choque y daños generados a los refuerzos de madera.



Imagen 10.- Daños por ondas de choque en secciones de madera. Fuente: (Blake & Hedley, 2003)

Los sucesos de fractura de material rocoso son derivados de la radiación de energía liberada en la forma de ondas sísmicas (Cook, 1964). Por lo que se han creado diversos sistemas de monitoreo sísmico en tiempo real con el propósito de cuantificar la sismicidad asociada a estallidos de rocas. Estos datos registran las formas de onda completas que derivan de la propagación de energía acústica de un evento sísmico, estas ondas son analizadas e interpretadas para analizar los principales parámetros que caracterizan el evento. Dichos parámetros son: la ubicación de un evento y el tamaño o fuerza de la fuente. La información derivada de las formas de onda también puede ser usada para caracterizar los mecanismos de falla ocurridos en la fuente sísmica. Todo esto llevando registro a detalle de toda la información de las ondas sísmicas.

Las ondas generadas por sismos derivados de un estallido de rocas se pueden detectar en sismógrafos colocados en la superficie y con gran alcance. Las ondas de tamaño pequeño a mediano usualmente se detectan dentro de un radio de 100 kilómetros, mientras que se han detectado grandes estallidos a distancias mayores de 1.000 km. El parámetro sismográfico de un estallido de roca cercano se muestra en la (Imagen 11).

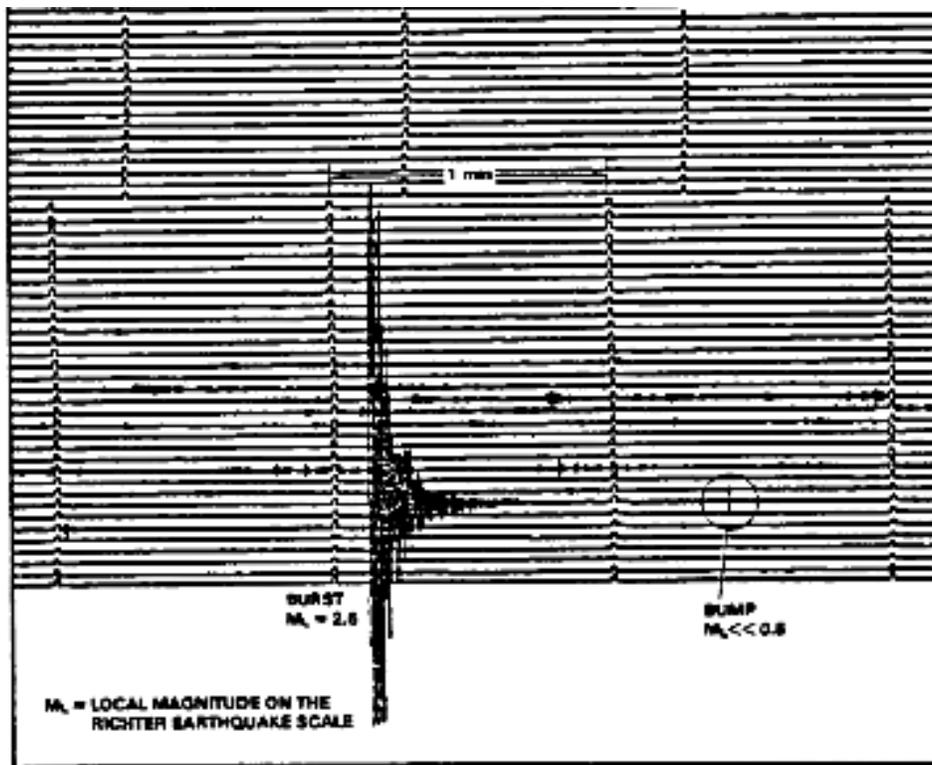


Imagen 11.- Registro sismográfico de un estallido de rocas cercano. Fuente: (Blake & Hedley, 2003)

2.5.- FASES DEL FENOMENO DE ESTALLIDO DE ROCAS.

Los métodos de investigación para realizar una predicción, prevención y/o mitigación del fenómeno de estallido de rocas han avanzado de forma lenta, esto debido a que el análisis de este fenómeno se tornan complejos debido a la alta concentración de esfuerzos inducidos ya sea por la voladura o por la activación de fallas cercanas a la zona de trabajo, produciéndose con mayor frecuencia en rocas ígneas y metamórficas.

El fenómeno del estallido de rocas es generado cuando el macizo rocoso inalterado va perdiendo su resistencia a los esfuerzos de una fuente sísmica, hasta que se presenta su falla. Cuando la roca se encuentra próxima a fallar, esta produce sonidos de relajación, con astillamiento, desgajamiento y expulsión de rocas, que van desde pequeños a grandes fragmentos.

Generalmente los estallidos de rocas se encuentran relacionados estrechamente a eventos sísmicos ya sea por situaciones naturales o por actividades generadas de trabajos de excavación, esta liberación de esfuerzos proviene de una fuente sísmica. El análisis de los estallidos de roca, lo podemos realizar en las siguientes fases:

Fase I: Al presentarse la liberación de esfuerzos que se emiten desde el foco, la transmisión de ondas que viajan a través de la roca genera la creación de grietas radiales.

Fase II: La onda genera una compresión que se propaga a través de la roca y cuando ésta llega a una cara libre debido a los trabajos de excavación permite que se refleje como una onda de tracción³.

Fase III: Analizado lo anterior cuando se presenta la situación en donde las ondas de compresión son mayores que las ondas de tracción producen grietas con descostramiento produciéndose el estallido de rocas. En la (Imagen 12) se puede apreciar las fases del mecanismo de estallido de rocas.

³ Tracción: La tracción es el esfuerzo al que se somete un objeto cuando hay dos fuerzas opuestas y desde su aplicación, tienden a alargarlo o estirarlo.

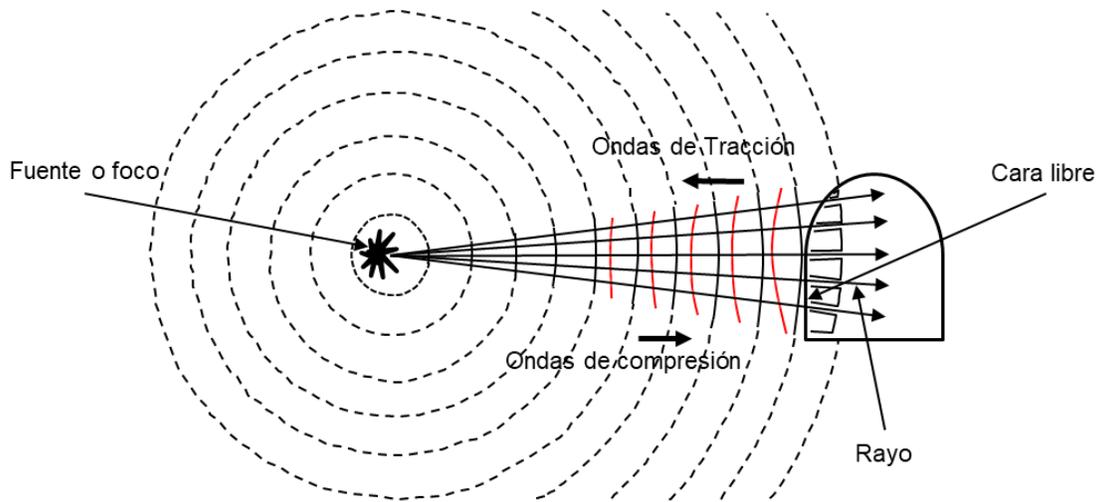


Imagen 12: Mecanismo de Estallidos de Rocas, Fuente: Berrocal Mallqui, M. A. (2015)

2.5.1.-FUENTE DEL ESTALLIDO DE ROCAS.

El ubicar la fuente de un estallido de rocas es complicado, ya que se originan desde cualquier punto y en cualquier momento. Ejemplo de ellos se muestran en la (Imagen 13), donde fuente puede situarse en la zona izquierda (Zona a), en el techo (Zona b), y de forma diagonal (Sector c) de la excavación, de igual forma puede estar por detrás del frente de excavación (sector d).

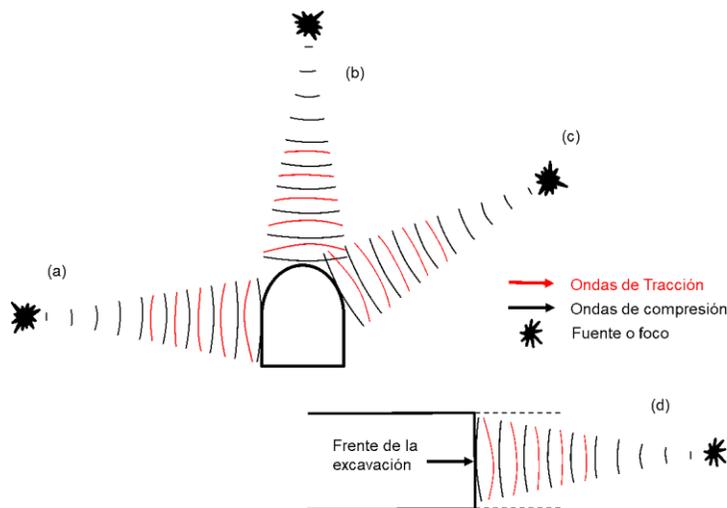


Imagen 13.- Diferentes ubicaciones de la fuente y su impacto en el contorno de la excavación (Sectores a, b y c) y (d) frente posterior de la excavación. Fuente: Berrocal Mallqui, M. A. (2015)

2.5.2- ZONAS PROPENSAS PARA LA OCURRENCIA DE ESTALLIDO DE ROCAS

Las zonas más afectadas por la ocurrencia de un estallido de rocas son las secciones de la excavación con áreas planas. Cuando las ondas golpeen de forma perpendicular sobre un plano, estas cruzaran de forma sencilla esa zona, Ejemplo de ello es la sección de tipo baúl, en la (Imagen 14) es la representación gráfica de este suceso.

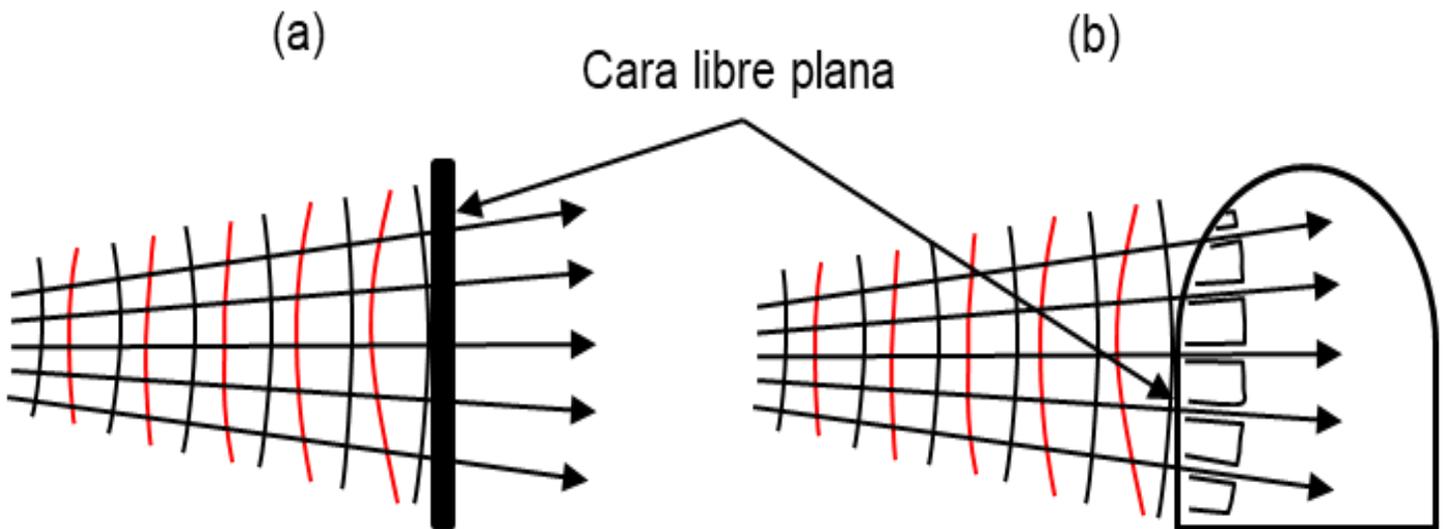


Imagen 14.- Ejemplo del tipo de daño y (b) Afectaciones en pared plana. Fuente: Berrocal Mallqui, M. A. (2015).

CAPITULO III.- INFORMACIÓN REQUERIDA PARA INVESTIGAR EL FENÓMENO.

3.1.- MODELO GEOLÓGICO

Las características que se relacionan a los estallidos de rocas pueden ser mejor identificadas con la Petro mineralogía. Las rocas ígneas y metamórficas son más propensas a los estallidos de rocas. Las rocas más silíceas y aquellas que contienen otros minerales duros son más propensas a los estallidos, debido a su composición mineral, mientras que aquellas que contienen una mayor proporción de carbonatos y otros minerales blandos no lo son. Las dimensiones de los cristales son otro de los factores que influyen en la ocurrencia de estallidos de roca, la progresión de granos gruesos a finos, luego a cristalinos y a vidriosos o amorfos hace que la roca tienda a ser más propensa al fenómeno de los estallidos. Es importante señalar que la extensión y grado de perturbación geológica crea las condiciones para la ocurrencia de los estallidos de rocas.

Es necesario considerar la influencia tanto de los rasgos estructurales principales o mayores como de los menores, especialmente los primeros que son los que causan las anomalías en los esfuerzos.

Las características principales que se relacionan con los estallidos de rocas en el medio geológico son:

- Planos de estratificación, que han sido tectónicamente perturbados, favorecen la ocurrencia de estallidos de rocas, en la (Imagen 15) podemos ver una zona de plegamientos en los cuales se crean zonas susceptibles a la ocurrencia de los estallidos de rocas.
- La voladura, en sistemas de plegamientos principales claramente visibles en túneles profundos y/o minas, crean zonas muy susceptibles a la ocurrencia de los estallidos de rocas.



Imagen 15.- Se presentan plegamientos en zonas de trabajo. Fuente: Ayuntamiento de Sot de Chera. (s. f.). Sot de Chera: El anticlinal.

- La presencia de fallas favorece la ocurrencia de estallidos en zonas próximas. Dichas discontinuidades presentan usualmente baja resistencia al corte, los altos esfuerzos inducidos por las voladuras pueden producir la falla por deslizamiento reactivándola. Este fenómeno es en sí mismo un evento sísmico que deriva en un estallido de roca y estos estallidos por lo general son los que causan los mayores daños.

- Cuando se presenta una zona de corte, estas representan zonas de liberación de esfuerzos dentro de un entorno de macizos rocosos inalterados, estos tienen un comportamiento muy similar al de las fallas.

Es de vital importancia considerar las propiedades de estos rasgos estructurales mayores tales como orientación y espaciamiento, ya que se pueden esperar estallidos más frecuentes cuando las discontinuidades se presentan cercanamente paralelas a los frentes de excavación, que cuando se presentan perpendiculares a los mismos.

En las discontinuidades estructurales, tales como (Fallas, diques, diaclasas) se deben de considerar sus propiedades geomecánicas lito-estructurales, ya que estas son un factor importante en la generación de estos eventos.

Las deformaciones y roturas se suelen producir a favor de los planos de discontinuidad, Cuanto menor sea la persistencia de una discontinuidad, la masa rocosa será más estable, y cuanto mayor sea la persistencia, la roca será menos estable. Los desplazamientos de material rocoso generan eventos tales como el fracturamiento de la roca intacta (Imagen 15A), los deslizamientos a través de discontinuidades estructurales (Imagen 15B), formación de rocas tipo dique (Imagen 16) la deflexión excesiva de las rocas de la bóveda de excavación y del piso generará la falla en el sistema de excavación, Esto dará como resultado la ocurrencia de los estallidos de rocas.



Imagen 15A.-Formación de Diaclasas Fuente: (PePeEfe, 2009)

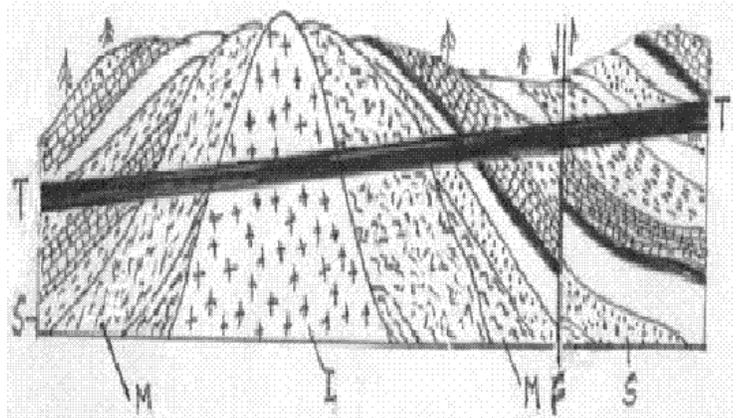


Imagen 15B Plegamientos en ruta de túnel. (Berman, 2018)

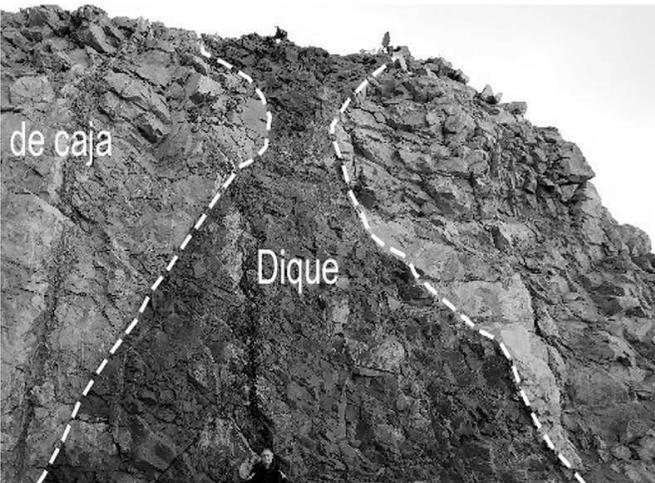


Imagen 16.-Ejemplos de formación rocosas tipo Dique Fuente: (Berman, 2018)

3.2.-PROPIEDADES MECANICAS DEL MEDIO GEOLÓGICO.

Científicos tales como Chunlai Wang, Wilson Blake, David G.F. Hedley, Xia Ting Feng por mencionar algunos han realizado investigaciones sobre las propiedades de deformabilidad y resistencia del material rocoso, han establecido parámetros que indican que los estallidos de rocas se presentan en material que presenta resistencias en el intervalo de 100 a 400 MPa, las rocas con menores resistencias son menos propensas a este evento.

Las características de deformabilidad presentan una gran influencia en la ocurrencia de los estallidos de rocas. Las rocas que presentan un módulo de elasticidad de 40 a 100 GPa son propensas a estallidos y cuanto mayor rigidez presenten estas serán aún más propensas a este fenómeno, sin embargo, la capacidad de estallido disminuye cuando las rocas tienden a un comportamiento frágil.

No se tienen reportes sobre datos precisos del comportamiento del material rocoso, como la resistencia al corte o el comportamiento mecánico del macizo rocoso, sin embargo, el Método desarrollado por Giordano Russo en 2007 y modificado en 2014 incluye los parámetros de Caracterización y Resistencia de la masa rocosa, Índice de Competencia, Comportamiento de la excavación y se utiliza principalmente para estudios de prefactibilidad y factibilidad de un proyecto. Cabe señalar que el avance tecnológico actual de la mecánica de rocas permite tener un conocimiento adecuado de todos estos parámetros, los cuales formaran parte del modelo geomecánico.

Para que la evaluación del macizo rocoso sea más objetiva, las clasificaciones geomecánicas presentan una evaluación cuantitativa de una serie de parámetros que establecen un índice numérico que representa la calidad del macizo rocoso. La utilización de clasificaciones geomecánicas para el diseño del sostenimiento en excavaciones subterráneas puede ser útil para una etapa de Prefactibilidad, sin embargo, no es un diseño auténtico del sostenimiento dado que presentan una serie de inconvenientes (Imagen 17):

- No permiten cuantificar los coeficientes de seguridad del sostenimiento.
- No consideran el efecto de las diferentes fases de excavación.
- No tienen en cuenta el estado tensional natural del terreno.
- No consideran el efecto que una excavación subterránea genera en su entorno (subsistencia, cambios tensionales, etc.).



Imagen 17.- Aspecto de macizo rocoso en galería. Fuente: Noguera, J. R. (2020).

3.3.- ESFUERZOS IN SITU DEL MACIZO ROCOSO.

En toda obra subterránea, el macizo rocoso estará bajo un estado de esfuerzos naturales in-situ previo a la realización de los trabajos de la excavación. El estado de esfuerzos una vez que se realizaron los trabajos de voladura son el resultado del estado de esfuerzos inicial (in-situ) más el estado de esfuerzos inducidos por la excavación.

Existe una correlación lineal positiva de la frecuencia y severidad de los estallidos con el incremento de la profundidad. La causa de este fenómeno se atribuye al efecto de la carga litostática, lo cual crea esfuerzos in-situ demasiado altos. Cabe señalar que este no es el único factor de influencia en el fenómeno de estallido de rocas, se han registrado estos fenómenos en zonas consideradas no profundas. Por otro lado, no ha habido ninguna ocurrencia de estallidos en construcciones de 3200 m aproximadamente de cobertura, por lo que es importante incluir aquí la influencia de posibles esfuerzos tectónicos residuales, que podrían cambiar sustancialmente la naturaleza y magnitud de los esfuerzos in-situ.

Los esfuerzos in-situ constituyen uno de los factores que condicionan la estabilidad de la masa rocosa de las excavaciones subterráneas y los esfuerzos in-situ dependen de una serie de factores tales como la erosión, los esfuerzos tectónicos, el efecto de las discontinuidades.

El tensor de esfuerzos analiza las tensiones en materiales que experimentan deformaciones, es la representación de una matriz del estado tensional al que se encuentra sometida una partícula del macizo rocoso. El tensor de esfuerzos es simétrico e indica las tres tensiones (Una normal y dos cortantes) (Imagen 18) asociadas al plano perpendicular a cada uno de los ejes del sistema de coordenadas, en la (Imagen 19) podemos visualizar el estado natural de esfuerzos en el macizo rocoso, en la (Imagen 20) se pueden apreciar los esfuerzos inducidos por los trabajos de la excavación. El estado de esfuerzos naturales del macizo rocoso depende de una serie de magnitudes vectoriales de carácter y origen variado, los macizos rocosos a grandes profundidades están sometidos a tensiones derivadas del peso de los materiales supra yacentes. El campo tensional es una magnitud tensorial. Expresándolo el campo de tensión completo hay que considerar tres orientaciones y tres magnitudes σ_1 , σ_2 y σ_3 (Hoek, Kaiser y Bawden, 2000).

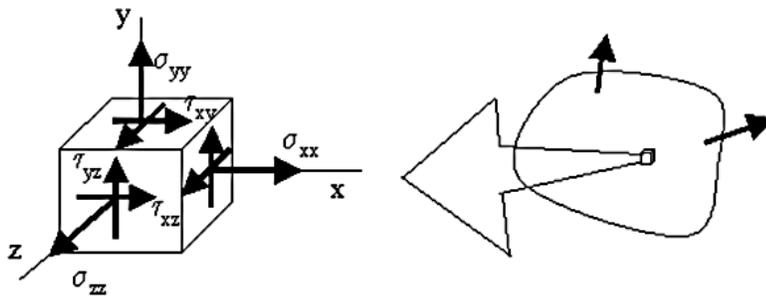


Imagen 18.- Representación gráfica del tensor de esfuerzos. Fuente: Pérez González, A. (2014, 22 junio).



Imagen 19.- Estado de tensiones de macizo rocoso en estado natural. Fuente:(Curo Mostajo, 2019)

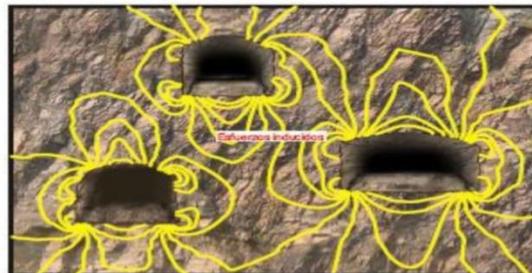


Imagen 20.- Estado de tensiones inducidas por trabajos de excavación. Fuente:(Curo Mostajo, 2019)

3.4.-METODOS DE MEDICIÓN DE ESFUERZOS IN SITU.

Para la magnitud y orientación de los esfuerzos se deben realizar mediciones in situ, sin embargo, la complejidad de las condiciones del macizo rocoso dificulta realizar la medición de los esfuerzos, para lo cual se implementan diversas técnicas que permiten realizar estas mediciones, la implementación de celdas Hollow inclusión, el procedimiento de gato plano Flat Jack, así como el método de Hidrofracturamiento son por mencionar algunas.

La obtención de parámetros que inciden en la ocurrencia de fenómenos de estallido de rocas necesita conocer el campo de esfuerzos in situ. Algunas de las técnicas utilizadas para obtener estos datos se mencionan a continuación:

- 1.- USBM Borehole Deformation Gauge
- 2.- CSIR Doorstopper
- 3.- CSIRO Hollow Inclusion

3.4.1.-USBM BOREHOLE DEFORMATION GAUGE

“Desarrollado por la Oficina Federal de Minas de Estados Unidos (USBM)(Imagen 21) a finales de los años 50, para obtener esfuerzos in situ en el macizo rocoso en 2D. Las mediciones de esfuerzos se efectúan con la técnica de sobre perforación (Overcoring), al medir la deformación diametral en una perforación de diámetro pequeño (1 ½”) a medida que el campo de esfuerzos perimetral es removido al perforar coaxialmente un barreno de mayor diámetro (6”) concéntrico a la perforación inicial. La deformación diametral registrada se relaciona a los cambios de esfuerzos en el plano perpendicular a la perforación utilizando el módulo de deformación de la roca. Este método utiliza una celda de medición bidimensional que consta de tres pares de puntos de contacto adheridos al cuerpo de los medidores. La celda está diseñada para registrar deformaciones en un periodo menor a 30 minutos. Esta limitación, se debe a la inestabilidad de los transductores comercialmente disponibles para monitorear los cambios de esfuerzos en periodos de tiempos superiores, y al ingreso de humedad al interior del área del transductor.” (Blondel Buijuy, 2017,20)



Imagen 21: Celda USBM Borehole Deformation Gauge. Fuente: (Blondel Buijuy, 2017)

“La medición de esfuerzos utilizando USBM debe seguir la siguiente secuencia de actividades (Imagen 22):

- a) Se realizará una perforación inicial en el macizo rocoso con una corona de 6” de diámetro hasta una profundidad que permita medir más allá de la zona de concentración de esfuerzos alrededor de la excavación (2.5 veces el diámetro del túnel).*
- b) Se realiza una segunda perforación, de 1 1/2” de diámetro, concéntrica a la primera.*
- c) Se coloca el medidor dentro de la perforación de menor diámetro (1 1/2”).*
- d) Se realiza la sobre perforación de la roca alrededor del medidor de deformaciones de modo coaxial a la perforación inicial de 6” de diámetro. Las deformaciones diametrales se registran a lo largo de todo este proceso cada 1/2” o 1” de avance. El proceso de sobre perforación acaba en el momento en que las lecturas indican que las tensiones se han relajado (longitud adecuada del testigo = 10”).*
- e) El testigo obtenido en la sobre perforación se corta y es retirado del sondeo, y posteriormente, es sometido a ensayo de confinamiento biaxial con la finalidad de determinar su módulo de elasticidad. El ensayo biaxial puede realizarse en terreno, o posteriormente, en oficina.” (Blondel Buijuy, 2017,:21)*

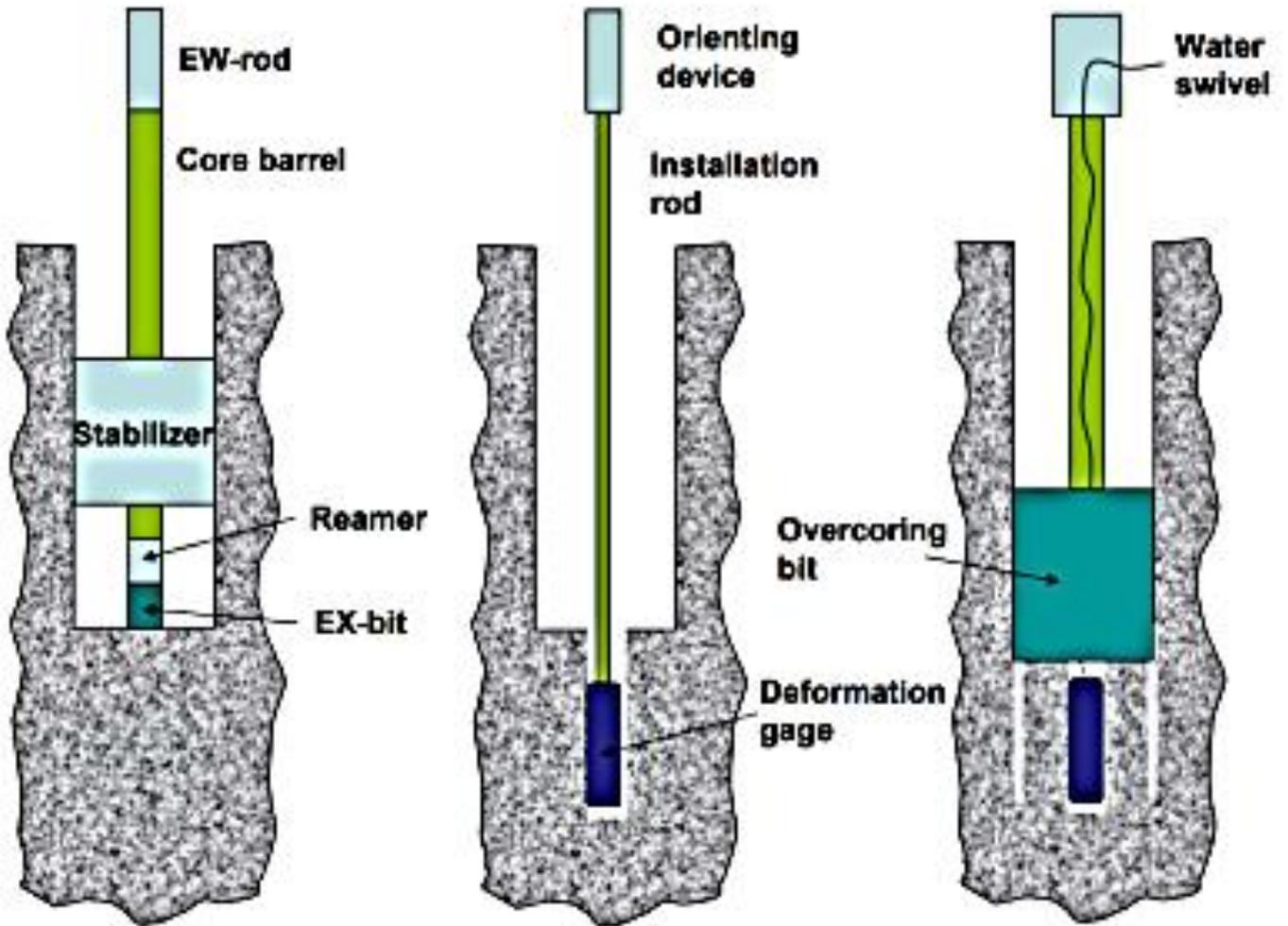


Imagen 22: Procedimiento de medición con el método USBM Borehole Deformation Gauge. Fuente: (Blondel Buijuy, 2017)

3.4.2.-CSIRO Doorstopper

“El procedimiento CSIR (Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization por sus siglas en inglés) Doorstopper ofrece la medición de esfuerzos in situ cercanos 2D con la técnica de sobre perforación, a través de una celda bidimensional (Imagen 23) que registra la deformación diametral de las paredes de la perforación debido a la relajación completa de esfuerzos provocada por la sobre perforación. El diámetro de perforación de esta técnica es menor que la utilizada en USBM, siendo de 2 3/8” de diámetro. Esta metodología surgió debido a las dificultades en la recuperación de testigos en ciertos sectores de roca primaria (Roca con resistencia Alta a muy alta) y requiere de la unión directa de los medidores de deformación a la superficie de la roca. La humedad ocasiona la degradación de las señales de resistencia, en la práctica es mejor encapsular completamente el medidor de deformación.” (Blondel Buijuy, 2017,20)



Imagen 23.- Instrumento de medición de esfuerzos CSIR Doorstopper. Fuente: (Blondel Buijuy, 2017)

“La medición de esfuerzos in situ con el método CSIR Doorstopper considera la siguiente secuencia de actividades:

- a) Se realiza una perforación de 2 3/8” de diámetro a la profundidad requerida para realizar la medición, verificando que la distancia sea al menos 2.5 veces el diámetro de la galería. Luego, se debe acondicionar el fondo de la perforación para la celda Doorstopper mediante aplanado, pulido, limpiado y secado.
- b) La celda Doorstopper se conecta al instrumento de instalación, y luego, se pega en el fondo de la sonda.
- c) Se colocan cuñas de madera en la boca del barreno una vez instalada la celda de medición. Este procedimiento se realiza con tal de mantener centrado y presionado el

sistema. Luego, se realizan las mediciones de deformaciones iniciales cada 5 minutos por un periodo total de alrededor de 30 minutos; lapso en el que se logra estabilizar el sistema.

d) Se remueve el instrumento de instalación, dejando la celda adherida en el fondo de la perforación y se realiza la sobre perforación utilizando el mismo diámetro que la perforación inicial (2 3/ 8") considerando una longitud de 20 cm.

e) El testigo obtenido en la sobre perforación se corta y extrae del sondaje, y luego, es reconectado al instrumento de instalación para registrar las deformaciones finales de la misma forma que para las mediciones iniciales.

Cada uno de los testigos son enviados al laboratorio para obtener los módulos de elasticidad de Young y Poisson." (Blondel Buijuy, 2017,21)

3.4.3.-CSIRO Hollow Inclusion

"El método de medición de esfuerzos *in situ* con la celda *Hollow Inclusion* se desarrolló el año 1990 por CSIRO Australia (Proyecto JKMRC con la División El Teniente), con la finalidad de mejorar la efectividad de los procedimientos de medición de esfuerzos por sobre perforación, como el USBM y CSIR Doorstopper, que utilizan celdas bidimensionales para las mediciones de esfuerzos, requiriendo de un mínimo de tres perforaciones no paralelas para la determinación del campo de esfuerzos *in situ* tridimensional .

Esta metodología de medición de esfuerzos *in situ* utiliza una celda triaxial (Imagen 24) que mide las deformaciones diametrales en el macizo rocoso durante el proceso de sobre perforación. La celda, contiene adosada en su superficie 3 rosetas de 3 strain gauges cada una (9 strain gauges en total) que permiten la determinación del tensor de esfuerzos 3D *in situ* del sector con una sola perforación. La instalación de la celda triaxial debe realizarse fuera del área de influencia de la galería, y, al igual que el resto de los métodos de sobre perforación, el registro de las deformaciones diametrales en el macizo durante la sobre perforación, junto con las propiedades elásticas de la roca, permiten la determinación del tensor de esfuerzos 3D *in situ*." (Blondel Buijuy, 2017,21)



Imagen 24: Celda Hollow Inclusion. Fuente: : (Blondel Buijuy, 2017)

“La celda Hollow Inclusion consta de un cilindro plástico endurecido y transparente de 1 1/2” de diámetro y 8 cm de largo, que posee tres rosetas de medición de deformación con tres strain gauges cada una. En su interior, se encuentra el cemento epóxico, que posteriormente, es empujado a través de un pistón para su evacuación, por medio de ductos ubicados en la parte posterior del pistón, hacia el espacio anular entre la celda y las paredes de la perforación. La celda posee una resistencia que acusa cuando el pistón hizo todo el recorrido y, por ende, evacuó todo el cemento epóxico. Cada strain gauge es conectado a un cable conductor eléctrico y salen todos como una unidad, pero en forma independiente.

La medición de esfuerzos in situ con el método Hollow Inclusion considera la siguiente secuencia de actividades:

- a) Realizar una perforación inicial de 150 mm de diámetro.*
- b) Realizar una perforación concéntrica (EX) a la perforación inicial. Se debe inspeccionar el testigo extraído para determinar a mejor ubicación de la celda HI.*
- c) Instalar la celda HI, dejar que el pegamento fragüe por un tiempo adecuado para el nivel de temperatura del sector.*
- d) Activar la celda HI monitoreando la deformación que experimenta la roca durante todo el proceso de sobre perforado.*
- e) Se debe quebrar el testigo y retirar la celda HI con el testigo de roca.” (Blondel Buijuy, 2017,22)*

3.4.4.-Método de Detonación de Taladros MDT

Método de Detonación de Taladros MDT, arroja información sobre la dirección, la magnitud de la fuerza respectivamente, e inclusive el valor del parámetro k , este método consiste en realizar un taladro (hoyo), que coincida con la dirección de avance, o en otra dirección que se requiera conocer. En este taladro, se introducen los explosivos y luego se detonan.

La (Imagen 24A), se puede apreciar el resultado del taladro detonado, donde el círculo rojo representa al taladro detonado, las líneas negras deformadas, simulan a las fisuras abiertas o cerradas. Analizando la (Imagen 24A) al unir los extremos de las fisuras, con la línea discontinua, obtenemos la figura de la elipse o también puede ser el círculo. La elipse tiene sus ejes mayor y menor y el círculo los diámetros. La elipse está compuesta por dos ejes: mayor y menor. La dirección de la tensión; se obtiene midiendo el ángulo α , que es el ángulo entre el eje vertical con la línea horizontal, el que, a su vez, representa la dirección del esfuerzo principal mayor.

El ángulo α ; es resultado de las corrientes de agua, cargas estructurales, fallas, etc.; los cuales subyacen al lugar de la medición, en el macizo rocoso. Del proceso MDT; se obtiene el parámetro k , el cual se calcula, dividiendo la longitud del eje horizontal, sobre la longitud del eje vertical, en la elipse. En términos prácticos; las fisuras creadas en el MDT son las expresiones vivas del macizo rocoso lo que nos corresponde por consiguiente es interpretar los resultados.

