



METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE ESTALLIDOS DE ROCA Y DISEÑO DE SOPORTE DINÁMICO EN TÚNELES MEDIANTE MODELAMIENTO NUMÉRICO

L. Aguilera Tiznado¹; S. Villalobos Cifuentes²; F. Villalobos Jara³

RESUMEN:

Los estallidos de roca son un problema frecuente en minas profundas. Este trabajo consistió en el estudio del potencial de estallido de rocas mediante análisis de tensiones a través de modelamientos de elementos de contorno (BEM) evaluando distintas geometrías de túneles. El objetivo principal fue estimar el potencial de estallido de roca en la litología rocosa presente en la mina Diablo Regimiento del yacimiento El Teniente y entregar recomendaciones para el diseño del soporte. Para estimar el potencial se utilizó el criterio que hace uso de la razón entre la tensión tangencial máxima con la resistencia de la roca. Mediante modelación se obtuvieron las tensiones inducidas máximas. También mediante modelamiento numérico de elementos finitos (FEM) se estimó la zona plástica de una excavación y así el volumen de roca posible a fallar, el cual se utiliza como parámetro de entrada para obtener la energía cinética de un evento de estallido de roca. La energía cinética además está en función de la velocidad máxima de partícula (ppv) el cual es la velocidad de la roca eyectada durante un estallido de roca, obteniendo así un valor de demanda energética de un evento el cual se utiliza para diseñar el soporte mediante un factor de seguridad. Además se utilizó un criterio que considera la energía de deformación de la roca. En este caso los valores de ppv se obtuvieron de estudios basados en el procesamiento de imágenes digitales, la cual fue aplicada durante ensayos UCS, obteniéndose así la energía cinética demandante. Posteriormente se diseñan los elementos del soporte en función de la energía cinética calculada. Finalmente se concluye que ambos criterios utilizados obtienen resultados satisfactorios siendo el criterio basado en la energía de deformación de la roca el que muestra un mejor desempeño estimando la energía cinética de un estallido de roca.

PALABRAS CLAVES: Estallido de Roca; Velocidad Máxima de Partícula; Energía de Deformación.

ABSTRACT:

Rockbursts are a frequent problem in deep mines. This work consisted in the study of the potential of rockburst by stress analysis through boundary element modeling (BEM) evaluating different tunnel geometries. The main objective was to estimate the potential of rock burst in the rock lithology present in the Diablo Regimiento mine of the El Teniente deposit and to provide recommendations for the design of the support. To estimate the potential, the criterion that makes use of the ratio between the maximum tangential stress and the resistance of the rock was used. By means of modeling the maximum induced stresses were obtained. Also by numerical modeling of finite elements (FEM) the plastic zone of an excavation was estimated and thus the volume of rock possible to fail, which is used as an input parameter to obtain the kinetic energy of a rockbursting event. The kinetic energy is also a function of the peak particle velocity (ppv) which is the velocity of the rock ejected during a rockburst event, thus obtaining a value of energy demand of an event which is used to design the support through a safety factor. A criterion that considers the strain energy of the rock was also used. In this case the ppv values were obtained from studies in digital image processing, which was approved by UCS tests, thus obtaining the applicant's kinetic energy. Afterwards, the elements of the support are designed as a function of the calculated kinetic energy. Finally it is concluded that both criteria used obtain satisfactory results being the criterion based on the deformation energy of the rock which shows a better performance estimating the kinetic energy of a rock explosion.

KEYWORDS: Rockburst; Peak Particle Velocity; Strain Energy.

¹ Estudiante, Carrera de Ingeniería Civil Geológica, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, laguilera@ing.ucsc.cl

² Profesor asistente, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, svillalobos.ic@gmail.com

³ Profesor informante, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, avillalobos@ucsc.cl

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

En los últimos años ha habido un aumento notable de obras subterráneas en las que las altas profundidades ya no son una limitante para los distintos proyectos alrededor del mundo. La búsqueda de nuevas vetas en minería que inevitablemente después de años de explotación se encuentran a una mayor profundidad hace cada vez más común que proyectos en minería escojan seguir adentrándose a profundidades cada vez mayores. En Chile claros ejemplos de esto los encontramos en la mina El Teniente, la mina subterránea más grande del mundo con más de 3000 kilómetros de galerías ubicada bajo el cerro del mismo nombre y que se prevé que para el 2019 alcance una profundidad de 1880 metros, o el nuevo proyecto subterráneo de Chuquicamata el cual se emplazará a 900 metros bajo el rajo (CODELCO, 2017). Sin embargo trabajar a tales profundidades conlleva variados riesgos y uno de los más peligrosos es el fenómeno de los Estallidos de Rocas o Rockbursting. Un estallido de roca es básicamente una explosión súbita de la roca la cual muchas veces se da de manera violenta (Figura 1). Casos de ocurrencia de este fenómeno se han dado desde principios y a lo largo del siglo anterior, yendo en aumento en las últimas décadas, provocando daños materiales y logísticos pero más graves aún fatalidades. No obstante hasta el día de hoy es un fenómeno poco comprendido. A pesar de esto, existe un consenso general respecto a que los estallidos de roca se deben básicamente a: existencia de altas tensiones in-situ en el macizo rocoso debido a altas profundidades y/o por condiciones tectónico-geológicas; presencia de heterogeneidades en el macizo a causa de estratificaciones, estructuras geológicas y/o a condiciones de la calidad de la roca; fuentes de vibraciones naturales tales como movimientos sísmicos y/o reactivación de fallas, o antrópicas tales como tronaduras o actividades faeneras. Tomando en cuenta los puntos expuestos se puede deducir que en la mina El Teniente se reúnen todas estas condiciones. Debido a esto se hace indispensable la elaboración de documentos propios con el objetivo de prevenir, mitigar y por sobre todo comprender este fenómeno desde una perspectiva propia nivel país.

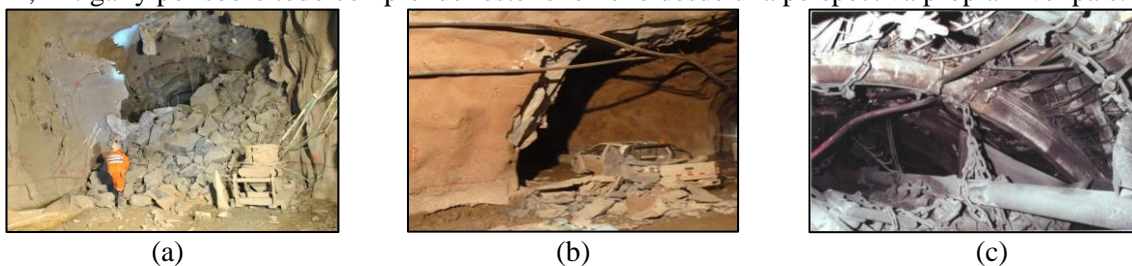


Figura 1: Ejemplos de daños producidos por los estallidos de roca (rockbursting). (a) Evento ocurrido en la mina El Teniente, Chile (Fuente: Rojas, 2017), (b) Evento ocurrido en Proyecto Hidroeléctrico Cheves, Perú (Fuente: Veyrat, 2017) y (c) Evento ocurrido en mina Lorraine, Francia (Fuente: Al Heib, 2012).

La figura 1 muestra algunos casos de eventos de estallidos de roca. La Figura 1(a) fue un estallido de roca ocurrido en el año 2015 en el sector Nuevo Nivel Mina de la mina de cobre y molibdeno El Teniente en Chile, el cual se encuentra a una profundidad de 1100 metros aproximadamente. Este evento ocurrió a lo largo de 600 metros de la galería bloqueándola completamente. La Figura 1(b) muestra un estallido de roca ocurrido el año 2012 en el túnel realizado por motivo del proyecto hidroeléctro Cheves en Perú. La zona de los estallidos de roca tuvieron lugar a una profundidad de entre 1000 a 1250 metros. La Figura 1(c) muestra un estallido de roca ocurrido el año 2001 en la mina de carbón Lorraine en Francia cuyo evento se produjo a una profundidad de 1250 metros. Este último evento lamentablemente tuvo consecuencias fatales.

1.2 Objetivos

1.2.1 Principal

- Estimar el potencial de estallido de roca en la litología rocosa presente en la mina Diablo Regimiento del Yacimiento El Teniente y entregar recomendaciones adecuadas para el diseño de soporte dinámico.

1.2.2 Secundarios

- Mediante base de datos de la mina El Teniente, estimar a través de análisis numérico la distribución de las tensiones en la periferia de la excavación (zonas de relajación y concentración de tensiones).
- Analizar la influencia de la geometría de la excavación en la distribución de tensiones.
- Determinar la energía cinética del estallido de roca.

- Proponer un sistema de soporte dinámico adecuado a cada posible situación, acorde al grado de demanda del evento de estallido de roca sobre el soporte.

2. MARCO TEÓRICO

2.1 Tensiones en el macizo rocoso

El diseño de una estructura subterránea en roca difiere de otros tipos de diseños estructurales, fundamentalmente en la naturaleza de las cargas que actúan en el sistema. En estructuras superficiales convencionales la geometría de la estructura y su sistema operativo definen la carga impuesta en el sistema. Para una estructura subterránea en roca, el medio rocoso es el que fundamentalmente aporta el sistema de carga (Brady y Brown, 2004).

Tales cargas se pueden dividir de forma general en dos clases: Tensiones *in situ* y Tensiones inducidas. El estado de tensiones *in situ*, denominado también estado de tensiones vírgenes o naturales, es el existente en un macizo rocoso a una profundidad dada, en un estado ausente de perturbaciones causadas por intervenciones antrópicas, como por ejemplo, obras de ingeniería (Armelin, 2010). Las tensiones inducidas son las tensiones resultantes de las perturbaciones causadas por una excavación subterránea (Hoek & Brown, 1980) (Figura 2).

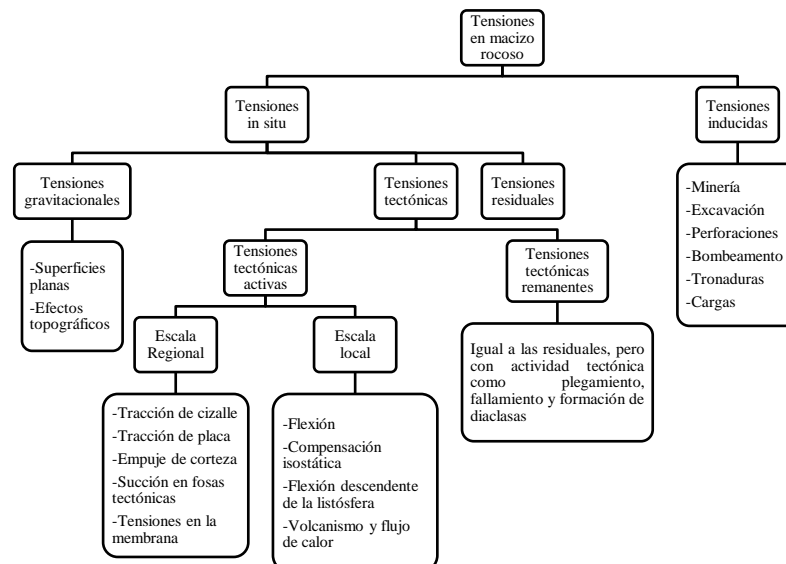


Figura 2: Tensiones presentes en el macizo rocoso (Fuente: Ruíz, 2015).

2.2 Soluciones Numéricas

En la práctica de la ingeniería es mucho más común encontrarse con problemas más complejos y menos simples en los cuales las soluciones analíticas simplificadas no son suficientes para dar una solución satisfactoria. Ante tales casos es recomendable hacer uso de los modelos computacionales a partir, por ejemplo, de análisis de elementos de contorno o elementos finitos. Estos métodos se pueden dividir en dos categorías, en métodos integrales y métodos diferenciales (Brady & Brown, 2004).

2.2.1 Métodos de Elementos de Contorno (BEM)

En los métodos integrales el más conocido es el de elementos de contornos BEM (Boundary Element Method). Este método continuo supone inicialmente un medio infinito, isótropo, homogéneo y elástico, el cual, para desarrollar el modelo, debe ser complementado con volúmenes finitos que encierran cavidades o materiales de diferentes características a las del medio infinito inicial. Estos volúmenes internos se desarrollan por medio de elementos de fuerzas ficticias, los cuales simulan la reacción de un material distinto al medio inicial por medio de un conjunto de fuerzas aplicadas en los contornos del volumen. Debido a la condición inicial de medio infinito, no es necesario definir bordes exteriores para el modelo. El modelo desarrollado es discretizado sólo en los contornos, ya sea de excavaciones o de distintos materiales, y la solución es calculada solo en base a estos contornos (Jarufe, 2008).