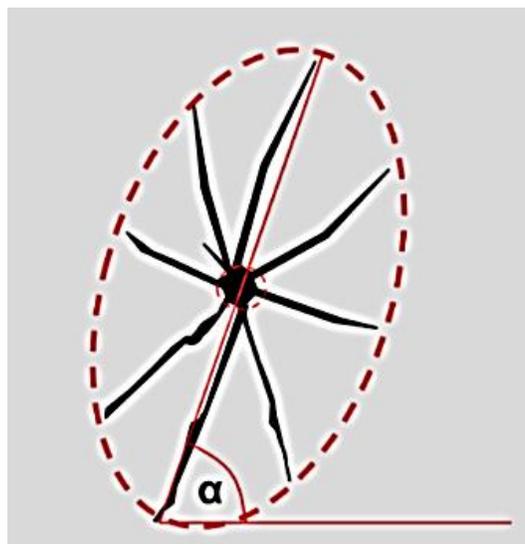


Imagen 24A: Medición del ángulo α Fuente: (Blondel Buijuy, 2017)

3.5.-Métodos de medición a distancia.

3.5.1.- Borre Probe

“La Borre Probe es una celda de medición de esfuerzos propuesta por Leeman en el año 1968 y desarrollada en Suecia por Vattenfall del Swedish State Power Broad (SSPB), siendo presentada la primera versión en 1976 por Hiltcher. Este método utiliza el principio de sobre-perforación para medir los esfuerzos in-situ y consta de una celda triaxial que permite la obtención del campo de esfuerzos 3D en pozos llenos de agua y en profundidad (pruebas exitosas hasta 600 m). Este método, solo requiere del registro de las deformaciones diametrales inducidas en el proceso de sobre-perforación, las constantes elásticas de la roca y los datos de la orientación de la celda y la perforación, para determinar el tensor de esfuerzos 3D in situ.

Este instrumento tiene forma cilíndrica (Imagen 25), con una longitud de 550 mm y un diámetro de 54 mm aproximadamente, y contiene tres rosetas que constan de tres medidores de deformación dispuestos en las siguientes orientaciones específicas: (i) orientación paralela (medidor axial o longitudinal), (ii) orientación perpendicular (medidor tangencial o circunferencial y (iii) orientación a 45° con respecto al eje axial del pozo.” (Blondel Buijuy, 2017,23)

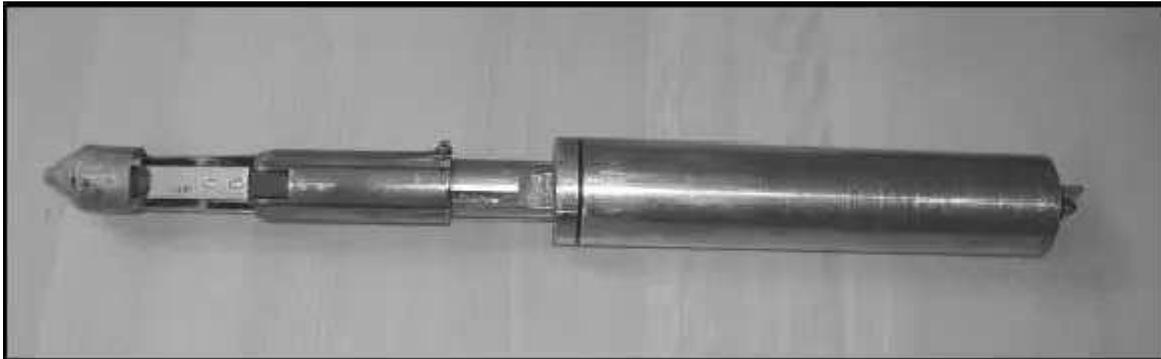


Imagen 25: Celda de medición de esfuerzos con Borre Probe. Fuente: : (Blondel Buijuy, 2017)

“Las rosetas están unidas a tres brazos de sensores plásticos en el fondo del instrumento, localizados a 120° de una orientación conocida del cuerpo principal del Borre Probe. De esta forma, los nueve medidores de deformación registran deformaciones en nueve direcciones distintas. Como el proceso de determinación del tensor de esfuerzos 3D requiere la información de deformación de 6 direcciones independientes, este método entrega datos de deformación diametral redundantes.

El instrumento está diseñado para ser recuperado una vez utilizado, perdiéndose solo los medidores de deformación que quedan unidos a la pared del pozo luego de realizada la medición” (Blondel Buijuy, 2017,:20). La medición de esfuerzos in situ con el método Borre Probe considera la secuencia de actividades de la imagen 26:

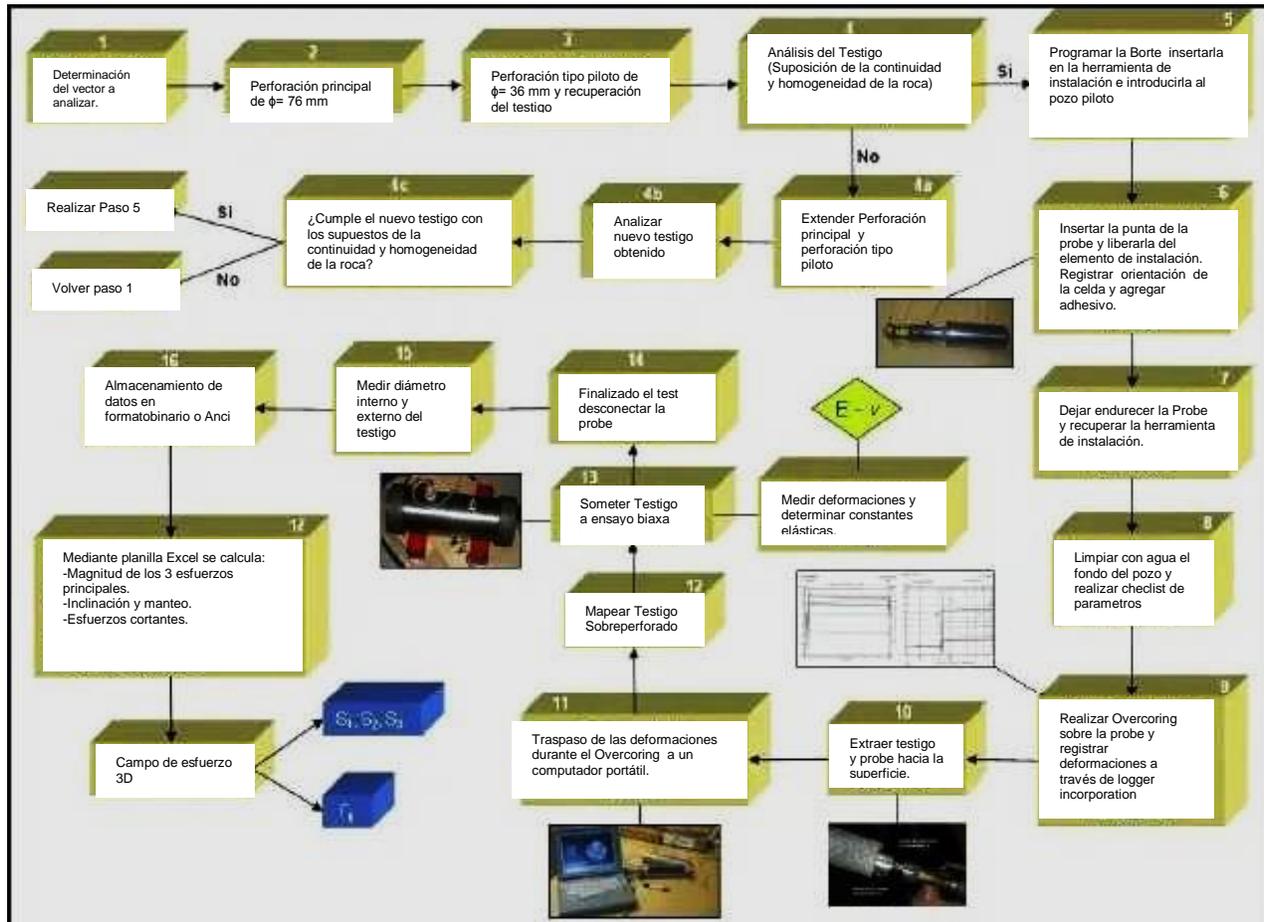


Imagen 26: Diagrama de flujo con los pasos asociados a la medición de esfuerzos con la técnica Borre Probe. Fuente: (Blondel Buijuy, 2017)

3.5.2.- Downward Compact Conical-Ended Borehole Overcoring (DCCBO)

“La técnica *Downward Compact Conical-Ended Borehole Overcoring (DCCBO)* es un método de medición de esfuerzos *in situ* basado en el principio de sobre-perforación, que permite la determinación del tensor de esfuerzos 3D en profundidad (hasta 1000 m), en presencia de agua, y en condiciones verticales o sub verticales. Esta técnica fue desarrollada a partir del método *Compact Conical-Ended Borehole Overcoring (CCBO)* que se creó para obtener mediciones *in situ* precisas y económicas. Sin embargo, dicho método fue concebido para perforaciones horizontales realizadas desde una galería, y, por lo tanto, no se diseñó para que la celda de deformación se quedase unida al fondo de una perforación de gran profundidad. Esta variante del CCBO permitiría obtener mediciones de esfuerzos *in situ* en condiciones verticales o inclinadas, a gran profundidad y con un alto nivel de precisión.

La técnica DCCBO utiliza un aparato de medición y una herramienta de instalación o mecanismo de unión del medidor. El aparato de medición consta de una celda cónica de deformaciones y de un cilindro de gas de nitrógeno (Imagen 27). El gas de nitrógeno permite la remoción de restos de barros al final del pozo una vez que la celda de deformación llega al fondo del pozo. El aparato de medición cuenta con 8 medidores de deformación de 5 mm de largo dispuestos en intervalos de 45° y con un medidor de temperatura en la interior de la celda. El sistema cuenta con una unidad de medición de orientaciones compuesto por una brújula y una pequeña cámara en la sección alta del mecanismo de unión, que permite la medición de la dirección e inclinación de la celda de deformaciones instalada en el fondo del pozo.” (Blondel Buijuy, 2017,:25)



Imagen 27: Celda cónica del DCCBO. Fuente:(Blondel Buijuy, 2017)

“El cálculo del tensor de esfuerzos 3D in situ requiere la determinación de los módulos de Young y Poisson de la roca. Al respecto, existen dos metodologías para su determinación. El primer método consiste en realizar un test de laboratorio al testigo recuperado del proceso de “sobre perforación, mientras que el segundo método, consiste en realizar una carga in situ sobre el bit cónico de perforación. Generalmente, se utiliza el segundo método para confirmar los resultados obtenidos en laboratorio. En el test de laboratorio se requiere la extracción de tres especímenes perpendiculares provenientes del testigo principal. La dimensión de los especímenes es de 25 mm de diámetro y 50 mm de largo. Se utilizan 4 medidores de deformación en secciones representativas para medir las respuestas de deformación de cada espécimen, considerando un modelo de carga que reproduzca las deformaciones axiales, como también, las máximas deformaciones sobre el bit cónico. En el segundo método, la carga in situ se realiza después que la celda de medición cementa en el fondo de la perforación, previo proceso de sobre-perforación. En la parte plana del final de la perforación se forma un anillo de 6 mm de ancho en la circunferencia del bit cónico, siendo aplicado un esfuerzo axial mediante una platina de acero. En este procedimiento se monitorea la relación entre deformación y el esfuerzo, obteniéndose los módulos de Young y Poisson por análisis de método de elementos de borde. Los pasos requeridos para la determinación del tensor de esfuerzos in situ 3D con el método DCCBO (Imagen 28) (Blondel Buijuy, 2017,28)

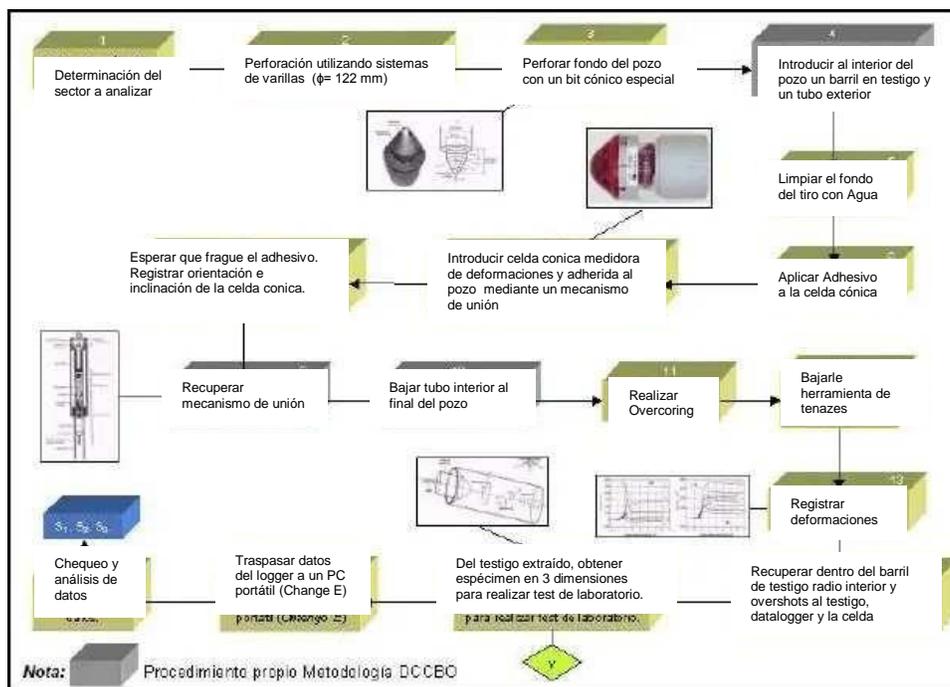


Imagen 28: Secuencia de actividades requeridas para la de medición de esfuerzos utilizando la metodología de DCCBO Fuente: (Blondel Buijuy, 2017)

CAPITULO IV.- MÉTODOS ANALÍTICOS, EMPÍRICOS, MODELADO NUMÉRICO Y PRUEBAS DE LABORATORIO PARA ANÁLISIS DEL ESTALLIDO DE ROCAS.

En la ingeniería es común que se presenten problemas complejos en los cuales se utilizan distintos métodos para su solución, el estallido de rocas es un problema con un alto grado de complejidad el cual tiene distintas formas de abordarlo, las cuales van desde soluciones analíticas, empíricas, llegando hasta el modelado numérico, complementando estos métodos con campañas de exploración e instrumentación, a continuación abordaremos algunas de las metodologías del fenómeno de estallidos de rocas (imagen 29).

Las metodologías de estudio de las explosiones de rocas se pueden resumir generalmente en cinco tipos: empírica, analítica experimental, basada en datos y numérica.

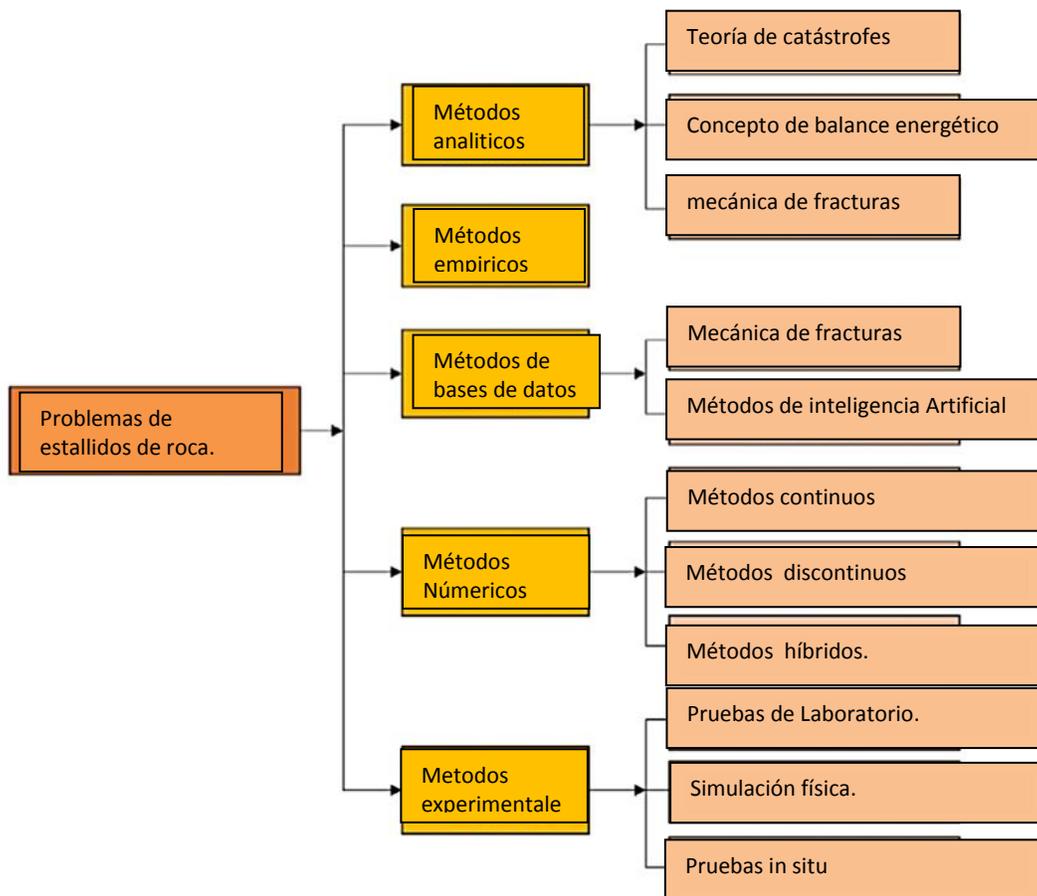


Imagen 29.- Formas de análisis del fenómeno de estallido de rocas. Fuente: Wang.(2021)

Sabemos que no existe una forma efectiva de controlar estallidos de rocas porque el fenómeno es muy complejo y está influenciado por muchos factores como la complejidad e incertidumbre en las condiciones geológicas, tensiones in situ, tensiones inducidas y condiciones de activación. Los métodos empíricos son generalmente específicos del sitio y, por lo tanto, difíciles de generalizar. Tanto los métodos analíticos como los experimentales emplean muchos supuestos idealizados que son incapaces de coincidir con las circunstancias reales del campo.

Los métodos basados en datos son razonables y precisos solo si se proporciona una base de datos accesible y de tamaño, en comparación con otros métodos, como la simulación física y las pruebas de campo, el método de modelado numérico tiene las ventajas de bajo costo, seguridad, ahorro de tiempo y flexibilidad. Además, puede proporcionar más información. Salamon (1993) afirmó que diferentes aspectos del problema del estallido de rocas como la relación entre las actividades mineras y la sismicidad relacionada, el mecanismo de la fuente y los efectos de las ondas sísmicas en las excavaciones mineras se beneficiarían del modelado numérico.

4.1.- MÉTODO ANALÍTICO

La obtención de la energía cinética de un estallido de roca está basado en dos criterios. El primero en la interacción entre la velocidad máxima de partícula (ppv) experimentada por una roca al momento de ser eyectada en un estallido de roca y la zona plástica del túnel. En este caso para la obtención del parámetro PPV se sigue el modelo propuesto por Kaiser et al. (1996) en el Canadian RockBurst Support HandBook (Por sus siglas en ingles CRBSHB). El otro método utilizado para obtener la energía cinética de un estallido de roca se basa en la energía de deformación de la roca y el ppv. En este caso el ppv es obtenido a través del procesamiento de imágenes de registros de videos de ensayos UCS.

4.1.1.- ENERGÍA DE DEFORMACIÓN DE LA ROCA (ED)

Una falla o fractura en una roca ocurre cuando la energía de deformación (ED) por unidad de volumen excede su resistencia uniaxial. En términos analíticos la ED depende de las tensiones in situ, de las constantes elásticas de la roca y de las variaciones del confinamiento. Como ya se ha mencionado anteriormente, una excavación altera las condiciones de equilibrio del confinamiento y ocasiona zonas de acumulación de esfuerzos y zonas de relajación, por lo tanto, los estados de ED in situ en la roca se ven alterados (Krstulovic, 2017). Si son las tensiones principales de la roca, E es el módulo de Young de la roca y V la relación de Poisson y asumiendo que la roca es homogénea e isotrópica, la energía de deformación unitaria por volumen puede ser obtenida mediante la ecuación 1 propuesta por Love (1927).

$$\text{Ec.(1)} \quad ED = \frac{1}{2E} \left(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2\nu(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_1\sigma_3 + \sigma_2\sigma_3) \right)$$

El volumen de roca dentro de un ED límite puede considerarse como la roca posible a fallar ante un evento sísmico. Al asumir esto es posible cuantificar el eventual volumen de roca involucrado en un estallido de roca. También la ED puede ser útil para estimar el potencial de estallido de roca en labores subterráneas (Krstulovic, 2017).

4.1.2.- VELOCIDAD MÁXIMA DE PARTÍCULA (PPV: PEAK PARTICLE VELOCITY)

Kaiser et al. (1996) crearon una metodología como resultado de una gran investigación de la cual se elaboró el Canadian Rockburst Support Handbook (Por sus siglas en ingles CRBSHB). Se estableció una fórmula que permite obtener la velocidad máxima de partículas (ppv) en función de la magnitud del evento sísmico, sin embargo, Potvin et al. (2010) basado en la propuesta inicial propuso la ecuación 2, la cual se muestra a continuación:

$$\text{Ec. (2)} \quad ppv = C \frac{\sqrt{10^{(M_L+1.5)}}}{R+R_0}$$

Donde,

R es la distancia al foco sísmico y

C es una constante empírica establecida en el CRBSHB. Además, es el radio de influencia de la fuente, estimado con la ecuación 3:

$$\text{Ec. (3)} \quad R_0 = \alpha 10^{\frac{1}{3}(M_L+1.5)}$$

Donde,

ML es la intensidad de la fuente sísmica en la escala de Richter y

α es una constante empírica.

Kaiser et al. (1996) recomiendan el uso de un factor de amplificación, ya que el ppv estimado al ser solo un valor de diseño, son mucho menores a los observados en terreno debido a la acumulación de energía en el contorno de una excavación sometida a altos esfuerzos , la cual proporcionan energía adicional a un evento de estallido de roca. Varios autores han propuesto distintos valores como métodos de obtención de factores de amplificación.

4.2.- MÉTODO EMPIRICO.

4.2.1.-METODO RUSSO (2014)

El método de Russo (2014), establece cuatro tipos diferentes de comportamientos del macizo rocoso (imagen 30) que se deben considerar para realizar una evaluación de la estabilidad física de una excavación profunda, la cual puede ser obra civil o extracción minera, esto se define a partir de la calidad geomecánica del macizo rocoso considerando la obtención de índices de calidad tales como GSI, RMR entre otros y la razón entre los esfuerzos in-situ y la resistencia del macizo rocoso, como se puede apreciar en la imagen.

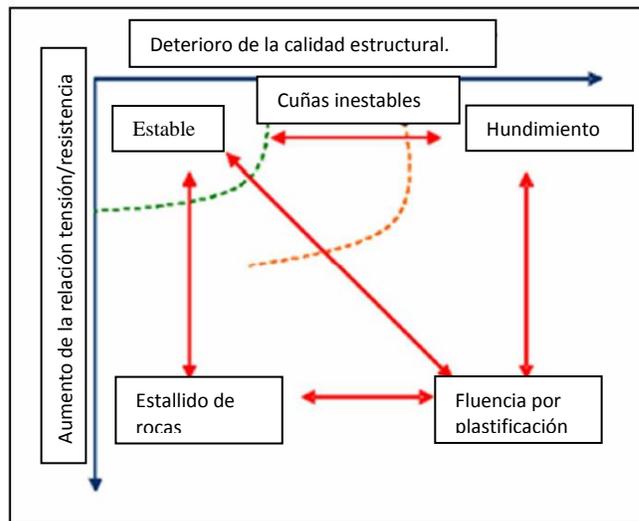


Imagen 30: Esquema conceptual para un escenario general del comportamiento del terreno tras la Excavación. Fuente: Russo 2014

4.2.1.1.-GRAFICO GDE (GeoData Engineering)

El gráfico múltiple (Imagen 31) está compuesto por 4 sectores), cada uno de ellos finalizado en un formato de cuantificación fácil de usar para obtener las propiedades correspondientes. El primer gráfico está en el cuadrante inferior derecho y progresa es en el sentido de las agujas del reloj a través del sistema.

Gráfico Sector I: Estimación de la estructura del macizo rocoso

El Gráfico I (cuadrante inferior derecho en la Imagen 31) estima Rock Mass Fabric (GSI) basado en el Volumen de bloques de rocas (V_b) y Condiciones de las discontinuidades o juntas (jC). Cuando el macizo rocoso se puede tratar como un medio continuo equivalente, con propiedades geomecánicas isotrópicas, las características geo estructurales de los macizos rocosos pueden expresarse mediante un "índice de estructura", que se puede definir como una función escalar de dos componentes: estructura de la roca (GSI) y estado de la junta (JC). En el presente caso, el índice de referencia es el GSI.

Gráfico Sector II: Estimación de la resistencia del macizo rocoso

El Gráfico II (cuadrante inferior izquierdo) de la (Imagen 31) se estima la resistencia del macizo rocoso (σ_{cm}) en base a la estructura de la roca (GSI) y a la resistencia a la compresión simple de la roca intacta (σ_c) dicho valor se obtiene por la intersección de las curvas de GSI estimadas y de resistencia a la compresión simple de la gráfica de la (Imagen 31). La confiabilidad de la estimación de la resistencia del macizo rocoso está relacionada principalmente con la aplicación efectiva del criterio de Hoek-Brown, el criterio de falla (basado en un supuesto medio homogéneo e isotrópico) y la ocurrencia de falla de tipo cortante. Para una estimación preliminar de la posibilidad de inestabilidades impulsadas por el esfuerzo de las rocas con comportamiento frágil, en el gráfico II (Imagen 31) se destaca la región susceptible de estallido de rocas, en presencia de condiciones de esfuerzos adecuados.

Gráfico Sector III: Estimación de la competencia del macizo rocoso

El gráfico III cuadrante superior izquierdo de la (Imagen 31) estima la competencia del macizo rocoso (IC) en función de la resistencia del macizo rocoso (σ_{cm}) y el esfuerzo insitu (σ_e) al esfuerzo tangencial en el perímetro de la excavación

El índice de competencia (IC) se define simplemente como la relación entre la resistencia del macizo rocoso (σ_{cm}) y el esfuerzo tangencial en el perímetro de la excavación (σ_e)

Es importante notar que aquí se adopta una suposición simplificada sobre el esfuerzo in situ original al considerar un valor de $k=1$, donde k es la relación entre las tensiones principales horizontales y verticales in situ.

Gráfico Sector IV: Estimación del comportamiento de excavación

El Gráfico IV (cuadrante superior derecho) en la (Imagen 31) estima el Comportamiento de Excavación basado en la competencia del macizo rocoso (IC) y Capacidad autosuficiente (RMR), aquí se aplica de forma aproximada la clasificación integrada, utilizando las correlaciones anteriores con IC. Siguiendo el esquema conceptual el sistema de clasificación GDE original ha sido integrado por las clases RMR considerando también su conocida relación empírica con la capacidad autosuficiente de los macizos rocosos.

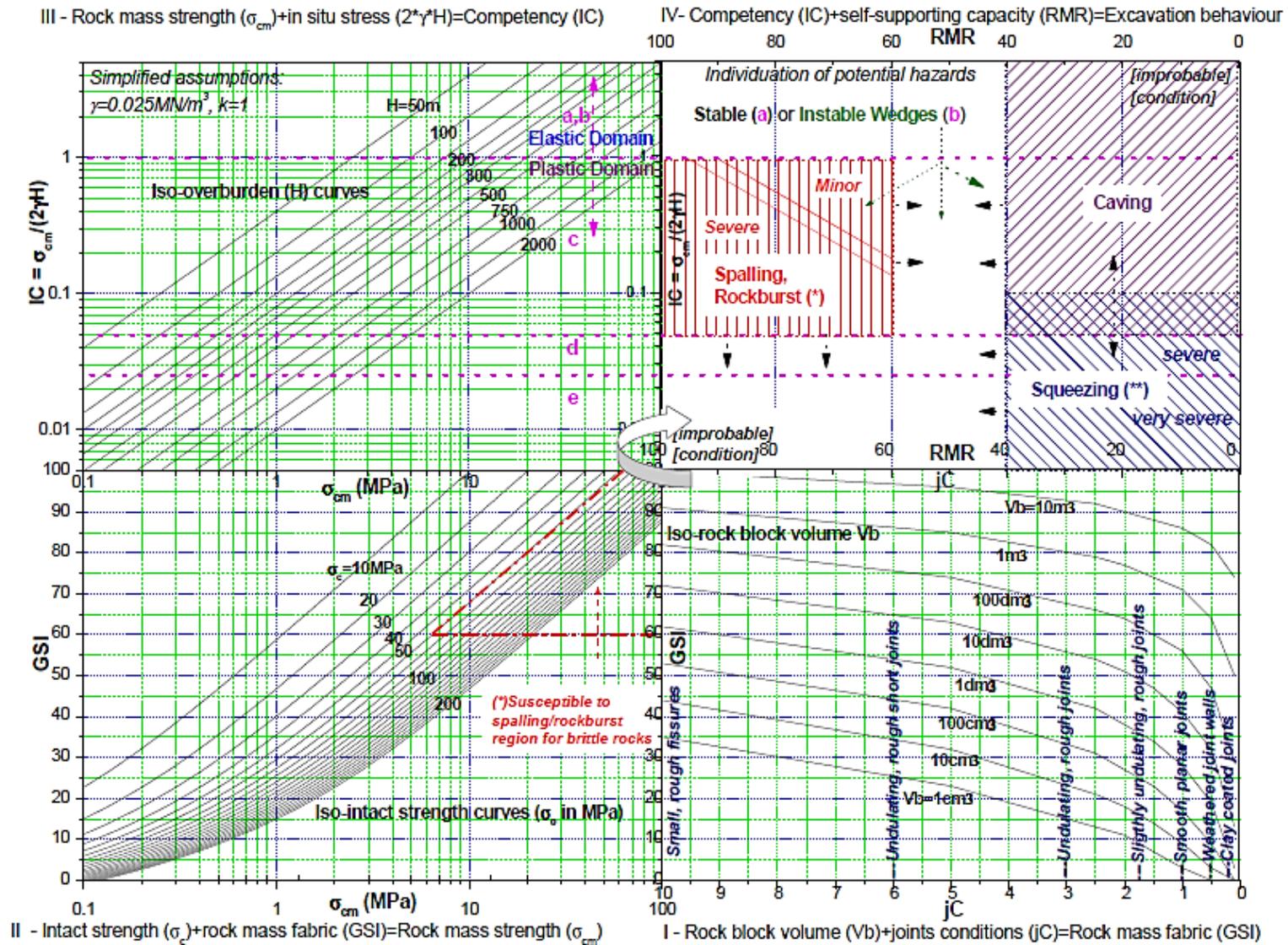


Imagen 31: Gráfico múltiple GDE para la configuración preliminar del comportamiento de excavación. Fuente: Russo 2014

4.2.2.-Potencial de Ruptura Dinámica “DRP” (Diederichs, 2018)

Se puede realizar una clasificación de la roca sin considerar la heterogeneidad, la geometría y la estructura de la misma, basándonos en su potencial de ruptura dinámica “DRP” (“Dynamic Rupture Potential”), este se encuentra en función de la relación UCS (resistencia a la compresión uniaxial) y T (resistencia a la tracción real) $[UCS/T]$, y la capacidad de almacenamiento de energía, representada simplemente por el UCS. El Potencial de Ruptura Dinámica se puede calcular a partir de la ecuación 4:

Ec. (4)

$$\beta = 1 \quad \text{DRP} = \beta \left(\frac{UCS \cdot mi}{1200} \right)$$

Dónde:

- DRP: Potencial de Ruptura Dinámica
- UCS: Resistencia a la compresión uniaxial
- mi: Factor de Indicador de Fragilidad
- CI: Umbral de daño para el tipo de roca.
- β: Las constantes empíricas α y β pueden ser estimadas para cada caso

Donde mi se puede calcular con los datos que se obtuvieron de la resistencia a la compresión uniaxial (UCS) y la resistencia a la tracción real T o brasileña **BTS** (Brazilian Tensile Strength), como se presenta en la (ecuación 5).

Ec. (5)

$$mi = UCS / T$$

Ec. (6)

$$Mi = 1.3 \cdot (UCS / BTS)$$

Ec. (7)

$$Mi = 3(CI / BTS)$$

A continuación, tenemos la representación gráfica del modelo de potencial de ruptura dinámica “DRP”, (Imagen 32) que incluye seis niveles de riesgo de estallido de rocas en función de las propiedades resistentes del macizo rocoso.

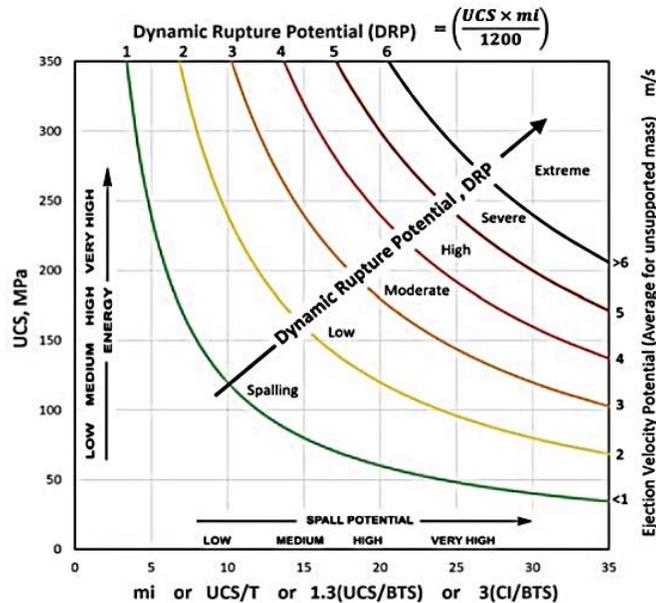


Imagen 32: Potencial de ruptura dinámica DRP. Fuente: Diederichs 2018

Adicional al modelo de potencial de ruptura dinámica “Dinamic Rupture Potencial”, Diederichs (2018) se desarrolló una metodología empírica, validada con casos en Chile y Perú, que evalúa el potencial peligro de estallido de rocas o “BHP” (desde sus siglas en inglés “Burst Hazard Potencial”) en una excavación en función de la profundidad de falla “Deep failure” y el “DRP”. Para estimar el potencial peligro de estallido “BHP” Diederichs (2018) es necesario precisar la potencial profundidad de daño “DDP” y el potencial de ruptura dinámica “DRP”.

Las constantes empíricas α y β pueden deben ser estimadas para cada caso obtenidos empíricamente de la tabla 4. los cuales pueden ser calibrados dependiendo de las condiciones locales, Diederichs (2018) sugiere emplear valores de $\alpha=4,5$ y $\beta=1,0$ para ambientes con alto grado de sismicidad. Una vez precisado el valor del parámetro “BHP” se debe recurrir a la Tabla 4 para caracterizar el nivel de peligro asociado a la roca. Este modelo considera solo las propiedades de la roca intacta, sin embargo, es posible escalar este parámetro a nivel de macizo rocoso (Diederichs, 2018)

Tabla 4

Tipos de Peligro Potencial de estallido. (BHP) Fuente: (GONZÁLEZ ANTIMÁN, 2021)

| CLASE | NIVEL DE PELIGRO | PROBLEMAS |
|---------|---|--|
| 0-0.1 | Esfuerzos Bajos | Sin indicaciones. |
| 0.1-0.5 | Concentración local de esfuerzos | Ruido de esfuerzos locales e intermitentes. |
| 0.5-1 | Estrés constante | Constantes estallidos de esfuerzos durante varias horas después de la explosión. |
| 1-2 | Spalling | Formación de lascas visible < 5 cm de grosor con emisiones acústicas pero una mínima energía cinética (o velocidad) desarrollándose después de la voladura y acuífado. Se detiene después de 1 a 3 m. diámetros de avance. |
| 2-3 | Ruptura dinámica menor (estallido) | Desprendimientos con ruido significativo, eyección menor (5–20 cm de espesor) en o cerca de la cara. Menos de 2 kJ/m ² de energía cinética de liberación (por unidad de superficie). Menos de 5 cm de convergencia. . |
| 3-4 | Ruptura dinámica moderada (estallido) | Ruido constante o fuerte con alta frecuencia de eyección, con espesores de 15–65 cm y velocidades > 3– 4 m/s. Energía cinética 2–14 kJ / m ² y una convergencia de 5–15 cm. |
| 4-5 | Ruptura dinámica mayor o severa (Estallido) | Grandes volúmenes de eyección o elevación dinámica (piso) con fuertes emisiones acústicas, que ocurren después de la tronadura cerca del frente de avance. Espesor promedio de 30–85 cm, velocidad superficial de eyección > 4 m/s, energía cinética entre 14– 35 kJ/ m ² y una convergencia de 15–30 cm. |
| 5+ | Estallido Extremo | Eventos muy grandes con un espesor de roca eyectada > 85 cm, > 6 m / s de velocidad, energía cinética > 35 kJ m ² y una convergencia > 30 cm. Puede ocurrir en cualquier momento. |

Fuente: (GONZÁLEZ ANTIMÁN, 2021)

4.2.3.-MÉTODO DE WU (2022)

Un gráfico de Estallido de rocas nos ayuda reflejar directamente la relación entre el estallido de rocas y los factores que influyen en la severidad del mismo. Los estudiosos del caso han realizado una base de datos con respecto a los resultados de las pruebas físicas, monitoreo in situ y casos de estudio, con los cuales se pudo realizar una clasificación para enfatizar la centralización y visualización de información de estallido de rocas. Russenes (1974) propuso por primera vez un gráfico de estallidos y utilizó el límite de esfuerzo tangencial máximo de un túnel y la resistencia de carga puntual del entorno del macizo rocoso para dividir el nivel de riesgo potencial de estallido. Posteriormente, varios investigadores estudiaron gráficos de estallido de roca basados en diferentes factores de influencia.

De acuerdo a estos factores este fenómeno, se puede clasificar en tres categorías: (a) Estallido de rocas grafico unidimensional (Imagen 33), el cual incluye 4 intervalos de clasificación, (Fuerte estallido de rocas, Estallido de rocas moderado, Ligero estallido de rocas, sin estallido de rocas) (b) gráfico bidimensional de estallido de roca (Imagen 34) y (c) gráfico multidimensional de estallido de roca (Imagen 35).

Los resultados de la clasificación del método del gráfico se pueden utilizar para identificar rápidamente áreas de alto riesgo y seleccionar soportes específicos durante la construcción en la etapa inicial de diseño y planificación. Sus deficiencias son similares a las del criterio del índice integral, que no es universal en la aplicación de ingeniería y debe usarse de acuerdo con detalles de ingeniería específica.

A continuación, mencionaremos las variables que intervienen para la obtención de los parámetros de las siguientes graficas:

W_{et} : Índice de energía elástica

σ_C : Esfuerzo a la compresión simple.

σ_1 : Esfuerzo axial en la roca.

σ_L : Esfuerzo de tensión axial en el túnel.

σ_{max} : Esfuerzo Tangencial Máximo.

σ_T : La resistencia a la tracción del macizo rocoso.

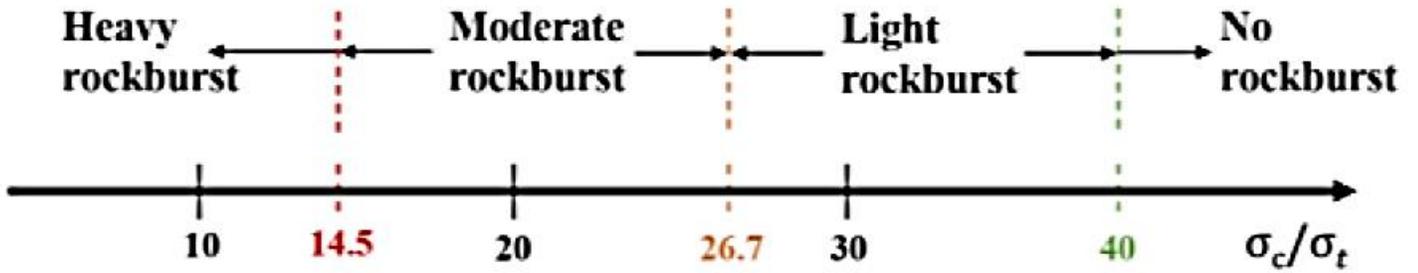


Imagen 33.- Grafico de Estallido de Rocas Unidimensional, Fuente: Wu et al (2022)

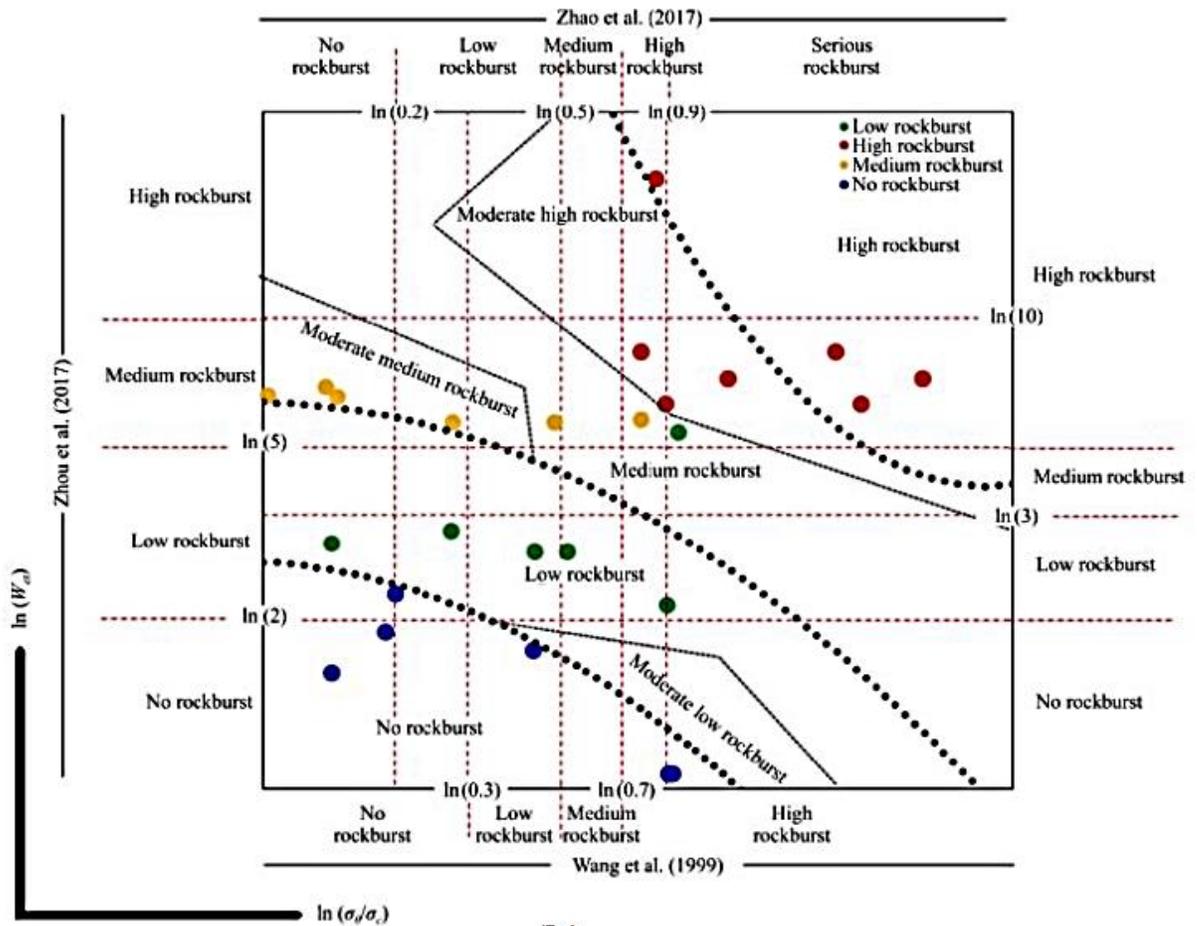
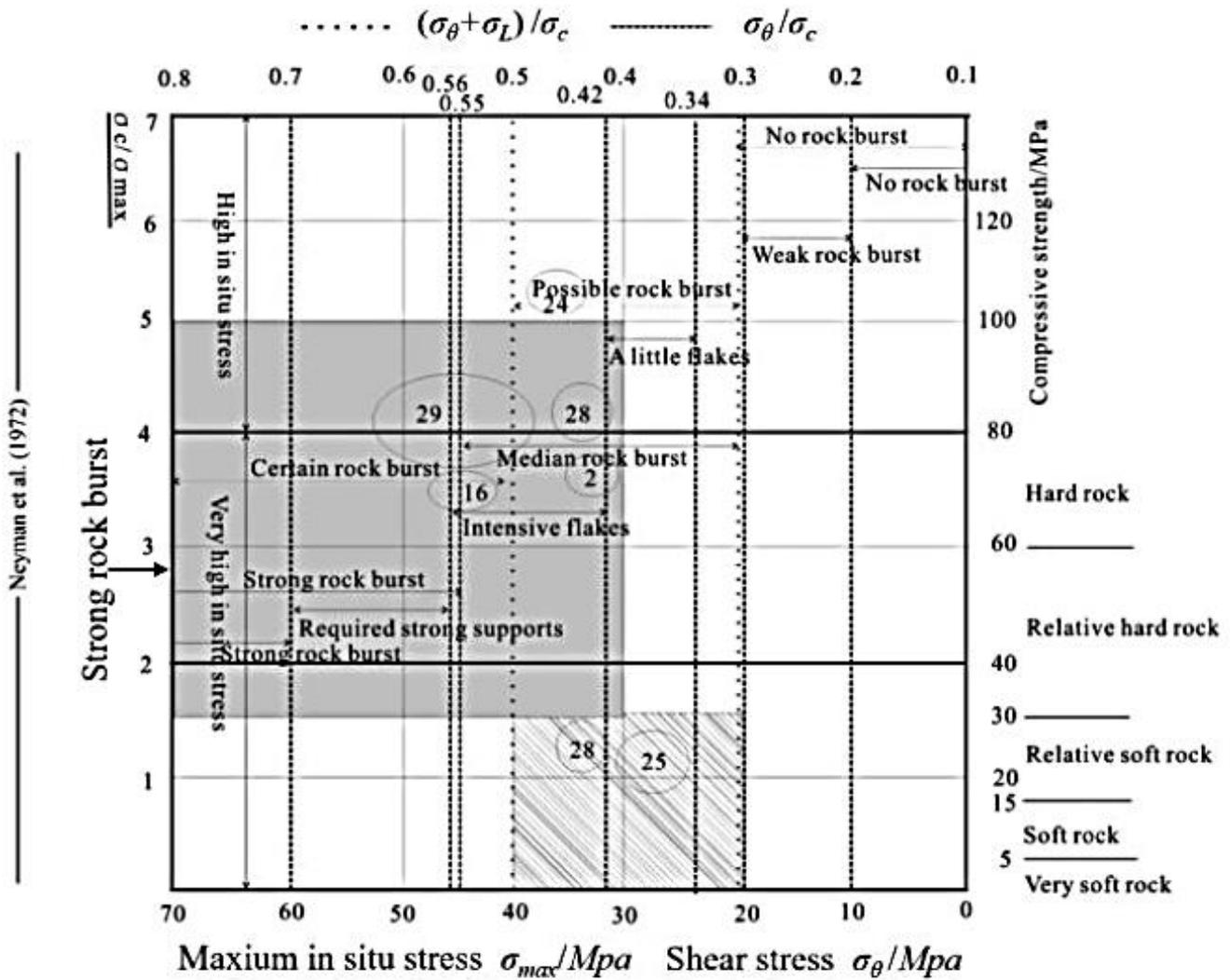


Imagen 34.- Gráfico bidimensional de estallido de roca, Fuente: Wu et al (2022)



W_{et} : Índice de energía elástica

σ_c : Esfuerzo a la compresión simple.

σ_1 : Esfuerzo axial en la roca.

σ_L : Esfuerzo de tensión axial en el túnel.

σ_{max} : Esfuerzo Tangencial Máximo.

σ_T : La resistencia a la tracción del macizo rocoso.

σ_{θ} : Esfuerzo cortante.

Mpa: Mega Pascales

Imagen 35.- Gráfico multidimensional de estallido de roca, Fuente: Wu et al (2022)

4.3- MÉTODO EXPERIMENTAL.

Es bien sabido que las pruebas de laboratorio sobre el fenómeno de estallido de rocas juegan un papel importante en la comprensión de sus mecanismos de deformación, creación de modelos numéricos, así como la evaluación de parámetros mecánicos e identificación de los estados de tensión en los que puede iniciarse un evento dinámico. El objetivo principal de los investigadores que participaron en el modelado físico de los fenómenos de explosión de rocas es reproducir los estados de estrés en el laboratorio de manera fiel y simular las condiciones bajo las cuales puede ocurrir un evento dinámico. Se hicieron grandes esfuerzos en el desarrollo de dispositivos triaxiales para lograr este fin, lo que involucró el trabajo realizado por Mogi (1967), Crawford y Wylie (1987). El espécimen de roca análogo al evento in situ (es decir, desde un estado estacionario o de equilibrio) transferido al estado crítico, y luego alcanzó el estado caótico final donde un gran volumen de la roca fracturada es expulsado.

4.3.1.- PRUEBAS DE LABORATORIO Y ESTALLIDO DE ROCAS.

Los autores clasifican el estallido de rocas de acuerdo con los mecanismos desencadenantes y el análisis físico de laboratorio relacionado. Es decir, un estallido de rocas puede ocurrir en las siguientes dos condiciones: (I) en una roca muy estresada, la masa que almacena una gran cantidad de energía de deformación durante las excavaciones y (II) en menos roca estresada y deformada, que almacena una cantidad menor de energía de deformación después de la fase de excavación, pero es inducida por las perturbaciones externas en la región de campo lejano, como voladuras, derrumbes y túneles adyacentes, etc.

4.3.1.1.-PRUEBA TRIAXIAL DE ESTALLIDO DE ROCAS ACTIVADO A DISTANCIA.

Los estallidos de rocas provocados de forma remota a menudo ocurren en excavaciones subterráneas profundas a medida que la masa rocosa circundante se encuentra cerca del límite excavado lejos del frente de un túnel a menudo se encuentra en condiciones de acoplamiento estático-dinámico de carga. Los estudios experimentales de la explosión de rocas provocada por una perturbación dinámica en las aberturas subterráneas profundas fueron realizados utilizando una máquina de prueba de explosión de rocas triaxial real mejorada inventada por Su, Hu, et al. (2016).

La máquina de ensayo de rotura de rocas triaxial (imagen 36) es capaz de cargar de forma independiente en tres direcciones ortogonales con una capacidad máxima de 5000 kN en la dirección vertical y 3000 kN en las dos direcciones horizontales. Además, una característica especial del aparato de prueba es su capacidad para aplicar una perturbación dinámica a la muestra. Las cargas dinámicas a lo largo del eje X y el eje Z se pueden aplicar mediante dos actuadores de carga dinámica independientes. Y así obtener información del comportamiento del macizo rocoso a alta velocidad. (Imagen 37)

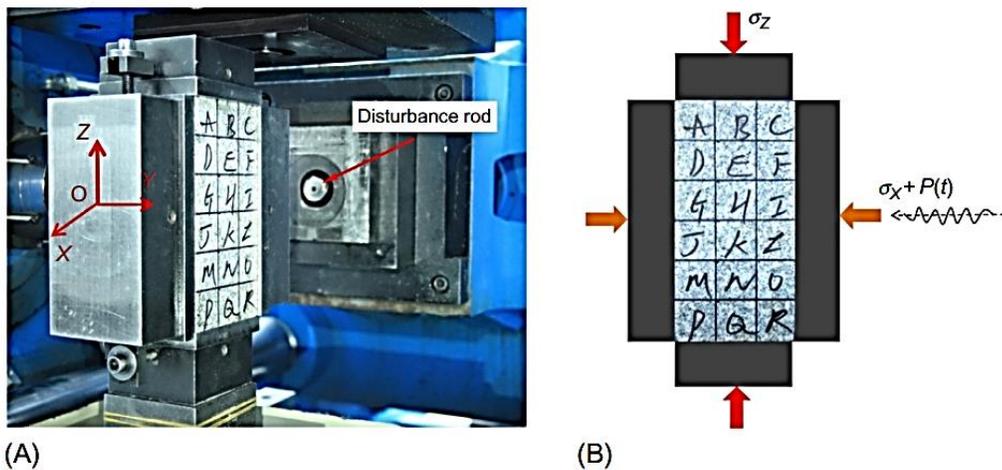


Imagen 36.- Verdadera máquina de pruebas de estallido de rocas Fuente: Feng 2018

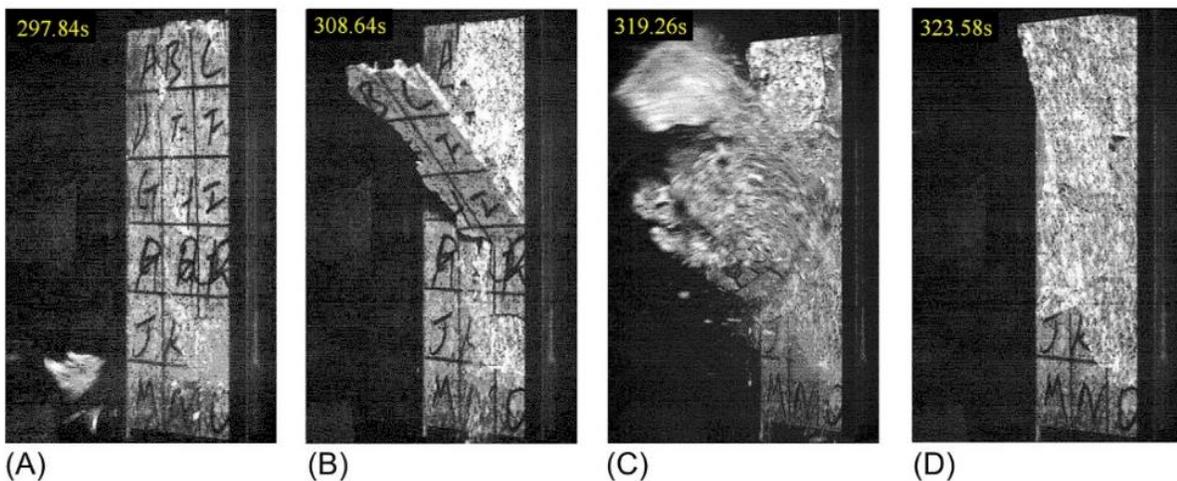


Imagen 37.- fotos tomadas a alta velocidad de granito durante el desarrollo del estallido de rocas. Fuente: Feng 2018

4.3.2.-SISTEMA DE PRUEBAS.

En el experimento se utilizó una máquina principal, con una carga máxima de 450 kN, un sistema de control hidráulico y un sistema de recolección de datos. (Imagen 38) Las tensiones principales, σ_1 σ_2 σ_3 , se pueden aplicar de forma independiente cargando una probeta rectangular en forma de paralelepípedo en las tres direcciones perpendiculares entre sí. (Imagen 39) Un pistón horizontal aplica en σ_3 ó σ_2 el cual es desmontable y se puede dejar caer abruptamente para realizar la descarga en una cara de la muestra mientras la platina de carga en la cara opuesta se mantiene quieta.

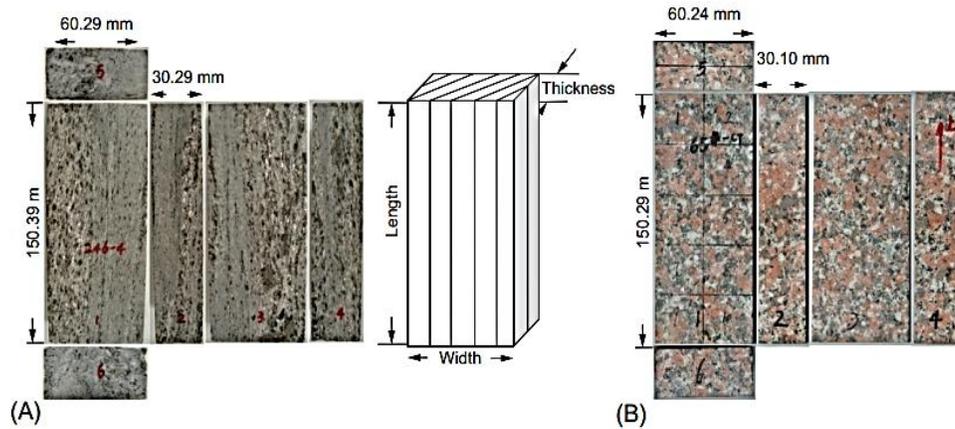


Imagen 38.- Esquema de muestras (A) Esquistos y (B) Granito, Fuente: Feng 2018

El monitoreo se utilizó a una frecuencia de muestreo de 20 MHz con una resolución de 12 bits. Dos transductores de polaridad de Emisiones acústicas, cuya frecuencia de resonancia era de 150 kHz, se utilizaron con la pre-amplificación de 40 dB, la amplificación de ganancia 10 y la frecuencia de muestreo de 1 MHz.

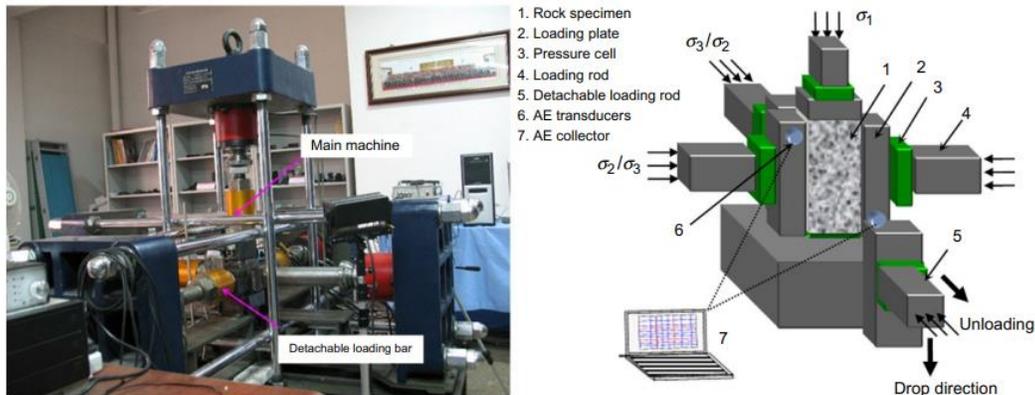


Imagen 39.- Sistema de simulación profunda para estallido de rocas. Fuente: Feng 2018

4.3.3.-TÉCNICA DE SEGUIMIENTO DE PARTÍCULAS MEDIANTE PROCESAMIENTO DE IMÁGENES.

Actualmente, gracias al avance en las tecnologías de video y computación es posible realizar un seguimiento a los movimientos de partículas por medio de registros de videos digitales (imagen 40) con un alto grado de precisión si se dan las condiciones adecuadas. Esta técnica puede ser aplicada con fines geomecánicos a ensayos de laboratorio (UCS) para la obtención de PPV “reales” bajo la suposición de que el comportamiento de la roca en el laboratorio es al menos similar al que se presenta en una galería (Bravo-Haro, 2017). De esta manera es necesario tener un registro de video del movimiento de partículas de la falla frágil de una muestra de roca.

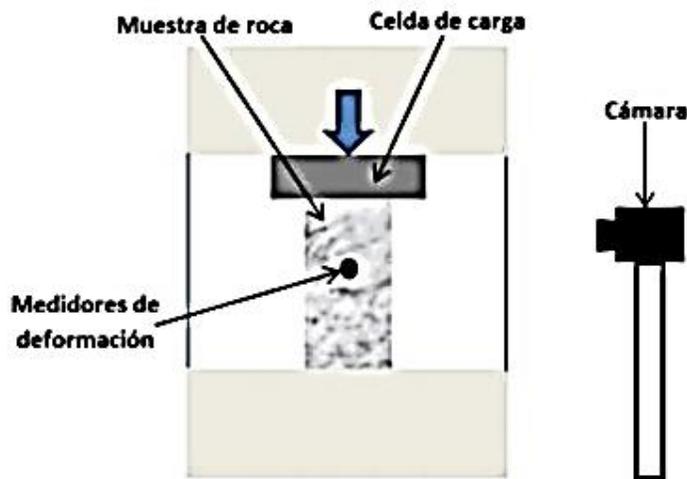


Imagen 40.- Esquema de la preparación de la técnica de seguimiento por video aplicado a ensayos de roca. Fuente: AGUILERA (2018)

No obstante, para que los datos sean fidedignos es necesario asegurar ciertas condiciones al momento de realizar este procedimiento, por ejemplo: Alta calidad de la resolución de la imagen, realizar el registro con varias cámaras para asegurar una vista perpendicular al movimiento de la partícula con el fin de registrar velocidades máximas reales, luz adecuada, evitar vibraciones y reflejos de la placa protectora de la máquina. Finalmente, luego de tener un registro de los ensayos, mediante un análisis computacional se puede hacer un seguimiento de las partículas en movimiento y así estimar el ppv de la roca.

4.4.- MÉTODO DE ANÁLISIS NUMÉRICO EN EL FENOMENO DE ESTALLIDO DE ROCAS.

Hasta la fecha, los métodos de simulación numérica se han utilizado ampliamente para evaluar la respuesta mecánica de macizos rocosos complejos y para estudiar la deformación y los mecanismos de falla del macizo rocoso. Desde la década de 1970, estos métodos también han proporcionado una forma común e incluso necesaria de estudiar los estallidos de rocas. Por lo tanto, es necesario y significativo realizar una revisión del estado actual del modelado numérico de estallidos de rocas y analizar las limitaciones y perspectivas en este campo de investigación.

Con el rápido desarrollo de la tecnología de la información y los equipos informáticos de alta potencia como supercomputadoras y una gran cantidad de enfoques numéricos, así como una gran variedad de códigos comerciales o académicos, se han abierto caminos para el análisis y evaluación de problemas complejos en mecánica e ingeniería de rocas. Sin embargo, es fundamental que los investigadores e ingenieros investiguen entre diferentes enfoques y códigos numéricos antes de utilizar el modelado para abordar los problemas de mecánica de rocas. Según Jing y Hudson (2002) y Jing (2003), los enfoques numéricos en mecánica de rocas se pueden clasificar en **métodos continuos** (*Donde se emplean el método de Diferencias Finitas FDM por sus siglas en inglés y el Método de elementos de contorno BEM por sus siglas en inglés*), **discontinuos** (*Métodos discretos: el método de elementos discretos DEM por sus siglas en inglés, métodos de redes de fracturas discretas DFN por sus siglas en inglés*) e **híbridos** (*Métodos híbridos continuos/discretos*).

Blake (1972) actuó como pionero en el uso del modelo del método de elementos finitos (FEM) para estudiar las explosiones de pilares. Descubrió que las áreas de alta concentración de esfuerzos podrían usarse como una señal para predecir las ubicaciones de las explosiones de rocas. Brady (1979) desarrolló el método del elemento de contorno (BEM) con un concepto de deformación plano completo propuesto y lo utilizó por primera vez para estudiar la falla inestable de pilares (aplastamiento de pilares). También propuso una idea de vanguardia: modelar la roca circundante como un continuo elástico mediante la explotación de la BEM eficiente y el tratamiento de los pilares como inclusiones dentro de las cuales se propusieron ecuaciones constitutivas más complejas, por ejemplo, el método de diferencias finitas (FDM) podría usarse en pilares para modelar el comportamiento complejo de los materiales rocosos.

El uso del método discontinuo para modelar estallidos de rocas es posterior al del método continuo, ya que los investigadores más recientes comenzaron a notar la importancia de las discontinuidades, como las juntas, que controlan e influyen en los comportamientos mecánicos de las rocas, así como el requisito del gran desplazamiento de rocas, mientras que el método continuo se basa en la hipótesis de la deformación continua. El método de elementos discretos (DEM) es un enfoque de modelado discontinuo que puede, de manera sencilla, modelar grandes desplazamientos, desintegraciones, rotaciones y comportamientos constitutivos no lineales generales tanto para macizos rocosos como para juntas. Después de que se desarrolló y estableció el DEM (Cundall, 1971, 1988; Cundall y Strack, 1979), Lemos et al. (1987), como los primeros investigadores, lo utilizaron para investigar las características de las rocas articuladas sometidas a cargas dinámicas como los estallidos de rocas. Afirmaron que el DEM proporcionó una herramienta útil para comprender una amplia variedad de problemas dinámicos en macizos rocosos articulados.

Jing (2003) informó que el área de influencia principal de daño se concentra cerca del frente de excavación y que el comportamiento lineal del material se exhibe en la región de campo lejano sin fracturas. Por lo tanto, el método discreto es más adecuado para el análisis de campo cercano, mientras que el método continuo es más adecuado para el análisis de campo lejano. Por lo tanto, es una buena manera de combinar esos dos métodos numéricos, que simultáneamente hace un uso completo de sus respectivas ventajas y evita sus desventajas.

El método numérico acoplado es útil para estimar mejor los parámetros de movimiento del terreno en el diseño de soporte de carga dinámica y puede proporcionar parámetros razonables de evaluación del movimiento del terreno en un análisis de inversión de daños por explosión de rocas. Los estudios iniciales de los mecanismos de explosión de rocas a través del modelado numérico se basaron en algunos casos de ingeniería específicos, en los que el método continuo, la relación constitutiva elástica y el modelo bidimensional (2D) se utilizaron con mucha frecuencia debido al menor costo de cálculo y la capacidad de modelado en ese momento, aunque muchos investigadores notaron que usar relaciones constitutivas elastoplásticas y modelos tridimensionales (3D) era una mejor opción.

En esta etapa, se ha revisado el trabajo de los investigadores que se ha desarrollado en estos últimos tiempos, en el cual se revela el mecanismo del estallido de rocas, modelando los cambios de esfuerzos principales máximos, energía de deformación y deformación después de actividades tales como minería o excavación. Este fenómeno de estallido de rocas causado por el inicio, crecimiento y expansión de microfracturas, que luego forman una fractura macroscópica (Wang et al., 2006). Después de confirmar que los parámetros de EA (Emisiones Acústicas) están relacionados con la variable de daño de las rocas, Wang et al. (2003) utilizaron RFPA2D (Por sus siglas en ingles Software Realistic Failure Process Analysis 2D) para simular estallidos de rocas (Imagen 41) y encontraron que los resultados de la simulación pueden reflejar el proceso de evolución de fallas macroscópicas inducido por fracturas microscópicas y las características de distribución espacio-temporal de los eventos de EA. Utilizando RFPA2D, Wang et al. (2003) también estudiaron los efectos de la heterogeneidad de las rocas sobre los potenciales de explosión de rocas. Entonces, Wang et al. (2006) emplearon RFPA2D para estudiar el proceso de falla progresiva y el comportamiento asociado de la EM (Eventos Microsísmicos) de los pilares de roca.

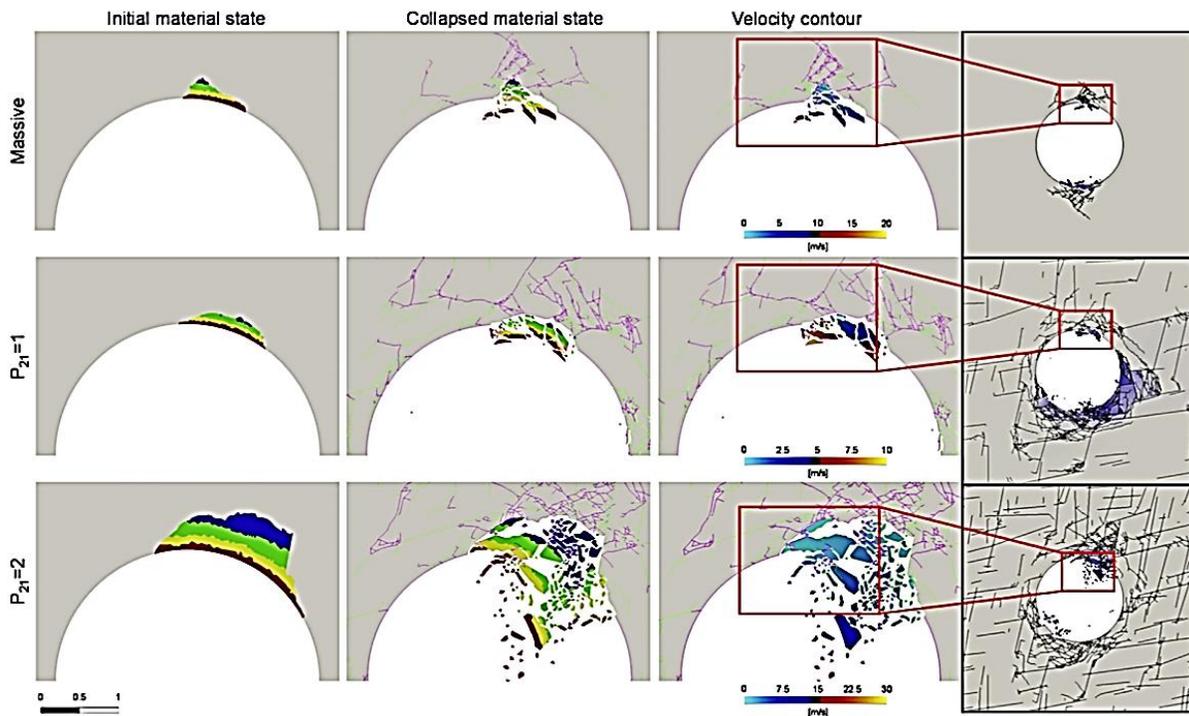


Imagen 41.- Desarrollo del fenómeno de estallido de Rocas en Métodos numéricos y sus efectos. Fuente: Wang 2021

La mayor parte de este tema se limita al estudio de las fallas de rocas con base en la regla de la pequeña deformación. De hecho, la gestación y desarrollo del Estallido de Rocas es un proceso que va desde la falla estática hasta la falla dinámica, que se transforma de una pequeña deformación continua en una gran deformación discontinua en muy poco tiempo.

Los estudiosos tendieron a utilizar DEM (Discrete Element Method por sus siglas en ingles) y otros métodos numéricos híbridos adecuados para simular deformaciones discontinuas para reproducir fenómenos de estallido de rocas. Después de años de desarrollo, el DEM ha avanzado mucho tanto en teorías como en investigación aplicada: de elementos rígidos a elementos deformables; de modelado 2D a 3D; de la simulación de problemas estáticos a la simulación de problemas dinámicos; y de la simulación mecánica simple a la simulación de medios multifásicos y problemas de acoplamiento de múltiples campos.

Las secciones de las cuales los investigadores han estudiado y desarrollado problemas de simulación son: Circular, Herradura, Cuadrado, Herradura con arco invertido, Elipsoidal y Tabular (Imagen 42).

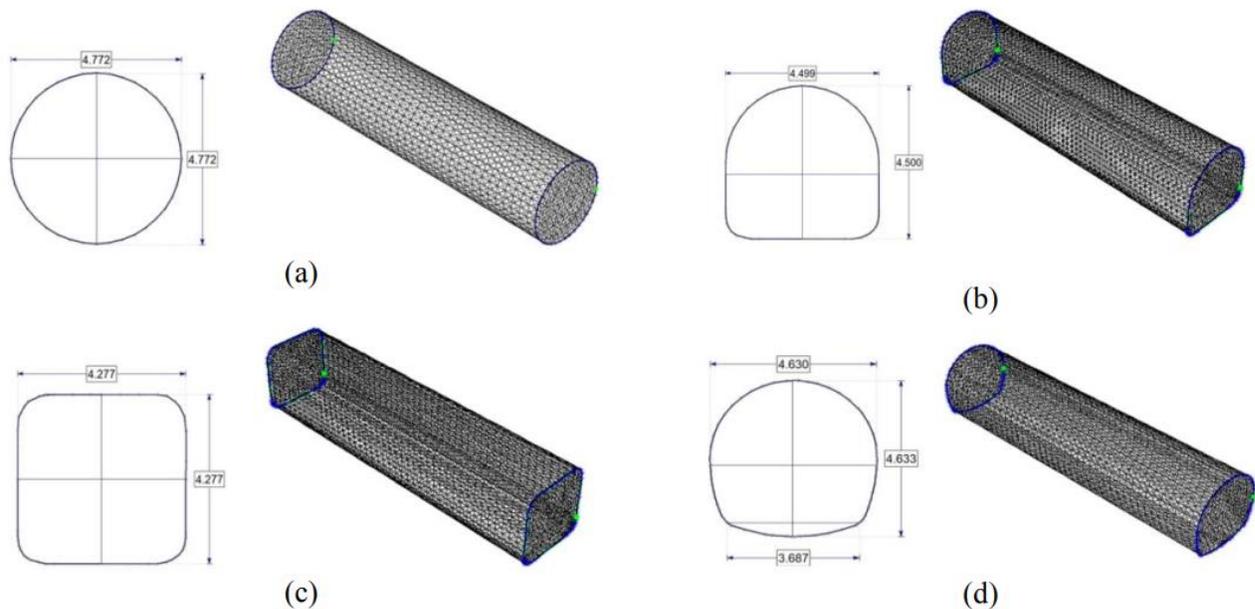


Imagen 42.-Secciones para modelado de túneles. Fuente: Aguilera Tiznado, L.(2018, abril).

Los investigadores coinciden en que es muy difícil predecir con precisión el tiempo de ocurrencia de los estallidos de rocas debido a la aleatoriedad y complejidad del mecanismo de los estallidos de rocas (Qian, 2014; Zhou et al., 2018a). Sin embargo, la ocurrencia de estallidos de rocas se determina principalmente por el cambio en el esfuerzo del terreno causado por la excavación de macizos rocosos profundos.

La tecnología de la prospección geológica, el estado de esfuerzos, equipos de monitoreo, métodos de mecánica de rocas, y el desarrollo a largo plazo de la simulación numérica ha hecho posible realizar predicciones cualitativas y cuantitativas de la ubicación e intensidad de los estallidos de rocas. Los investigadores creen que ha llegado la era de la predicción cuantitativa de explosiones de rocas, y este progreso cuantitativo debe lograrse mediante una combinación de simulación numérica y observación in situ.

En las últimas décadas, los académicos han propuesto una serie de índices o indicadores de predicción y evaluación del potencial de explosión de rocas basado en una variedad de teorías de Estallido de rocas y fenómenos de los aspectos de fuerza, rigidez, energía, estabilidad, fractura, daño, etc.

Los indicadores propuestos para la predicción y evaluación de los estallidos de rocas se pueden clasificar generalmente en dos categorías: (1) indicadores basados en el criterio de esfuerzo / resistencia, como esfuerzo tangencial, esfuerzo axial, resistencia a la compresión uniaxial (UCS) y esfuerzo principal mayor, en la que los índices representativos son

$\sigma_{\theta} / \sigma_C$ (Russenes, 1974),

σ_C / σ_1 (Barton et al., 1974),

σ_L / σ_C (Turchaninov et al., 1972),

$\sigma_C / \sigma_{\theta}$ (Hoek y Brown, 1980),

σ_C / σ_1 (Tao, 1988), exceso de cizallamiento estrés (ESS) (Ryder, 1988),

σ_C / σ_t (Peng et al., 1996)

$(\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma_C$ (Castro et al., 2012), etc .;

Donde:

σ_C : Esfuerzo a la compresión simple.

σ_1 : Esfuerzo axial en la roca.

σ_L : Esfuerzo de tensión axial en el túnel.

σ_t : La resistencia a la tracción del macizo rocoso.

σ_{θ} : Esfuerzo cortante.