2.2.2 Métodos de Elementos Finitos (FEM)

El método de elementos finitos FEM (Finite Element Method) corresponde a unas de las herramientas numéricas más utilizadas en ingeniería de materiales, incluyendo la mecánica de rocas. Este método diferencial y continuo esta basado en la discretización del dominio. La discretización del dominio, consiste en la división de éste en un número finito de elementos geométricos simples y contiguos, de formas regulares dadas por un número fijo de nodos para cada elemento (cuadrados o triángulos generalmente para el caso bidimensional y tetraedros o cubos para el caso tridimensional). Estos elementos se encuentran sujetos a un estado tensional definido a priori y a las condiciones de borde en los límites del dominio. Luego puede ser aproximado por una función polinómica evaluada en los nodos (Jarufe, 2008).

2.3 Concepto de rigidez de la roca

El debilitamiento quebradizo ocurre cuando la capacidad de la roca para resistir una carga disminuye mientras la deformación aumenta. Esto se da muchas veces con poca o ninguna deformación permanente antes del debilitamiento y según las condiciones del ensayo, puede presentarse de forma súbita y catastrófica. Las rupturas explosivas en minas profundas de roca dura son una ilustración gráfica del fenómeno de fractura explosiva quebradiza (Hoek y Brown, 1980). El sistema máquina-testigo de roca en un ensayo de compresión simple es relativamente equivalente al modo en que se comporta el sistema macizo rocoso-excavación.

La Figura 3 muestra que ocurriría si la máquina es (a) “flexible” o (b) rígida con respecto al testigo. Imagine que el testigo está cargado a su resistencia máxima y es comprimido una pequeña cantidad más, Δs . Con el fin de acomodar este desplazamiento, la carga en el espécimen debe reducirse desde P_A a P_B , por lo tanto, una cantidad de energía ΔW_s , dada por el área ABED en la Figura 3 (a) y (b) es absorbida. Sin embargo el desplazamiento Δs desde el punto A, en la máquina “flexible” sólo descarga hasta F y libera la energía de deformación almacenada ΔW_m , dada por el área AFED. En este caso $\Delta W_m > \Delta W_s$ y una falla catastrófica ocurre luego de sobrepasar la resistencia máxima debido a que la energía almacenada por la máquina durante la descarga es mayor a la cual el espécimen puede absorber en la curva siguiente al post-falla que va desde A a B.

Si la máquina es más rígida con respecto al testigo en la región post-falla, la curva post-falla puede ser seguida. En la Figura 3 (b) $\Delta W_m < \Delta W_s$ y el exceso de energía liberado por la máquina, como energía de deformación almacenada, debe ser suplido con el fin de deformar la muestra a lo largo de ABC. Note que el comportamiento observado hasta, e incluyéndolo, la resistencia máxima, no está influenciado por la rigidez de la máquina (Brady & Brown, 2004). Para algunas rocas muy duras con comportamiento frágil, de grano fino y homogéneo su deformación post-falla es casi imposible de controlar incluso en máquinas muy rígidas.

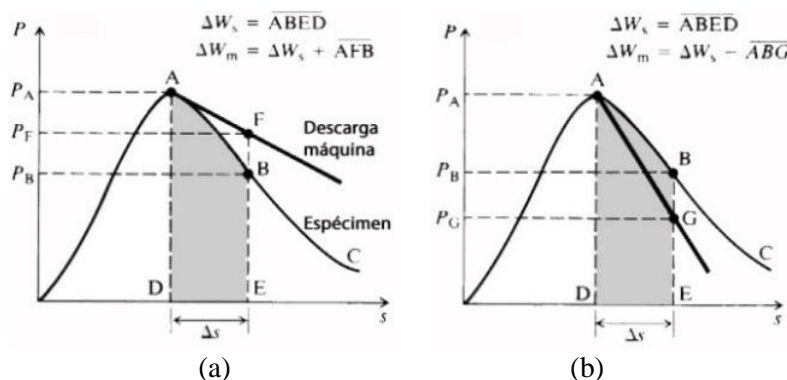


Figura 3: Descarga post-resistencia máxima usando una máquina (a) “flexible” y (b) rígida con respecto al testigo de roca (Fuente: Brady y Brown, 2004).

2.4 Fenómeno de estallidos de roca

Un estallido de roca se define como un gran daño a una excavación que ocurre de manera violenta y repentina el cual está asociado a eventos sísmicos inducidos por la minería el cual puede provocar un violento abultamiento (bulking) (Figura 4 (a)) del contorno o eyección de roca desde el contorno de una excavación (Figura 4 (b)) (Kaiser y Cai, 2013). Con la definición explicada anteriormente se pretende distinguir este fenómeno del fenómeno de spalling el cual es la eyección de pequeñas partículas de roca de la capa más superficial del contorno de una excavación que a menudo se presentan como consecuencia de las altas tensiones presentes en el macizo rocoso y como fenómeno previo a un posible estallido de roca (Kaiser, 2017).



Figura 4: Casos de estallidos de roca en minas canadienses con distintos resultados. (a) Bulking y (b) Eyección de roca resultando en bloqueo total de la galería (Fuente: Kaiser et al., 1996).

2.4.1 Explosión-deformación

Una explosión-deformación o strainburst es una súbita y violenta falla de la roca cerca del borde de la excavación, con focos sísmico y daño localizado. Esta podría o no causar eyección de material y la mayoría son causados debido a tensiones inducidas por la minería, es decir, el estallido es causado por cambios en el régimen de tensiones y/o al sistema de rigidez de la mina debido al avance del túnel. El daño causado puede estar relacionado a la energía almacenada cerca de la excavación o afectada por energía asociada a un evento sísmico. Si el daño es solo causado por la energía almacenada, el estallido se auto inicia y este causa eventos sísmicos. En cambio hay otros estallidos en los que la acción es gatillada y magnificada por un evento sísmico (Kaiser y Cai, 2013).

Según el gatillante y el tipo de proceso de un evento, los estallidos de roca se pueden diferenciar entre: strainburst auto iniciado, strainburst inducido por minería, strainburst sísmicamente gatillado y strainburst dinámicamente cargado (Kaiser, 2017).

2.4.1.1 Strainburst auto iniciado

Estallido de roca causado por un debilitamiento gradual del macizo rocoso tal que las tensiones locales después de un tiempo exceden la resistencia del macizo rocoso. En este caso, el daño es solo relacionado a la energía almacenada en el volumen de roca en proceso de falla y de la energía liberada en el contorno del macizo rocoso. La energía irradiada o la intensidad del evento sísmico asociado (movimiento sísmico debido al estallido de roca) están relacionadas a la intensidad de la explosión-deformación.

2.4.1.2 Strainburst inducido por la minería

Estallidos de roca causados por sobrecargas tiempo-dependientes, desplazamientos minero-inducidas o deformaciones que cambian los esfuerzos locales en el borde de la excavación de manera tal que las tensiones (temporalmente) alcanzan la resistencia del macizo rocoso. La energía liberada o intensidad del evento sísmico es otra vez relacionada a la intensidad del strainburst.

2.4.1.3 Strainburst gatillado sísmicamente

En este caso las condiciones locales de tensión alcanzan y exceden el estado de equilibrio límite debido al evento sísmico para macizos bajo un régimen compresional alto debido a altas tensiones in situ y/o energía almacenada en la roca, lo que conlleva a la falla de la roca. El daño dependerá del nivel de tensión, de las características del macizo rocoso y la rigidez local de la mina. No está o está vagamente relacionado a la intensidad del evento sísmico. Ejemplos de este modo de falla se dan en excavaciones realizadas con técnicas explosivas.

En otras palabras, el daño causado por un strainburst gatillado sísmicamente es causado por un súbito y violento abultamiento de la roca (bulking) en gran parte altamente tensionada y fracturada debido a sobrecargas estáticas. Si está bien soportada, no habrá eyección de roca y toda la energía almacenada será consumida por la fricción del soporte. Si el soporte falla al controlar el abultamiento, se observarán signos locales de fatiga (Kaiser y Cai, 2013).

2.4.1.4 Strainburst dinámicamente cargado

Cuando un evento sísmico adiciona substancial tensión dinámica a la roca a fallar, el evento sísmico no sólo gatilla la explosión-deformación sino que también adiciona energía en el proceso de daño por intensificación en la zona de daño. Durante un strainburst dinámicamente cargado, la razón de tensión y resistencia de la roca SL ($SL = \sigma_{max}/UCS$) temporalmente excede el valor crítico (0.42 aproximadamente) el cual podría gatillar un strainburst. En este caso, el daño es en parte relacionado al cambio tensional dinámico o a la energía del evento gatillante.

En la práctica las fuentes sísmicas causantes de estallidos de roca se miden en la escala de magnitud de momento (M_W) o Richter (M_L) las cuales se basan en la amplitud de las ondas P y S; o de magnitud Nuttli (M_N) la cual se basa en la amplitud de la fase L_g de un sismo (onda causada por las múltiples reflexiones y refracciones de las ondas S). Morrisette et al. (2012) demostraron que no hay una significativa dependencia en la severidad del daño de una excavación en un evento de estallido de roca con la magnitud del evento, es decir para magnitudes M_L bajo los 2.5 ($M_N < 3$). Para los casos de eventos con magnitudes mayores a los mencionados, la severidad del daño ha demostrado ser dependiente del evento sísmico (Figura 5) (Kaiser, 2017).

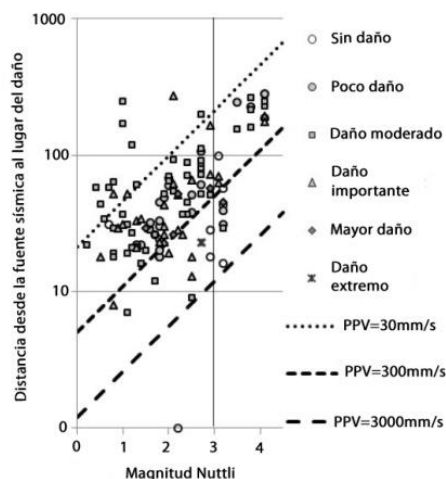


Figura 5: Relación magnitud-distancia para estallidos de roca registrados en Creighton (Fuente: Modificado de Morrisette et al. 2012).

2.5 Métodos de análisis de estallidos de roca

Los métodos para evaluar el potencial de estallido de roca se basan principalmente en el análisis de las razones que existen entre las tensiones inducidas por una excavación y la resistencia de la roca circundante, en donde una serie de rangos para esos valores determinan la intensidad o el potencial de estallido. Existen varios métodos, que en general comparten el mismo sentido, pero lo particular y práctico de estos métodos es que las tensiones inducidas, necesarias para la evaluación del potencial de estallido, pueden obtenerse casi desde cualquier tipo de excavación mediante análisis numérico, evitándose así la complejidad de evaluar analíticamente tales tensiones en excavaciones con geometrías irregulares. La investigación realizada por Ruíz (2015) en donde realizó un análisis de desempeño para varios métodos de evaluación del potencial de estallidos de roca llegó a la conclusión de que el método más certero fue el propuesto por Rusenses (1974), el cual se muestra a continuación.

$$T_s = \frac{\sigma_\theta}{\sigma_c} \quad (1)$$

Donde:

σ_c = Resistencia a la Compresión Uniaxial de la Roca

σ_θ = Tensión Tangencial Máxima

A continuación se muestran los rangos de valores que definen el potencial de estallido de roca según el criterio de Rusenses (Tabla 1).

Tabla 1: Clasificación de potencial de estallidos de roca según Rusenses (Fuente: Rusenses, 1974).

Valores de Ts	Potencial de Rockburst
< 0,2	No
0,20 – 0,3	Bajo
0,3 – 0,55	Moderado
> 0,55	Violento

3. METODOLOGÍA

Los métodos a utilizar para la obtención de la energía cinética de un estallido de roca están basados en dos criterios. El primero basado 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 (CRBSHB). El otro método utilizado en este trabajo 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.

3.1 Zona plástica alrededor de una excavación (ZP)

Debido a la excavación de un túnel en un macizo rocoso, se produce una redistribución de las tensiones en la zona circundante al túnel. Debido al desarrollo de una zona plástica alrededor del túnel, se establece una convergencia radial. Por eso la predicción de la respuesta del macizo en términos de tensiones y desplazamientos es esencial en la ingeniería de estructuras en rocas. El método de análisis de interacción roca-soporte es uno de los métodos que se utilizan para investigar la interacción entre los desplazamientos de la roca dentro de la zona plástica alrededor del túnel y las características del soporte a utilizar, sin embargo el método está limitado a geometrías circulares en un campo hidrostático. La forma y el tamaño de la zona plástica tienen un rol importante en los resultados del método de análisis interacción roca-soporte por lo tanto debe ser determinado con alta precisión (Behnam et al., 2014). Debido a esto la solución con modelos numéricos FEM es una alternativa útil que permite aproximar las soluciones de ecuaciones diferenciales muy complejas que surgen del problema de querer estimar el comportamiento de la zona plástica de un macizo rocoso frente a cualquier tipo de excavación bajo cualquier condición dada ya sea por el campo tensional o el tipo de roca y/o suelo.

3.2 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 se dijo 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 σ_1 , σ_2 y σ_3 son las tensiones principales de la roca, E es el módulo de Young de la roca y ν la razón de Poisson y asumiendo que la roca es homogénea e isotrópica, la energía de deformación unitaria por volumen puede ser obtenida mediante la ecuación (2) propuesta por Love (1927).