- y (2) indicadores basados en el criterio energético, como la energía de deformación elástica y la energía de deformación elastoplástica, en el que los índices representativos son
- Coeficiente de almacenamiento de energía de deformación (W_{sp} / W_{st}) (Kidybinski, 1981),
 - Relación entre la energía cinética (W_k) y energía liberada (W_r): (W_k / W_r) (Hedley, 1992).
 - ERR (Energy Release Rate) (Salamon, 1984;Kaiser et al., 1996),
 - Índice de potencial de estallido (Burst Potencial Index) (Mitri et al., 1999),
 - Tasa de liberación de energía local (LERR Local energy Release Rate) (Wiles, 2002; Jiang et al., 2010),
 - Rigidez del sistema de carga (LSS) (Wiles, 2002),
 - Densidad de energía de deformación (SED) (Wattimena et al., 2012).

Debido a la complejidad de las condiciones geológicas , construcción, y de la minería o los efectos de excavaciones inducidas, es muy difícil predecir y estimar los estallidos de rocas basado en métodos analíticos y experimentales, porque en estos métodos se emplean muchos supuestos idealizados. Por el contrario, el modelado numérico puede simular el estado elastoplástico, un comportamiento no lineal de los macizos rocosos y los efectos de esfuerzos in situ y características geológicas en la minería o excavación, lo que permite revisar el trabajo de los investigadores y comprender el "mundo real" en ingeniería subterránea. Por lo tanto, el uso de modelos numéricos con los índices de predicción y evaluación son una herramienta útil para los investigadores e ingenieros para estimar los estallidos de rocas.

4.5.-MÉTODO DE PREDICCIÓN DE ESTALLIDO DE ROCAS BASADO EN INTELIGENCIA ARTIFICIAL.

La predicción de un estallido de rocas es un procedimiento complejo y no lineal que se ve influenciado por la incertidumbre del modelo matemático y de sus parámetros, se encuentra restringido por la falta de conocimiento, así como de la falta de caracterización de la información y datos con alteraciones sonoras.

Al tratar con problemas no lineales, algunos investigadores aplican Métodos de aprendizaje automático para la predicción de estallidos de roca. Sun et al (2009) utilizó el conocimiento de las matemáticas difusas y utilizó una red neuronal para construir un modelo de predicción de estallido de rocas en el cual empleó el algoritmo mejorado BPA (algoritmo de retro propagación por sus siglas en Inglés BackPropagation Algorithm) basado en datos típicos de Estallido de rocas. Este modelo utiliza matemáticas difusas para mejorar la comprensión integral índice y multi índice. Finalmente, el modelo fue utilizado exitosamente para predecir un estallido de rocas en minas de extracción de carbón en China, esto mostró que el modelo no solo es preciso y simple, si no también inteligente.

Los investigadores a través de los años desarrollaron un método de predicción de estallido de rocas basado en el algoritmo de optimización de una red neuronal de regresión general (GRNN Por sus siglas en inglés General regression neural network). La característica de este modelo es utilizar el algoritmo de optimización de enjambre para determinar los parámetros óptimos de GRNN, que evita las influencias de factores humanos.

Los modelos matemáticos de clasificación y predicción de estallidos de roca se basan en datos empíricos, por lo que en la actualidad se ha implementado el uso de métodos de aprendizaje automático. El aprendizaje automático no necesita ningún conocimiento previo sobre la relación entre variables de entrada / salida y reduce la intervención de factores humanos. El aprendizaje automático se puede clasificar en cuatro categorías: aprendizaje automático clásico, aprendizaje por refuerzo, aprendizaje conjunto y red neuronal artificial (ANN por sus siglas en inglés Artificial Neural Network).

empleó una máquina de Vectores de Soporte (SVM por sus siglas en inglés Support Vector Machine) para determinar la clasificación de estallido de rocas a largo plazo en excavaciones subterráneas, para este método existen dos formas de optimización: el uso de Zhou et al (2012) al algoritmo genético y el algoritmo de optimización de enjambre.

Se adoptan para que automáticamente se puedan determinar los hiper parámetros óptimos para las SVM. Los resultados han dado como resultado que el algoritmo heurístico de Algoritmos Genéticos (GA por sus siglas en inglés Genetic Algorithms) y (PSO particle swarm optimization) Optimización por enjambre de partículas, pueden acelerar hasta la búsqueda de optimización de parámetros de SVM. Este método propuesto podría tener un alto potencial para convertirse en una herramienta útil en la predicción de estallido de rocas.

Su et al.(2008) Propuso un nuevo método basado en el Algoritmo k-Nearest Neighbor,(KNN) que es una tecnología para los casos con razonamiento, este método se puede utilizar para clasificar nuevas muestras (valores discretos) o para predecir (regresión, valores continuos).

Al ser un método sencillo de utilizar en la introducción de estallido de rocas inducidos por trabajos de minería o excavación a grandes profundidades, es un método factible y confiable con alta precisión. Se ha utilizado en casos de excavaciones en Sudáfrica.

Fu et al. utilizó un modelo de análisis discriminante de Bayes, para predecir la posibilidad y clasificación de un estallido de rocas, considerando Tres factores discriminantes del modelo. Utilizando este modelo se predijeron explosiones de rocas en la mina Dongyu.

Cai et al (2016) combinó un análisis de componentes principales y un modelo de evaluación integral para la evaluación del potencial de estallido de rocas.

Zhou et al utilizó 12 algoritmos de aprendizaje automático resumidos, incluyendo la red neuronal artificial (ANN artificial neural network), análisis discriminante de distancia (DDA distance discriminant analysis), máquina de vectores de soporte (SVM support vector machine), análisis discriminante de bahías (BDA Bays discriminant analysis), análisis discriminante lineal de Fisher (LDA Linear Discriminant Analysis), etc., a largo plazo para la predicción de estallido de roca y comparó las precisiones de su predicción.

Estos métodos de aprendizaje automático aplicados en la predicción de estallidos de rocas se centran en la evaluación del potencial de estallido, que puede ser considerada como una predicción de este fenómeno a largo plazo. Algunos otros estudiosos del tema han empleado el monitoreo microsísmico, un campo de monitoreo que puede predecir un estallido de rocas dentro de un corto plazo. Las señales microsísmicas son evidencia crítica de la ocurrencia de

estallido de rocas. Sin embargo, muchas fuentes de ruido caracterizadas por una abrupta amplitud, incluida la marcha humana, el paso de vehículos y especialmente, voladuras, simulan un evento microsísmico. Por lo tanto, el primer paso para utilizar la señal microsísmica para predecir estallido de rocas es necesario extraer señales microsísmicas genuinas de las rocas analizadas para este seguimiento.

El aprendizaje automático clásico se utiliza a menudo en situaciones con menos datos y características más claras. En la actualidad, con la cantidad de datos de pruebas de modelos físicos y monitoreo in situ sobre el estallido, estamos más inclinados a elegir métodos clásicos de aprendizaje automático para la clasificación y predicción. Son muy comúnmente utilizados los métodos de Máquinas de vectores de soporte (SVM), redes bayesianas, naive Bayes se utilizan para la clasificación y predicción de estallido de rocas.

Una red neuronal artificial es a menudo utilizada para tratar con datos no lineales complejos, que puede modelar y extraer características y relaciones desconocidas. Feng et al. (1998) usó un Modelo ANN para predecir el riesgo de explosión de rocas de una mina de oro profunda en Sudáfrica. Sousa et al (2017). Predijo un tipo de estallido de rocas a través del algoritmo ANN teniendo datos de la geología y el tipo de construcción que son utilizados para la excavación del túnel o la mina.

El aprendizaje profundo necesita muchos datos para mejorar la capacidad de generalización de los modelos; por lo tanto, el aprendizaje profundo casi siempre se aplica en la tecnología de monitoreo microsísmico. Peroll et al (2018). Utilizó un modelo de red neuronal convolucional (CNN por sus siglas en inglés convolutional neural network) (Imagen 43) para agrupar eventos microsísmicos en seis regiones de acuerdo con los tres componentes forma de onda recibida por la estación, que realizó la ubicación preliminar de microsísmica eventos y completó la exploración preliminar de un algoritmo de aprendizaje profundo para microsísmica ubicación de origen.

Tang et al (2020). Propuso una arquitectura de red ligera llamada ResSCA (Atención Residual Espacial y de Canal por sus siglas en inglés Residual Spatial and Channel Attention) basada en CNN (Convolutional Neural Network) para reconocimiento y clasificación de señales complejas en el monitoreo microsísmico. Esta red ligera mejora el rendimiento de la red computacional en tiempo, sin producir una sobrecarga.

El modelo de reconocimiento de señales de radiación electromagnética inducida por fracturas (FEMR por sus siglas en inglés fracture-induced electromagnetic radiation) basado en redes neuronales recurrentes bidireccionales de memoria a corto plazo (bidireccional LSTM RNN por sus siglas en inglés bidirectional long short-term memory recurrent neural networks) tuvo una buena respuesta a la ocurrencia de estallido de rocas y puede recopilar Información por adelantado para realizar la discriminación automática/inteligente de precursor de estallido de rocas.

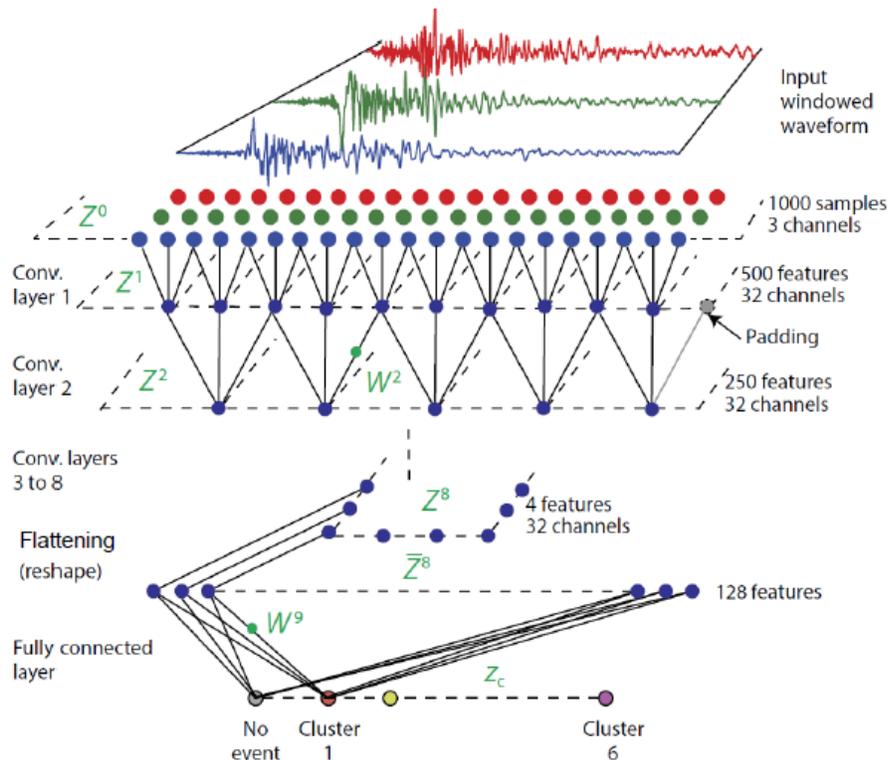


Imagen 43: Modelo red neuronal convolucional Fuente: Wu M. 2022.

El aprendizaje conjunto es un método que puede mejorar el efecto del aprendizaje a través de la recopilación de varios clasificadores débiles de aprendizaje automático. El clasificador fuerte del aprendizaje conjunto puede superar los defectos de cada clasificador débil (como la diferencia de algoritmo y el ámbito de aplicación del clasificador), el objetivo es dividir un gran problema en miles de pequeños problemas y luego entrenar al clasificador débil correspondiente para resolver estos pequeños problemas uno por uno.

Zhang et al.(2020) Utilizo siete clasificadores integrados (red neuronal BP, SVM, DT, KNN, regresión logística, regresión lineal múltiple y naive bayes) y los combinó con nueve métodos

de interpolación para clasificar la severidad del estallido de rocas. En comparación con el clasificador único, la clasificación fue más acertada, la precisión mejoró en un 15,4 %.

Se realizó un análisis de datos microsísmicos obtenidos del túnel de la central hidroeléctrica Jinping II, usó seis indicadores de monitoreo microsísmico como conjuntos de entrenamiento y conjuntos de prueba a través de cinco métodos de aprendizaje Bosque aleatorio (Random Forest RF), refuerzo adaptativo (Adaptive Boosting AB), árbol de decisión de impulso de gradiente, (Gradient boosting decision tree GBDT), potenciador de gradiente extremo (Extreme Gradient Boosting EGB) y máquina ligera potenciadora de gradiente (Light Gradient Boosting Machine LGBM) para predecir el riesgo de estallido de rocas a corto plazo. Los resultados mostraron que el método de Bosque aleatorio (Random Forest) y árbol de decisión de impulso de gradiente (GBDT Gradient Boosting Decision Tree) tenían un rendimiento integral de predicción mejor.

Los resultados mostraron que la técnica del aprendizaje conjunto tenía una superioridad única cuando se utilizan datos desequilibrados para la predicción de estallidos de roca. Cinco clasificadores de conjuntos basados en regresión logística, naive bayes, proceso gaussiano (Gaussian Process), perceptrón multicapa⁴ (MultiLayer Perceptron), SVM y DT se utilizaron para estimar la ocurrencia y probabilidad en cada nivel de riesgo para la predicción de estallido de rocas a corto plazo.

Debido a las características del algoritmo de aprendizaje, Se han utilizado muchos métodos de aprendizaje automático para el estudio, clasificación y la predicción del estallido de rocas, Sin embargo, aún hay un largo camino para aplicación en la ingeniería, existen variantes que dificultan el empleo de este método tales como datos insuficientes, incapacidad para proporcionar un modelo simple y una sobrecarga computacional.

⁴ Perceptron multicapa: El perceptrón multicapa es una red neuronal artificial (RNA) formada por múltiples capas, de tal manera que tiene capacidad para resolver problemas que no son linealmente separables

CAPÍTULO V.- ANÁLISIS DE RIESGOS.

5.1.-GENERALIDADES

5.1.1.-MEDIDAS DE PREVENCIÓN DE ESTALLIDOS DE ROCAS.

En la práctica de la defensa contra los estallidos de rocas está basada en la aplicación combinada de estos conceptos:

- 1.-Soporte efectivo de los frentes de avance.
- 2.-Adecuados diseños de los esquemas de voladura.
- 3.-El control del volumen de convergencia.

Basado en todo lo señalado anteriormente, (Estallido de Rocas en Minería Subterránea y túneles civiles, 2017) se adoptan como medidas estratégicas, cambios o modificaciones del sistema de excavación; lo cual involucra principalmente:

- 1.-El dimensionamiento adecuado de los cortes y diseños de producción según el método de explotación minera subterránea usado.
- 2.-El planeamiento a corto y largo plazo de las secuencias y esquemas de excavación.
- 3.-La extracción parcial del cuerpo mineralizado mediante el establecimiento de nuevas formas, tamaños y orientaciones de pilares estabilizantes para minimizar la unión de esfuerzos entre el piso y la media sección superior.
- 4.-Secuencias de voladura, geoméricamente diseñados, que permiten por un lado incrementar y mantener las velocidades de avance a ser logrados y por otro lado, limitarlas áreas a ser expuestas a un mínimo después de cada ciclo de excavación; asimismo, adoptar sistemas rápidos de sostenimiento.
- 5.-Sistemas de sostenimiento con características de fluencia, que permitan liberaciones de masas rocosas, pero que sean lo suficientemente fuertes para sostener las paredes inmediatas, de tal modo que asistan a la masa rocosa a lograr su equilibrio estático y dinámico.

5.1.2.-ESTRATEGIAS DEL MANEJO DE LOS ESTALLIDOS DE ROCAS.

El objetivo de las estrategias de manejo de los estallidos de rocas es proveer esquemas de excavación que permitan realizar los trabajos en infraestructura y minas con seguridad y beneficio económico. Para ello es esencial la toma de decisiones a corto plazo, cuando derivado de factores geológicos u otros factores, exista la necesidad de desviarse del sistema estándar de excavación. Los objetivos principales a corto plazo de las estrategias de manejo de los estallidos son operar y controlar las excavaciones con seguridad y economía, de tal manera que se logre y mantenga al máximo la producción planeada con los estándares de seguridad más alto para salvaguardar la integridad de los trabajadores.

El departamento de estudios y proyectos debe de estar ligado al manejo y organización de las redes sísmicas en todo el ámbito de los túneles y minas . El monitoreo sísmico permite detectar y ubicar los focos de los eventos sísmicos mediante la instalación de redes sísmicas o microsísmicas. A partir de los registros de estos eventos sísmicos pueden establecerse las características de su distribución espacial en ubicación y magnitud, lo cual está correlacionado a la ocurrencia de estallidos. El uso del monitoreo sísmico tri-dimensional (Cook, 1976), está en base a la instalación de geófonos, se ha esparcido ampliamente desde que N.G.W. Cook lo utilizó por primera vez para sus estudios de estallidos de rocas a inicios de la década del 60'. Ahora, este constituye una herramienta rutinaria en la mayoría de las obras subterráneas que tienen problemas asociados a este fenómeno.

El monitoreo sísmico presenta un gran valor como herramienta de investigación del fenómeno sísmico. En ciertas obras de infraestructura y/o minas, el éxito de sus operaciones se atribuye a esta herramienta. Sin embargo, a causa de que la sismicidad es un fenómeno de predicción estadística más que determinística, no debe esperarse el éxito total de esta o de cualquier otra herramienta. En la práctica vienen dominando las investigaciones geomecánicas de prevención de riesgos de los estallidos.

5.2.-EXCAVACIÓN

5.2.1.-FORMAS DE MITIGACIÓN DEL ESTALLIDO DE ROCA EN SECCIONES DE EXCAVACIÓN.

Para mitigar la energía que ha sido liberada de la fuente en la zona perimetral de la excavación, la mejor opción es diseñar secciones de excavación cóncava, lo más importante es desviar las ondas, para así lograr aumentar la presión interna radial (π) desde el centro hacia la zona perimetral del macizo rocoso.

La geometría más favorable durante el proceso de la excavación son secciones de tipo elipsoide: circular, herradura o baúl. Estas características desviarán los rayos de la zona perimetral de la excavación, con mínimas afectaciones en la zona de trabajo, en la (imagen 44) podemos ver a detalle un ejemplo de sección tipo herradura que reflejan los rayos.

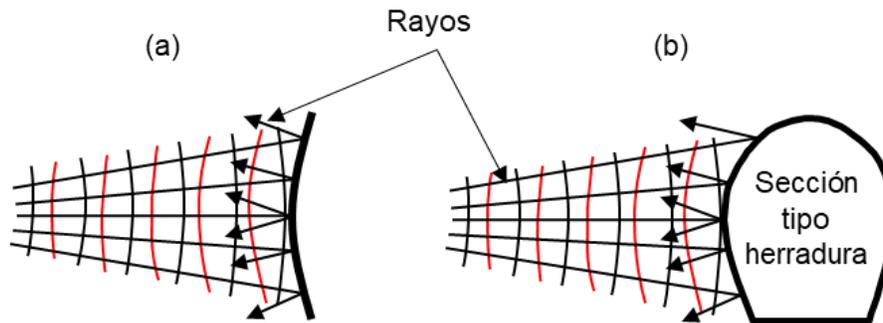


Imagen 44.- a) Ondas reflejadas en pared curvas y b) Rayos en excavación tipo herradura Fuente: Berrocal Mallqui, M. A. (2015)

El radio de curvatura es una pieza clave para que la presión interna radial se considere efectiva, por lo que se tienen que diseñar secciones geométricas con el Método de detonación de taladros (MDT⁵), que se analizara en capítulos posteriores, obtendremos lo que son la dirección y magnitud de los esfuerzos in situ, así como el parámetro K, este método es ideal debido a las características anisotrópicas y heterogéneas del macizo rocoso.

⁵ MDT.- Este procedimiento brinda, en tiempo real, la dirección de la tensión principal, el parámetro k, y el valor de las tensiones, según la interpretación de la orientación elíptica de la tensión principal mayor. Estos conocimientos son necesarios para diseñar secciones y formas de excavaciones subterráneas autosoportadas en el contorno de la línea de corte, como los de tipo: baúl, herradura y circular, adaptadas a las tensiones in situ a la excavación.

5.2.2.- LA EXCAVACIÓN Y LA ENERGÍA DE DEFORMACIÓN.

Las configuraciones geométricas que presentan las excavaciones profundas que abarcan tanto obra civil, túneles y minería, las formas, tamaños y orientaciones de estas, la estructura que presenta la excavación, la evolución de esta estructura como consecuencia del avance de los trabajos resulta en un cambio o redistribución de los esfuerzos preexistentes, creando zonas de mayor o menor concentración de esfuerzos.

En las zonas de altas concentraciones de esfuerzos inducidos por los trabajos de voladuras (Imagen 45), ocurren una serie de mecanismos complejos, entre los cuales el almacenamiento de la energía de deformación es uno de los más importantes, este constituye una fuente de energía sísmica que puede generar un estallido de rocas.

Algunos de los aspectos que contribuyen a generar zonas de alta concentración de esfuerzos son:

- Altura de la excavación: a mayor altura mayor probabilidad de estallidos por el aumento de presión en la clave del túnel.
- El ancho de la excavación: el incremento del ancho de los cortes está asociado con el incremento de la ocurrencia de estallidos de rocas por los esfuerzos laterales presentes en la excavación. (Berrocal Mallqui, M. A. (2015).



Imagen 45.-Dimensiones de excavación de túneles. Fuente: (Hinojosa 2013)

En general las formas y tamaños inadecuados de las excavaciones crean problemas de inestabilidad. el inadecuado dimensionamiento de pilares, teniendo en cuenta el desarrollo progresivo de la obra de construcción, favorece la ocurrencia de estallidos de rocas. Igualmente, las inadecuadas secuencias o esquemas de excavación crean debilidades con lo cual es más propenso a los estallidos.

La complejidad geométrica como se presentan las vetas o cuerpos mineralizados; generalmente, los problemas asociados con los estallidos de rocas son mayores cuanto más complejos sean los depósitos minerales con respecto a que si consideramos un depósito mineral de geometría tabular simple y cuasi-horizontal. Las proximidades de las áreas de excavación, a mayor densidad de excavaciones, hay mayor probabilidad de generar zonas de alta concentración de esfuerzos. La secuencia de voladura próximo a áreas antiguas de excavación, en los cuales no ha habido un adecuado re-establecimiento del equilibrio de la masa rocosa involucrada, genera mayor alteración en los esfuerzos.

Los efectos de deformación con el tiempo, los cuales se agravan en medios de alteración geológica y consecuentemente generan alteración de esfuerzos si es que no se adoptan medidas adecuadas para evitarlo. Finalmente, podemos añadir algunos procedimientos operacionales de voladura como los inadecuados sistemas de sostenimiento utilizados o la voladura; en algunos casos, se ha observado picos significativos en la ocurrencia de estallidos de rocas tan pronto después de producida la voladura en los cortes.

5.3- SISTEMAS DE MITIGACIÓN DE ESTALLIDO DE ROCAS.

Los trabajos al frente de la excavación, son sitios frágiles donde existe una alta ocurrencia de estallidos de rocas. Por lo que para reducir el riesgo es recomendable implementar los taladros disipadores, para disminuir la onda y el rayo (Imagen 46), así se reducirá el impacto al frente de la excavación. Para realizar los cálculos como la longitud y el volumen de vacíos de los taladros disipadores, se debe relacionar las áreas vulnerables del frente de perforación y secciones planas de la excavación

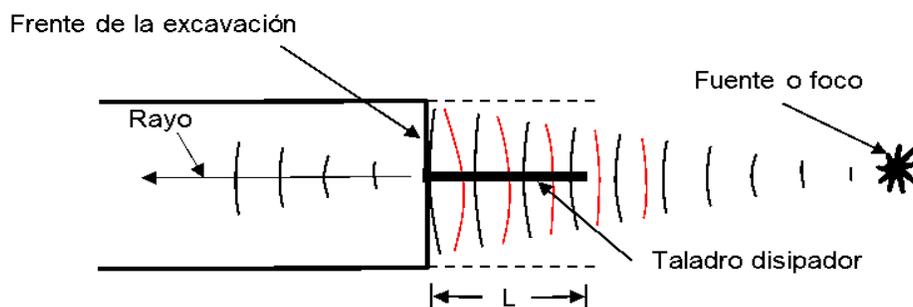


Imagen 46.-Taladro disipador de ondas en un frente de avance. Fuente: Berrocal Mallqui, M. A. (2015)

5.3.1.-MÉTODOS DE PREACONDICIONAMIENTO

Existen distintos métodos para pre acondicionar el macizo rocoso tales como el fracturamiento y microfracturamiento, para reordenar los esfuerzos que actúan sobre la zona de trabajo. Mencionaremos algunos métodos que al día de hoy se emplean.

5.3.1.1.-HIDROFRACTURAMIENTO

El fracturamiento hidráulico es un método de preacondicionamiento que emplea el principio de caving se aplica en roca primaria. Consiste en presurizar la sección de una perforación con agua, puede utilizarse otro fluido, para generar el fracturamiento por tensión (Valderrama & Sáez, 2011). Es necesario perforar sobre la zona de interés, con perforaciones espaciadas en función del alcance de las fracturas, las que actúan como superficies libres que facilitan o aumentan la formación de bloques. La longitud de los barrenos se encuentra entre los 91 a 135 metros, para posteriormente colocar sondas especiales que inyectaran agua a gran presión, esto generará la propagación de fracturas en el macizo rocoso circundante; dichas

perforaciones deben ser siempre perpendiculares a la dirección de esfuerzo σ_3 esto con el fin de facilitar la propagación de las fracturas. En la (Imagen 47) podemos ver un esquema del método de Hidrofracturamiento.

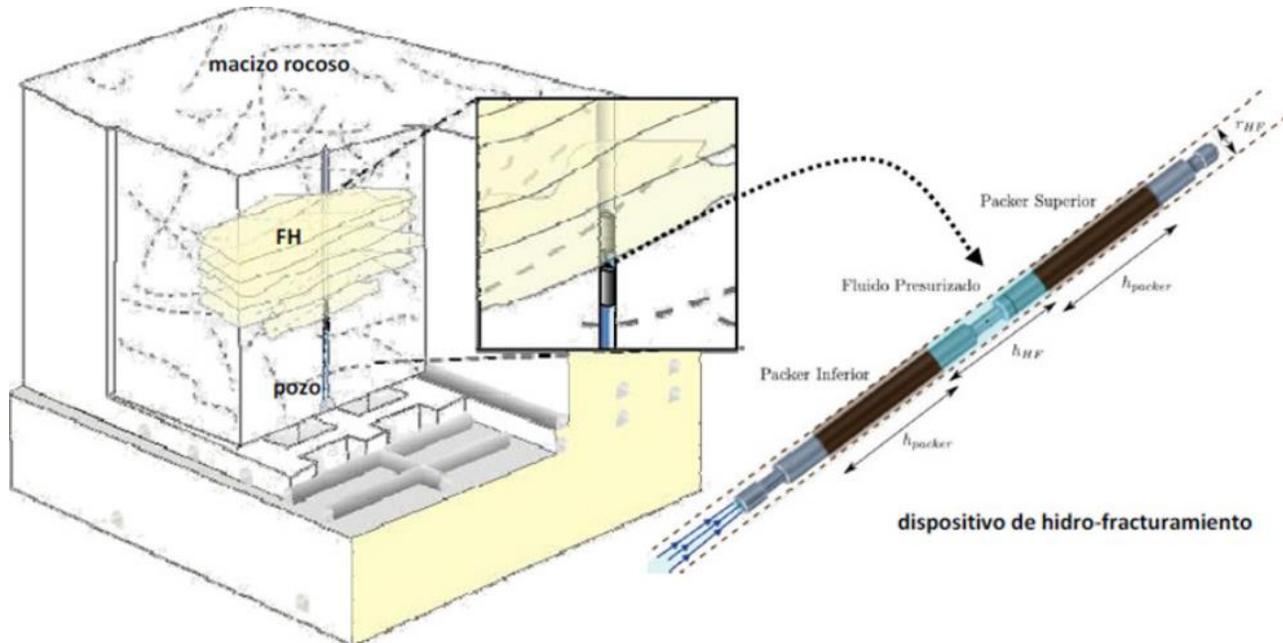


Imagen 47.-Metodo de Hidrofracturamiento en el macizo rocoso. Fuente: Esquema fracturamiento hidráulico Fuente: Gaete Toro, M.G. (2019).

5.3.1.2.- (DESTRESS BLASTING) VOLADURAS DE PREACONDICIONAMIENTO.

Este método consiste en usar cargas explosivas confinadas en barrenos para extender o crear fracturas en zonas cercanas al frente de trabajo, estas fracturas tienen por objeto minimizar la capacidad de transmitir grandes esfuerzos y reducir el potencial de falla violenta. Su principal objetivo se encuentra al frente y no requiere de una gran cantidad de explosivos. La aplicación de cargas confinadas en el frente se realiza previo a la tronadura de avance. La (Imagen 48) muestra una zona de trabajo por el método de Preacondicionamiento que presenta características de esfuerzo y sismicidad circundante de alto riesgo para la ejecución de labores manuales.

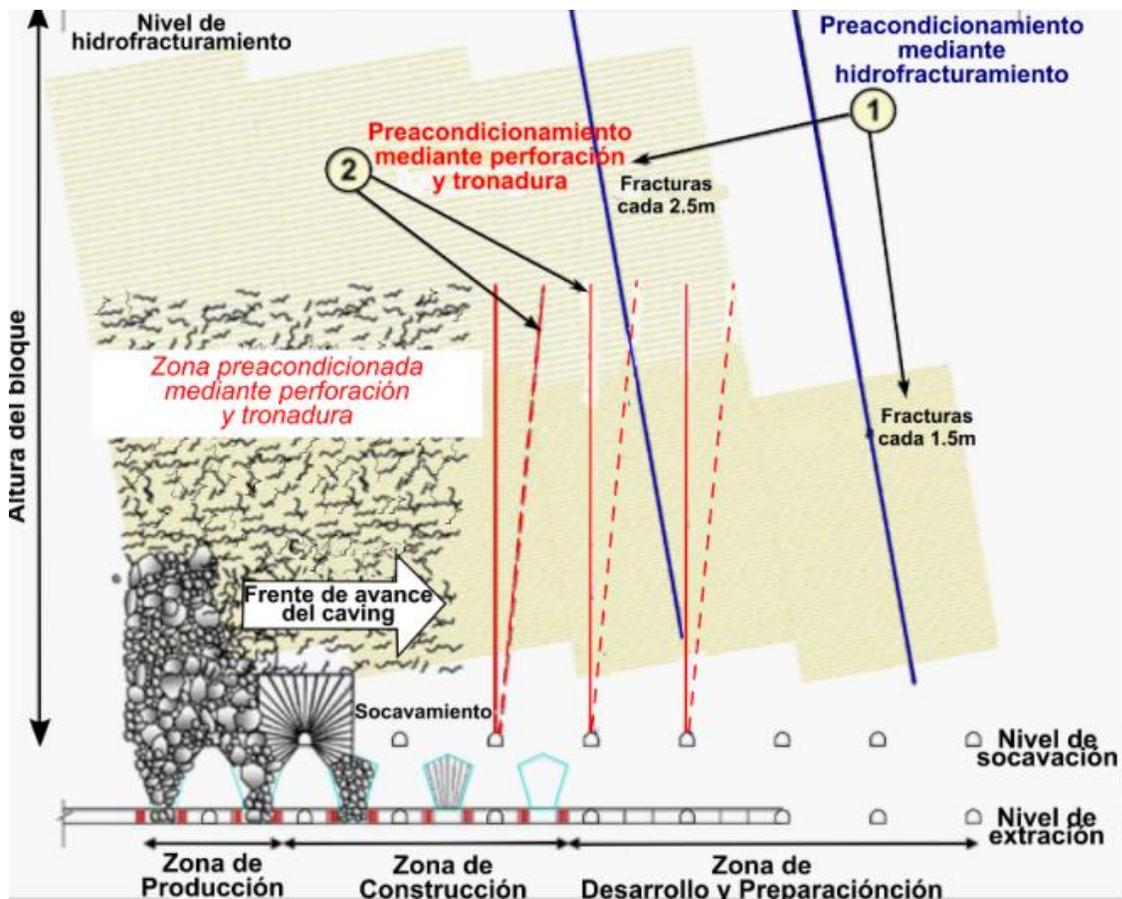


Imagen 48.-Metodo de Preacondicionamiento por voladura. Fuente: (Sánchez, 2020)

5.4.- SOPORTE.

5.4.1.-REFORZAMIENTO DEL SOPORTE.

Se considera como refuerzo de soporte, a la absorción de energía y contención de materiales que pudieran proyectarse producto de la sismicidad inducida. Dando seguimiento a la geología e identificando puntos críticos, se elegirán secciones de refuerzo según la condición de esfuerzos en las que se encuentre la obra, entre las cuales destacan la colocación de marcos omega, concreto lanzado, aumento en la colocación de pernos y anclajes, además de considerar la colocación de doble malla galvanizada, la cual posee un grado de resistencia ampliamente mayor a las mallas tradicionales. (Imagen 49)

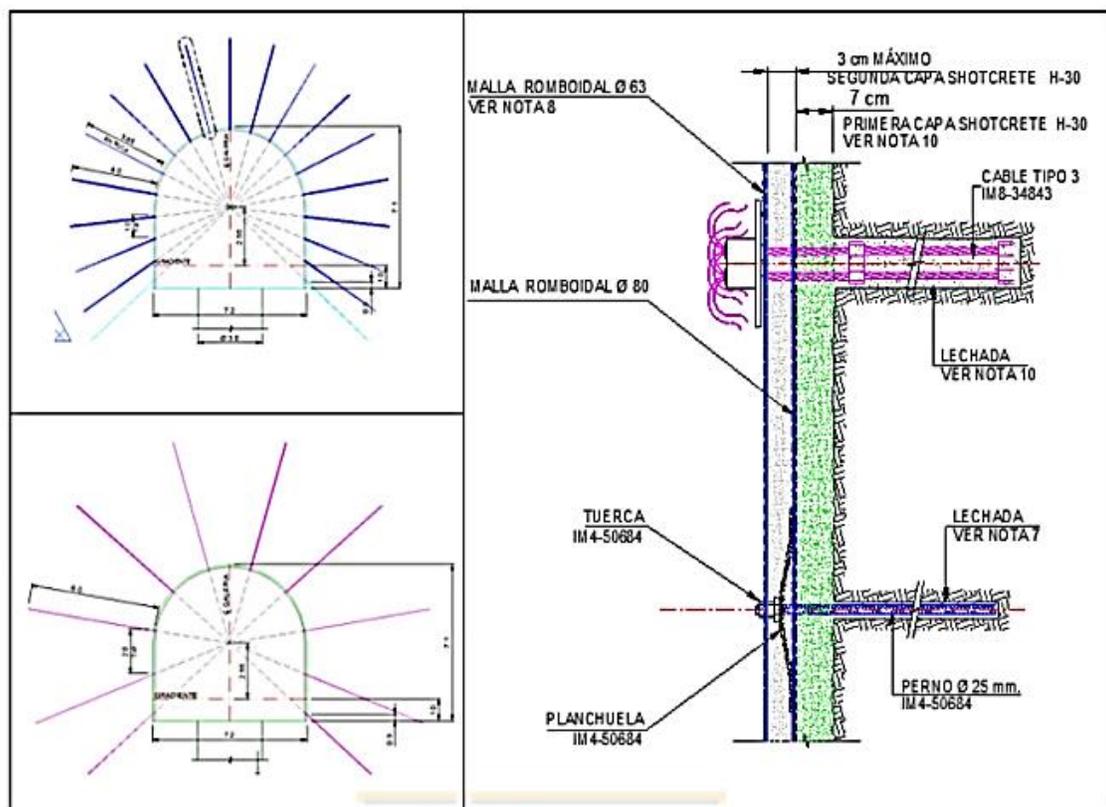


Imagen 49.- Métodos de Reforzamiento de soporte Fuente: Ritter Gutiérrez, C.E. (2018).

5.4.2.- SISTEMAS DE SOSTENIMIENTO EN EXCAVACIONES PROFUNDAS.

En situaciones de estallido de rocas, los sistemas que soportan el material rocoso deben brindar equilibrio a la zona perimetral de excavación y al campo de esfuerzos, minimizando y absorbiendo la energía liberada. El soporte que se utiliza en zonas de estallido debe cumplir con ciertas características de elasticidad, flexión y deformación, así como el tiempo de uso, existiendo los que se enlistan a continuación:

5.4.2.1.- SOSTENIMIENTO TEMPORAL.

Es un sistema de sostenimiento de un corto tiempo (se utiliza menos de un año) y se coloca después de la voladura del frente, para brindar seguridad al personal de forma inmediata, tales como los pernos de roscas, mallas.

5.4.2.2.- SOSTENIMIENTO DEFINITIVO.

Este tipo de sostenimiento se coloca para brindar seguridad al personal durante toda la vida útil del proyecto, siendo utilizados cables de acero, anclas con resina o cementados, concreto lanzado y marcos metálicos

5.4.2.3.- SOSTENIMIENTO ACTIVO.

Es un sistema que funciona como soporte desde su colocación, mediante la aplicación de una carga externa sobre el macizo rocoso , evitando que haya caída de material rocoso dentro del túnel , siendo utilizados Pernos con anclajes expansivos ,cables de acero tensados, pernos tensados, Split set etc.

5.4.2.4.- SOSTENIMIENTO PASIVO

Este sostenimiento consta de elementos de soporte que no aplican ninguna carga externa, cuando se colocan; su función comienza cuando el macizo rocoso presenta alguna deformación. Los materiales utilizados son mallas, marcos metálicos, anclas pasivas.

5.4.3.- CONCRETO LANZADO

En la actualidad existen distintos tipos de sostenimiento, dependiendo de la calidad de la roca y el tiempo de auto soporte, será lo que defina el procedimiento constructivo a utilizar, siendo el concreto lanzado uno de los principales materiales de soporte.

Existen dos procedimientos para la colocación del concreto lanzado:

-Concreto lanzado por vía seca.

-Concreto lanzado por vía húmeda.

El concreto lanzado por vía seca es básicamente una mezcla de cemento, agregados gruesos, finos y aditivos, transportada a través de una manguera y proyectada con un equipo neumático a gran velocidad sobre una superficie, agregando el agua en la zona de la boquilla.

El concreto lanzado por vía húmeda, (Imagen 49A) puede estar o no reforzado con fibras, es una mezcla del cemento, agregados gruesos, finos, agua, aditivos y fibras, producido en planta.

Las características de la mezcla de concreto lanzado son:

-Resistencia inicial alta.

-Buen bombeo.

-Buen fraguado del concreto.

-Diseño de mezcla adecuado para lanzar.

-Ser manejable por el operario (largos tiempos abiertos).

-Rebote mínimo.

Una vez que se tiene el concreto, este se transporta al equipo de lanzado y es llevado al frente por mangueras de alta presión, el concreto pasa a través de la boquilla a alta velocidad donde se adiciona el agua, entonces es lanzado y compactado formando la mezcla, en el caso del concreto lanzado vía seca, aire comprimido y acelerantes de fraguado según sea el caso. La mezcla de concreto es lanzada a alta presión, formando una estructura de concreto compacta. Puede aplicarse prácticamente a cualquier elevación, e incluso verticalmente.

El concreto lanzado tiene varios usos, tales como la estabilización de taludes, Revestimiento de túneles, revestimiento de canales y drenajes.

Ventajas del concreto lanzado:

- Colocación en materiales con características irregulares.
- Material flexible según el espesor de capa en obra (Definido en proyecto y varía por zonas)
- Se puede aplicar a cualquier altura, debido a su adherencia y autosoporte.
- Buena adherencia al terreno.
- Reforzado con mallas o fibra.
- Revestimiento con rápida capacidad de soporte a cargas.

El concreto parte de una mezcla de materiales tales como cemento, agregados, aditivos y agua. Existen muchas variantes por las que el concreto lanzado puede fallar, depende de la colocación, calidad de materiales, experiencia del personal, así como equipos adecuados de lanzado, por lo que es importante mantener estables los parámetros de fabricación y colocación durante el periodo de pruebas. Cuando se inicien los trabajos de evaluación y prueba de las mezclas, es importante mantener la calidad de los materiales a utilizar, los agregados, así como las pruebas de calidad que servirán de evaluación de los parámetros en cuanto a granulometrías, dosificación y cantidades de cemento. Es de vital importancia realizar los trabajos previos, capacitación del personal, equipo a utilizar.



Imagen 49A: Concreto lanzado vía húmeda con brazo robótico Fuente: Berrocal Mallqui, M. A. (2015).

5.4.4.-MALLA TEJIDA ROMBOIDAL

Malla conformada de alambre de acero, con secciones de rombo, se encuentra en presentaciones de 2", 3" y 4" de abertura, este material debido a su flexibilidad se amolda perfectamente al contorno de la excavación, es un material con alto resistencia a la flexión. Diseñado para soportar y absorber una importante cantidad de energía. En la (Imagen 50) podemos ver una malla colocada sobre un contorno de excavación profunda.



Imagen 50.- Malla romboidal de alambre en excavación de túnel. Fuente: Berrocal Mallqui, M. A. (2015).

5.4.5.-SOTENIMIENTOS CON PERNOS DE ANCLAJE

Los pernos de anclaje se pueden clasificar dependiendo en como realicen el refuerzo, así como sus puntos de apoyo, se considera entonces la siguiente clasificación:

- Pernos anclados mecánicamente
- Pernos anclados con resina o cemento
- Pernos anclados por fricción.

5.4.5.1.-PERNOS ANCLADOS MECÁNICAMENTE

El perno de anclaje con cabeza expansiva, es el tipo más común de anclaje. Al colocar el perno dentro de la cuña de la cabeza de expansión, esta se expande y queda sujeta a las paredes de la roca dentro de la perforación.

5.4.5.2.-PERNOS ANCLADOS CON RESINA O CEMENTO

Este es el tipo más común de pernos utilizados en obra, consta de una barra de acero y para este sistema se utilizan cartuchos de cemento o resina como adherente. Debe asegurarse la adherencia necesaria para solidarizar la barra al terreno. La resina resulta conveniente para ser utilizada en pernos sometidos a altas tensiones desde momentos tempranos.

5.4.5.3.-PERNOS DE ANCLAJE REBAR (PERNO HELICOIDAL)

El perno de tensión Rebar ofrece tensión precisa y ahorros significativos, donde se necesite un refuerzo en el terreno, el perno Rebar de tensión tiene las características de resistencia de 4.5, 9 y 13.6 toneladas métricas. Este sistema de soporte se instala con una barrenación de 25.4 mm de diámetro, esto permite ahorros significativos en resina y se encuentra disponible con una variedad de tuercas de tensión que giran a la derecha o a la izquierda. En la (Imagen 51) podemos ver un perno helicoidal colocado sobre el macizo rocoso.



Imagen 51.- Perno Helicoidal Fuente: Barra helicoidal Saferock | AZA. (s. f.). [Fotografía]. Arch daily.

5.4.5.4.-PERNOS CON VARIOS PUNTOS DE ANCLAJE (D-BOLT)

El anclaje D-Bolt funge como elemento estructural para la estabilización de rocas, el cual está formado por una barra de acero con secciones deformadas que actúan como puntos de anclaje a lo largo de su longitud. El extremo de cuello del D-Bolt está roscado y ha sido diseñado para su uso con una placa frontal, arandela esférica y una tuerca que fija el perno. El perno está completamente encapsulado en un taladro, aunque solo está limitado por la lechada o resina a lo largo de los puntos de anclaje. Esto permite que las secciones blandas del perno, entre las ubicaciones de los anclajes, se deformen sin limitaciones y absorban energía a medida que se dilata la masa de rocas. En la (Imagen 52) podemos ver el esquema del perno D-Bolt.



Imagen 52.- Perno D-bolt Fuente: Perno de expansión y de fricción OMEGA-BOLT®. (s. f.). [Ilustración]. DOCPLAYER.

5.4.5.5.-Pernos anclados por fricción.

Estos pernos son el método con mayor resistencia en anclado. La fricción que se genera entre la roca y el acero aunado a la acción mecánica de bloqueo, esta se genera por la fuerza axial entre la superficie del barreno y el perno. Presenta afectaciones en presencia de agua. Algunos ejemplos de este tipo de perno son los Split sets y swellex. Los pernos split sets, conjuntamente con los swellex, representan el más reciente desarrollo de técnicas de reforzamiento de roca, ambos trabajan por fricción (resistencia al deslizamiento) a lo largo de toda la longitud del taladro. Aunque los dos trabajan con el mismo principio, tienen diferentes mecanismos de sostenimiento.

5.4.5.6.-Pernos Split Sets.

El perno Split set, se conforma de un tubo con una ranura a todo lo largo del mismo, una vez colocado el perno con una presión dada en un barreno de diámetro inferior, la presión generada durante su colocación, va cerrando por secciones la ranura durante los trabajos. La fricción con la superficie del barreno y la superficie del tubo ranurado forman el anclaje, el cual se opondrá a la separación de la roca, logrando así una tensión de carga. Los pernos presentan diámetros entre los 35 a 46 mm, con longitudes de 1.5 a 3.7 metros. Soportan cargas entre 1 a 1.5 ton. Esto va de la mano con el diámetro de la perforación efectuada, longitud de la zona del anclaje y tipo de roca. Los split sets son utilizados mayormente para reforzamiento temporal, usualmente conformando sistemas combinados de refuerzo en terrenos de calidad regular a mala. En roca intensamente fracturada y débil no es recomendable su uso. Su instalación es simple, sólo se requiere una máquina jackleg o un jumbo. Proporciona acción de refuerzo inmediato después de su instalación y permite una fácil instalación de la malla. El diámetro del taladro es crucial para su eficacia, el diámetro recomendado para los split sets de 39 mm es de 35 a 38 mm, con diámetros más grandes se corre el riesgo de un anclaje deficiente y con diámetros más pequeños es muy difícil introducirlos. Son susceptibles a la corrosión en presencia de agua, a menos que sean galvanizados. En mayores longitudes de split sets, puede ser dificultosa la correcta instalación. En la (Imagen 53) podemos ver las partes que conforman el perno Split set.



Imagen 53.- Perno Split Set Fuente: Berrocal Mallqui, M. A. (2015)

5.4.5.6.-PERNOS SWELLEX

El perno Swellex es fabricado de acero, considerado un tipo de anclaje expansivo, su funcionamiento es básicamente un plegamiento interior a todo lo largo de la barra de acero, esto para minimizar su diámetro y ser colocado en un barreno. Es resistente a la tracción, compresión o flexión y buen porcentaje de alargamiento. Después de que se expande al interior del barreno, este genera una fuerza radial perpendicular a su eje en toda su longitud. El mecanismo de anclaje es combinado tanto por fricción como por ajuste mecánico, el cual funciona como un anclaje repartido.

Este anclaje está formado por un tubo de diámetro de 25 a 28 mm de diámetro y puede alcanzar longitudes de hasta 12 m en piezas conectables, este se coloca en un barreno de diámetro entre los 32 a 39 mm. Para su despliegue se aplica una inyección de agua a alta presión (30 MPa) al interior del tubo plegado, expandiendo al mismo y colocándolo en contacto con el material donde se realizó el barreno, adaptándose a las irregularidades de la superficie del taladro, así se consigue el anclaje. Una vez expandido el tubo, se genera una tensión de contacto entre el tubo y la pared del taladro, produciendo dos tipos de fuerzas: una presión o fuerza radial perpendicular a su eje y una fuerza de rozamiento estático, en toda su longitud, cuya magnitud depende de la estructura de la roca y de la dimensión del taladro. Los pernos tipo swellex, (Imagen 54) se pueden colocar en materiales que van desde rocas duras a suaves y en terrenos muy fracturados. Dada su gran flexibilidad, éstos pueden instalarse en longitudes de hasta 3 veces la altura de la labor. El efecto de refuerzo es inmediato, y está provisto de arandelas para colocar la malla en cualquier momento. El principal problema es el agua y la corrosión que pueda generar, existen modelos que presentan cubiertas con una capa elástica protectora o son de acero inoxidable. Son más costosos que los split sets.



Imagen 54.- Perno Swellex Fuente: Berrocal Mallqui, M. A. (2015)

5.4.6.-CIMBRAS O MARCOS

“Los marcos metálicos (Imagen 55) son sin duda el sistema más popular de soporte y se utilizan mucho en túneles de dimensiones medias, normalmente de sección herradura o portal, excavados en roca o en terrenos duros. Es normal que los marcos estén formados por perfiles de acero estructural, de peralte y sección que se varían según las necesidades de soporte (naturaleza del terreno) y de acuerdo al ancho y altura de la excavación; también es usual que, para facilitar la circulación de la maquinaria de excavación, los marcos no dispongan de tornapuntas en el piso, es decir, no formen una estructura cerrada. Su diseño suele efectuarse por métodos convencionales en los que se imponen ciertas cargas en un plano, normalmente verticales, y en los que se les asignan (a los marcos) determinadas condiciones de apoyo. Por otro lado, desde hace algunos años se emplean comúnmente los perfiles TH (Suarez Fino 2013), o marcos tipo Omega; en túneles carreteros recién inició su incorporación. Se trata de estructuras relativamente ligeras, de mucha más fácil colocación que los tradicionales perfiles estructurales; están fabricados de tal manera que los segmentos embonan unos con otros, lo que permite cierta carrera y facilita su adaptación al contorno del terreno. No requieren soldadura ya que incluyen unas piezas de amarre (grapas) que se sujetan mediante tornillos y tuercas. Estos marcos tienen menos capacidad de carga y aportan una rigidez mucho menor al contorno excavado que los tradicionales perfiles estructurales, por tanto, suelen emplearse en terrenos de no muy mala calidad o en secciones de excavación pequeñas. Combinados con una capa de concreto lanzado que los recubra completamente representan una auténtica armadura de refuerzo, aunque en estos casos es precisamente el concreto lanzado el que aporta la mayor parte del trabajo estructural. Siendo congruentes con la clasificación propuesta para los sostenimientos, y con la forma en que éstos se diseñan, debe considerarse que los marcos sí tienen la función de un verdadero soporte estructural ; por lo tanto, resulta pertinente analizar las situaciones inconvenientes que suelen presentarse y que limitan esta función”. (Suarez 2014:19,20)



Imagen 55.-Colocación de rastras y marcos metálicos. Fuente: Procedimiento constructivo túnel carretero, youtube.

<https://www.youtube.com/watch?v=EDcZUVWIZjk>

“a) Es común utilizar perfiles comerciales tipo HEB, IPR o TH que poseen una rigidez (E_x) considerable en el plano transversal al eje del túnel; sólo que su rigidez en el sentido longitudinal (E_y) es baja (menor aun en los perfiles TH); esta característica los hace susceptibles al pandeo lateral.

b) En ocasiones, los marcos ya colocados no se encuentran contenidos en un plano, debido a los alabeos laterales que ocurren en el transporte; o bien se alojan en planos que no son verticales por deficiencias de colocación; en cualquier caso, resulta mermada su capacidad de soporte ante cargas verticales.

c) En un buen número de casos, los marcos ya colocados no logran un contacto adecuado con el terreno (particularmente en la clave), y en otros casos carecen de un apoyo firme que les permita transmitir las cargas verticales al piso, con lo que su acción como soporte se desvirtúa.

d) Generalmente los marcos cuentan con un apoyo en el piso que no constituye un empotramiento, y en ocasiones ni siquiera un apoyo fijo, lo que ocasiona que lleguen a tener una capacidad muy limitada para resistir fuerzas horizontales.

e) El emplazamiento de los marcos, en algunas ocasiones, se realiza extemporáneamente, cuando ya ocurrió el aflojamiento del terreno, por lo que su función estructural llega a ser nula y sólo proporciona un efecto psicológico de seguridad.

f) Se ignora o se minimiza la importancia de la interconexión estructural entre marcos en el sentido longitudinal, y esto llega a conducir a que se fijen espaciamientos que resultan ineficientes; se pierde de vista que una de las principales cargas que deben resistir, es decir las de aflojamiento de la bóveda o debidas a alguna cuña o bloque inestable, se generan tanto transversal como longitudinalmente al eje del túnel y que, por tanto, los espaciamientos entre marcos mayores de cierto límite impiden una función estructural aceptable”. (Suarez 2014:20)

“No obstante todo lo que se ha dicho acerca de la función, a veces incierta, que tienen los marcos metálicos como sistema de soporte estructural, habría que reconocer que con estos elementos suele crearse un “escudo protector”, que se forma colocando concreto lanzado, o en su defecto madera, en los espacios entre marcos y terreno, lo que no deja de ser una buena solución para realizar la excavación con mayor seguridad (real y psicológica). De hecho, los marcos metálicos, cuando están ligados adecuadamente entre ellos, ya pueden quedar fuera de contacto con la roca en algunas zonas, no obstante cumplen su función de estructuras protectoras que son especialmente apreciadas en rocas muy fragmentadas y

en secciones muy sobreexcavadas. También, en túneles de pequeña a mediana dimensión, en terrenos difíciles, el avance del frente se lleva a cabo muchas veces utilizando únicamente marcos metálicos y concreto (o madera) para dar protección al personal en cada avance. Por las razones expuestas, esta solución resulta muy atractiva en los emportalamientos o emboquilles de túneles y en los primeros metros de avance de las excavaciones, así como en zonas de mala calidad geotécnica. Además, los marcos siempre ayudan como plantillas para adecuar la geometría de las excavaciones.” (Suarez 2014: 21)

5.4.7.-SISTEMA DE SOPORTE MCNALLY

Para túneles con excavación mecanizada y donde se presenta problemas de estallido de rocas, se implementa el sistema de soporte McNally que es de uso exclusivo para máquinas Robbins es un sistema el cual debe de ser instalado en el menor tiempo posible ya que en los terrenos donde se utiliza suelen ser terrenos débiles, estos hacen referencia a rocas del tipo areniscas, lutitas, limonitas, margas, tobas y aglomerados, así como también a rocas erosionadas (hidrotermales y químicas). Estos tipos de terrenos pueden ser formados por unión de discontinuidades y zonas de corte o fallas presentes en el macizo rocoso (Klein, 2001). Los grandes retos para la TBM adicionales a los estallidos de roca son terrenos débiles y con muchas discontinuidades, macizos rocosos en bloques, drenaje de agua, squeezing y altos esfuerzos. Cabe señalar que las rocas extremadamente débiles a débiles presentan una resistencia a la compresión simple entre 0.25 a 25 MPa. Las inestabilidades de las frentes de excavación (Imagen 56) como los colapsos o derrumbes se producen debido a la baja resistencia del macizo rocoso y a la alta deformación de la roca débil.

El sistema de soporte McNally es ampliamente utilizado para condiciones desfavorables tales como una excesiva sobre excavación del contorno del túnel (Lo que ocasiona pérdida de agarre y posición de la TBM), un posible atasco del cabezal y escudo de la TBM en terrenos que están sometidos a una alta compresión (Squeezing). Los grandes flujos de agua son uno de los problemas más comunes en terrenos débiles, (Ramoni, 2010), (Schubert, 2006) y (Zheng Y. G., 2014). Este equipo minimiza y permite que los trabajos de excavación continúen.



Imagen 56.-Frente de excavación inestable Fuente Gonzalez, Roberto, Métodos de excavación mecanizada, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México 16 de abril de 2021

La perforación de sondeos de exploración durante el avance y el acondicionamiento del terreno, así como la instalación efectiva del soporte son de suma importancia en materiales débiles y de alta compresión. Se recomienda realizar una perforación de exploración avanzada cada 30 a 40 metros de avance sobre la frente con una superposición de 10 m en una base de 360°. Una vez que se obtiene la información geológica/geomecánica, se puede llevar a cabo el acondicionamiento del terreno por drenaje, para reducir el nivel y presión de agua subterránea o por inyección de lechada para consolidar el terreno, aumentando la cohesión y rigidez, de esa manera se reduce la permeabilidad y deformación del terreno.

Este sistema se encuentra bajo la cubierta, este se apoya sobre la roca fracturada, brinda el mejor soporte al terreno. Ya sea que el desafío sea un estallido de rocas o un terreno no autosoportante, este sistema es la forma más sencilla y segura de aumentar las tasas de avance y mantener la seguridad de los trabajadores en las máquinas de viga principal en condiciones difíciles donde los dedos del protector del techo a menudo se doblan o se rompen bajo el peso de la roca presurizada. Diseñado y patentado por C&M McNally de Ontario, Canadá. En la (Imagen 57) podemos apreciar un esquema de las partes que integran el sistema de soporte McNally, así como en la (Imagen 58) se ve saliendo la tuneladora por el portal de salida con el sistema aun integrado.

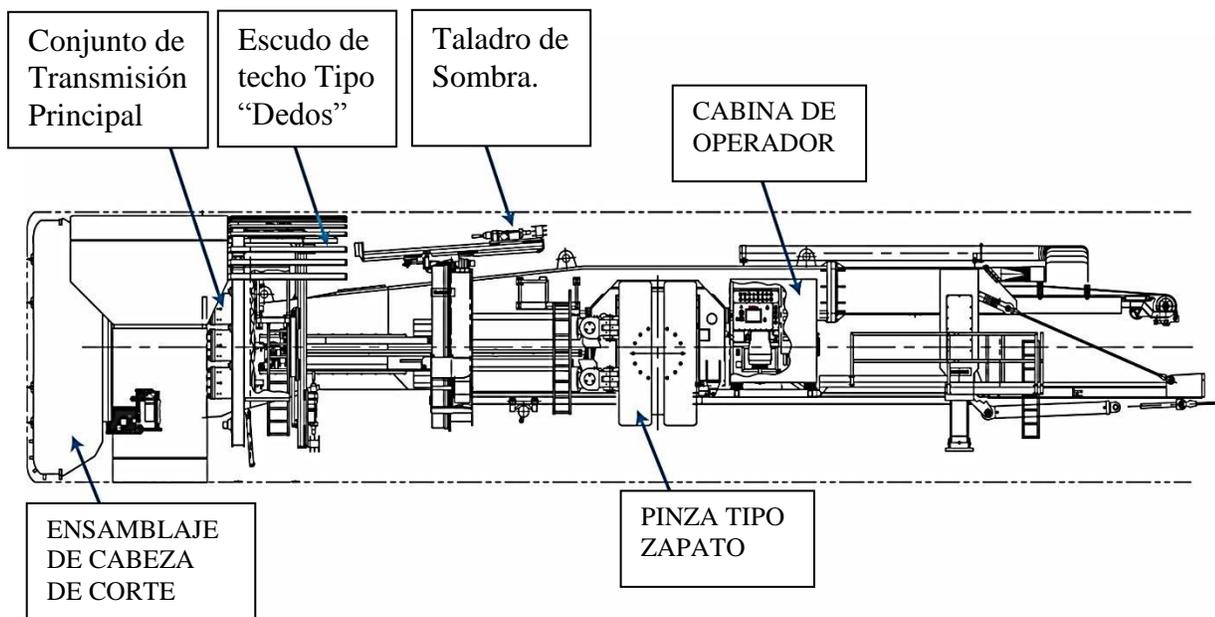


Imagen 57.- Diagrama del sistema de soporte McNally en tuneladora TBM. Métodos de excavación mecanizada, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México 16 de Abril de 2021



Imagen 58.- TBM en portal de salida con sistema Mcnally integrado. Fuente: Métodos de excavación mecanizada, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México 16 de Abril de 2023.

Prácticamente todas las máquinas Robbins de viga principal cuentan con un escudo de techo de “dedos” para que el sistema Mcnally pueda ser utilizado. Este método Utiliza canales de acero o madera y sostiene terreno muy fracturado y aún en condición de estallido de rocas.

El procedimiento se cita a continuación:

- 1.- El trabajador coloca las tablillas dentro de los receptáculos Mcnally. (Imagen 59 y 60)
- 2.- Las tablillas se colocan alrededor de la circunferencia del túnel. (Imagen 61 y 62.)

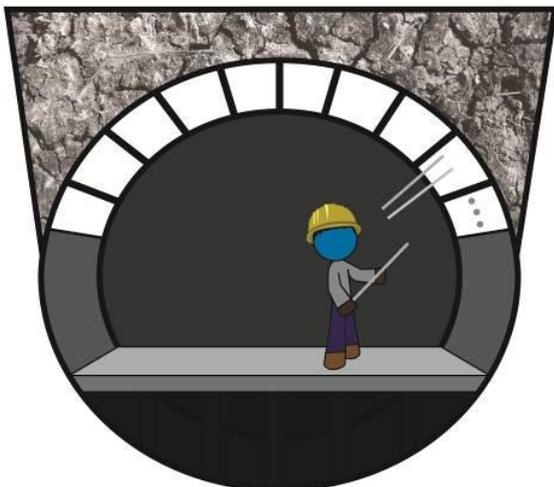


Imagen 59.- Colocación de Tablillas.



Imagen 60.-Circunferencia con tablillas colocadas



Imagen 61.- Colocación de Tablillas

Imagen 62.-Circunferencia con tablillas colocadas

Fuente: Métodos de Excavación Mecanizada Gonzalez Izquierdo R. Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México 16 de abril de 2021

Fuente: Métodos de Excavación Mecanizada Gonzalez Izquierdo R. Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México 16 de abril de 2021

3.-Las tablillas se extruyen de acuerdo con el avance de la TBM. (Imagen 63.)

4.-Las tablillas se sujetan a clave del túnel utilizando anclas de roca y marcos metálicos. (Imagen 64)

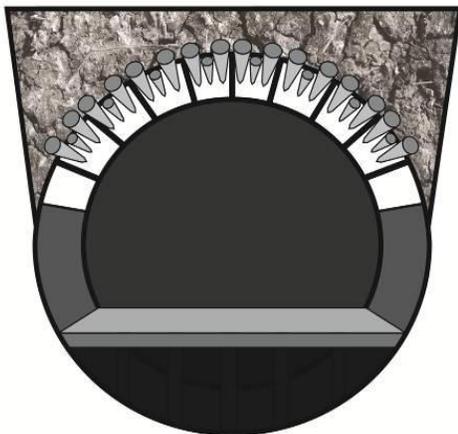


Imagen 63.- Extrusión de varillas.

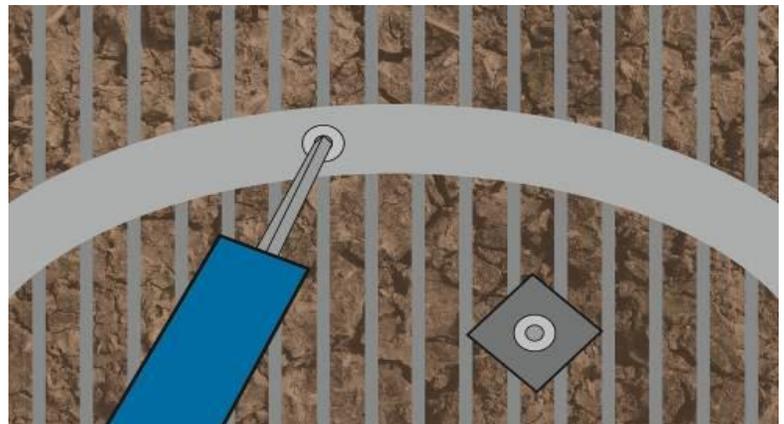


Imagen 64.-Sujeción de varillas.

Fuente: Métodos de Excavación Mecanizada Gonzalez Izquierdo R. Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México 16 de abril de 2021

Fuente: Métodos de Excavación Mecanizada Gonzalez Izquierdo R. Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México 16 de abril de 2021

**5.4.7.1.-Túneleo de alta cobertura utilizando el soporte del terreno McNally:
Ejecución de sistema McNally en el Túnel Olmos Trans-Andino.**

El sistema de soporte McNally ha sido utilizado para túneleo de alta cobertura por ejemplo el Túnel Olmos Trans-Andino. Siendo este el segundo túnel más profundo en construcción. Su ejecución duro 100 años encontrándose en un sitio remoto a más de 1000 m. sobre el nivel del mar. (Imagen 65) Todos los demás métodos que se habían utilizado hasta el momento habían resultado infructuosos, esto debido a la geología Andina que es muy complicada. (Imagen 66).

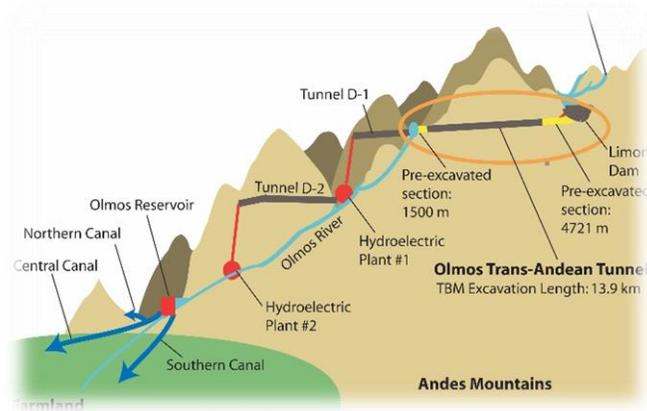


Imagen 65.-Construcción Túnel Trans-Andino.

Fuente: Métodos de Excavación Mecanizada Gonzalez Izquierdo R. Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México 16 de abril de 2021

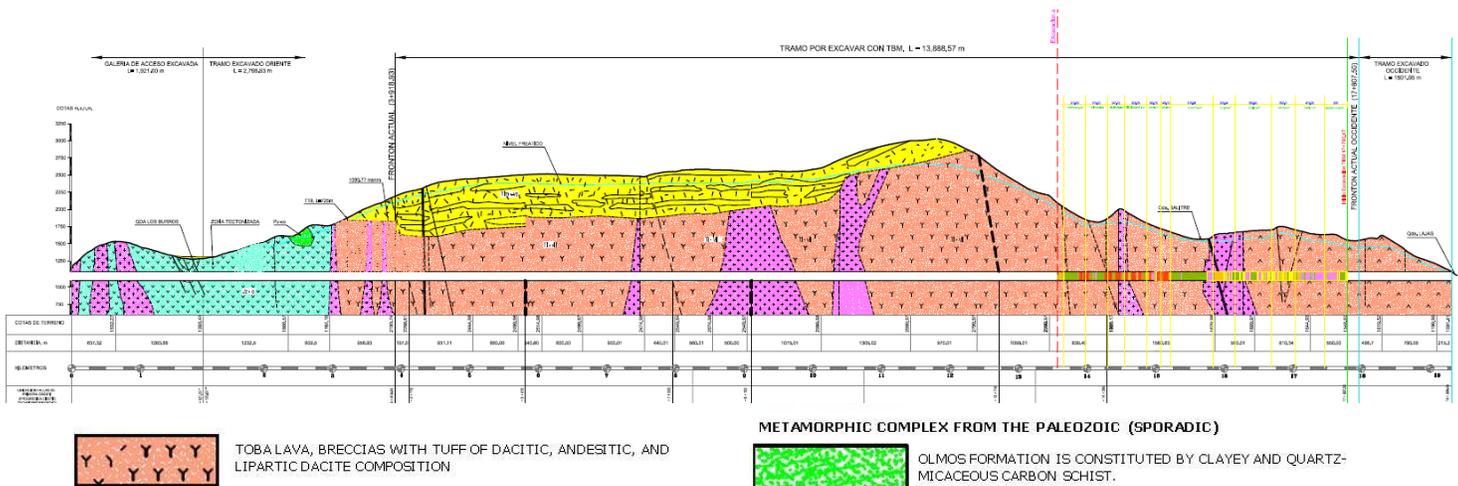


Imagen 66.- Geología Túnel Trans-Andino.

Fuente: Métodos de Excavación Mecanizada Gonzalez Izquierdo R. Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México 16 de abril de 2021

5.4.8.-LA UTILIZACIÓN DE MÉTODOS DE MARCOS COMBINADOS CON PERNOS DE ANCLAJES.

Berrocal Mallqui, M. A. (2015) Establece que, en túneles, la madera ha sido reemplazada por anclaje, combinado con mallas enlazadas y marcos según se requiera (Imagen 67); este sostenimiento controla muy bien los estallidos, aunque estos sean muy grandes. En un arreglo sistemático, con mallas y cables de enlace. En algunas áreas se practican las técnicas de inyecciones para crear un anillo de refuerzo alrededor de las lumbreras.

En general, cuando la masa rocosa presenta fracturamientos por bloques se añade al sostenimiento anterior el concreto lanzado. Es importante señalar que todos estos sistemas de sostenimiento son instalados antes que los esfuerzos inducidos pongan en peligro la estabilidad de la excavación, es decir tan pronto después de ejecutada la excavación, puesto que su efectividad es gravemente reducida si ya ha tomado lugar el deterioro del túnel o excavación que se trate.

Cuando se realizan excavaciones en una geología complicada, se deben adoptar medidas mínimas para garantizar la seguridad tales como: mínimos dimensionamientos de cortes en tajos, voladuras diarias en varios frentes para extracción rápida, uso de un soporte activo temporal en los frentes de avance, sostenimiento regional adecuado como pilares estabilizantes y relleno, direcciones de avance dirigidas hacia las áreas más sólidas, evitando posiciones adversas de áreas de perturbación geológica (diques, fallas, etc.) y haciendo uso completo de frentes. Adicionalmente, se proveen los accesos suficientes, se minimiza la permanencia del personal y las labores en los frentes de avance, se difunden folletos de instrucción y se revisan por lo menos trimestralmente las estrategias de excavación.

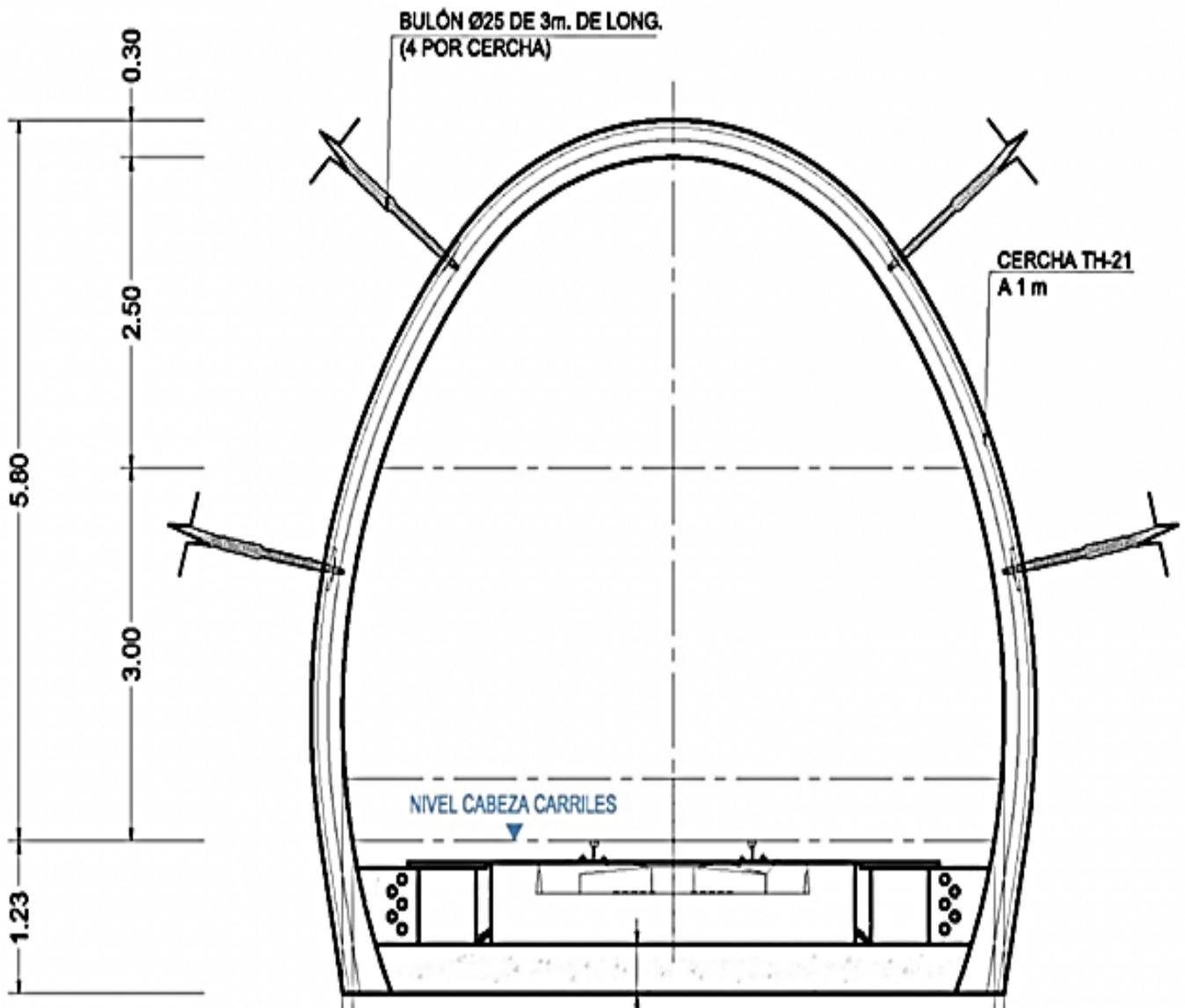


Imagen 67.- Colocación de bulones en combinación con cerchas metálicas. Fuente: Berrocal Mallqui, M. A. (2015)

5.4.8.1.-RESUMEN DE SISTEMAS DE SOSTENIMIENTO.

A continuación, en la Tabla 5 se enlistan varios sistemas de soporte propuestos para terrenos propensos a estallidos de rocas y los niveles de peligro que representan. El primer nivel de sostenimiento brinda un refuerzo y un área de cobertura, bien atendida por la mayoría de los sistemas de soporte estándar de pernos y mallas. El segundo nivel de sostenimiento requiere agregar elementos de sujeción flexibles de capacidad relativamente baja, los niveles más altos requieren la absorción de energía junto con la ductilidad, por lo que se debe considerar el uso de elementos de sujeción flexibles que absorben energía, como Swellex, además de que se puede proporcionar funcionalidad adicional en las tres categorías mediante la adición de concreto lanzado reforzado, lo cual puede aumentar significativamente la capacidad de absorción de energía o la dureza de un sistema de soporte. Por lo tanto, las características principales de estos sistemas se pueden incorporar dentro de los tres grupos enlistados:

Tabla 5

Sistemas de apoyo apropiados para terrenos propensos a estallidos. Fuente. - Kaiser et al 1996

| MECANISMO | SEVERIDAD DEL DAÑO | Carga [kN/m ²] | Desplazamiento [mm] | Energía [kN/m ²] | Ejemplos de sistemas de soporte sugerido. |
|---|--------------------|----------------------------|---------------------|------------------------------|--|
| Aumento de volumen sin expulsión | Menor | 50 | 30 | No crítico | Malla con anclas de refuerzo o pernos de roca inyectados con lechadas (y concreto lanzado) |
| | Moderado | 50 | 75 | No crítico | Malla con anclas y pernos de refuerzo inyectados (y concreto lanzado) |
| | Mayor | 100 | 150 | No crítico | Malla y paneles de concreto lanzado con pernos flexibles y barras de refuerzo cementadas |
| Aumento de volumen que causa la expulsión | Menor | 50 | 100 | No crítico | Malla con pernos de roca y pernos split set (y concreto lanzado) |
| | Moderado | 100 | 200 | 20 | Malla y paneles de concreto lanzado con pernos de refuerzo y pernos flexibles. |
| | Mayor | 150 | >300 | 50 | Malla y paneles de concreto lanzado con pernos flexibles reforzados y pernos de refuerzo. (y cordones de acero) |
| Expulsión por eventos sísmicos remotos | Menor | 100 | 150 | 10 | Concreto lanzado reforzado con pernos de roca o split set. |
| | Moderado | 150 | 300 | 30 | Paneles de Concreto lanzado reforzado con pernos de roca y pernos flexibles (y cordones de acero) |
| | Mayor | 150 | >300 | >50 | Paneles de Concreto lanzado con pernos flexibles reforzados, pernos de refuerzo y cordones de acero |
| Caída de rocas | Menor | 100 | NA | NA | Barras de refuerzo inyectadas y concreto lanzado |
| | Moderado | 150 | NA | NA | Barras de refuerzo inyectadas y pernos para cables enchapados con malla y correas o malla -reforzada con concreto lanzado. |
| | Mayor | 200 | NA | NA | Además de lo anterior mencionado considerar cableado de mayor densidad |
| Limites (MPSL) | | 200 | 300 | 50 | Límite máximo de apoyo práctico |

Fuente. - Kaiser et al 1996

5.5.-MONITOREO

5.5.1.- SISTEMA DE MONITOREO MICROSÍSMICO.