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

El volumen de roca dentro de un ED límite puede considerarse como la roca posible a fallar ante un evento sísmico gatillante. 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).

3.3 Velocidad máxima de partícula (ppv: peak particle velocity)

Kaiser et al. (1996) diseñaron un método analítico resultado de una larga investigación hecha en la década de los noventa, del que derivó en la elaboración del Canadian Rockburst Support Handbook (CRBSHB). De sus investigaciones 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 siguiente ecuación, la cual se muestra a continuación:

$$ppv = C \frac{\sqrt{10^{(M_L+1.5)}}}{R+R_0} \quad (3)$$

donde, R es la distancia al foco sísmico y C es una constante empírica establecida en el CRBSHB. Además R_0 es el radio de influencia de la fuente, estimado con la siguiente ecuación:

$$R_0 = \alpha 10^{\frac{1}{3}(M_L+1.5)} \quad (4)$$

donde, M_L 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. En este trabajo se utilizarán valores basados en métodos de análisis de propagación y amplificación de ondas en un material elástico modelado mediante elementos finitos 2D.

3.4 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 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 (Figura 6).



Figura 6: Esquema de la preparación de la técnica de seguimiento por video aplicado a ensayos de roca (Bravo-Haro, 2017).

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.

3.5 Modelamiento Numérico

Para la realización de este trabajo en primer lugar se hizo un análisis comparativo de tres softwares comerciales de modelamiento numérico: RS² (FEM) (Rocscience Inc., 2017), Examine 2D (BEM) (Rocscience Inc., 2016) y Examine 3D (BEM) (Rocscience Inc., 2016) (Figura 7). Esto con el fin de analizar el mejor desempeño a la hora de evaluar el potencial de estallido de roca. En todos los softwares se utilizó el criterio de ruptura de Hoek et. al (2002). Las principales características de cada uno son: RS² (mayor versatilidad, más opciones), Examine 2D (mayor rapidez de cálculos, solamente modelos elásticos) y Examine 3D (análisis 3D de cualquier geometría).

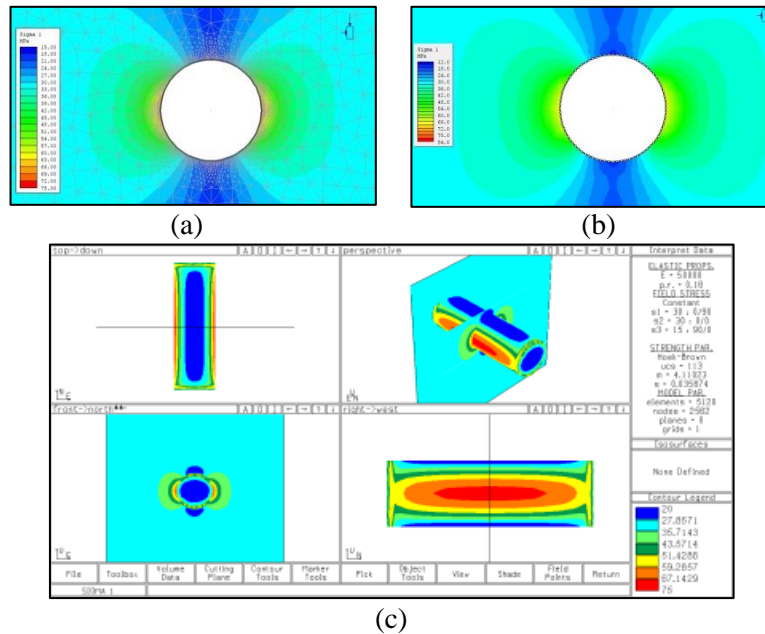


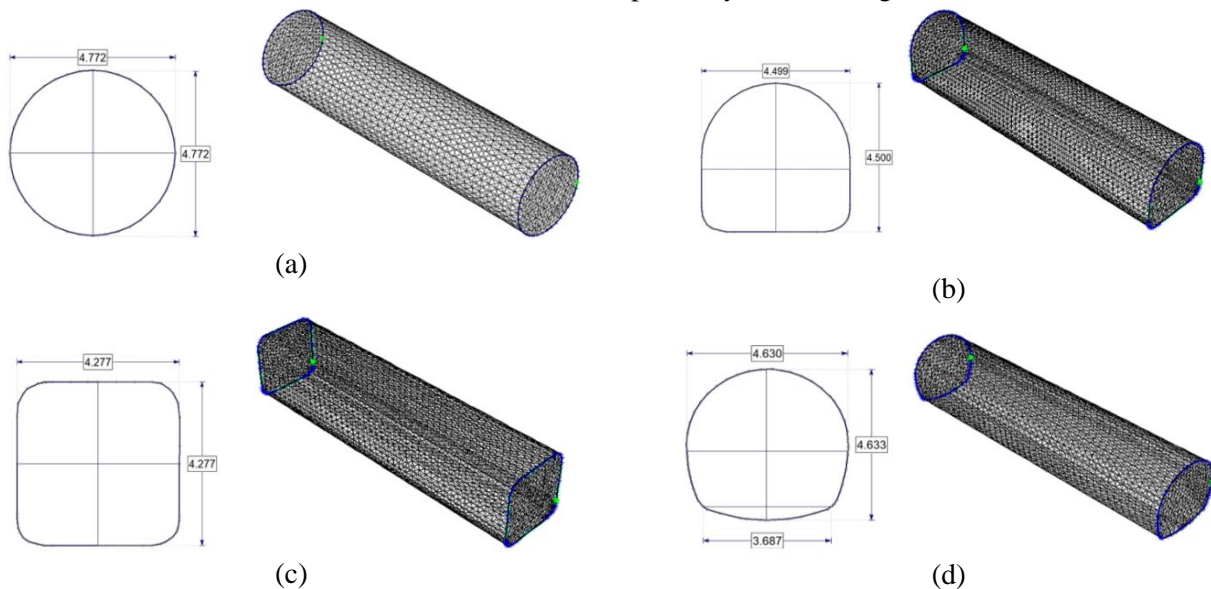
Figura 7: Modelos numéricos utilizados. (a) RS², (b) Examine 2D y (c) Examine 3D.

3.5.1 Convergencia del modelo numérico

Debido a que la calidad de los resultados del análisis numérico dependen de la densidad de la malla a utilizar, previo al modelamiento es necesario realizar un análisis de convergencia del número de elementos de la malla vs algún parámetro de interés y así encontrar el tipo de malla que mejor se ajuste al problema. Esto para asegurar el correcto desempeño del modelamiento numérico y evitar valores de parámetros distintos para iguales estados tensionales y parámetros geomecánicos pero con distinta densidad de malla.

3.5.2 Secciones de túneles a analizar

Para el presente estudio se realizó un análisis comparativo de distintas geometrías de túneles. Para un correcto análisis se aseguró que cada geometría tuviera un área de sección transversal de 17,81 m² el cual es el valor del área de la sección transversal de un túnel herradura típico de medidas 4.5 m x 4.5 m (Figura 8(b)) comúnmente utilizada en minería subterránea cuyas medidas facilitan el acceso y desplazamiento de los equipos de carga y transporte LHD y AD. Las secciones a modelar fueron: Circular, Herradura, Cuadrado, Herradura con arco invertido, Elipsoidal y Tabular (Figura 8).



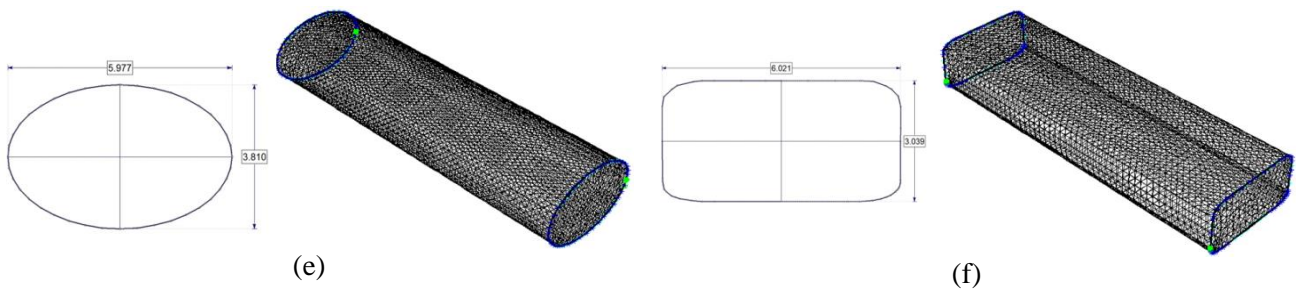


Figura 8: Secciones analizadas. (a) Circular, (b) Herradura, (c) Cuadrado, (d) Herradura con arco invertido, (e) Elipsoidal y (f) Tabular.

En el diseño del túnel elipsoidal se consideró el principio mencionado por Van Sint Jan (2017) el cual estima que para un túnel elipsoidal la razón entre su diámetro horizontal y vertical debe ser igual a la razón del campo tensional K_0 . Esto debido a que este diseño disminuye la concentración y magnitud de las tensiones inducidas alrededor de una excavación (Figura 9).

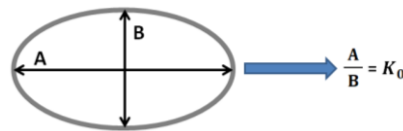


Figura 9: Principio de diseño basado en la razón del campo tensional (Van Sint Jan, 2017).

3.6 Estimación de la energía

La energía que producen los estallidos de roca se considera del tipo energía cinética, la cual está en función de la masa de roca a fallar y la velocidad con que ésta sale eyectada.

$$E = \frac{1}{2}mv^2 \quad (5)$$

donde, E es la energía (kJ), m es la masa de roca eyectada (Ton) y v es la velocidad máxima de partícula ppv (m/s). La masa se calculara como el área de roca a fallar por metro de avance del túnel y dividida por el perímetro del túnel en contacto con el área de pérdida, así la energía quedará expresada en términos de m^2 (Jarufe y Vásquez, 2013).

En zonas con potencial de estallido de roca es recomendable diseñar el tipo de soporte a utilizar en función de la demanda de energía pronosticada. Esta se puede obtener mediante un factor de seguridad basado en la energía (Kaiser y Cai, 2013) (Ecuación 6).

$$FS_{energía} = \frac{\text{Capacidad de energía máxima del soporte}}{\text{Demanda de energía}} \quad (6)$$

Finalmente, con un adecuado valor de factor de seguridad se puede diseñar la capacidad que deberá tener el soporte para así evitar un colapso de la excavación.

3.7 Caso de Estudio en la mina El Teniente (Mina Diablo Regimiento)

El yacimiento de cobre y molibdeno El Teniente, se encuentra localizado en la Región del Libertador Bernardo O'Higgins, provincia de Cachapoal, en la Cordillera de Los Andes de Chile central, a una cota promedio aproximada de 2300 m.s.n.m. Sus coordenadas geográficas son $34^\circ 03'$ de latitud Sur y $70^\circ 21'$ de longitud Oeste aproximadamente a 40 km al noreste de la ciudad de Rancagua y a unos 70 km al sureste de la ciudad de Santiago (Vergara, 2006) (Figura 10). La zona del yacimiento se encuentra bajo el cerro del mismo nombre al sureste de la antigua ciudad minera de Sewell.

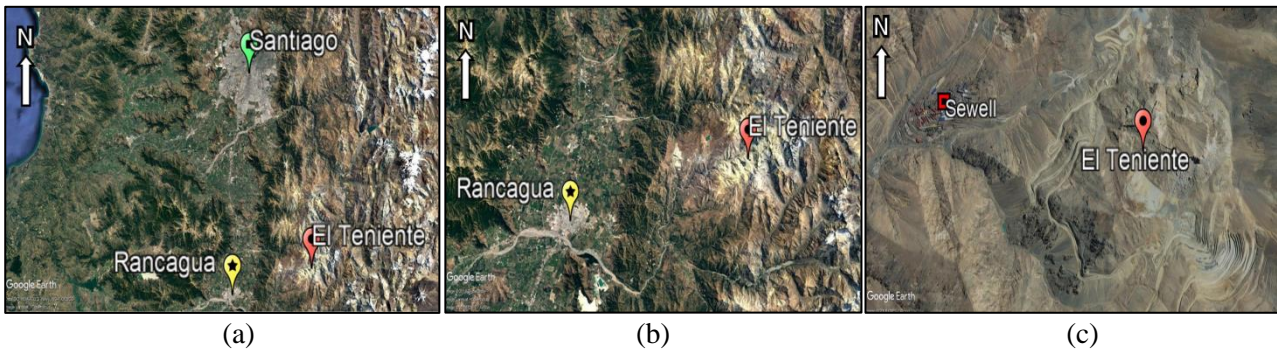


Figura 10: Fotografías satelitales de la ubicación de la mina El Teniente. (a) Ubicación general, (b) Ubicación de la mina El Teniente respecto a Rancagua y (c) Ubicación específica de la mina El Teniente (Fuente: Google Earth).