El sistema de monitoreo microsísmico brinda un sistema de información en tiempo real que ayuda a entender la respuesta del macizo rocoso a las operaciones de excavación.

Los especialistas analizando esta información han implementado protocolos de seguridad para los trabajadores, planificando racionalmente las actividades de obra civil y minería. (Valencia Chávez, 2021)

El sistema está compuesto de los siguientes accesorios: Sensores, geófonos uniaxiales y triaxiales.

- Gabinete sísmico: es una carcasa NEMA-4 que contiene el digitalizador sísmico (Paladín), que es el componente más importante del sistema de transacción de datos microsísmico.
- Comunicación Ethernet: es la fibra óptica para transferencia de datos.
- Ordenador de adquisición, es un servidor de almacenamiento de data.
- Computador de procesamiento, posee un procesador rápido y multi - núcleo y una potente tarjeta de video.

Los sensores sísmicos, descubren la energía sísmica lanzada por eventos microsísmico, estos avisos analógicos se transmiten a través de cables de cobre al grabador sísmico digital (Paladín). El monitoreo microsísmico proporciona datos sobre el estado local y los escenarios de tensión de la masa rocosa, al recolectar los datos en tiempo real sobre la localización de los eventos sísmicos, los especialistas pueden saber dónde se originan estos eventos en relación a los arranques de las minas y trabajos de excavación y representar cómo estas situaciones varían con el tiempo.

El hardware del sistema de monitoreo incluye sensores, cajas de fidelidad de señal, recolectores de datos temporización y servidores de datos, así como equipos de comunicación de datos relevantes. El sistema consta de un software de configuración de adquisición microsísmica (MAC), un software de conversión de información de conmutación de adquisición (ACC), un software microsísmico de conversión de datos (MDC), un monitor microsísmico, software de configuración (MMC), software de monitoreo dinámico (WDM) en tiempo real. (Valencia Chávez, 2021)

Se utiliza un software de sistema de análisis e identificación de señales microsísmicas (GMS) Geodisaster. También se emplea información sobre el desarrollo de peligros geológicos, y un software de sistema dinámico de demostración 3D de señales microsísmicas de geodisaster (GMD) que se utiliza para obtener información sobre el desarrollo de peligros geológicos. MAC regula y gestiona los captadores, mientras que MMC monitoriza y gestiona el sistema microsísmico, los GMS monitorean, analiza y advierten sobre actividades microsísmicas, mientras que el GMD se usa para pantallas tridimensionales de información micro sísmico y riesgos de desastres. (Imagen 68)

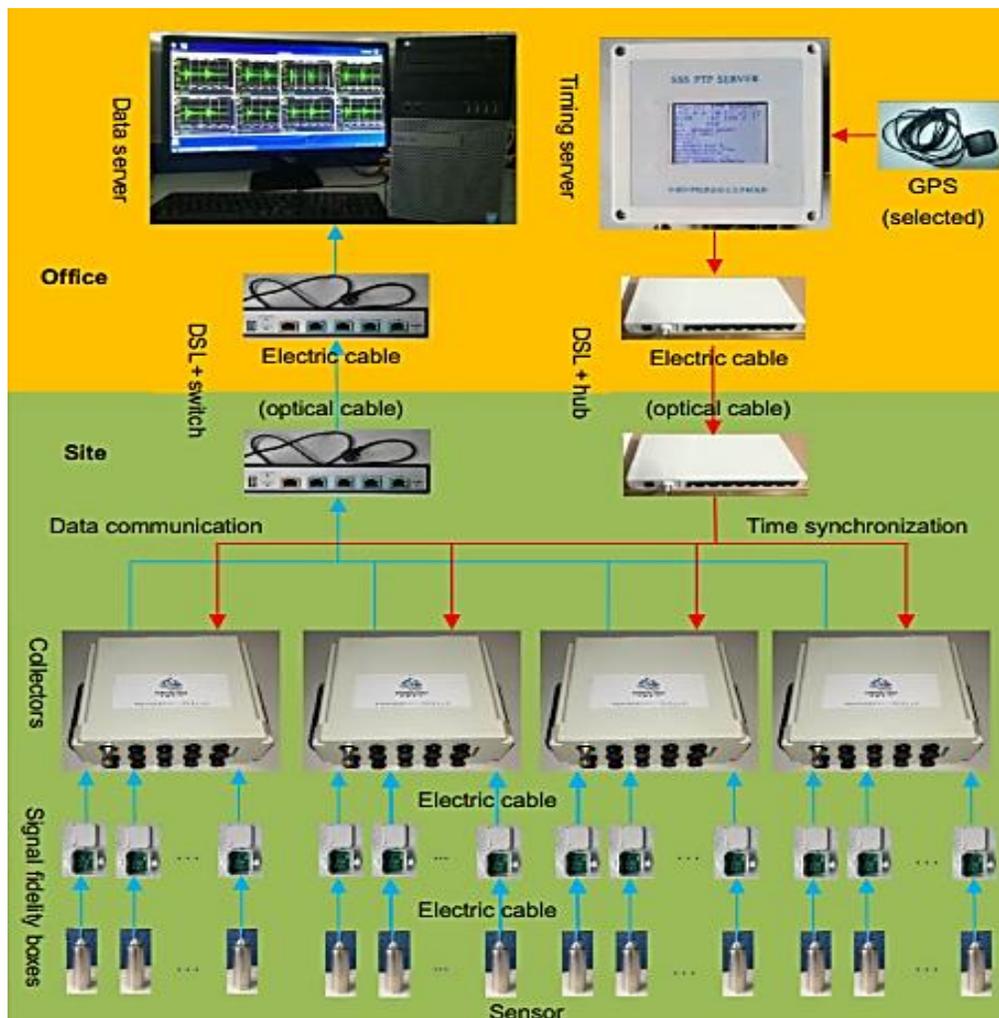


Imagen 68.- Estructura topológica del sistema microsísmico Fuente: (Feng 2018)

5.5.1.1.- ALCANCES Y PRINCIPIO DE SEGUIMIENTO.

En tiempos recientes, existen más académicos que valoran la importancia de estudiar el monitoreo y análisis de micro sismicidad para el estallido de rocas, no hay duda de que el seguimiento microsísmico del proceso del estallido de rocas seguirá las reglas universales propuestas por Xiao, Feng, Hudson, et al. (2016). El método de monitoreo microsísmico propuesto utilizado para el proceso de evolución del estallido de rocas se ha practicado en túneles, cavernas y rebajes con intensos estallidos de rocas, como los túneles de Jinping II. y centrales eléctricas subterráneas de Baihetan en China, los túneles Neelum-Jhelum en Pakistán, y en las minas de metal de Shizhuyuan y Hongtoushan en China. Además, se recomienda que el estudio de la explosión de rocas se pueda observar de manera integral a través de la combinación de monitoreo microsísmico y otros medios, como una cámara digital de pozo y un micrómetro deslizante. (Imagen 69)



Imagen 69.- Composición del sistema de Microsismicidad Fuente: (Feng 2018)

5.5.1.2.- Elección de sensores microsísmicos.

Comúnmente, el geófono es el mejor tipo de sensor para monitorear los estallidos de rocas, para el monitoreo regional el radio de monitoreo de la matriz de geófonos puede alcanzar mil metros. (Feng, 2018)

El acelerómetro es un sensor que se utiliza para monitorear vibraciones de baja amplitud y frecuencia, que alcanzan varias docenas de Hz, que se refleja en pequeñas fracturas del macizo rocoso dentro de unos cientos de metros de profundidad, el acelerómetro presenta un alto rendimiento cuando la frecuencia dominante de la onda microsísmica irradiada es grande (por ejemplo, no menos de 500 Hz).

Para el monitoreo local, el geófono es la mejor opción, monitorea los eventos microsísmicos relacionados con estallidos de rocas debido a una mayor amplitud de movimiento y baja frecuencia que oscila entre los 2 – 30 Hz, detectando las ondas microsísmicas que irradian desde la fuente del estallido de rocas que no pueden ser registradas completamente por un acelerómetro, debido a la velocidad de vibración de las partículas. Se recomiendan los geófonos para estudiar en profundidad el mecanismo de evolución del estallido de rocas. Los datos microsísmicos monitoreados por sensores triaxiales pueden proporcionar información de ubicación más precisa, parámetros de fuente más confiables y una mejor comprensión del mecanismo de fracturamiento del macizo rocoso. Generalmente, para los sistemas microsísmicos con los mismos canales, los sensores uniaxiales pueden proporcionar una región de monitorización más amplia en lugar del uso de sensores triaxiales. (Feng, 2018)

Se requiere que la red de sensores esté cerca de las regiones con riesgo potencial de estallido de rocas. La mayoría de estas regiones están cerca del frente de trabajo, con la aparición frecuente de ruido inducido por la construcción del sitio (por ejemplo, voladuras, perforación, electricidad y vibración del vehículo) los sensores deben funcionar bajo la condición de una fuerte interferencia. Los geófonos deben tener una alta sensibilidad (por ejemplo, no menos de 80 V / m / s) para detectar señales débiles de fractura de macizos rocosos en el proceso de desarrollo del estallido de rocas de manera efectiva. Más importante aún, deben poseer una fuerte anti interferencia y una alta relación señal-ruido (SNR) en el monitoreo del proceso de evolución del estallido de rocas. Esto requiere que estos geófonos puedan suprimir el ruido de entrada y reducen la distorsión generada por ellos mismos (Imagen 70).

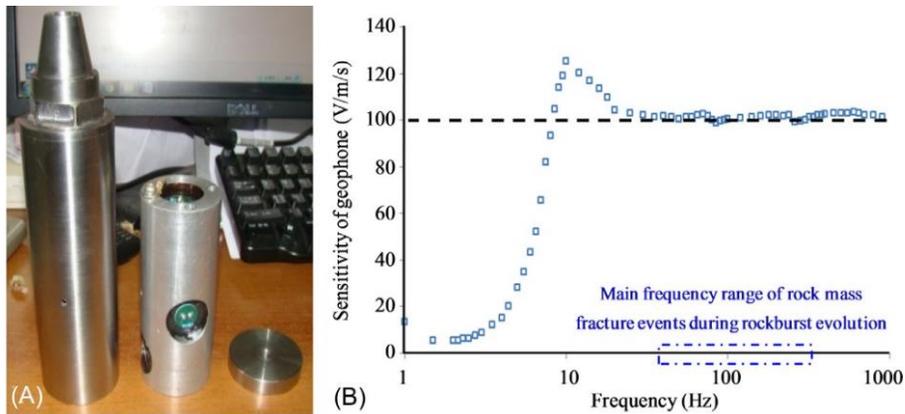


Imagen 70.- Geófono con un sistema de anti-interferencia fuerte y alta sensibilidad para monitoreo de estallido de rocas. Fuente: (Feng, 2018)

5.5.1.3.-Medidas adicionales para la Mitigación de Riesgos.

Esta investigación realiza una recopilación de las medidas que se utilizan para la mitigación de riesgos durante el estallido de rocas en construcciones alrededor del mundo, por lo que se enlistan las siguientes consideraciones:

- 1.-Incremento de la red de geófonos, para realizar un monitoreo más amplio en zonas críticas y de mayor ocurrencia de estallido de rocas para aplicar medidas de mitigación de riesgos con el personal en campo.
- 2.-Implementación de protocolos para accesos y evacuación del personal en zonas de excavación cuando se presentan situaciones de peligro para los trabajadores, así mismo se deben establecer metodologías de alerta sísmica tipo semáforos, para indicar el riesgo sísmico en tiempo real.
- 3.- Revisión de los protocolos de excavación con explosivos, para implementación de medidas de seguridad antes y después de los mismos, marcando los criterios de acceso al frente de trabajo hasta la estabilización de la actividad sísmica de la zona; el cual presenta desestabilización derivado de los trabajos de excavación.

CAPITULO VI. - CASO DE ESTUDIO.

6.1.-CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO.

Los datos a continuación analizados se refieren a los estudios de Prefactibilidad de un túnel de conducción hidráulica, esto para poder determinar si es viable y, así, convertirla en un respectivo proyecto.

Tabla 6
Generalidades del proyecto.

| | |
|---------------------------|--------------------------------|
| Etapa de ingeniería | Prefactibilidad |
| Tipo de obra | Túnel de conducción hidráulica |
| Longitud | 19.45 km |
| Dimensiones de la sección | Diámetro de 5.90 m |
| Pendiente | s = 0.0039 |

Fuente: CFE 2009

Ubicación

Este estudio se ubica al NW de Zimapán, para mejor referencia se ubica a 10 km al oriente de Cd. Valles, S. L. P. Esta zona se encuentra cerca de la región de Cerro Colorado, La Palma, Jagüey Colorado, Encarnación y La Manzana, zona de extracción minera. , así como la zona de Encarnación y La Palma, en las cuales se explota el carbonato de calcio (“mármol”).(Imagen 71).



Imagen 71: Ubicación de la zona de estudio. Fuente CFE 2009

Geología

Formación El Abra. Calizas Biógenas (Ka1)

Formada por calizas clasificadas de mudstone (menos de 10% de partículas tamaño arcilla y limo) a packstone (caliza clástica que puede contener un poco de lodo calcáreo), (Imagen 72 y 73) de color gris oscuro, de estratificación mediana a gruesa, con escasos nódulos de pedernal y alto contenido de fósiles, el cementante que los une es de tipo calcáreo de grano fino, por ello se clasifican como calizas biógenas.

En algunas zonas las calizas biógenas presentan un sistema complejo de fracturas y zonas de carst rellenas por arcilla. La disolución cárstica formó cavernas a diferentes profundidades, en superficie la disolución se ubica entre los planos de estratificación, planos de fracturas y de algunas fallas. CFE (2009)

Formación el Abra, Calizas (Ka2)

El Túnel de conducción cruzara el cambio de la formación El Abra (K1) a la (Ka2) (Imagen 74) cerca del cadenamiento 13 + 140 y continuara hasta el final de la conducción en el cadenamiento 19 + 450.

Esta formación se integra por una interestratificación de calizas wackestone (lodo calcáreo y más del 10% de partículas mayores a 20µm) a packstone y brechas calcáreas.

Los estratos de wackestone presentan disolución carstica desarrollada entre los planos de estratificación, en las fracturas y zonas de falla, en superficie se observan oquedades hasta de 0.50 m. Los carst detectados en los barrenos son de 0.20 a 0.40 m de longitud.

Las brechas calcáreas están formadas por clastos de caliza wackestone o packstone de hasta 0.5 m de diámetro, de forma angulosa, sub angulosa y sub redondeada; están fuertemente unidos entre si por un cementante calcáreo, la brecha calcárea esta litificada y presenta buena consistencia y resistencia. CFE (2009)

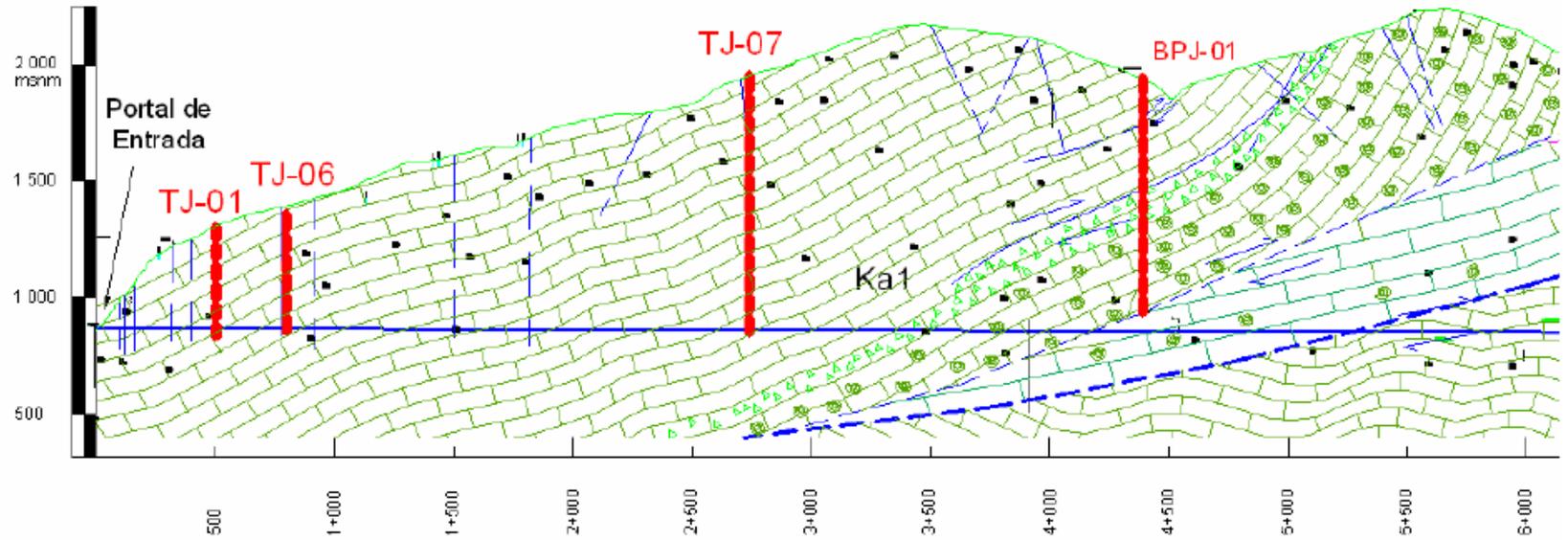
Tabla 7

Características Generales del proyecto.

| CADENAMIENTO | LONGITUD (m) | FORMACIÓN | CARACTERÍSTICAS |
|------------------|--------------|---------------|---|
| 0+000 AL 0+500 | 500 | EL ABRA (Ka1) | Calizas de regular calidad parcialmente fracturadas. |
| 0+500 AL 4+000 | 3500 | | Calizas biógenas y brechas calcáreas con presencia de carsticidad aleatoria, desde oquedades hasta cavernas, zonas de regular calidad en fallas y fracturas. Esfuerzos litostática medios a altos (Coberturas entre 700 a 1200 M) |
| 4+000 AL 4+640 | 640 | | Calizas biógenas muy fracturadas y falladas con presencia de cavernas. Las zonas cercanas a las fallas presentan fuerte cizallamiento . Esfuerzos litostaticos altos (Cobertura promedio de 1000 m) |
| 4+640 AL 5+580 | 940 | | Calizas trituradas por fallamiento inverso . Esfuerzos litostaticos altos (Cobertura promedio de 1300 m) |
| 5+580 AL 9+000 | 3420 | | Calizas de buena calidad. Esfuerzos litostaticos medios (cobertura promedio de 550m) |
| 9+000 AL 9+640 | 640 | | Calizas muy fracturadas en la zona de la falla barranca Jiliapan. |
| 9+640 AL 13+140 | 3500 | | Calizas de regular calidad. |
| 13+140 AL 19+500 | 6360 | EL ABRA (Ka2) | Calizas y brechas de regular calidad. Las zonas de menor cobertura (alrededor de 100 m) pueden presentar fracturamiento denso y carsticidad aislada de dimensiones importantes. |

Fuente: CFE (2009)

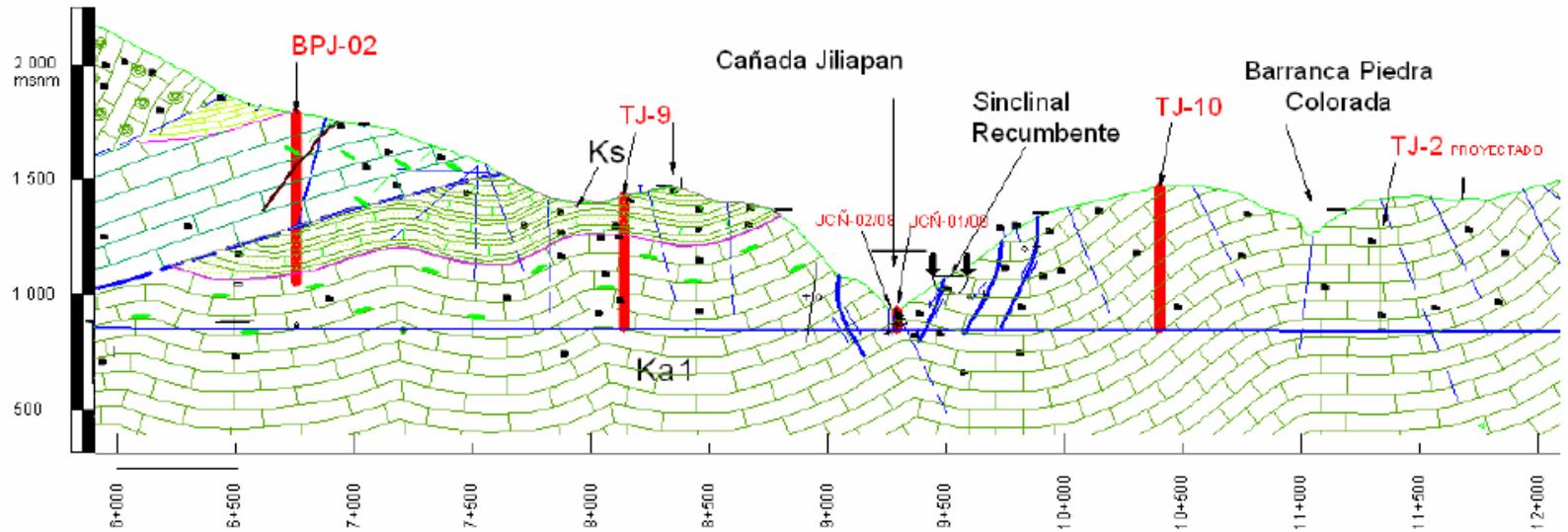
Perfil geológico



Datos del tramo

| Geología | Caliza Biógena Ka1 | | | |
|--------------|--------------------|----------------|----------------|----------------|
| Cadenamiento | 0+000 al 0+500 | 0+500 al 4+000 | 4+000 al 4+640 | 4+640 al 5+580 |
| Longitud (m) | 500 | 3500 | 640 | 940 |
| RMR | 46-50 | 63-67 | 51-55 | 57-61 |
| Q | 1.4 | 9.2 | 2.7 | 4.7 |
| Calidad | Media | Buena | Media | Media |

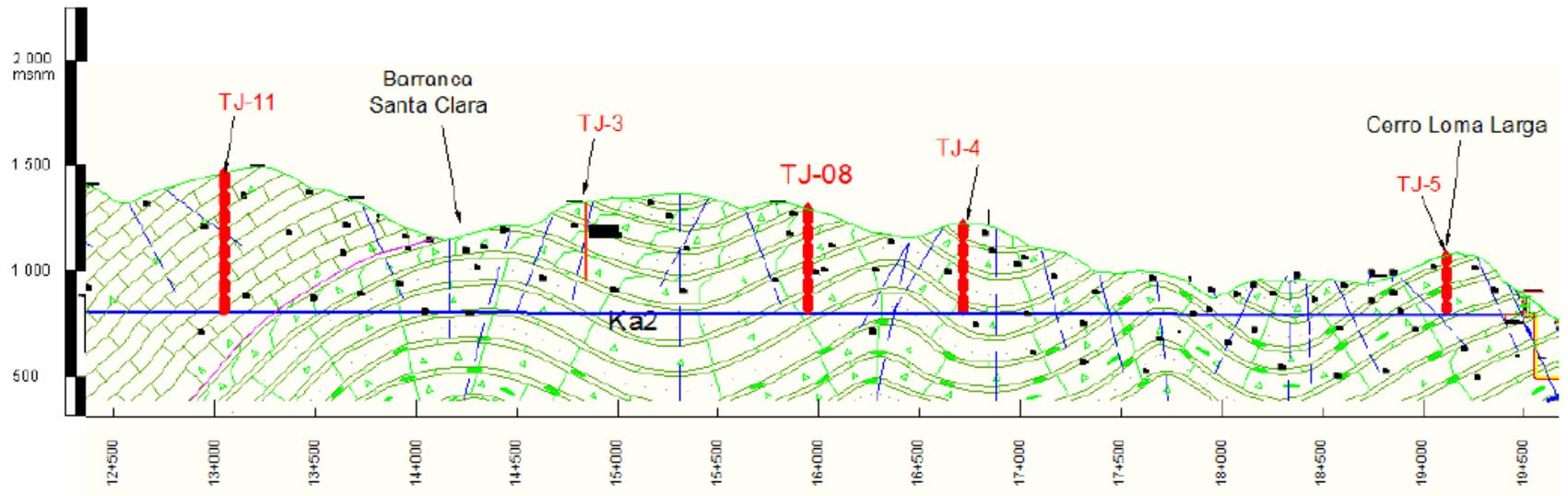
Imagen 72.- Perfil Geológico Parte 1. CFE (2009)



Datos del tramo

| Geología | Caliza Biógena Ka1 | | |
|--------------|--------------------|----------------|-----------------|
| Cadenamiento | 5+580 al 9+000 | 9+000 al 9+640 | 9+640 al 13+140 |
| Longitud (m) | 3420 | 640 | 3500 |
| RMR | 61-65 | 37-41 | 55-59 |
| Q | 8.3 | 0.5 | 3.4 |
| Calidad | Buena | Mala | Media |

Imagen 73.- Perfil Geológico Parte 2. CFE (2009)



Datos del tramo

| | | |
|--------------|-----------------|------------------|
| Geología | Ka1 | Caliza Ka2 |
| Cadenamiento | 9+640 al 13+140 | 13+140 al 19+500 |
| Longitud (m) | 3500 | 6360 |
| RMR | 55-59 | 50 a 54 |
| Q | 3.4 | 2.7 |
| Calidad | Media | Media |

Imagen 74.- Perfil Geológico Parte 3. CFE (2009)

Propiedades mecánicas de los materiales

Tabla 8
Propiedades Mecánicas de los materiales.

| CADENAMIENTO | FORMACIÓN | RMR | γ (t/m ³) | GSI (RMR-5) | COVERTURA MÁXIMA (m) |
|------------------|---------------|---------|---------------------------------|-----------------|-------------------------|
| 0+000 AL 0+500 | EL ABRA (Ka1) | 46 a 50 | 2.6 | 43 | 420 |
| 0+500 AL 4+000 | | 63 a 67 | 2.6 | 60 | 1300 |
| 4+000 AL 4+640 | | 51 a 55 | 2.6 | 48 | 1200 |
| 4+640 AL 5+580 | | 57 a 61 | 2.6 | 54 | 1370 |
| 5+580 AL 9+000 | | 61 a 65 | 2.6 | 58 | 1000 |
| 9+000 AL 9+640 | | 37 a 41 | 2.6 | 34 | 80 |
| 9+640 AL 13+140 | | 55 a 59 | 2.6 | 52 | 600 |
| 13+140 AL 19+500 | EL ABRA (Ka2) | 50 a 54 | 2.6 | 47 | 350 |

Fuente: Hoek, E., & Karzulovic, A. (2000).

Tabla 9
Resistencia de los materiales.

| | | PARAMETROS | | |
|--------------|-----------------------|--|---|---|
| | | RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE (RC)(MPa) | RESISTENCIA A LA TENSIÓN INDIRECTA (BRASILEÑA) RT (MPa) | MÓDULO DE DEFORMABILIDAD TANGENTE AL 50% DE RC (E _{T50}) |
| TIPO DE ROCA | CALIZA BIÓGENA Ka1 | 115 | 6.5 | 78,000 |
| | CALIZA Ka2 | 111 | 6.8 | 82,000 |

Fuente: CFE 2009

6.2.- EVALUACIÓN DE POTENCIAL DE ESTALLIDO DE ROCA.

Existen diversas técnicas para poder determinar si una roca es propensa a generar estallidos de roca, se llevará a cabo una serie de cálculos para conocer las secciones que se verían afectadas por este fenómeno, con los datos obtenidos de laboratorio. En este caso nos basaremos en dos métodos, el primero el método de Russo (2014) y el segundo y no menos importante el método de Diederichs 2018.

Iniciaremos con el cálculo del parámetro GSI, que utilizaremos más adelante para seguir con el cálculo de los métodos antes mencionados.

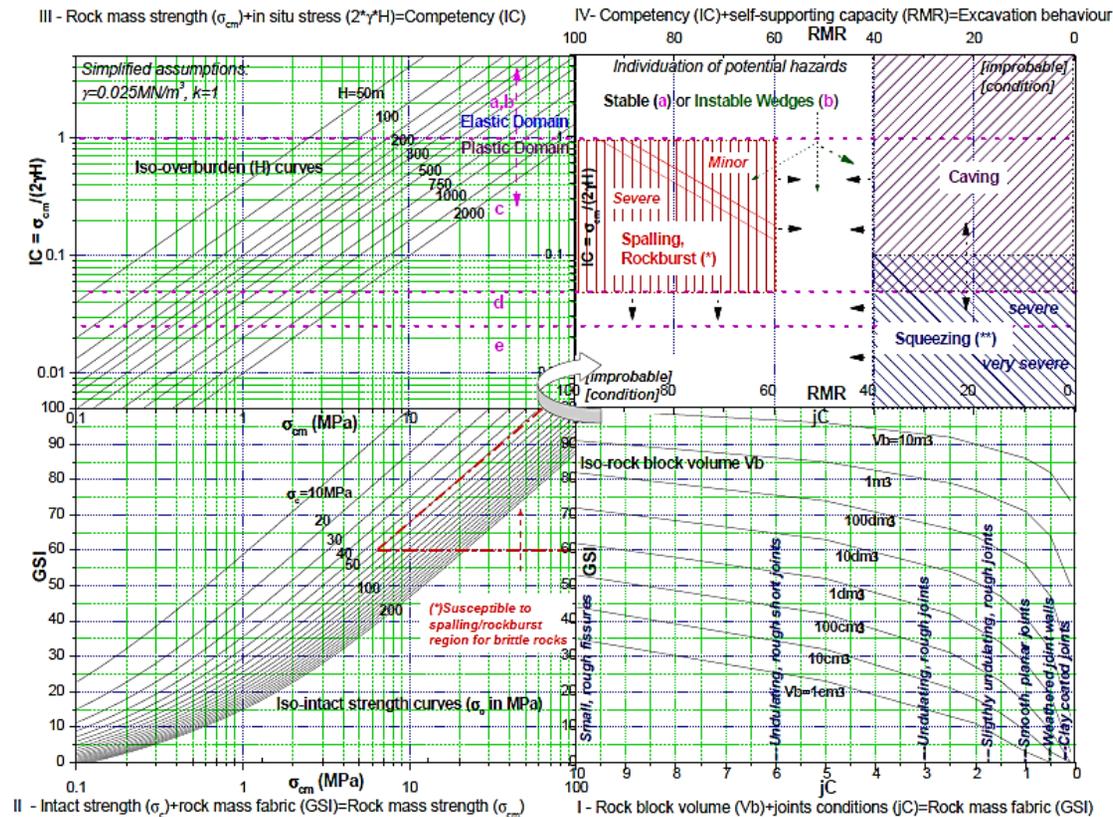


Imagen 75: Gráfico múltiple GDE para la configuración preliminar del comportamiento de excavación. Fuente: Russo 2014

EVALUACIÓN DE POTENCIAL DE ESTALLIDO DE ROCAS, MÉTODO RUSO (2014)

TRAMO 1: (0+000 AL 0+500) $\sigma_c = 115 \text{ Kg/cm}^2$ $\sigma_{cm} = 4.5 \text{ MPa}$

RMR= 46 a 50 = 48

GSI :43

Mecanismo de falla tramo 1 Tiende al Fenómeno Inestabilidad de Cuñas

$$IC = \sigma_{cm} / (2 \gamma H) = (4.5 \text{ MPa}) / (2 * 2.6 \text{ T/m}^3 * 420\text{m}) = 4.5 \text{ MPa} / 2184 \text{ T/m}^2$$

$$IC = \sigma_{cm} / (2 \gamma H) = (4.5 \text{ MPa}) / (2184 \text{ T/m}^2) / (101.972 \text{ T/m}^2 / 1 \text{ Mpa}) = 0.21$$

$$IC = 0.21$$

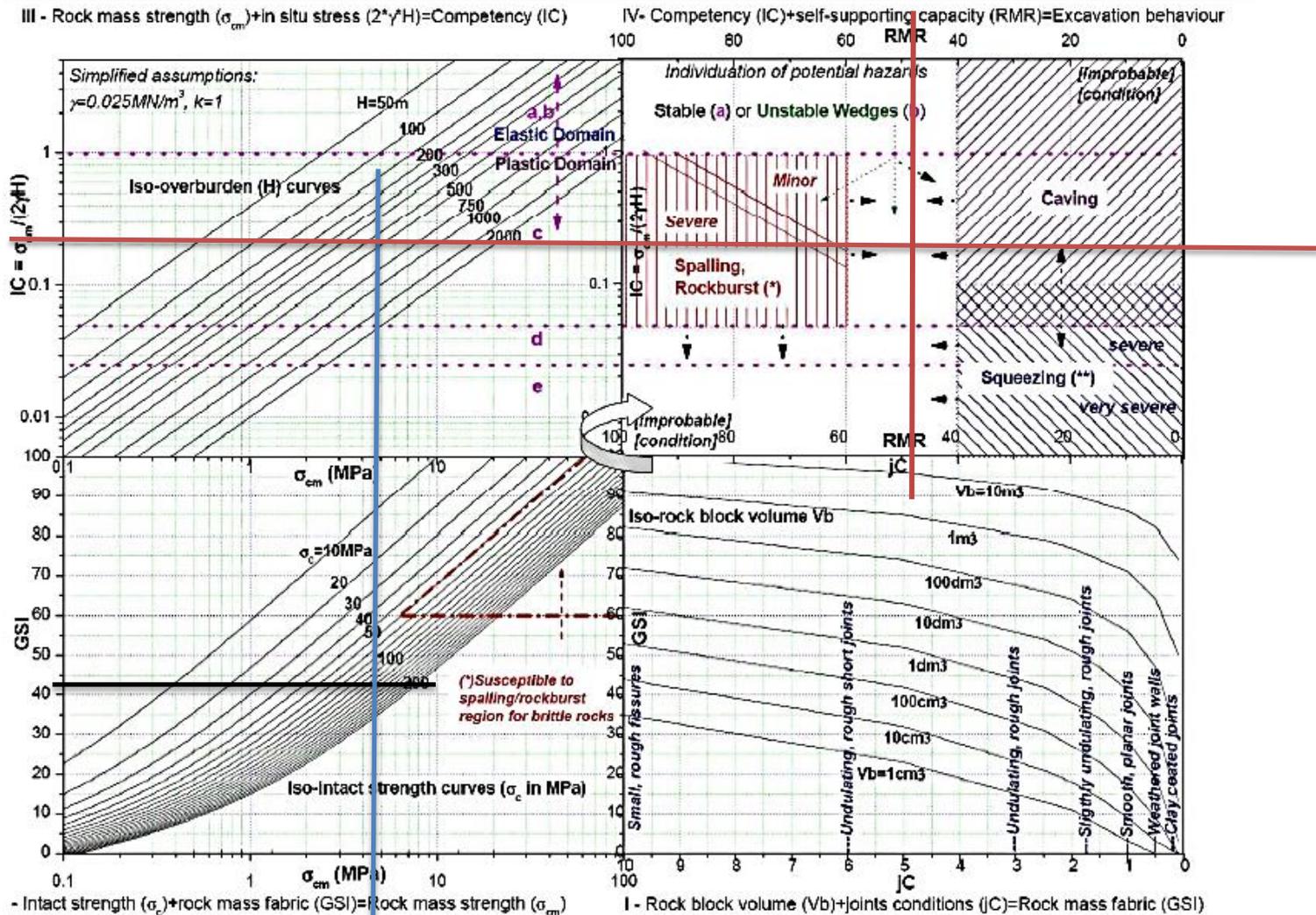


Imagen 76: Gráfico múltiple GDE para la configuración preliminar del comportamiento de excavación. Fuente: Ruso 2014

TRAMO 2: 0+500 AL 4+000

$\sigma_c = 115 \text{ Kg/cm}^2$

RMR = 63 a 67 = 67

GSI: 60

$\sigma_{cm} = 11 \text{ MPa}$.

$IC = \sigma_{cm} / (2 \gamma H) = (11 \text{ MPa}) / (2 * 2.6 \text{ T/m}^3 * 1300\text{m}) = 11 \text{ MPa} / 6760 \text{ T/m}^2$

$IC = \sigma_{cm} / (2 \gamma H) = [(11 \text{ MPa}) / (6760 \text{ T/m}^2)] * (101.972 \text{ T/m}^2 / 1 \text{ Mpa}) = 0.1659 = 0.16$

Mecanismo de falla tramo 2 Se presentará Spalling Rockburst Severo.

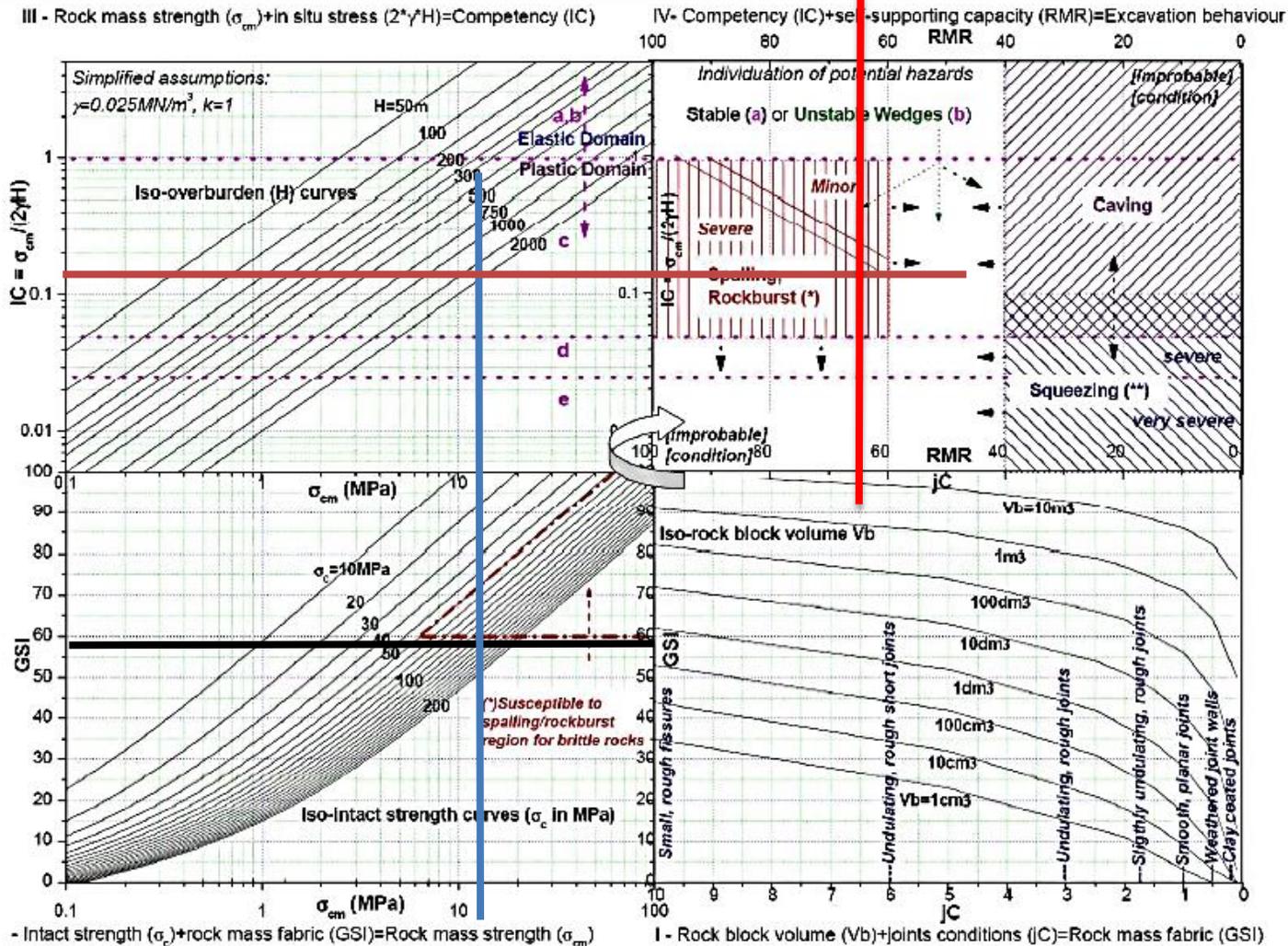


Imagen 77: Gráfico múltiple GDE para la configuración preliminar del comportamiento de excavación. Fuente: Russo 2014

TRAMO 3: 4+000 AL 4+640

$\sigma_c = 115 \text{ MPa}$ $\sigma_{cm} = 5.5 \text{ MPa}$
 RMR = 51 a 55 = 55

GSI: 48

Mecanismo de falla tramo 3 Tiende al Spalling Rockburst Severo con inestabilidad de cuñas.

$$IC = \sigma_{cm} / (2 \gamma H) = (5.5 \text{ MPa}) / (2 * 2.6 \text{ T/m}^3 * 1200 \text{ m}) = 5.5 \text{ MPa} / 6240 \text{ T/m}^2$$

$$IC = \sigma_{cm} / (2 \gamma H) = [(4.6 \text{ MPa}) / (6760 \text{ T/m}^2)] (101.972 \text{ T/m}^2 / 1 \text{ Mpa}) = 0.069 = 0.09$$

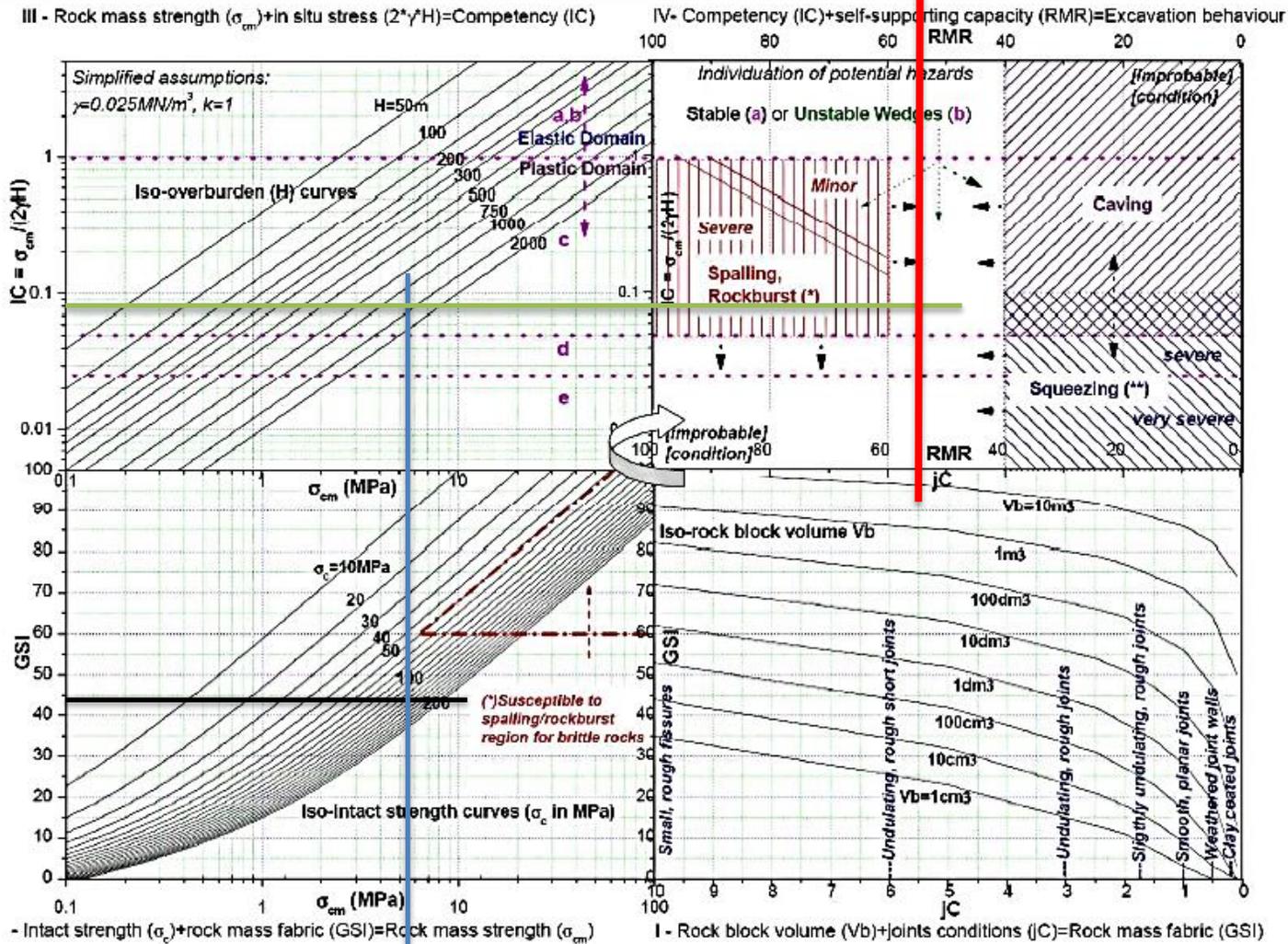


Imagen 78: Gráfico múltiple GDE para la configuración preliminar del comportamiento de excavación. Fuente: Russo 2014

TRAMO 4: 4+640 AL 5+580

$\sigma_c = 115 \text{ MPa}$

$\sigma_{cm} = 8.2 \text{ Mpa.}$

$$IC = \sigma_{cm} / (2 \gamma H) = (8.2 \text{ MPa}) / (2 * 2.6 \text{ T/m}^3 * 1370\text{m}) = 8.2 \text{ MPa} / 7124 \text{ T/m}^2$$

RMR = 57 a 61 = 61

GSI : 54

$$IC = \sigma_{cm} / (2 \gamma H) = [(8.2 \text{ MPa}) / (7124 \text{ T/m}^2)] (101.972 \text{ T/m}^2 / 1 \text{ Mpa}) = 0.117 = 0.12$$

Mecanismo de falla tramo 4 Tiende al Spalling Rockburst Severo

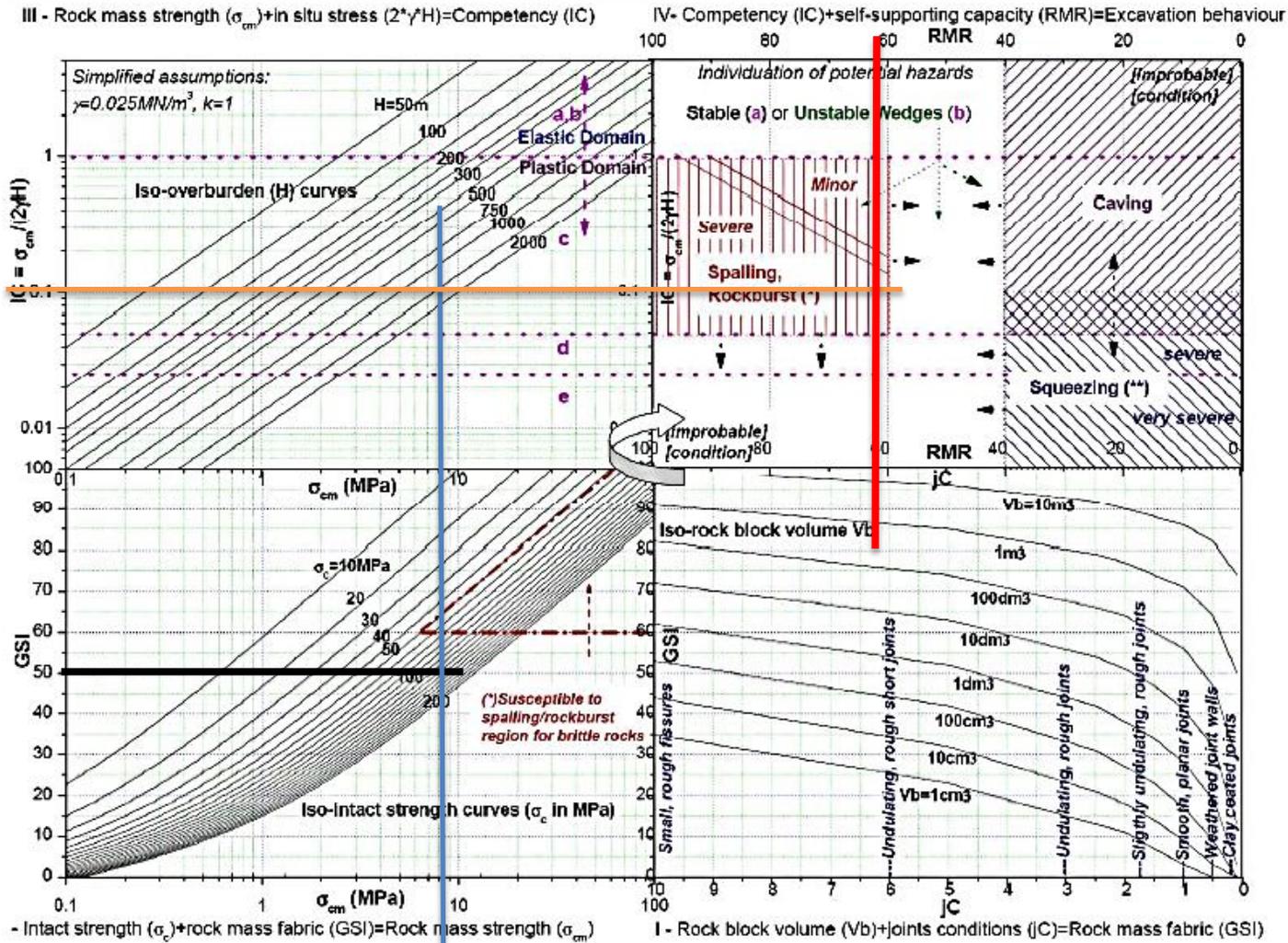


Imagen 79: Gráfico múltiple GDE para la configuración preliminar del comportamiento de excavación. Fuente: Russo 2014

GSI : 34 (TRAMO 5) 5+580 AL 9+000

$\sigma_c=115$ MPa $\sigma_{cm}= 10.5$ Mpa.

$IC= \sigma_{cm}/(2 \gamma H) = (10.5 \text{ MPa})/(2*2.6 \text{ T/m}^3*1000\text{m})= 10.5 \text{ MPa}/5200 \text{ T/m}^2$

RMR= 61 a 65 = 65 GSI = 58

$IC= \sigma_{cm}/(2 \gamma H) = [(10.5 \text{ MPa})/(5200\text{T/m}^2)](101.972 \text{ T/m}^2/1 \text{ Mpa})= 0.205 = 0.21$

Mecanismo de falla tramo 5 Tiende al Spalling Rockburst Severo

III - Rock mass strength (σ_{cm})+in situ stress ($2*\gamma H$)=Competency (IC)

IV- Competency (IC)+self-supporting capacity (RMR)=Excavation behaviour

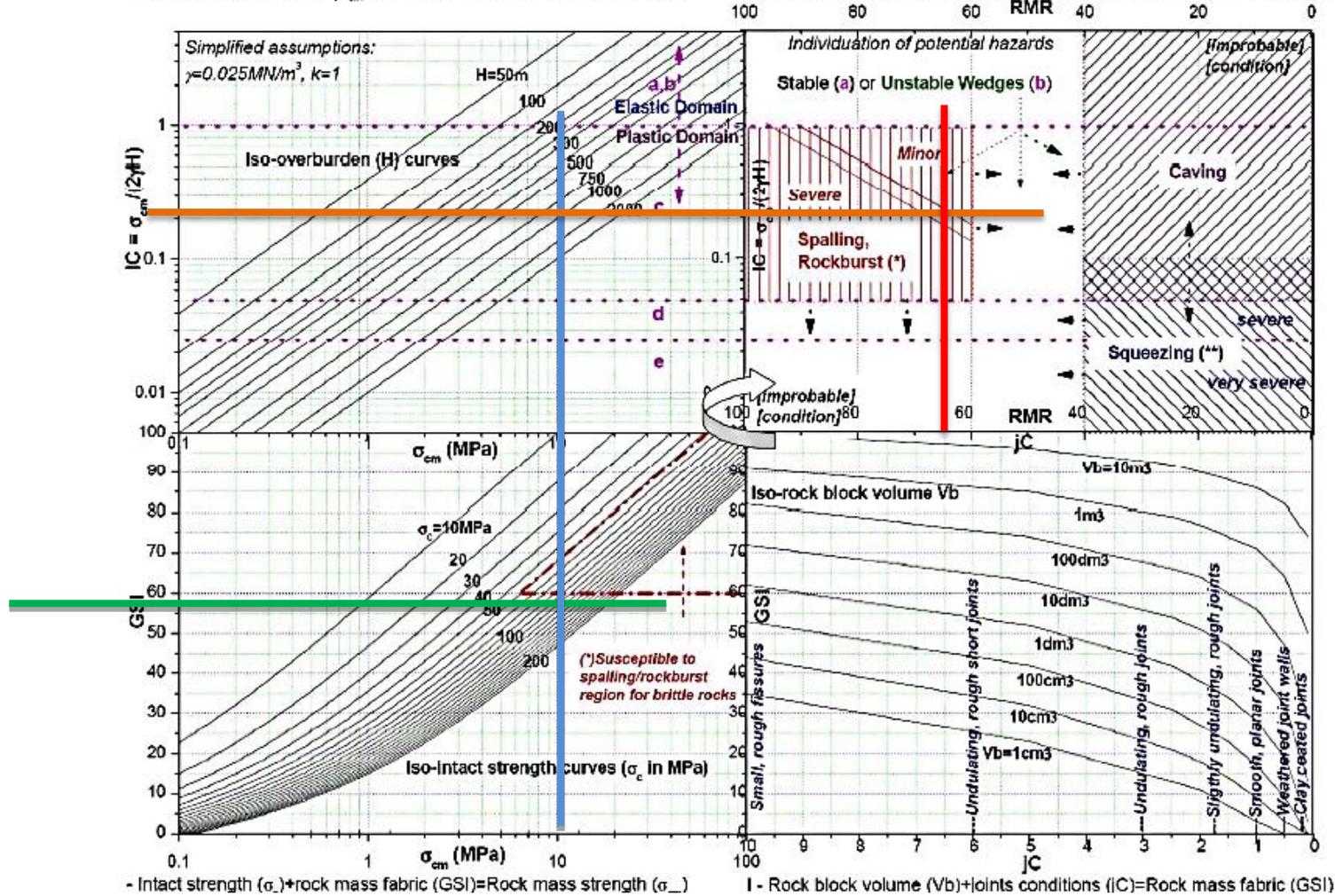


Imagen 80: Gráfico múltiple GDE para la configuración preliminar del comportamiento de excavación. Fuente: Russo 2014

TRAMO 6: 9+000 AL 9+640

$\sigma_c = 115 \text{ MPa}$

$\sigma_{cm} = 2.70 \text{ Mpa}$

RMR = 37 a 41 = 41

GSI : 34

$$IC = \sigma_{cm} / (2 \gamma H) = (2.70 \text{ MPa}) / (2 * 2.6 \text{ T/m}^3 * 80 \text{ m}) = 2.70 \text{ MPa} / 416 \text{ T/m}^2$$

$$IC = \sigma_{cm} / (2 \gamma H) = [(2.70 \text{ MPa}) / (416 \text{ T/m}^2)] (101.972 \text{ T/m}^2 / 1 \text{ Mpa}) = 0.66 = 0.66$$

Mecanismo de falla tramo 6 Tiende al fenómeno Caving

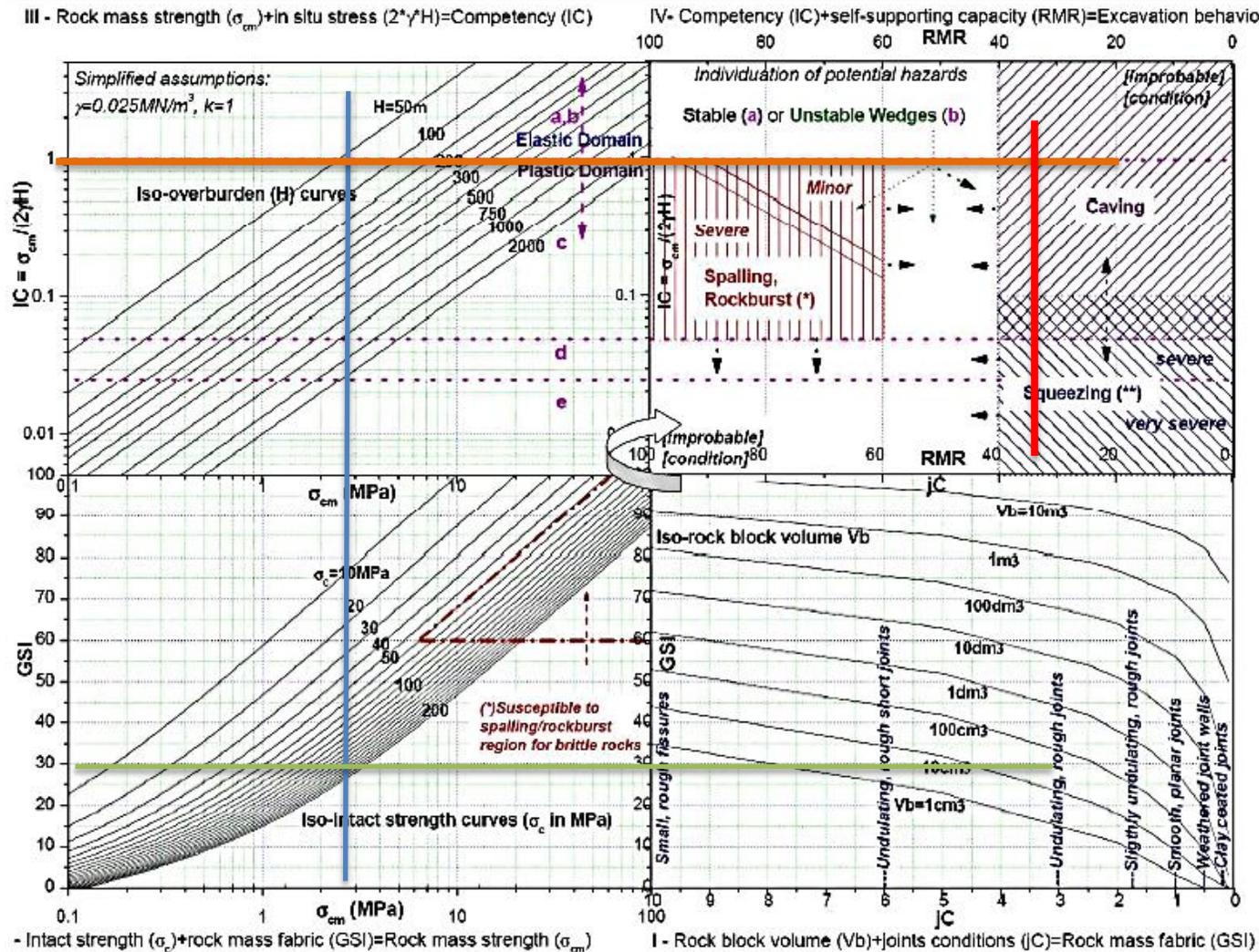


Imagen 81: Gráfico múltiple GDE para la configuración preliminar del comportamiento de excavación. Fuente: Russo 2014

TRAMO 7: 9+640 AL 13+140

$\sigma_c = 115 \text{ MPa}$ $\sigma_{cm} = 8.5 \text{ Mpa.}$

RMR= 55 a 59 = 59 GSI: 52

Mecanismo de falla tramo 7 Tiende al Spalling Rockburst minor

$$IC = \sigma_{cm} / (2 \gamma H) = (8.5 \text{ MPa}) / (2 * 2.6 \text{ T/m}^3 * 600\text{m}) = 8.5 \text{ MPa} / 3120 \text{ T/m}^2$$

$$IC = \sigma_{cm} / (2 \gamma H) = [(8.5 \text{ MPa}) / (3120 \text{ T/m}^2)] / (101.972 \text{ T/m}^2 / 1 \text{ Mpa}) = 0.277 = 0.28$$

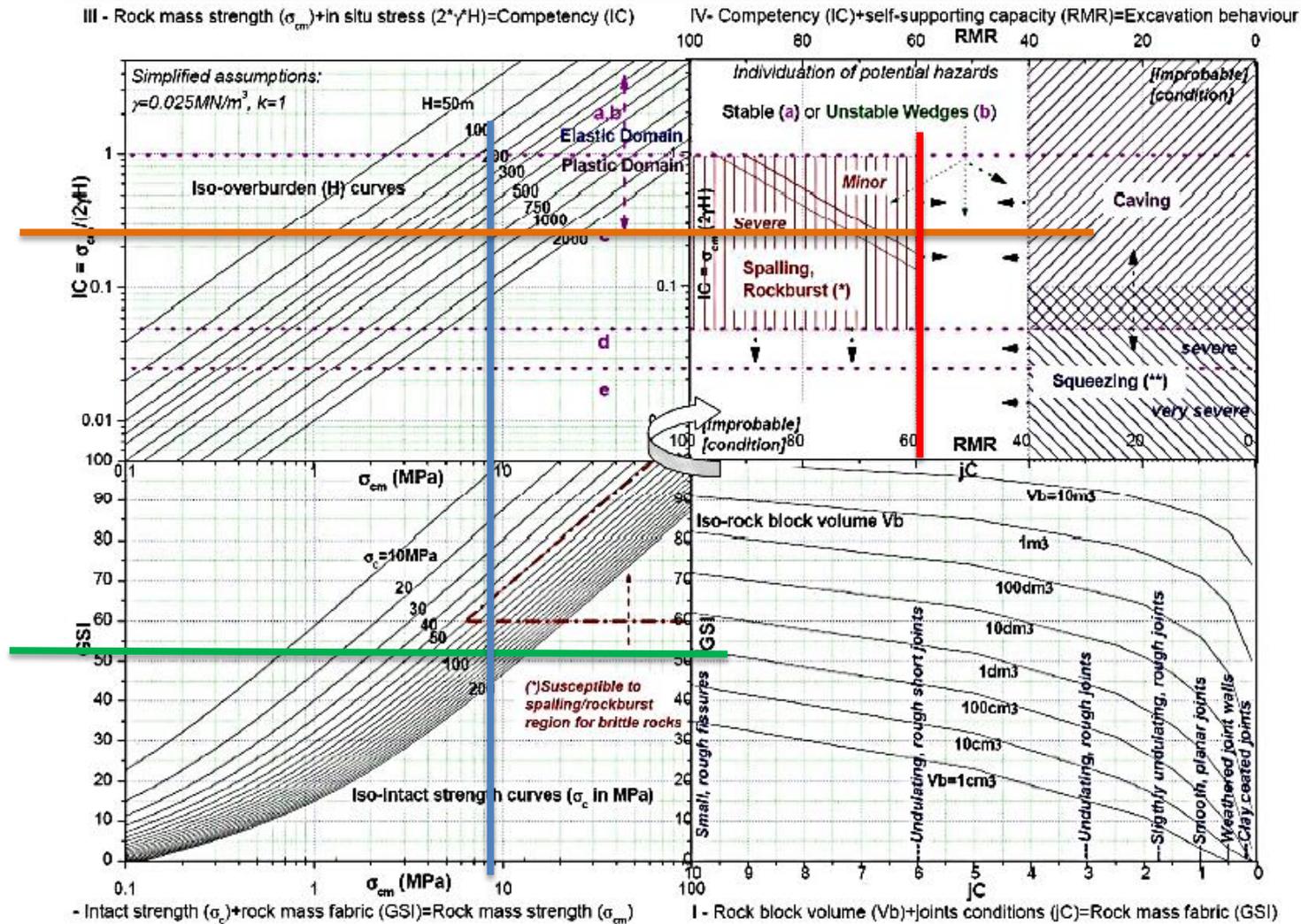


Imagen 82: Gráfico múltiple GDE para la configuración preliminar del comportamiento de excavación. Fuente: Russo 201

TRAMO 8: 13+140 AL 19 + 500

$\sigma_c = 111 \text{ MPa}$

$\sigma_{cm} = 5.8 \text{ Mpa.}$

$$IC = \sigma_{cm} / (2 \gamma H) = (5.8 \text{ MPa}) / (2 * 2.6 \text{ T/m}^3 * 350\text{m}) = 5.8 \text{ MPa} / 1820 \text{ T/m}^2$$

RMR = 50 a 54 = 52

GSI: 47

$$IC = \sigma_{cm} / (2 \gamma H) = [(5.8 \text{ MPa}) / (1820 \text{ T/m}^2)] (101.972 \text{ T/m}^2 / 1 \text{ Mpa}) = 0.325 = 0.33$$

Mecanismo de falla tramo 8 Tiende al Spalling Rockburst Minor con presencia de inestabilidad en cuñas.

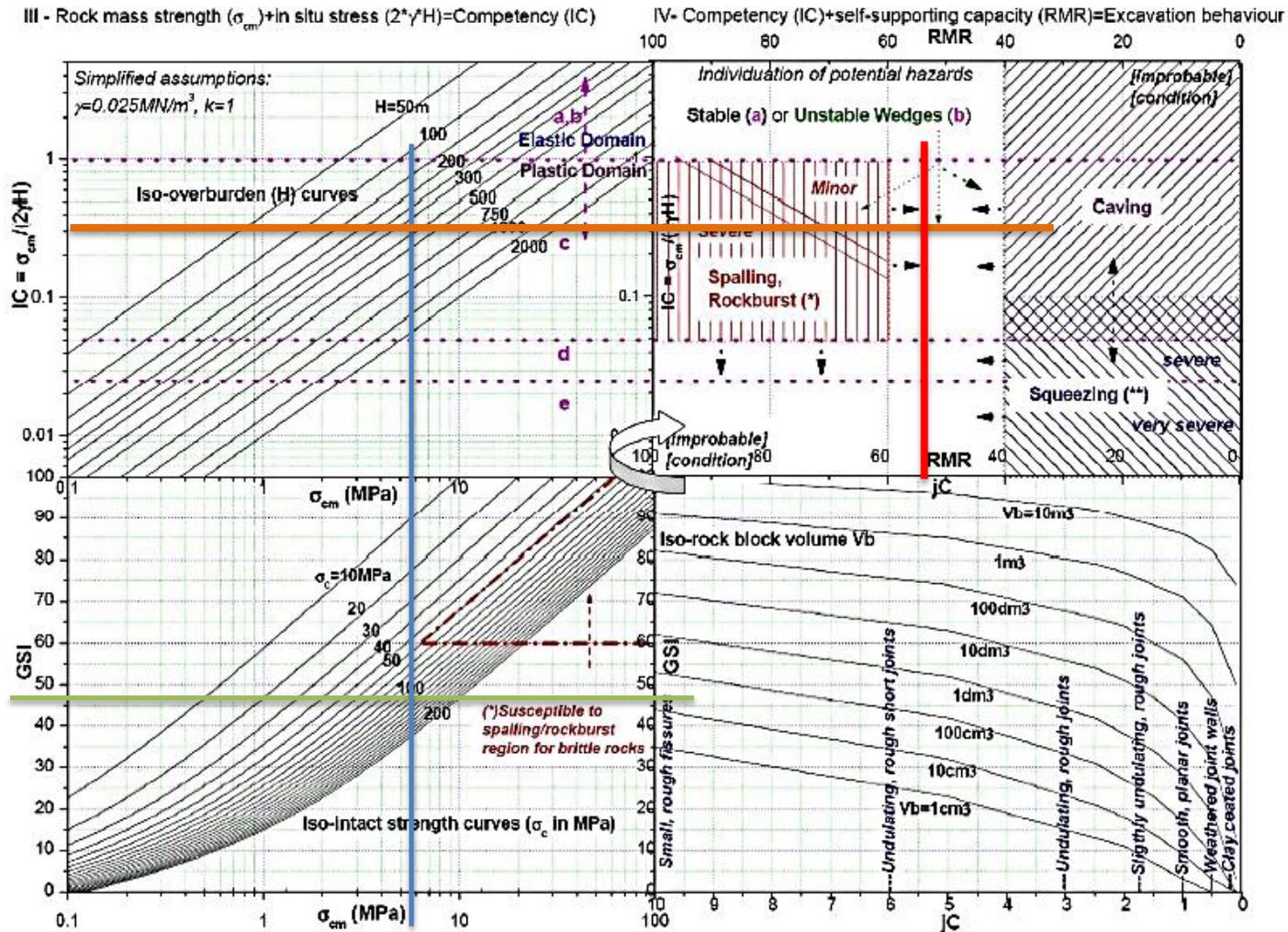


Imagen 83: Gráfico múltiple GDE para la configuración preliminar del comportamiento de excavación. Fuente: Russo 2014

Método Modificado de Diederichs

Diederichs incluyo a este modelo empírico una clasificación para el daño causado en la excavación, en esta evaluación se analizara la caliza Ka1 y Ka2, en este método comprende cuatro clases según es posible apreciar en la gráfica.

METODO MODIFICADO DE DIEDERICHS

Caliza Ka1

UCS= σ_c =115 MPa

BTS= σ_{TI} =6.5 MPa

$1.3 (UCS/BTS) = 1.3(115/6.5) = 23$

Dynamic rupture potential:

$DRP = \beta \left(\frac{UCS \cdot m_i}{1200} \right)$ where $m_i \approx UCS/T$ or $1.3UCS/BTS$ or $3CI/BTS$

EL POTENCIAL DE RUPTURA DINÁMICO ES BAJO.

$m_i = UCS / T$ o $1.3(UCS / BTS)$

$T = BTS / 1.3$
 $T = 6.5 / 1.3 = 5$

$M_i = 115 / 5 = 23$
 $M_i = [1.3(115)] / 6.5$
 $M_i = 23$

$\beta = 1$

$DRP = \beta \left(\frac{UCS \cdot m_i}{1200} \right)$

$DRP = (1) \left(\frac{115 \cdot 23}{1200} \right) = 2.20$

DRP= 2.20 , Bajo

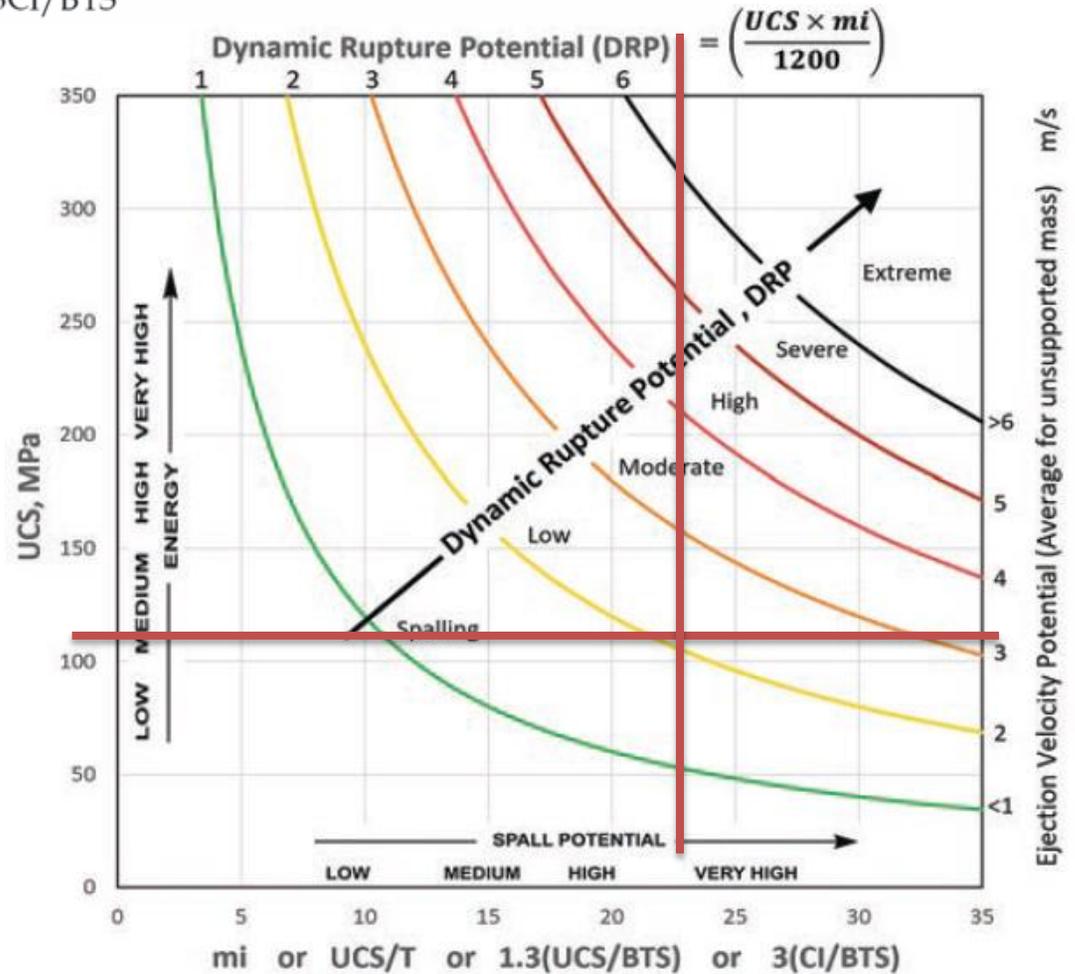


Imagen 84: Potencial de ruptura dinámica DRP. Fuente: Diederichs 201

Caliza Ka2

UCS= σ_c =111 MPa

BTS= σ_{T1} =6.8 MPa

$$1.3(UCS/BTS) = 1.3(111/6.8)=21.22$$

Dynamic rupture potential:

$$DRP = \beta \left(\frac{UCS \cdot m_i}{1200} \right) \text{ where } m_i \approx UCS/T \text{ or } 1.3UCS/BTS \text{ or } 3CI/BTS$$

EL POTENCIAL DE RUPTURA DINÁMICO ES BAJO TIENDE AL SPALLING

$$m_i = UCS / T \text{ o } 1.3UCS / BTS$$

$$T = BTS/1.3$$

$$T = 6.8 / 1.3 = 5.23$$

$$M_i = 111 / 5.23 = 21.22$$

$$M_i = [1.3(111)]/6.8$$

$$M_i = 21.22$$

$$\beta = 1$$

$$DRP = \beta \left(\frac{UCS * m_i}{1200} \right)$$

$$DRP = (1) \left(\frac{111 * 21.22}{1200} \right) = 1.96$$

DRP= 1.96, Bajo

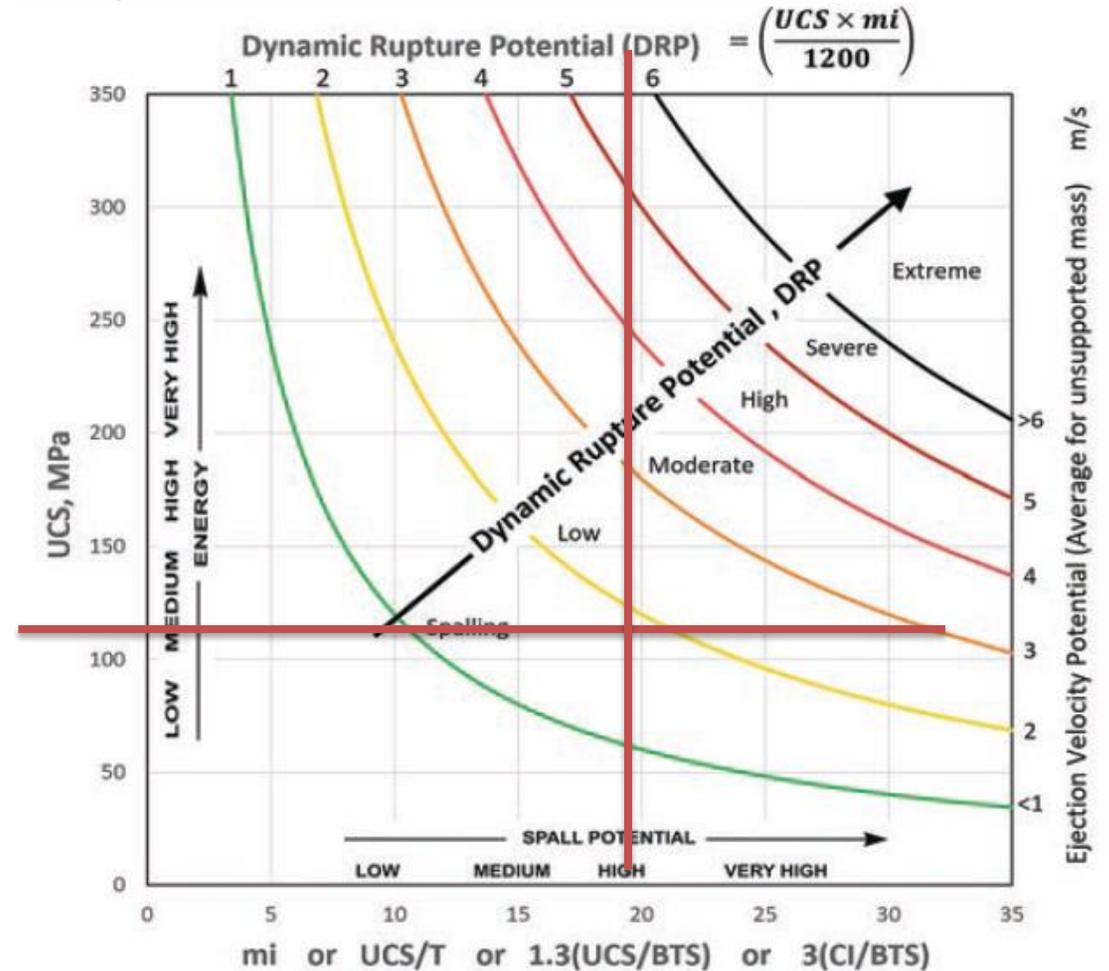


Imagen 85: Potencial de ruptura dinámica DRP. Fuente: Diederichs 2018

Tabla 10
Resumen de Método Russo

| Método Russo 2018 | | | | | | | | | |
|-------------------|---------------|-----|------------------|-----|------|---------------------|------------------|---|---|
| Tramo | Cobertura (M) | GSI | σ_c (MPa) | RMR | IC | σ_{cm} (MPa) | Kilometraje | Mecanismo de falla. | Recomendaciones de sostenimiento. |
| 1 | 420 | 45 | 115 | 50 | 0.21 | 4.2 | 0+000 AL 0+500 | Mecanismo de falla tramo 1 Tiende al Fenómeno Inestabilidad de Cuñas | Barras de refuerzo inyectadas y pernos para cables enchapados con malla y correas o malla -reforzada con concreto lanzado. |
| 2 | 1300 | 42 | 115 | 67 | 0.10 | 6.8 | 0+500 AL 4+000 | Mecanismo de falla tramo 2 Se presentará Spalling Rockburst Severo. | Paneles de Concreto lanzado con pernos flexibles reforzados, pernos de refuerzo y cordones de acero |
| 3 | 1200 | 40 | 115 | 55 | 0.70 | 4.6 | 4+000 AL 4+640 | Mecanismo de falla tramo 3 Tiende al Spalling Rockburst Severo con inestabilidad de cuñas. | Paneles de Concreto lanzado con pernos flexibles reforzados, pernos de refuerzo y cordones de acero |
| 4 | 1370 | 50 | 115 | 61 | 0.11 | 7.6 | 4+640 AL 5+580 | Mecanismo de falla tramo 4 debido al Spalling Rockburst Severo | Paneles de Concreto lanzado con pernos flexibles reforzados, pernos de refuerzo y cordones de acero |
| 5 | 1000 | 49 | 115 | 65 | 0.10 | 6.9 | 5+580 AL 9+000 | Mecanismo de falla tramo 5 debido al Spalling Rockburst Severo | Paneles de Concreto lanzado con pernos flexibles reforzados, pernos de refuerzo y cordones de acero así como Barras de refuerzo inyectadas y pernos para cables enchapados con malla y correas o malla -reforzada con concreto lanzado. |
| 6 | 80 | 40 | 115 | 41 | 1.00 | 4.3 | 9+000 AL 9+640 | Mecanismo de falla tramo 6 Tiende al Caving | Barras de refuerzo inyectadas y pernos para cables enchapados con malla y correas o malla -reforzada con concreto lanzado |
| 7 | 600 | 46 | 115 | 59 | 0.19 | 5.9 | 9+640 AL 13+140 | Mecanismo de falla tramo 7 Tiende al Spalling Rockburst minor | Concreto lanzado reforzado con pernos de roca o split set. |
| 8 | 350 | 44 | 111 | 52 | 0.29 | 5.2 | 13+140 AL 19+500 | Mecanismo de falla tramo 8 Tiende al Spalling Rockburst Minor con presencia de inestabilidad en cuñas. | Concreto lanzado reforzado con pernos de roca o split set. |

Fuente: Propia

Tabla 11

Resumen de Método modificado de Diederichs

| Método modificado de Diederichs | | | | |
|---------------------------------|-----|-------|------|--|
| UCS | BTS | Mi | DRP | Recomendaciones de sostenimiento. |
| 115 | 6.5 | 23 | 2.2 | Malla con pernos de roca y pernos split set (y concreto lanzado) |
| 111 | 6.8 | 21.22 | 1.96 | Malla con pernos de roca y pernos split set (y concreto lanzado) |

Fuente: Propia

CAPITULO VII CONCLUSIONES.