La mina posee un área aproximadamente de 4 km² y posee una extensión vertical mayor a los 1000 metros. Los niveles de trabajo en la mina El Teniente se encuentran emplazados alrededor de lo que se conoce como Brecha Bradden o Pipa Bradden, la cual es una diatrema de roca brechoza con una baja ley de cobre (Vergara, 2006).

En el presente trabajo se utilizó como caso de estudio los antecedentes de la explotación llevada a cabo en el yacimiento El Teniente, específicamente en el subnivel mina Diablo Regimiento. El nivel de producción de la mina se encuentra a 2192 m.s.n.m y consiste en una serie de galerías paralelas de orientación Norte-Sur denominadas calles, que constituyen las vías de tránsito de los equipos LHD (Load Haul Dump) y camiones dúmper articulados AD (Articulated Dump). Las galerías tienen una sección de aproximadamente 4.5 m de ancho por 4.5 m de alto, y sus ejes se encuentran separados entre sí cada 34 m (Vergara, 2006). El método principal de explotación en la mina es a través del Panel Caving en el que la socavación en el nivel de hundimiento UCL (Undercut level) se realiza sobre un nivel de producción (NP) parcialmente desarrollado, dejando las galerías de zanja y bateas para ser excavadas bajo el área hundida (Estay, 2014). Este tipo de explotación genera alta sismicidad inducida y altos esfuerzos en la galerías inferiores al socavamiento (Krstulovic, 2017).

3.7.1 Geología de la mina

El yacimiento El Teniente está emplazado dentro de la llamada franja cuprífera Miocena Superior-Pliocena, la cual es una franja con un estimado de 163 millones de toneladas de cobre fino (Collao, 2017). El yacimiento es de los pórfidos de cobre más jóvenes en Chile por lo que la roca presente es bastante masiva y competente con pocas estructuras. De las pocas estructuras presentes, la mayoría están rellenas por cuarzo, sulfuros o anhidrita debido a intensa actividad hidrotermal, lo que genera una red de vetillas tipo stockwork (Brzovic, 2017). Los tipos litológicos reconocidos en la mina Diablo Regimiento esencialmente corresponden al Complejo Máfico El Teniente (CMET > 90%), Brecha Hidrotermal de Turmalina-Anhidrita, Brecha Braden, Brecha Hidrotermal de Anhidrita, Pórfido Diorítico, Pórfido Latítico, Dique de Guijarros y Vetas de cuarzo. Las litologías presentes están basadas en Quezada (2000) y Gonzáles y Vergara (1962). En la Figura 11 se presenta un esquema en donde se visualizan los emplazamientos de cada litología. Como se aprecia en la figura la geología del lugar consta de una gran red de cuerpos intrusivos dentro de la roca caja (CMET). También existe la presencia de varias fallas en las cuales hay registros de activación. Esto propone un ambiente idóneo para el desarrollo de fenómenos de estallidos de roca.

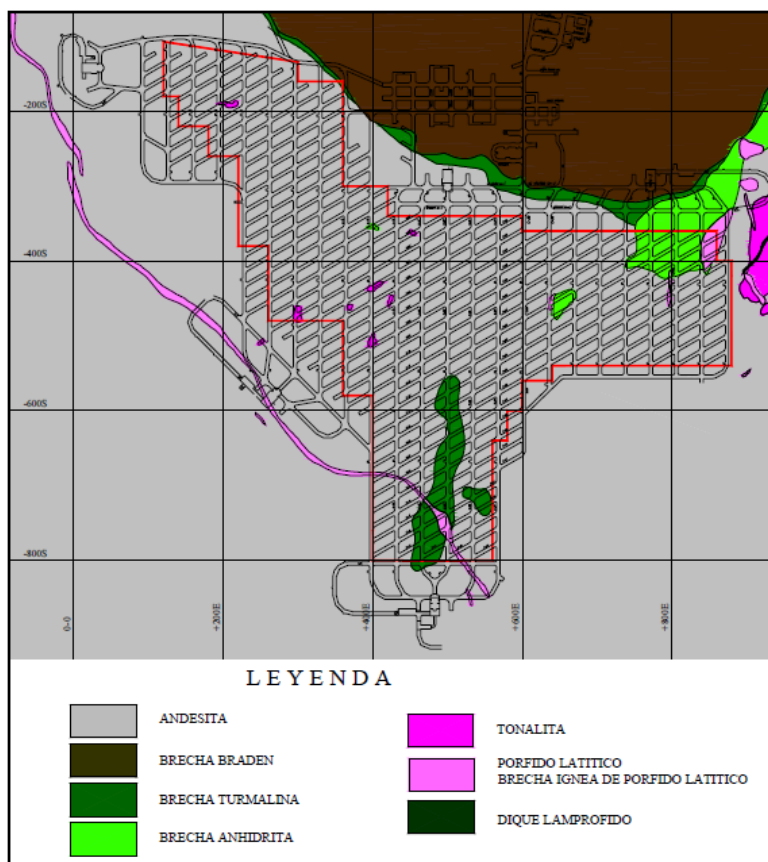


Figura 11: Plano geológico con vista en planta del nivel de producción de la mina Diablo Regimiento (Fuente: Vergara, 2006).

3.7.2 Parámetros geotécnicos de la mina Diablo Regimiento

Como base de datos para obtener los parámetros geotécnicos necesarios para el análisis del problema, se utilizaron los registros recopilados por Vergara (2006) en los cuales incluye los datos conseguidos en terreno por él mismo y los datos conseguidos por otros autores. Para el análisis de desempeño de cada software se dividieron los registros necesarios para el modelamiento recopilados por Vergara (2006) en tres grupos, según la calidad que le confieran a la roca: Parámetros inferiores, medios y superiores (Tabla 2).

Tabla 2: Resumen de los parámetros geotécnicos presentes en la Mina Diablo Regimiento utilizados para la modelación (Fuente: Vergara, 2006).

Parámetro	Menor	Medio	Mayor
E (GPa)	23	50	71
ν	0,26	0,16	0,08
UCS (MPa)	60	113	161
mi	6,4	12	16
GSI	63	70	78
mb	1,6	4,11	7,29
s	0,01639	0,035674	0,086774
α	0,502287	0,501355	0,500707

3.7.3 Estado de esfuerzos in situ

Para obtener los datos de los esfuerzos in situ actuantes en el lugar se utilizaron las mediciones recopiladas por Vergara (2006). Estas mediciones fueron realizadas mediante la técnica Overcoring usando celdas Hollow. A continuación se muestran las tensiones resultantes para el eje vertical, Norte-Sur y Este-Oeste (Tabla 3).

Tabla 3: Esfuerzos in situ presentes en la mina diablo Regimiento (Fuente: Vergara, 2006).

Esfuerzos	Sigma	Valor	Tensión principal
Esfuerzo Vertical	$\sigma_{vertical}$	30 MPa	σ_3
Esfuerzo Este-Oeste	$\sigma_{Este-Oeste}$	30 MPa	σ_2
Esfuerzo Norte-Sur	$\sigma_{Norte-Sur}$	47 MPa	σ_1

3.7.4 Sismicidad en la mina

Para el análisis sísmico se consideró el estudio realizado por Estay (2014) en la mina Reservas Norte (RENO) de El Teniente. Dicho estudio consideró un período de registros desde el año 2003 al 2011. El sistema de monitoreo sísmico en RENO comprendió 23 geófonos uniaxiales, 11 geófonos triaxiales de 4,5 Hz, 2 geófonos triaxiales de 14 Hz y 4 acelerómetros triaxiales de 2,3 kHz, abarcando un área de 1.000 x 900 m² aproximadamente (Estay, 2014). La Figura 12 muestra la cota fuente de la sismicidad obtenida a través de los sensores sísmicos.

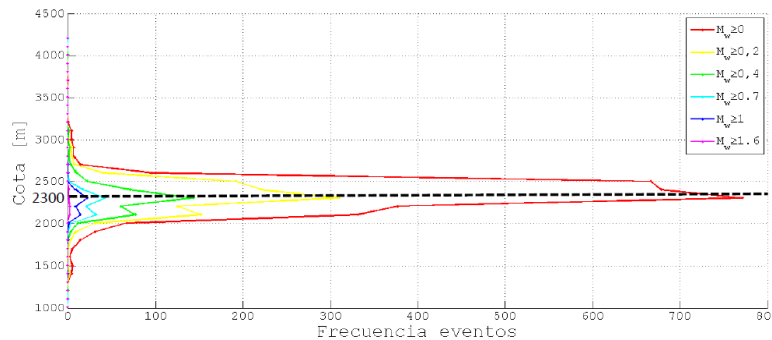


Figura 12: Gráfico de frecuencia de eventos y magnitudes en la cota 2300 (Fuente: Estay, 2014).

Del gráfico se puede observar que la sismicidad en la mina El Teniente se concentra en la cota 2300 con eventos mayores M_w de 3,1 ($M_L=3,1$) (Estay, 2014). De esta forma todo el plano horizontal de la cota 2300 en la mina se considera como una fuente sísmica con una magnitud máxima M_w de 3.1, según criterio de Jarufe y Vásquez (2013). Así queda determinada la magnitud sísmica que se utilizará para el análisis del ppv.

3.7.5 Diseño de soporte dinámico

La evaluación de la capacidad de los sistemas de soporte de roca no es una tarea sencilla. La capacidad de los elementos individuales del sistema puede ser calculada desde sus propiedades mecánicas y desde las cargas que van a actuar en ellos. Un sistema de soporte de roca es una combinación de elementos individuales de soporte (soportes internos como pernos y soportes externos como hormigón proyectado y mallas) que trabajan en conjunto para retener y contener la roca (Ruíz, 2015). Cai & Champagne (2009) definieron siete simples principios a tener en cuenta en el diseño del soporte, los cuales ayudan a enfrentar el problema de los estallidos de roca (Figura 13).

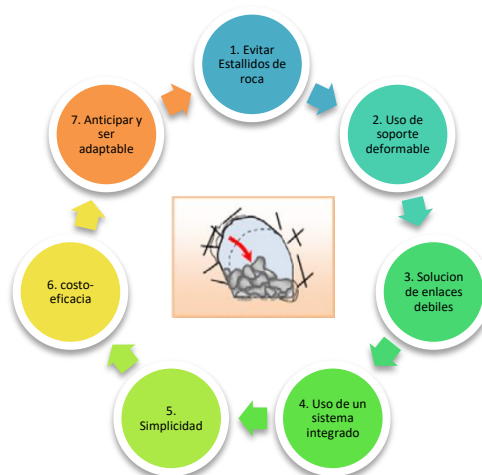


Figura 13: Principios a seguir para el diseño de soporte en ambientes propensos a estallidos de roca (Cai y Champagne, 2009).

Según Kaiser y Cai (2013), los sistemas de soporte-refuerzo para lugares propensos a estallidos de roca deben tener los siguientes roles:

- Retener la roca fracturada a través de mallas o shotcrete.
- Reforzar marginalmente la masa de roca estable con marcos y pernos friccionalantes.
- Tener un sistema de mantenimiento de la retención y reforzar la roca para volverla estable con deformaciones compatibles con los componentes del soporte, por ejemplo, cables deformables, pernos plásticos, etc.
- Conectar los componentes de mantenimiento y retenimiento para asegurar la estabilidad del sistema en caso de estallido, usando correas, placas, fibras resistentes, etc. Cualquier debilidad del sistema de soporte debe ser eliminada.

En zonas propensas a estallidos de roca es más útil un sistema de anclajes y pernos deformables antes que rígidos. Potvin (2010) presentó una recopilación e interpretación de resultados de ensayos dinámicos de sistemas de soporte de roca disponibles en la literatura y en el mercado, principalmente para ensayos de caída, sus resultados son mostrados en la Figura 14.

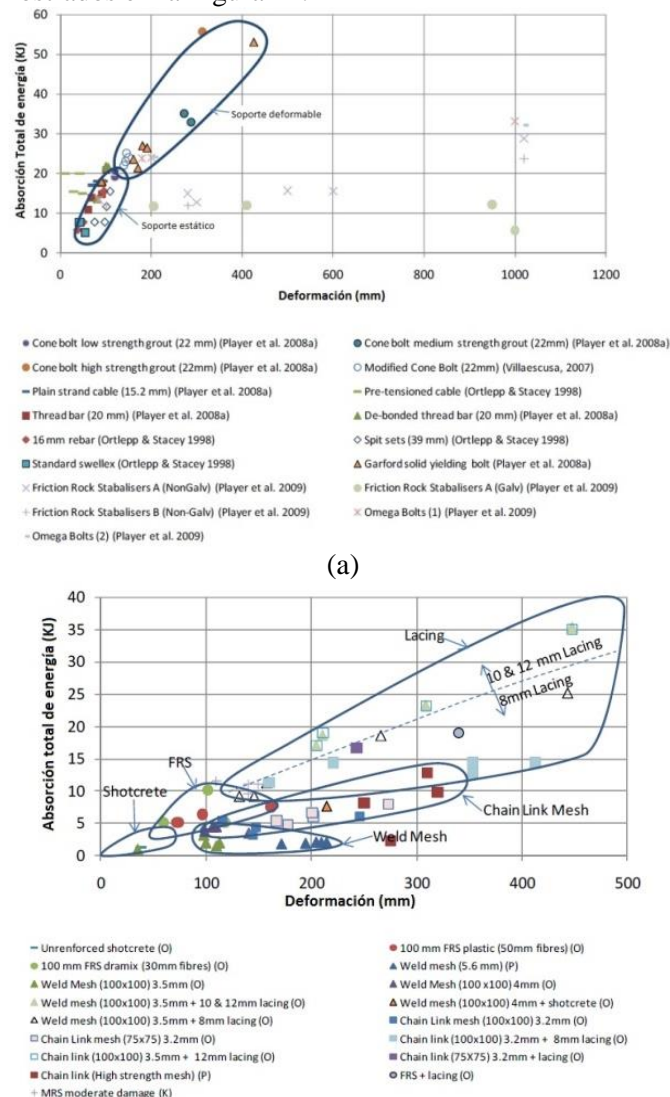


Figura 14: Recopilación de resultados de ensayos de caída para distintos tipos de soporte. (a) Soporte interno y (b) soporte externo (Fuente: Potvin, 2010).