Los estallidos de rocas, son difíciles de comprender a través de una sola metodología de análisis, en este proyecto de investigación se realizó una recopilación de los sistemas de análisis que existen al día de hoy para su prevención, se utilizaron también metodologías empíricas, tales como el método Russo y el método de Diederichs con el objetivo de analizar el comportamiento del macizo rocoso ante un evento de estallidos de rocas para un proyecto de prefactibilidad para poder disminuir la incertidumbre y esclarecer la forma de análisis.

Con esto podemos concluir que para reducir los riesgos por el fenómeno de estallido de rocas es fundamental implementar un sistema basado en el monitoreo micro sísmico, en obras con presencia de altos esfuerzos sísmicos, es importante determinar la magnitud y dirección del evento para poder identificar las zonas donde se deberán instalar sistemas adecuados de sostenimiento, para brindar mayor seguridad al personal.

Dependiendo el método de excavación a utilizar (el cual puede ser convencional o mecanizado), será el tipo de refuerzos que se colocará. Es importante que antes de iniciar los trabajos se seleccione el método de excavación a utilizar, ya que se deben de realizar actividades de pre-acondicionamiento mediante voladura en material rocoso, ya que tiene grandes ventajas para minimizar la intensidad de los estallidos de roca, debido a que reduce el número de atascos de equipo de excavación y se mejoran los avances, reduciendo los tiempos muertos de los trabajos ejecutados. Existen factores que tienen una gran influencia en el estallido de rocas, uno de los principales es el medio geológico, este juega un rol fundamental de análisis en este trabajo, el método de evaluación parte de la configuración geométrica de la excavación del túnel, que es donde interviene el modelo geológico para definir el medio rocoso que debe de ser lo más real posible, el modelo geomecánico cuantifica los parámetros del comportamiento mecánico del medio rocoso apoyándonos de modelos matemáticos para la realización de modelos 3D que simulen el comportamiento del macizo rocoso.

Los estudios han comprobado que la forma del túnel tiene una gran influencia en las zonas con altas concentraciones de esfuerzos que son propensas a la ocurrencia de estallidos, por lo que se debe tener una selección de la forma del túnel, planeación de la excavación con explosivos y un diseño correcto de los esquemas y secuencias de voladura. El sistema de sostenimiento debe de ser adecuado y oportuno, las investigaciones han arrojado que los

plegamientos del macizo rocoso podrían tener cierta repercusión a la propensión de ocurrencia de estallidos, considerando que éstos ocurren en diferentes calidades de masas rocosas. Debido a esto se tiene que los estallidos de roca se clasifican en tres tipos, estallido de deformación, estallido de pilar y estallido de deslizamiento de fallas según la fuente del mecanismo, existen distintos tipos de sostenimiento que nos ayudan a mitigar el impacto de este fenómeno. Si la excavación es mecanizada se puede utilizar el sistema de soporte McNally, Este sistema proporcionara la máxima seguridad al personal que ejecuta los trabajos. Ahora bien, si no se utiliza el sistema de soporte McNally, Se deben de considerar según la calidad de la roca, la colocación de Malla electrosoldada. Dependiendo la roca podemos considerar que el concreto lanzado pueda o no incluir fibra, Así mismo hay que considerar la colocación de pernos de anclaje para roca, del tipo helicoidal de \varnothing 1" x de largo variable, según se requiera, colocados en forma sistemático y puntual en los diferentes tipos de calidad de roca. Como elemento de soporte adicional los marcos metálicos de perfil U. Este elemento de sostenimiento como soporte ligero servirá para fijar las mallas metálicas mediante los pernos Split set en lugar de los pernos helicoidales inyectados o con resina. El sostenimiento mediante marcos metálicos de sección H de dimensiones 4"x4"x13 lbs/pie , considera que si los valores de RQD de Deere (1963) se encuentran entre los rangos de 50% - 75%, indica bajo fracturamiento y terreno propenso a almacenar energía con una alta probabilidad de un estallido de roca, por lo que se debe implementar el uso de pernos dinámicos. En proyectos donde se presente este fenómeno se debe garantizar la seguridad del personal en todo momento por lo que cursos de seguridad de este tipo de eventos, así como acciones a ejecutar cuando se presente un estallido, pueden salvar vidas.

Por otro lado, en cuanto a las medidas de mitigación, se ha demostrado que pueden llegar a ser eficientes tanto para mitigar la ocurrencia de los eventos de estallidos de rocas, como para disminuir su intensidad. Para optimizar estos resultados es muy importante lograr una armonía entre el diseño propuesto, para el macizo rocoso y el campo de esfuerzos. Es de vital importancia que el soporte empleado posea una gran ductilidad y una alta capacidad de absorción de energía de deformación (tenacidad), a la vez que estas propiedades sean compatibles con los demás elementos de sostenimiento (perno, malla u otros). Por lo que se recomienda emplear secciones circulares o elípticas que permitan una redistribución armónica

de los esfuerzos, complementando esto con un sistema de soporte altamente resistente y dúctil.

La instalación del soporte tiende a disminuir la plastificación del macizo rocoso dado el confinamiento que le confiere, en tanto, el precondicionamiento por voladura relaja aquellas zonas de alta concentración de esfuerzos, a la vez que genera una distribución más uniforme de estos. Al combinar ambas medidas de mitigación se logra disminuir la ocurrencia de los estallidos de rocas en un 40% ,se puede lograr mitigar en un 100% la ocurrencia de aquellos estallidos de rocas de riesgo medio y alto, sólo persistiendo en un 66% la ocurrencia de los estallidos de rocas de riesgo extremo. En aquellos casos en que haya una alta concentración de esfuerzos en torno a la excavación o en el frente de avance, se recomienda aplicar precondicionamiento por voladuras a través de un diseño que determine la orientación de las perforaciones oblicuas a la dirección del esfuerzo principal mayor, lo cual permitirá una mayor interacción entre las fracturas inducidas y en consecuencia, una efectiva relajación del macizo.

Se utilizo para esta investigación un proyecto prefactibilidad donde se implementó el método Empírico Russo y modificado de Diederichs, que es una herramienta considerando las propiedades resistentes máximas y residuales del macizo rocoso. En particular, estos modelos se muestran eficientes y consistentes para analizar las afectaciones por este fenómeno, y los posibles métodos de sostenimiento a emplear.

Por ultimo , este proyecto de investigación pretende generar un una cultura de prevención recopilando los métodos analíticos, tecnológicos y preventivos que existen al día de hoy , no olvidando que en referente al estallido de rocas se mantiene la innovación constante.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Barton N., Lien, R., and Lunde, J. (1974). "Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support." *Rock Mech. Rock Eng.*, 6(4), 189–236.

Berrocal Mallqui, M. A. (2015, 1 agosto). mitigación de estalido de rocas. revista seguridad minera. <https://www.revistaseguridadminera.com/operaciones-mineras/mitigacion-del-estallido-de-roca-en-excavaciones-subterranas/>

Blake, W., & Hedley, D. G. F. (2003). *Rockbursts : Case studies from north american hard-rock mines* (2009.a ed., vol. 7). Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, inc.

Blondel Buijuy, m. a. (2017). Implementación de la técnica de medición de esfuerzos con emisión acústica (testigo orientado), mina el teniente - Codelco Chile. (Ingeniería). Universidad de Santiago de Chile.

Brady, B.H.G., 1979. *Boundary Element Methods for Mine Design*. Imperial College of Science and Technology, London, UK. PhD Thesis.

Cai, M., Kaiser, Pk y Duff, D. (Enero 2013) Critical Review of Design Principles for rock Support in Burst Prone ground-time to rethink!, Seventh International Symposium on ground support in mining and underground construction

Castro, L.A.M., Bewick, R.P., Carter, T.G., 2012. An overview of numerical modelling applied to deep mining. In: Sousa, L.R., Vargas, E., Fernandes, M.M., Azevedo, R. (Eds.), *Innovative Numerical Modelling in Geomechanics*. CRC Press, London, UK, pp. 393 - 414.

Cook N.G.W. A note on rockbursts considered as a problem of stability, 1964 (Cundall, 1971, 1988;

Cook, N.G.W. Seismicity associated with mining. *Engineering Geology*. 1976, Vol. 2

Crawford A. M., Wylie D. A., 1987. A modified multiple failure state triaxial testing method. In: Proceedings of 28th US symposium on rock mechanics, Tucson, 133–140.

Cundall, P. A., and Strack, O. D. L. (1979a). “A discrete numerical model for granular assemblies.” *Géotechnique*, 29, 47–65.

D. G. F. Hedley, Rockburst Handbook for Ontario Hardrock Mines, 1992, Canada Centre for Mineral and Energy Technology, Mining Research Laboratories (Canada)

Feng, X.. (2018). Rockburst mechanisms, monitoring, warning, and mitigation (1.a ed.).
butterworthheinemann. <https://doi.org/10.1016/b978-0-12-805054-5.00001-9>

Fu. Gong, X. Li, W. Zhang Rockburst prediction of underground engineering based on Bayes discriminant analysis method *Rock Soil Mech*, 31 (1) (2010), pp. 370-387

G.S. Su, X.F. Zhang, L.B. Yan Rockburst prediction method based on case reasoning pattern recognition *J Min Saf Eng*, 1 (2008), p. 015

González Antimán, f. d. (2021). Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos [título de licenciatura inédita]. Universidad Técnica Federico Santa María.

Hoek, E. and Brown, E.T. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. *J. Geotech.Engng Div.*, ASCE 106 (GT9), 1013–1035. (Tao, 1988)

Jiang, W.Z.; Sari, a.; zhao, g.y.; mckinnon, s.d.; wu, h. short-term rockburst risk prediction using ensemble learning methods. *nat. hazards* 2020, 104, 1923–1946.

Jing, L., 2003. A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*40 (3), 283e353.

Jing, L., Hudson, J.A., 2002. Numerical methods in rock mechanics. *Int. J. Rock Mech.*

Kaiser P. K. et al. 1996, Canadian Rockburst Support Hand- book ,Geomechanics Research.

Kaiser, Peter K. ,Ming Cai (Abril 2012) Design of rock support system under rockburst condition, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering.

Krstulovic, G. 2017. Evaluation of the rock deterioration criterion and the strain energy co-criterion to anticipate and mitigate rockbursts currently under mining by caving. Proceedings of the 9th International Symposium on Rockburst and Seismicity in Mines (RaSiM9), Vallejos, J. (ed.), Santiago, Chile, pp. 272–278.

Lemos, J., Hart, R., Lorig, L., 1987. Dynamic analysis of discontinua using the distinct element method. In: 6th ISRM Congress. A.A. Balkema, pp. 1079e1084. Min. Sci. 39 (4), 409e427

Mitri, H.S., Tang, B., Simon, R., 1999. FE modelling of mining-induced energy release

Mogi K., 1967. Effect of intermediate principal stress on rock failure. J. Geophys. Res. 72: 5117–5131.

Norway. Ortlepp, W.D., Stacey, T.R., 1994. Rockburst mechanisms in tunnels and shafts. Tunn. Peng, Z., Wang, Y.H., Li, T.J., 1996.

Griffith theory and rock burst of criterion. Chin. J. Rock Mech. Eng. 15 (Supp.1), 491e495 (in Chinese).

Qian, Q.H., 2014. Definition, mechanism, classification and quantitative forecast model for rockburst and pressure bump. Rock Soil Mech. 35 (1), 1e6 (in Chinese).

Russenes, B.F., 1974. Analysis of Rock Spalling for Tunnels in Steep Valley Sides. MSc

Ryder, J.A., 1988. Excess shear stress in the assessment of geologically hazardous situations. J. S. Afr. Inst. Min. Metall 88 (1), 27e39.

Sousa, L.R.E.; Miranda, T.; Sousa, R.L.E.; Tinoco, J. The Use of Data Mining Techniques in Rockburst Risk Assessment. Eng. PRC 2017, 3, 552–558.

Su, G., Hu, L., Feng, X., Wang, J., & Zhang, X. (2016). True triaxial experimental study of rockburst process under low frequency cyclic disturbance load combined with static load. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 35(7), 1309–1322.

Suárez Fino, J. F. (2012). Túneles en Roca. *Revista Geotecnia*, (226), 16–25.

Sun J, Wang Ig, Zhang H, Shen Y.F., Application of fuzzy Neural Network in Predicting the risk of Rock burst. *procedia earth planet sci* 2009;1(1):536–43.

Tang, S.B.; Wang, J.X.; Tang, C.N. Identification of Microseismic Events in Rock Engineering by a Convolutional Neural Network Combined with an Attention Mechanism. *Rock. Mech. Rock. Eng.* 2020, 54, 47–69. Thesis. Department of Geology, Norwegian Institute of Technology, Trondheim,

Turchaninov, I.A., Markov, G.A., Gzovsky, M.V., Kazikayev, D.M., Frenze, U.K., Batugin, S.A., Chabdarova, U.I., et al., 1972. State of stress in the upper part of the earth's crust based on direct measurements in mines and on tectonophysical and seismological studies. *Phys. Earth Planet. In.* 6 (4), 229e234

Undergr. Space Technol. 9 (1), 59e65.

Valderrama, C., & Sáez, e. (2011). Modelación y Análisis Paramétrico de la propagación de fracturas hidráulicas.

Wang, G. Y., Zhang, S. X., and Ren, G. F. (2005). “Analysis and prediction of rock burst in deep mining of Tonglushan copper-iron ore.” *Mining Saf. Environ. Prot.*, 32(5), 20–22.

Wattimena, R.K., Sirait, B., Widodo, N.P., and Matsui, K. 2012. Evaluation of rockburst potential in a cut-and-fill mine using energy balance. *International Journal of the Japanese Committee for Rock Mechanics*, 8(1): 19–23.

Wiles, T.D. (2002) Loading system stiffness – A parameter to evaluate rockburst potential, 1st Int. Seminar on Deep and High Stress Mining, Perth, Australia.

Xiao, Y.X., Feng, X.T., Hudson J.A., et al. 2016. ISRM suggested method for in situ microseismic monitoring of the fracturing process in rock masses. *Rock Mech. Rock Eng.* 49(1): 343369.

Zhang, C. Q., Feng, X.T., Zhou, H., Qiu, S. L., and Wu, W. P. (2012a). “Case histories of four extremely intense rockbursts in deep tunnels.” *Rock Mech. Rock Eng.*, 45(3), 275–288

Zhang, J.F.; Wang, Y.H.; Sun, y.t.; li, g.c. Strength of ensemble learning in multiclass classification of rockburst intensity. *int. j.numer. anal. met.* 2020, 44, 1833–1853.

Zhou, J., Li, X., Mitri, H.S., 2018a. Evaluation method of rockburst: state-of-the-art literatura review. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 81, 632e659.

Zhou, J., Li, X., Shi, X., 2012. Long-term prediction model of rockburst in underground openings using heuristic algorithms and support vector machines. *Safety Science* 50 (4), 629e644. Zhou, J., Li, X.,

Zhou, J.; Guo, H.Q.; Koopialipoor, M.; Armaghani, D.J.; Tahir, M.M. Investigating the effective parameters on the risk levels of rockburst phenomena by developing a hybrid heuristic algorithm. *Eng. Comput. Ger.* 2021, 37, 1679–1694.

BIBLIOGRAFIA.

Aguilera Tiznado, L, Villalobos Cifuentes, s., & Villalobos Jara, F. (2018, abril). Metodología para la evaluación del potencial de estallidos de roca y diseño de soporte dinámico en túneles mediante modelamiento numérico. Universidad Católica de la Santísima. <http://repositoriodigital.ucsc.cl/bitstream/handle/25022009/1308/leandro%20aguilera.pdf?sequence=1&isallowed=y>

Álzate López, H. (2007). Física de las ondas. Universidad de Antioquia, Facultad de ciencias exactas y naturales, Instituto de física; Medellín. /anticlinal. recuperado 17 de mayo de 2022, de <https://www.sotdechera.es/pagina/anticlinal>

Ayuntamiento de Sot de Chera. (s. f.). sot de chera: el anticlinal. <https://www.sotdechera.es/pagina>

Barra helicoidal saferock | aza. (s. f.). [fotografía]. arch daily. <https://www.plataformaarquitectura.cl/catalog/cl/products/26100/barra-helicoidal-saferock-aza>

Berman, M. (2018, 24 de julio). ESTUDIO Y ENSAYOS DE APLICACIÓN SOBRE LOS MATERIALES PÉTREOS. <http://rumbostecnologicos.utnfrainvestigacionyposgrado.com/volumenes/rumbos-10/la-geologia-aplicada-a-la-ingenieria-vial-metodos-de-estudio-y-ensayos-de-aplicacion-sobre-los-materiales-petres/>. <http://rumbostecnologicos.utnfrainvestigacionyposgrado.com/volumenes/rumbos-10/la-geologia-aplicada-a-la-ingenieria-vial-metodos-de-estudio-y-ensayos-de-aplicacion-sobre-los-materiales-petres/>

Berrocal Mallqui, M. A. (2015, 1 agosto). mitigación de estalido de rocas. revista seguridad minera. <https://www.revistaseguridadminera.com/operaciones-mineras/mitigacion-del-estallido-de-roca-en-excavaciones-subterranas/>

Blake, W., & Hedley, D. G. F. (2003). Rockbursts : Case studies from north american hard-rock mines (2009.a ed., vol. 7). Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, inc.

Blondel Buijuy, m. a. (2017). Implementación de la técnica de medición de esfuerzos con emisión acústica (testigo orientado), mina el teniente - Codelco Chile. (Ingeniería). Universidad de Santiago de Chile.

Cai W, Dou I, si g, cao a, he j, liu s. a principal component analysis/fuzzy comprehensive evaluation model for coal burst liability assessment. int j rock mech min sci 2016;81:62–9.

Cai, M., Kaiser, Pk y Duff, D. (Enero 2013) Critical Review of Design Principles for rock Support in Burst-Prone ground-time to rethink!, Seventh International Symposium on ground support in mining and underground construction

Cavieres Rojas, p.; Silva Quintana, M, El fenómeno de estallido de roca en la mina el teniente, boletín Minero, Mayo 1990, Chile

Cerrutti, c. (2008). Guía preliminar de criterios de diseño y parámetros de planificación con preacondicionamiento. Informe im2 p 45-07-ip-004-v0. Codelco Chile.

CFE (2009) Recomendaciones geotécnicas preliminares para la excavación del túnel de conducción. Informe 09-175-SGR-R

Cook N.G.W. A note on rockbursts considered as a problem of stability, 1964

Cook, N.G.W. Seismicity associated with mining. Engineering Geology. 1976, Vol. 2

Cundall, P.A., 1971. A computer model for simulating progressive, large-scale movement in blocky rock systems. In: Proceedings of the Symposium of the International Society of Rock Mechanics. Nancy, France.

Cundall, P.A., 1988. Formulation of a three-dimensional distinct element model e Part I. A scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr. 25 (3), 107-116.

Cundall, P.A., Strack, O.D.L., 1979. The development of constitutive laws for soil using the distinct element method. In: Numerical Methods in Geomechanics, Proceedings of the 3rd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics. A.A. Balkema, Rotterdam, the Netherlands, pp. 289-317.

Curo Mostajo, a. c. (2019). evaluación geomecánica en el método de minado por gradines invertidos en la unidad san antonio - corporación minera ananea s.a. (ingeniería). universidad nacional del altiplano.

D. G. F. Hedley, Rockburst Handbook for Ontario Hardrock Mines, 1992, Canada Centre for Mineral and Energy Technology, Mining Research Laboratories (Canada)

Diederichs, M. (2018). Early assessment of dynamic rupture hazard for rockburst risk management in deep tunnel projects. Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy, 118, 193-204. <https://doi.org/10.17159/2411-9717/2018/v118n3a1>

Estallido de Rocas en Minería Subterránea y túneles civiles/ Construmine Chile/2017 / [Estallido de Rocas en Minería Subterránea y túneles civiles :: Construmine \(webnode.cl\)](#)

Feng, x. (2018). rockburst mechanisms, monitoring, warning, and mitigation (1.a ed.). Butterworth-Heinemann. <https://doi.org/10.1016/b978-0-12-805054-5.00001-9>

Feng, x.t.; Webber, S.; Ozbay, M.U. Neural network assessment of rockburst risks for deep gold mines in South Africa. Trans. Nonferrous Metal Soc. 1998, 2, 160–166.

Gaete Toro, M.G. (2019). Impacto del fracturamiento hidráulico en el mecanismo de propagación del caving y fragmentación (Magíster en Minería). Universidad de Chile. [https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/175612#:~:text=impacto%20del%20fracturamiento%20hidr%C3%A1ulico%20en%20el%20mecanismo%20de%20propagaci%C3%B3n%20del%20caving%20y%20fragmentaci%C3%B3n,tesis&text=el%20preacondicionamiento%20\(pa\)%2c%20sea,rocoso%20al%20generar%20nuevas%20fracturas](https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/175612#:~:text=impacto%20del%20fracturamiento%20hidr%C3%A1ulico%20en%20el%20mecanismo%20de%20propagaci%C3%B3n%20del%20caving%20y%20fragmentaci%C3%B3n,tesis&text=el%20preacondicionamiento%20(pa)%2c%20sea,rocoso%20al%20generar%20nuevas%20fracturas).

González Antimán, F. D. (2021). Modelo de riesgo de estallidos de rocas y evaluación del efecto de medidas de mitigación mediante modelación numérica con elementos finitos (Ingeniero Civil). Universidad Técnica Federico Santa María.

González Roberto, Métodos de excavación mecanizada, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México 16 de Abril de 2021

He, M., Xia, H., Jia, X., Gong, W., Zhao, F., Liang, K., 2012. Studies on classification, Criteria and control of Rockbursts. J. Rock Mech. Geotech. Eng. 4 (2), 97e114.

Hergenrether Pérez P. D. (2017) Consideraciones Geomecánicas en el diseño de secciones tipo para un túnel minero. Master de recursos geológicos e ingeniería geológica, Universidad de Oviedo

Hinojosa, C. (2013, 27 noviembre). Tecnocarreteras. recuperado 14 de junio de 2022, de <https://tecnocarreteras.com/2013/11/27/inteligencia-computacional-para-la-caracterizacion-del-frente-de-excavacion-en-obras-subterraneas-2/>

Hoek, E. and Brown, E.T. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. J. Geotech. Engng Div., ASCE 106 (GT9), 1013–1035.

Hoek, E., & Karzulovic, A. (2000). Rock mass properties for surface mines. Slope Stability in Surface Mining, WA Hustrulid, MK McCarter and DJA van Zyl, Eds, Society for Mining, Metallurgical and Exploration (SME), Littleton, CO, 59-70.

Jia Y, Lu Q, Shang Y. Rockburst prediction using particle swarm optimization algorithm and general regression neural network. 2013.

Jiang, W.Z.; Sari, a.; zhao, g.y.; mckinnon, s.d.; wu, h. short-term rockburst risk prediction using ensemble learning methods. *nat. hazards* 2020, 104, 1923–1946.

Jing, L., 2003. A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical

Jing, L., Hudson, J.A., 2002. Numerical methods in rock mechanics. *Int. J. Rock Mech.*

Kaiser P. K. et al. 1996, Canadian Rockburst Support Hand- book ,Geomechanics Research.

Kaiser, P. K. (Noviembre 2006.) rock mechanics considerations for construction of deep tunnels in brittle rock,simposio internacional isrm

Kaiser, P.K., Diederichs, M.S., Martin, C.D., Sharp, J. & Steiner, W (Noviembre 2000)

Kaiser, Peter K. ,Ming Cai (Abril 2012) Design of rock support system under rockburst condition, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering.*

Klein. (2001). An Approach to the classification of weak rock for tunnel projects in: Hansmire, W.H. Gowing i.m. (Eds), *Rapid excavation and tunneling conference. challenges and opportunities of using tunnel boring machines in mining*, 793-805.

Lemos, J., Hart, R., Lorig, L., 1987. Dynamic analysis of discontinua using the distinct element method. In: *6th ISRM Congress*. A.A. Balkema, pp. 1079e1084.

Li, S. J., Feng, X.-T., Wang, C. Y., & Hudson, J. A. (2013). ISRM suggested method for rock fractures observations using a borehole digital optical televiewer. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 46, 635–644.

Liang, W.Z.; Sari, A.; Zhao, G.Y.; McKinnon, S.D.; Wu, H. Short-term rockburst risk prediction using ensemble learning methods.*Nat. Hazards* 2020, 104, 1923–1946.

Malovichko a. & d. m rockburst and seismicity in mines (2013) rockburst and seismicity in mines

Medina tapia V.H., rojas Cule a., Reyna López i. (2015) Rock Bursting “Prevención de accidentes por Estallido de rocas en la construcción de túneles y labores subterráneas”, Universidad Nacional Mayor de San Marcos.

Métodos de Excavación Mecanizada Gonzalez Izquierdo R. Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México 16 de abril de 2021

Minax 80/3. (S. F.). [Fotografía]. https://www.archiproducts.com/es/productos/geobruigg/equipo-de-proteccion-colectiva-minax-80-3_336043.
https://www.archiproducts.com/es/productos/geobruigg/equipo-de-proteccion-colectiva-minax-80-3_336043

modelling for rock mechanics and rock engineering. Int. J. Rock Mech. Min. Sci.40 (3), 283e353.
Noguera,J.R.(S.F.). Clasificaciones geomecánicas de macizos rocosos.
<https://www.civilmac.com/eadic/clasificaciones-geomecnicas-de-macizos-rocosos/>.

Ozbay u. (2017) Mitigación de Rockburst (Diapositivas de power point) colorado school of mines Department of mining engineering <https://es.scribd.com/doc/271841419/ugur-ozbay-spanish-rock-brust>
pattern recognition. j min saf eng 2008;1:015.

PePeEfe. (2009, 15 de marzo). Diaclasas. Wikimedia
<https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=6271493>.

Pérez González, A. (2014, 22 junio). Meca pedía enciclopedia virtual de ingeniería mecánica. mecapedia enciclopedia virtual de ingeniería mecánica. Recuperado 19 de mayo de 2022, de http://www.mecapedia.uji.es/tensor_de_tensiones.htm

Perol, T.; Gharbi, m.; Denolle, m. Convolutional Neural Network for Earthquake Detection and location. sci. adv. 2018, 4, e1700578.

Perol, T.; Gharbi, M.; Denolle, M. Convolutional neural network for earthquake detection and location. Sci. Adv. 2018, 4, e1700578.

Potvin, Y. (2010). "An interpretation of Ground Support capacity submitted to dynamic loading". min. technol., 119(4): 251–272.

Qian, Q.H., 2014. Definition, mechanism, classification and quantitative forecast model for rockburst and pressure bump. Rock Soil Mech. 35 (1), 1e6 (in Chinese).

Quinto Espinoza, j. k., & Huamanyalli ramos, r. (2017). análisis geomecánico para la selección óptima del método de explotación de la veta almiranta–zona profundización de laminaquiruvilca–sociedad minera quiruvilcainversiones s.a. –lalibertad (ingenieria). universidad nacional de huancavelica.

Ramoni, M. A. (2010). Tunnel boring machines under squeezing conditions. Tunn Undergr. Space Technol., 25. Challenges and opportunities of using tunnel boring machines in mining, 139-157. Recuperado 17 de mayo de 2022, de <https://www.civilmac.com/eadic/clasificaciones-geomecnicas-de-macizos-rocosos/>

Ritter gutiérrez, c.e. (2018). Efecto de la constructibilidad en minería subterránea bajo condición de altos esfuerzos caso proyecto andes norte - nuevo nivel mina (ingeniero civil). universidad de concepción. http://repositorio.udec.cl/bitstream/11594/3596/4/tesis_efecto_de_la_constructibilidad_image.marked.pdf

Russo G. AN UPDATE OF THE “MULTIPLE GRAPH” APPROACH FOR THE PRELIMINARY ASSESSMENT OF THE EXCAVATION BEHAVIOUR IN ROCK TUNNELLING, Geodata Engineering (GDE), Corso Bolzano 2014, Turin, Italy

Russo, G., Grasso, P., 2006. Un aggiornamento sul tema della classificazione geomeccanica e della previsione del comportamento allo scavo. Gallerie e grandi opere sotterranee, Nr. 80, 56-65.

Russo, G., Kalamaras, G.S., Grasso P., 1998. A discussion on the concepts of geomechanical classes, behavior categories and technical classes for an underground project. Gallerie e grandi opere sotterranee, Nr. 54, 40-51.

Sánchez, Y.V. (2020). Una mirada al block Caving. *Geolatitud*, 24–35. Recuperado de <http://geolatitud.geoinvestigacion.gob.ec/ojs/ojs/index.php/geolatitud/article/view/90/90>

Schubert, w. f. (2006). Tunnelling in fault zones- state of the art. in: lee, i.-m., yoo, c., you, k. (eds), ita-aites world tunnel congress and 32nd ita general assembly, seoul, south korea. challenges and opportunities of using tunnel boring machines in mining.

Song, d., he, x., wang, e., li, z. & liu, j. (2020). Rockburst Evolutionary Process and Energy Dissipation Characteristics. Springer.

Soto Vilca A. C., “Diseño de sostenimiento en el túnel Wayrasencca - Ollachea” universidad nacional del altiplano facultad de ingeniería de minas; escuela profesional de ingeniería de minas. (enero 2016)

Sousa, L.R.E.; Miranda, T.; Tinoco, J. The Use of Data Mining techniques in rockburst risk assessment. 2017, 3, 552–558.

Su G.S., Zhang XF, Yan LB, Rockburst Prediction Method Based on case reasoning

Su, G., Hu, L., Feng, X., Wang, J., & Zhang, X. (2016). True triaxial experimental study of rockburst process under low frequency cyclic disturbance load combined with static load. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 35(7), 1309–1322.

Su, G., Jiang, J., Feng, X., Mo, C., & Jiang, Q. (2016). Experimental study of ejection process in rockburst. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*,

Su, G., Shi, Y., Feng, X., Jiang, J., & Jiang, Q. (2016). Acoustic signal characteristics in rockburst process. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*,

Suárez fino, j. f. (2013). Túneles en roca. *Revista geotecnica smig geotecnia*, 226, 16–25.

Sun J, Wang Ig, Zhang H, Shen Y.F., Application of fuzzy neural network in predicting the risk of rockburst. *procedia earth planet sci* 2009;1(1):536–43.

Turchaninov, I.A., Markov, G.A., Gzovsky, M.V., Kazikayev, D.M., Frenze, U.K., Batugin, S.A., Chabdarova, U.I., et al., 1972. State of stress in the upper part of the earth's crust based on direct measurements in mines and on tectonophysical and seismological studies. *Phys. Earth Planet. In.* 6 (4), 229e234.

Underground Works in Hard Rock tunnelling and mining, in proceedings simposio internacional isrm

Valderrama, C., & Sáez, e. (2011). Modelación y Análisis Paramétrico de la propagación de fracturas hidráulicas.

Valencia Chávez, E. W. (2021). Diseño de sostenimiento dinámico para mitigar los estallidos de rocas (maestría). Universidad de San Marcos.

Wang, c. (2018). *Evolution, Monitoring and Predicting Models of rockburst* (1.a ed.). springer open.

Wang, J., Apel, D. B., & Pu B., y. (2021). Numerical modeling for rockbursts: a state-of-the-art review (13.a ed.). *journal of rock mechanics and geotechnical engineering*.

Wu, M., Ye Y., Wang, Q., & Hu, N. (2022). development of rockburst research: a comprehensive review. *applied sciences*, 1–33. <https://doi.org/10.3390/app12030974>

Wu, M., Ye, Y., Wang, Q., & Hu, n. (2022, enero). Development of rockburst research: a comprehensive review. *giuseppe lacidogna*. <https://doi.org/10.3390/app12030974>

Zhang, C. Q., Feng, X.T., Zhou, H., Qiu, S. L., and Wu, W. P. (2012a). "Case histories of four extremely intense rockbursts in deep tunnels." *Rock Mech. Rock Eng.*, 45(3), 275–288

Zhang, J., Fu, b., 2008. Rockburst and its criteria and control. *chin. j. rock mech. eng.*27 (10), 2034 - 2042.

Zhang, J.F.; Wang, Y.H.; Sun, y.t.; li, g.c. Strength of ensemble learning in multiclass classification of rockburst intensity. *int. j.numer. anal. met.* 2020, 44, 1833–1853.

Zheng, Y. G. (2014). A Review of the applications of tunnel boring machines in mines. in: 15 th australasian tunnelling conference 2014. challenges and opportunities of using tunnel boring machines in mining, 388-400.

Zhou j, Li X, Mitri H.S., Classification of rockburst in underground projects: comparison of ten supervised learning methods. *j comput civil eng* 2016;30 (5):04016003.

Zhou j, Li X, Shi X. Long-Term prediction model of rockburst in underground openings using heuristic algorithms and support vector machines. *saf sci* 2012;50(4):629–44.

Zhou, J., Li, X., Mitri, H.S., 2018a. Evaluation method of rockburst: state-of-the-art literatura review. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 81, 632e659.