La Figura 14 (a) muestra los resultados de 70 ensayos de caída agrupados en 17 grupos que representan diferentes tipos de refuerzo. El grupo inferior representa al sistema de soporte-refuerzo comúnmente usado para condiciones de cargas estáticas con capacidad de deformaciones de entre 25 y 100 mm y absorción de cargas entre 7 y 18 kJ. El grupo superior representa al conjunto de sistema-refuerzo capaz de soportar deformaciones grandes de entre 100 a 200 mm y absorción de cargas de entre 8 a 27 kJ (Ruíz, 2015). La Figura 14 (b) muestra los distintos tipos de soporte externo comúnmente usado en excavaciones subterráneas que tiene como principal función retener el macizo en condición plástica.

La capacidad final del sistema soporte-refuerzo es el equivalente a la suma de cada uno de los elementos del sistema, pero se debe hacer énfasis en que el refuerzo, soporte y los enlaces entre estos actúen en conjunto, por lo tanto, deben ser compatibles en términos de deformabilidad, o sea, que para una energía de demanda dada, el sistema de soporte externo debe tener una capacidad de deformación mayor que el soporte interno, para que así se aproveche toda la capacidad de deformación del soporte interno y no falle el sistema (Ruíz, 2015).

4. RESULTADOS Y ANÁLISIS

4.1 Análisis de Convergencia

Como ya se ha dicho, el desempeño de un modelo numérico se basa en la calidad de los elementos constitutivos del modelo tales como la geometría y cantidad del elemento así como el número de nodos por cada elemento. Se realizaron análisis de convergencia para σ_1 , σ_3 , desplazamiento total y strength factor para la obtención del número adecuado de elementos para el posterior modelamiento FEM. A continuación se muestran los resultados del análisis de convergencia del número de elementos vs σ_1 para un túnel herradura con sección 4,5 m x 4,5 m con un borde externo de medidas 27 m x 27 m. El estado tensional utilizado es el mostrado en la tabla 3. La malla empleada fue de elementos triangulares de 6 nodos cada una. A continuación se muestra el gráfico de convergencia obtenido (Figura 15).

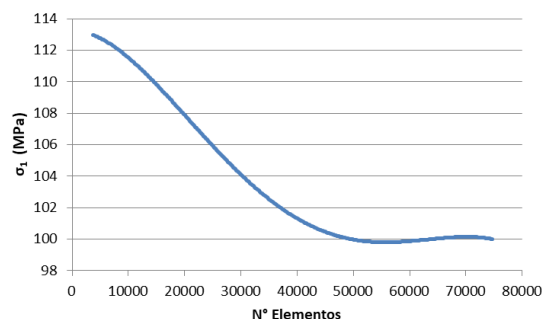


Figura 15: Curva de convergencia de elementos.

Del gráfico se deduce que la convergencia de elementos para las características anteriormente mencionadas comienza aproximadamente a los 50000 elementos. También se realizaron análisis de convergencia para cada geometría estudiada en este trabajo (Figura 8) en los cuales se obtuvieron resultados de convergencia similares por lo tanto se escogió la cantidad de elementos mencionado para cada modelamiento realizado, esto garantiza resultados óptimos y tiempos de computación adecuados. Cabe mencionar que para los otros parámetros evaluados (σ_3 , desplazamiento total y strength factor) la convergencia del número de elementos arrojó iguales resultados.

4.2 Comparación de desempeños de los modelos numéricos

Se decidió comparar el desempeño de tres softwares (Examine 2D, Examine 3D y RS²). Para aquello se utilizaron tres grupos de comparaciones en el orden de los datos mencionados en la tabla 2, es decir, para las características geomecánicas menores, medias y mayores del CMET. Para este análisis se decidió comparar los resultados de σ_1 inducidos mayores obtenidos por los modelos y las tensiones tangenciales σ_θ obtenidos por las ecuaciones de Kirsch (1898) debido a que el criterio escogido para analizar el potencial de estallidos de roca fue el de Rusens el cual utiliza las tensiones tangenciales máximas obtenidas mediante las ecuaciones de Kirsch (1898) A continuación se presentan los resultados de manera gráfica de los desempeños de cada software evaluados para la calidad geomecánica media del CMET (Figura 16).

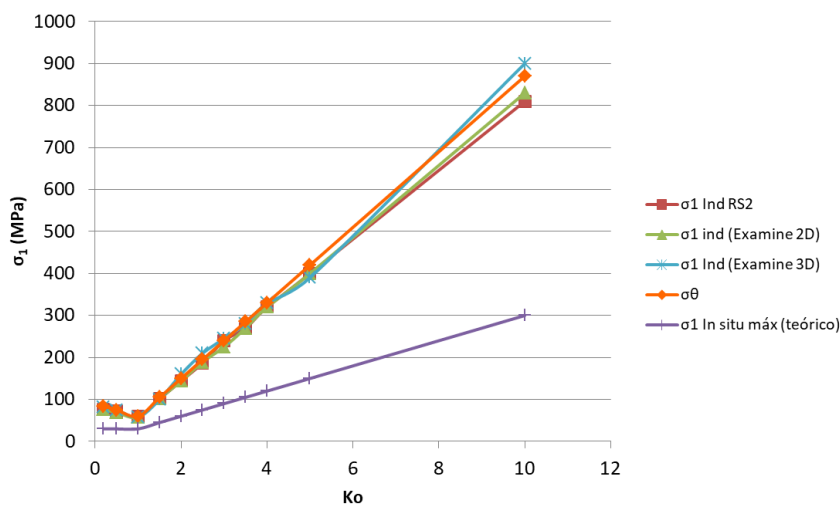


Figura 16: Resultados de los análisis de desempeño de cada software con propiedades geomecánicas medias del CMET.

Para el caso particular de la calidad geomecánica media del CMET se observó a partir de los resultados y el gráfico anterior que en todo momento los modelos hechos mediante Examine 3D y RS² son los que mejor desempeño tuvieron a la hora de estimar un valor tensión inducida máxima σ_1 cercano al dado por la tensión tangencial máxima σ_θ mediante las ecuaciones de Kirsch (1898), principalmente para las razones de tensiones $k_0 < 6$. En el análisis el software Examine 3D entregó un porcentaje de error promedio menor para la calidad geomecánica media, el cual fue de 3,6% frente al software RS² quién entregó un error promedio de 4%. El software Examine 2D arrojó un porcentaje error de 4,9% por lo que fue el software que tuvo el desempeño más deficiente de los tres evaluados. Este orden en el desempeño de cada software se mantuvo para las otras dos calidades geomecánicas evaluadas (calidad geomecánica superior e inferior). De todas maneras a la razón de tensiones que se utilizará para el caso de estudio real que se analizará ($k_0=1.56$), el software Examine 3D mostró más valores de σ_1 inducidos mayores exactos a σ_θ obtenidos con las ecuaciones de Kirsch (1898) que el software RS² para todas las calidades geomecánicas evaluadas. Por otro lado a partir del gráfico también se observa la magnificación de las tensiones inducidas alrededor de la excavación si la comparamos con las tensiones in situ (teórica).

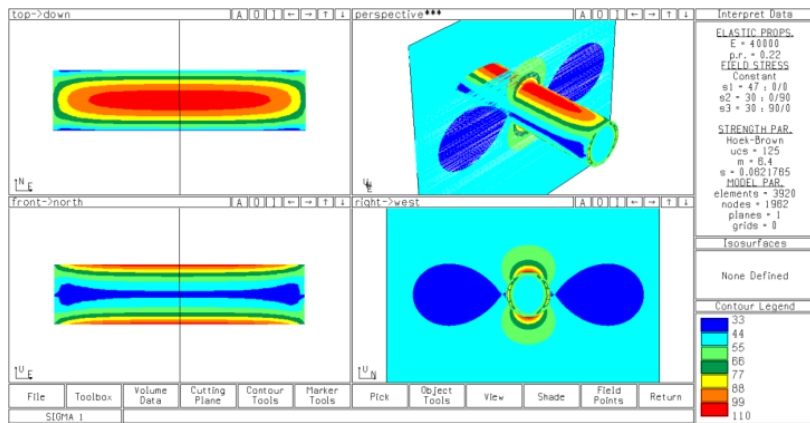
4.3 Evaluación del Potencial de Estallidos de Roca

Debido a que en el análisis de desempeño realizado en el ítem anterior se concluyó que el software Examine 3D es el que entrega un mayor número de valores de tensiones inducidas máximas σ_1 exactos a los valores tensiones tangenciales máximas σ_θ obtenidas con las ecuaciones de Kirsch (1898) se utilizó dicho software para evaluar el potencial de estallido de roca utilizando para esto el criterio de Rusensens (1974). En el estudio se incluyó el análisis del comportamiento y la tendencia de distintas geometrías de túneles (circular, herradura, herradura con arco invertido, cuadrado, tabular, elipsoidal) a experimentar estallidos de roca bajo un régimen de cargas y propiedades geomecánicas reales presentes en la mina Diablo Regimiento. Para lo anterior se recopilieron los datos de la mina El Teniente otorgados por dos autores (Tabla 4).

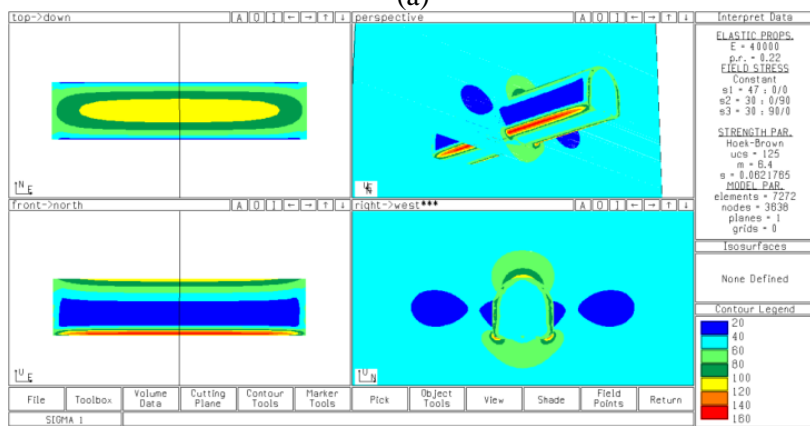
Tabla 4: Parámetros utilizados para el modelamiento del caso de estudio real.

E (MPa)	40000	Van Sint Jan (2017)
ν	0,22	Van Sint Jan (2017)
σ Norte-Sur (MPa)	47	Vergara (2006)
σ Vertical (MPa)	30	Vergara (2006)
σ Este-Oeste (MPa)	30	Vergara (2006)
UCS (MPa)	125	Vergara (2006)
m_i	6,4	Vergara (2006)
s	0,0621765	Vergara (2006)
GSI	75	Vergara (2006)
D	0	Vergara (2006)

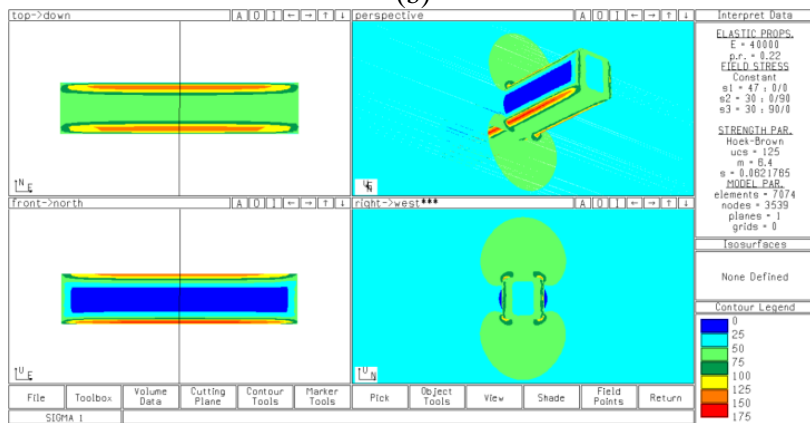
A partir de estos datos se realizan los modelos para cada sección de túnel a analizar. Cada modelo se realizó sin considerar refuerzo en cada uno de ellos (Figura 17).



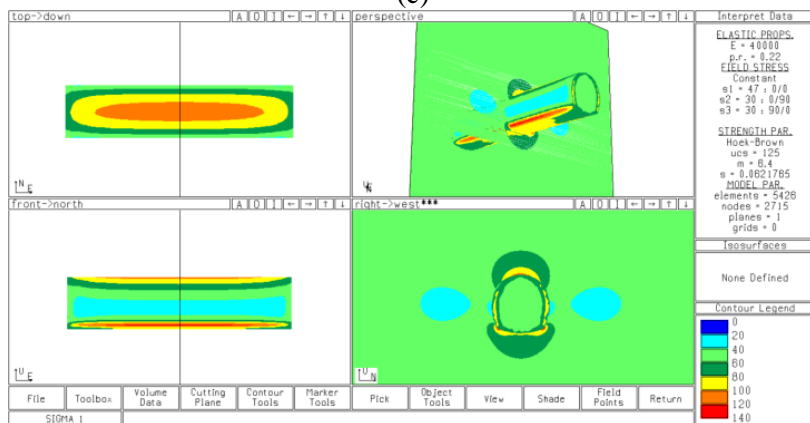
(a)



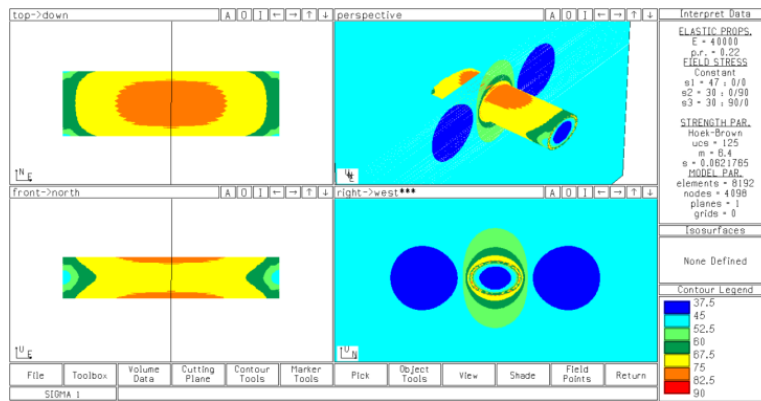
(b)



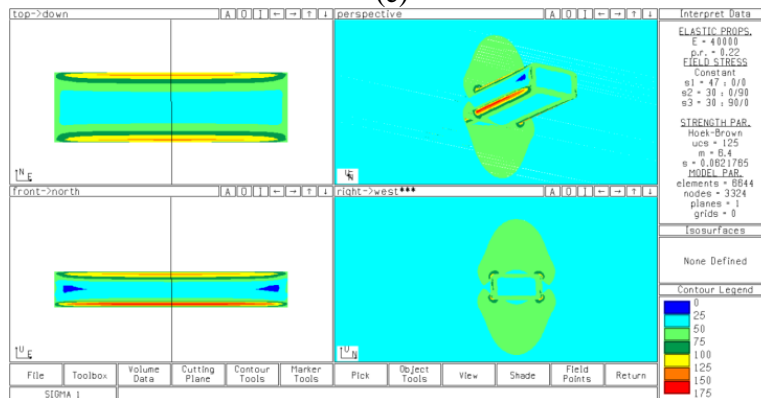
(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 17: Análisis de tensiones para cada geometría evaluada. (a) Circular, (b) Herradura, (c) Cuadrado, (d) Herradura con arco invertido, (e) Elipsoidal y (f) Tabular.

Así a partir de los modelamientos se obtiene el potencial de estallido de roca para cada geometría según el criterio de Rusenses (1974) (Tabla 5).

Tabla 5: Análisis del potencial de estallido de roca mediante criterio de Rusenses (1974).

Geometría Túnel	σ_1 Ind Mayor (MPa)	σ_c (MPa)	(σ_1/σ_c)	Potencial de Estallido según Rusenses
Túnel Circular	110	125	0,88	Violento
Túnel Herradura	160	125	1,28	Violento
Túnel Cuadrado	175	125	1,4	Violento
Túnel Herradura con arco invertido	140	125	1,12	Violento
Túnel Elipsoidal	82,5	125	0,66	Violento
Túnel Tabular	175	125	1,4	Violento

De la Tabla 5 se observa que para todas las geometrías analizadas con el campo tensional y propiedades geomecánicas presentes en la mina Diablo Regimiento, existe un potencial de estallido de roca violento ya que $T_s = \sigma_\theta/\sigma_c \geq 0,55$. Esto debido a los altos esfuerzos presentes en la mina con una tensión in situ principal mayor de 47 MPa. En la Figura 18 se observa de manera gráfica el análisis comparativo, de cada geometría estudiada, del potencial de estallido de roca.

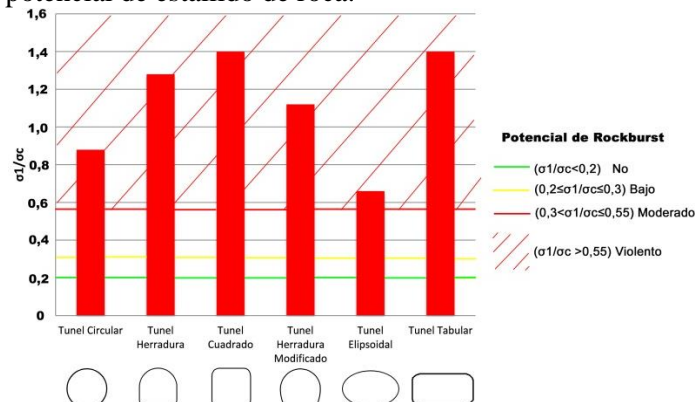


Figura 18: Potencial de estallido de roca para cada geometría de túnel analizada.

Analizando el gráfico de la Figura 16 y la Tabla 5 se desprende que para todas las geometrías existe un elevado potencial de estallido, de esta manera las geometrías que más potencial de estallido de roca violento presentan son los túneles cuadrado y tabular con un valor de 1,4 para ambas, seguido por los túneles herradura y herradura modificado con 1,28 y 1,12 respectivamente, túnel circular con 0,88 y finalmente el túnel elipsoidal con 0,66. Para este último, el diseño geométrico propuesto demostró ser favorable a la disipación de grandes concentraciones de esfuerzos, mostrando mucho menor potencial que las demás geometrías, sin embargo no lo suficiente para evitar mostrar un potencial de estallido de roca violento. Para el caso de la geometría de herradura, es decir para el caso de estudio real, se concluye que existe un elevado potencial de estallido de roca.

4.4 Estimación de la demanda energética mediante criterio ppv-ZP

Debido a que del anterior análisis se demostró el elevado potencial de estallidos de roca presente en la mina Diablo Regimiento, a continuación se presentan las estimaciones de las zonas plásticas mediante el software RS², para así diseñar el soporte dinámico en base al criterio ppv-ZP. Los parámetros de entrada para los modelos elastoplásticos se muestran en la Tabla 6.

Tabla 6: Parámetros usados en el modelo elastoplástico (Fuente: Vergara (2006) y Van Sint Jan, (2017)).

UCS (MPa)	E (MPa)	E (residual) (MPa)	v	γ (ton/m ³)	mb	mb (residual)	GSI	GSI (residual)	D	ψ	mi	s	s (residual)	a	a (residual)
125	40817,5	36640,7	0,22	2,76	2,4569	2,05511	75	70	0	0,5	6	0,0621765	0,035674	0,500911	0,501355

A continuación se presentan las estimaciones de las zonas plásticas mediante RS² (Figura 19).

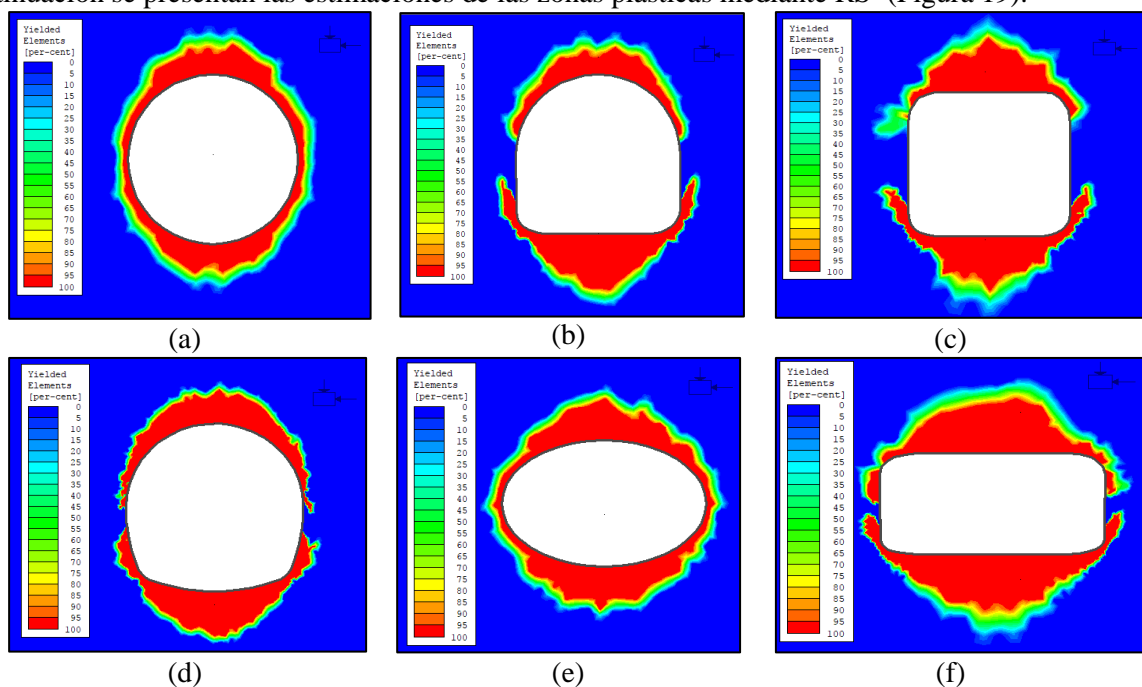


Figura 19: Zonas plastificadas para cada geometría evaluada. (a) Circular, (b) Herradura, (c) Cuadrado, (d) Herradura con arco invertido, (e) Elipsoidal y (f) Tabular.

De esta manera se obtienen las zonas plásticas de cada geometría, o en otras palabras, la roca posible a fallar, sin embargo, solo se considerarán las áreas plásticas superiores debido a que los estallidos de roca generalmente ocurren en los contornos superiores de un túnel. A continuación se presentan las estimaciones de la masa de roca posible a fallar (Tabla 7).

Tabla 7: Cálculo de la masa posible a fallar en un estallido de roca estimadas mediante RS².

Geometría Túnel	Área plástica para el soporte (m ²)	γ (ton/m ³)	Masa de roca (ton/m)	Perímetro en contacto con la zona plastificada (m)
Circular	5,70	2,76	15,73	7,49
Herradura	4,57	2,76	12,61	6,37
Cuadrado	5,99	2,76	16,52	5,72
Herradura con arco invertido	4,62	2,76	12,74	7,50
Elipsoidal	6,81	2,76	18,80	7,77
Tabular	8,94	2,76	24,67	8,17

Luego se necesita estimar un ppv adecuado, para así calcular la energía cinética de un eventual estallido de roca, necesario para el diseño del soporte a utilizar. Por otro lado Jarufe & Vásquez (2013) tomando en consideración estudios de propagación y amplificación de ondas en modelos numéricos, estimaron un factor de amplificación de 12 en la mina El Teniente para los ppv estimados mediante la ley de escalamiento. Este valor de amplificación seleccionado es comparable a investigaciones previas realizadas en este campo (Milev et al., 2002). A continuación se muestra el ppv obtenido mediante los datos proporcionados por Estay (2014), Jarufe y Vásquez (2013) (Tabla8) y Kaiser et al.. (1996).

Tabla 8: PPV estimado para la mina Diablo Regimiento.

M _L	Cota fuente sísmica (m.s.n.m)	Cota nivel de producción DR (m.s.n.m)	C	α	R (m)	R _o (m)	ppv (m/s)	Factor de amplificación	ppv amplificado (m/s)
3,1	2300	2192	0,25	0,5	108	17,07	0,40	12	4,8

Así se obtiene un ppv de 4,8 m/s el cual es fiel a los valores reales acontecidos en la mina El Teniente obtenidos de retro análisis de eventos de estallidos de roca, cuyos valores están entre el rango de 4m/s a 7 m/s (Bravo-Haro, 2017).

Ahora es posible obtener los valores de diseños de las capacidades energéticas del soporte a utilizar para cada geometría mediante un factor de seguridad basado en la energía cinética de un eventual estallido de roca. El valor de factor de seguridad escogido fue de 1,5 el cual se considera adecuado y es usado en mina El Teniente. A continuación se presentan los resultados de los diseños del soporte dinámico para cada geometría analizada (Tabla 9).

Tabla 9: Demandas energéticas estimadas mediante el criterio ppv-ZP.

Geometría Túnel	Masa de roca (ton/m)	ppv amplificado (m/s)	Demanda de Energía (kJ/m)	Perímetro en el que actúa zona plástica (m)	Demanda de Energía (kJ/m ²)	FS	Capacidad energética del soporte (kJ/m ²)
Circular	15,73	4,79	180,17	7,49	24,07	1,5	36,10
Herradura	12,61	4,79	144,45	6,37	22,68	1,5	34,01
Cuadrado	16,52	4,79	189,17	5,72	33,05	1,5	49,58
Herradura con arco invertido	12,74	4,79	145,87	7,50	19,46	1,5	29,19
Elipsoidal	18,80	4,79	215,28	7,77	27,71	1,5	41,57
Tabular	24,67	4,79	282,48	8,17	34,58	1,5	51,87

4.5 Estimación de la demanda energética mediante criterio ppv-ED

Debido a que la falla frágil de una roca dura depende de la capacidad de almacenamiento energético en forma de deformación que posee dicha roca, se decidió usar un criterio de obtención de energía cinética de un estallido de roca basado en la energía de deformación (ED) de la roca en el contorno de un túnel. Para esto se utilizó la Ecuación (2) la cual estima la energía de deformación en función de las tensiones y calidad de la roca presente. Debido a que el software RS² no presenta el análisis ED por defecto, es necesario programar la ecuación en el software. Una vez ingresada la ecuación es posible modelar y realizar el análisis del ED de la roca alrededor del túnel. Sin embargo es indispensable conocer un valor ED límite de la roca del CMET para poder estimar la roca posible a fallar durante un evento de estallido de roca. Krstulovic (2017) a partir de ensayos triaxiales y uniaxiales determinó valores de ED de la roca del CMET antes de fallar de manera violenta. A continuación se presentan dichos valores (Tabla 10).

Tabla 10: Valores de ED máximas del CMET obtenidas de las pruebas hechas por Krstulovic (2017).

Probeta	Probeta A	Probeta B	Probeta C	Probeta D	Probeta E	Probeta F
ED Máx (MPa)	0,133	0,045	0,133	0,045	0,133	0,133

Así, de los datos anteriormente expuestos se escoge un valor de 0,045 MPa como ED límite. A continuación se muestran los modelos hechos mediante RS² para estimar la roca dentro del ED límite presente alrededor de cada excavación analizada (Figura 20).

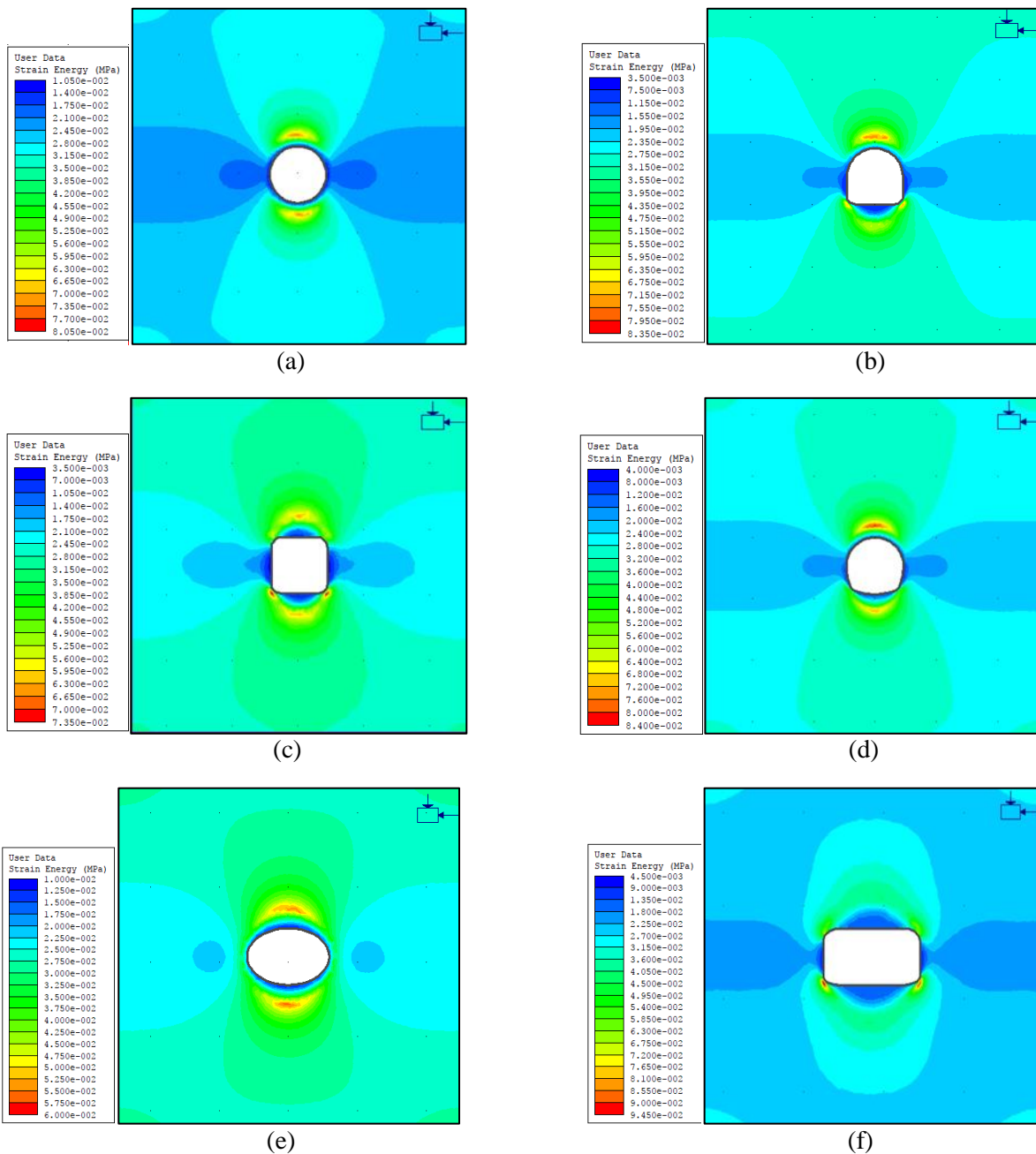


Figura 20: Modelamientos de la ED mediante RS^2 para cada geometría analizada. (a) Circular, (b) Herradura, (c) Cuadrada, (d) Herradura con arco invertido, (e) Elipsoidal y (f) Tabular.

Así, teniendo identificada la roca dentro de un ED límite, esta se asume como la posible masa de roca a fallar ante un evento. A continuación se expone la estimación de masa de roca dentro de un ED límite (Tabla 11).

Tabla 11: Estimación de la masa de roca dentro de un ED.

Geometría Túnel	Área ED (m ²)	γ (ton/m ³)	Masa de roca (ton/m)	Perímetro en el que actúa (m)
Circular	7,94	2,76	21,91	3,65
Herradura	8,80	2,76	24,29	4,11
Cuadrado	6,26	2,76	17,28	4,99
Herradura con arco invertido	8,54	2,76	23,56	4,06
Elipsoidal	7,42	2,76	20,47	6,78
Tabular	2,45	2,76	6,76	1,61

Para obtener las demandas energéticas mediante este criterio, en lugar de estimar el ppv mediante la ley de escalamiento propuesta por Kaiser et al. (1996), se consideró estimarla mediante la técnica del procesamiento de imágenes de video aplicada a ensayos de compresión uniaxial. Para esto se consideró la investigación hecha por Bravo-Haro (2017) el cual mediante la aplicación de esta técnica a videos de varios ensayos de compresión uniaxial efectuados a la roca del CMET logró estimar valores de velocidad eyección de partículas de roca durante las fallas frágiles. Tales valores se muestran a continuación en la Tabla 12.

Tabla 12: PPV estimados por Bravo- Haro (2017) para la roca del CMET mediante la técnica del procesamiento de imágenes.

Video ID	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Velocidad Máxima estimada (m/s)	1,08	2,5	1,27	1,03	1,46	1,66	0,51	0,65	1,52	1,09	0,56	2,52	1,05	0,98	1,49	0,74	1,18	0,77

De las pruebas realizadas por Bravo-Haro (2017) se considera la estimación de ppv máximo estimada en el video 12 el cual es de 2,52 m/s. De esta manera es posible estimar la energía demandada mediante el criterio ppv-ED. A continuación se presentan las estimaciones energéticas realizadas con este criterio (Tabla 13).

Tabla 13: Demandas energéticas estimadas mediante el criterio ppv-ED.

Geometría del Túnel	Masa de roca (ton/m)	ppv (m/s)	Demanda de energía (kJ/m)	Perímetro en el que actúa (m)	Demanda de energía (kJ/m ²)	FS	Capacidad de soporte (kJ/m ²)
Circular	21,91	2,52	69,57	3,65	19,04	1,5	28,56
Herradura	24,29	2,52	77,12	4,11	18,77	1,5	28,15
Cuadrado	17,28	2,52	54,86	4,99	11,00	1,5	16,50
Herradura Modificado	23,56	2,52	74,82	4,06	18,44	1,5	27,66
Elipsoidal	20,47	2,52	64,99	6,78	9,59	1,5	14,39
Tabular	6,76	2,52	21,47	1,61	13,34	1,5	20,02

A manera de comparar los desempeños de cada criterio (ppv-ZP y ppv-ED), se contrastaron las estimaciones hechas por estos para la geometría de herradura con los valores de capacidad energética del soporte utilizado actualmente en mina Diablo Regimiento y cuyo desempeño ha sido óptimo. La comparación se muestra a continuación (Tabla 14).

Tabla 14: Comparación de las estimaciones de los criterios ppv-ZP y ppv-ED con los valores óptimos de la mina Diablo Regimiento.

Mina Diablo Regimiento (Fuente: Rojas, 2017)	Capacidad energética del soporte estimada mediante criterio ppv-ZP	Capacidad energética del soporte hecha mediante criterio ppv-RP
29,2 kJ/m ²	34,01 kJ/m ²	28,15 kJ/m ²

Analizando los resultados obtenidos con cada criterio evaluado en este trabajo, se observa que ambos tuvieron un buen desempeño para estimar valores óptimos de capacidad energética del soporte a utilizar en el caso del túnel herradura, sin embargo el criterio ppv-ED fue el que mejor estimación hizo con sólo un 3,6% de error si lo comparamos con el valor óptimo usado en mina Diablo Regimiento. El criterio ppv-ZP tuvo un error de 14,14% comparado con el valor óptimo de mina DR. A continuación se muestra de manera gráfica las estimaciones de capacidad energética para cada geometría evaluada según los criterios propuestos (Figura 21).

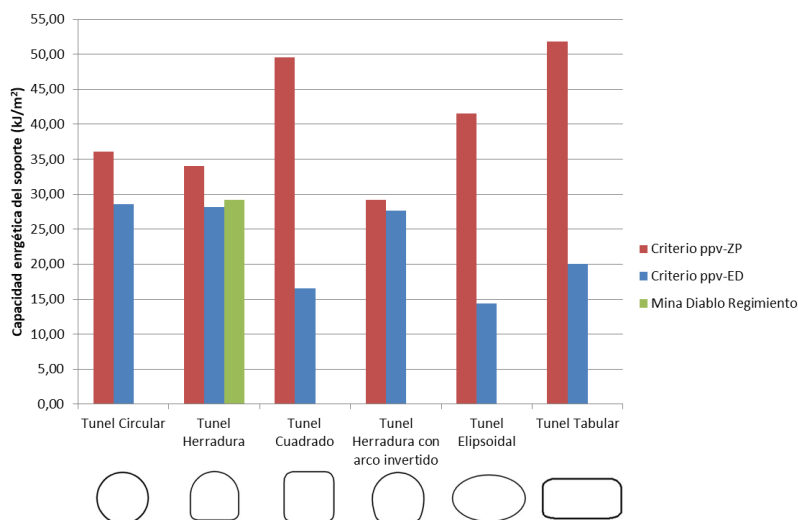


Figura 21: Estimaciones energéticas hechas con criterio ppv-RP y ppv-ED.

De la Figura 21 se observa que en general el criterio ppv-ZP estimó mayores valores de capacidad energética que el criterio ppv-ED a excepción de las geometrías circular, herradura y herradura modificado. La gran diferencia de estimaciones hechas por cada método en el túnel cuadrado, elipsoidal y tabular se debe básicamente a la manera de estimar la masa de roca posible a fallar en un estallido de roca.

5. ELECCIÓN DEL SISTEMA DE SOPORTE DINÁMICO

Una vez obtenidos los valores de capacidad energética con cada criterio de los soportes para los túneles herradura, que corresponden al caso de estudio real, se dispone a la elección de los soportes internos y externos mediante los registros de soportes mostrados en la Figura 14. A continuación se muestran los soportes propuestos los cuales siguieron el criterio de compatibilidad en términos de deformabilidad, es decir, que para una energía de demanda dada el sistema de soporte externo debe tener una capacidad de deformación mayor que el soporte interno, de esta forma se emplea toda la capacidad de deformación del soporte interno y así el sistema no falle (Ruíz, 2015) (Tabla 15 y 16).

Tabla 15: Soporte propuesto para capacidad energética de túnel herradura obtenido con criterio ppv-ZP.

Soporte	Túnel Herradura (34,01 kJ/m ²)		
	Tipo	Deformación Máxima (mm)	Capacidad de Absorción de Energía (kJ /m ²)
Garford solid Yielding Bolt	Interno	200	26
Chain link mesh (100x100)	Externo	250	8
Weld mesh (100x100) 4mm+Shotcrete	Externo	210	8
Total			42
FS			1,85

Tabla 16: Soporte propuesto para capacidad energética de túnel herradura obtenido con criterio ppv-ED.

Soporte	Túnel Herradura (28,15 kJ/m ²)		
	Tipo	Deformación Máxima (mm)	Capacidad de Absorción de Energía (kJ /m ²)
Omega Bolts	Interno	200	24
Chain link mesh (75x75) 3,2 mm	Externo	280	8
Weld mesh (100x100) 4mm+Shotcrete	Externo	210	8
Total			40
FS			2,13

Para ambos casos se propone doble enmallado, ya que se ha demostrado que este tipo de soporte es altamente resistente y absorbente frente a las altas demandas de los estallidos de roca (Muñoz, 2017).

6. CONCLUSIONES Y SUGERENCIAS

A partir de los resultados dados por el software de modelamiento numérico BEM Examine 3D (Rocscience Inc., 2016), se deduce que este es un adecuado pronosticador del potencial de estallido de roca debido a que este software se desempeña de buena manera a la hora de estimar las tensiones tangenciales en modelos elásticos e isotrópicos que son las hipótesis para que el criterio de Rusensens (1974) sea válido.

De la evaluación del potencial de estallido de roca se estimó que existe un alto potencial de ocurrencia de estos eventos con una intensidad violenta para cada geometría analizada que fueron las geometrías circular, herradura, cuadrada, herradura con arco invertido, elipsoidal y tabular. De estas geometrías las que más alto potencial de estallidos presentan son la cuadrada y tabular ya que estos últimos poseen geometrías favorables a la acumulación de altas tensiones inducidas las cuales se dan preferentemente en los vértices de ángulos rectos de las secciones. Por el contrario, la geometría que menos generó potencial de estallido de roca fue la elipsoidal debido a que se siguió el criterio de diseño mencionado por Van Sint Jan (2017) la cual evita altas concentraciones de los esfuerzos inducidos distribuyéndolos por todo el contorno del túnel. Dicho lo anterior y analizando el caso particular de la geometría herradura se estima por lo tanto que en la mina Diablo Regimiento existe un alto potencial de ocurrencia de estallidos de roca violento. Además debido a que las geometrías redondeadas tienen una mejor capacidad de disipación de las tensiones se recomienda geometrías cóncavas en el frente de excavación para evitar la ocurrencia de estallidos de roca en esta parte del túnel.

Estimando las capacidades energéticas del soporte mediante el criterio ppv-ED, se observa que éste método estima demandas energéticas menores que el criterio ppv-ZP para todos los casos analizados, en cambio el criterio ppv-ZP estimó altas capacidades energéticas de los soportes a usar sobre todo en el caso de las geometrías cuadrada, elipsoidal y tabular. Sin embargo comparando ambos criterios con los valores de la capacidad energética del soporte utilizado en mina Diablo Regimiento que ha tenido un buen desempeño, cuyo valor es de $29,2 \text{ kJ/m}^2$, se observa que ambos criterios hacen una buena estimación, no obstante el más asertivo fue el criterio ppv-ED con una estimación de $28,15 \text{ kJ/m}^2$ para el soporte frente a la estimación hecha con el criterio ppv-ZP que fue de $34,01 \text{ kJ/m}^2$.

Se recomienda tener presente las estimaciones realizadas por ambos criterios ya que como se mencionó anteriormente un sismo puede solamente gatillar un estallido de roca (strainburst gatillado sísmicamente). En este caso la masa de roca dentro de un ED límite se vería afectado principalmente, el cual el criterio ppv-ED considera. Por otro lado cuando un sismo no tan solo gatilla un estallido de roca sino que también carga dinámicamente al macizo rocoso (strainburst dinámicamente cargado), la roca dentro de la zona plástica también se vería afectada, el cual el criterio ppv-ZP considera.

Volviendo a la estimación realizada por el criterio ppv-ED, para este caso el ppv obtenido mediante procesamiento de imágenes, el cual fue de $2,52 \text{ m/s}$, aunque es un valor comparable a los estimados de retro análisis de eventos ocurridos en la mina El Teniente, está por debajo de los valores máximos ocurridos, los cuales están generalmente entre el rango de 4 m/s a 7 m/s (Bravo-Haro, 2017). Debido a lo anterior, es necesaria la realización del método de manera más rigurosa añadiendo mayor cantidad de cámaras al procedimiento y testeando distintos tamaños de muestras para analizar el efecto escala, además de que estas muestras sean obtenidas desde distintos lugares del macizo en la mina a estudiar. En consecuencia es necesario ajustar el valor del ED límite para obtener valores adecuados de las capacidades energéticas de los soportes, todo con el fin de mejorar el uso de este método.

Aunque Brzovic (2017) ha mencionado que el CMET es más bien masivo y competente y las estructuras presentes se encuentran bien cementadas y rellenas por anhidrita y cuarzo, sería adecuado considerar tales estructuras en los modelos numéricos. Por lo tanto se sugiere el uso de modelos numéricos con DFN (Discrete Fracture Network) en 3D para estimar las redes estructurales presentes en el macizo que pudieran generar cuñas o planos paralelos a la dirección del túnel, así como también la obtención de los parámetros geomecánicos de tales estructuras presentes en el CMET.

7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Al Heib, M. (2012). "Numerical and Geophysical Tools Applied for the Prediction of Mine Induced Seismicity in French Coalmines". International Journal of Geosciences, N° 3, pp. 834-846.

- Armelin, J.L.** (2010). *Medição De Tensões In Situ Em Maciços Rochosos E Estruturas De Concreto*. Tese de Doutorado. Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.
- Behnam, B. Fazlollah, S. & Hamid, M.** (2014). "Prediction of plastic zone size around circular tunnels in non-hydrostatic stress field". *International Journal of Mining Science and Technology* 24, 81–85.
- Brady, B.H.G & Brown, E.T.** (2004). *Rock mechanics for underground mining*. 3rd edition. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, Netherlands, 628 pp. 2004.
- Bravo-Haro, M.** (2017). "Evaluation of kinetic energy on rocks ejected during rock bursting through image processing of compression tests". "El Teniente" mine case. En J. Vallejos (Ed.), 9° International Symposium on Rockburst and Seismicity in Mines (RaSiM 9), Santiago, Chile, pp. 168-173.
- Brzovic, A.** (2017). "Integrated photogrammetry and discrete fracture network modeling to determine rock structure around excavation at the El Teniente mine". En J. Vallejos (Ed.), 9° International Symposium on Rockburst and Seismicity in Mines (RaSiM 9), Santiago, Chile, pp. 209-216.
- Cai M, Champaigne D.** (2009). "The art of rock support in burst-prone ground. Keynote Lecture. In: RaSiM 7: Controlling Seismic Hazard and Sustainable Development of Deep Mines". Rinton Press: 33–46.
- Collao, S.** (2017). "Pórfidos Cupríferos". Curso de Tipos de Yacimientos de Cobre en Chile (IN292C).
- Corporación Nacional Del Cobre (CODELCO)**, (2017). "Operaciones Chuquicamata. Antofagasta, Chile". Recuperado de: <https://www.codelco.com/chuquicamata>
- Corporación Nacional Del Cobre (CODELCO)**, (2017). "Operaciones El Teniente. Rancagua, Chile". Recuperado de: <https://www.codelco.com/elteniente>
- Estay, R.** (2014). *Metodología para la evaluación del desempeño de indicadores sísmicos en la sismicidad inducida por la minería*. (Tesis de Magister). Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería de Minas, Santiago, Chile.
- Gonzalez, O., y Vergara, M.,** (1962). "Reconocimiento geológico de la Cordillera de los Andes entre los paralelos 35° y 38 latitud S". Publicación N° 24 Instituto de Geología, Universidad de Chile, Santiago. 121 p.
- Hoek, E. & Brown, E.T.** (1980). *Underground excavation in rock*. Inst. Min. Metall, 527 pp.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. & Corkum, B.** (2002). "Hoek & Brown failure criterion, 2002". *Nams-Tac*: 267-273".
- Jarufe, J.A.** (2008). *Metodología para el desarrollo de un modelo de esfuerzos a escala mina para el proyecto nuevo nivel mina*. (Tesis de pregrado). Universidad de Santiago de Chile, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería en Minas, Santiago, Chile.
- Jarufe, JA & Vasquez, P.,** (2013). "Numerical modelling and rock support design in Codelco's New Mine Level panel caving Project". In Y. Potvin & B. Brady (Eds), 7° International Symposium on Ground Support in Mining and Underground Construction, Australian Centre for Geomechanics, Perth, Australia, pp. 513-523.
- Kaiser, P.K., MacCreath, D. & Tannant, D.** (1996). *Canadian rockburst support handbook*. Geomechanics Research Centre. Laurentian University, Sudbury, Ontario.
- Kaiser, P. K., & Cai, M.** (2013). "Critical review of design principles for rock support in burst prone ground-time to rethink!". In Y. Potvin & B. Brady (Eds), 7° International Symposium on Ground Support in Mining and Underground Construction, Australian Centre for Geomechanics, Perth, Australia, pp. 338.
- Kaiser, P.** (2017). "Ground control in straining bursting ground-A critical review and path forward on design principles". En J. Vallejos (Ed.), 9° International Symposium on Rockburst and Seismicity in Mines (RaSiM 9), Santiago, Chile, pp. 146-158.

- Kirsh, G.** (1898). “Die theorie der elastizitat und die bedurfnisse der festigkeitslehre. Zentrablatt Verlin Dtsch”. *Ingenieure*: 797–807.
- 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”. En J. Vallejos (Ed). 9° International Symposium on Rockburst and Seismicity in Mines (RaSiM 9), Santiago, Chile, pp. 272-278.
- Love, A.** (1927). *A treatise on the mathematical theory of elasticity*, 4th. Edn., New York, Dover.
- Milev, A.M., Spottiswoode, S.M., Noble, B.R., Linzer, L.M., van Zyl, M., Daehnke, A. and Acheampong, R.** (2002) “The meaningful use of peak particle velocities at excavations surfaces for the optimization of the rockburst criteria for tunnels and stopes”. RASIM GAP-709, Final Project Report.
- Morrisette, P., Hadjigeorgiou, j., Thibodeau, D. and Potvin, Y.** (2012). “Validating a support performance database base don passive monitoring data”. In Proceedings of the Sixth International Seminar on Deep and High Stress Mining, Perth, Australia, pp. 41-55.
- Muñoz, A.** (2017). “Full-scale dynamic tests of a ground support system using two layers of high-tensile strength chain link mesh to increase the energy absorption at El Teniente mine, Chile”. En J. Vallejos (Ed.). 9° International Symposium on Rockburst and Seismicity in Mines (RaSiM 9), Santiago, Chile, pp. 159-166.
- Potvin, Y.** (2010). “An interpretation of ground support capacity submitted to dynamic loading”. *Min. Technol.*, 119(4): 251–272.
- Quezada, O.,** (2000). “Geología y geotecnia del proyecto Diablo – Regimiento Etapa de estudio de ingeniería básica”. Informe Interno GL-157/00, Superintendencia Geología División El Teniente, CODELCO-Chile.
- Rocscience** (2016). *Examine 3D Boundary Element Stress Analysis for Underground Structures Software*, Versión 4.1, Rocscience Inc., Toronto.
- Rocscience** (2016). *Examine 2D Boundary Element Analysis for Excavations Software*, Version 7.0, Rocscience Inc., Toronto.
- Rocscience** (2017). *RS-2 Finite Element Analysis for Excavations and Slopes Software*, Version 9.0, Rocscience Inc., Toronto.
- Rojas, E.** (2017). “Aspectos geotécnicos y desarrollo tecnológico en el control de la explosión de rocas en el desarrollo de Túneles”. Dirección Geomecánica Divisional, Codelco, Chile.
- Ruíz, A. J.** (2015). *Estudo do Potencial de Rockburst em Túneis por Análise de Tensões*. (Dissertação de Mestrado). Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, Brasil.
- Rusenses, B.F.** (1974). *Analysis of Rock Spalling for Tunnels in Steep Valley Sides (In Norwegian)*. M.Sc. Theses. Department of Geology, Norwegian Institute of Technology.
- Van Sint Jan, M.** (2017). “Estrategias para enfrentar estallidos de roca”. Seminario de Geotecnia, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- Vergara, R.** (2006). *Análisis de la resistencia y la estabilidad de pilares de la mina Diablo regimiento, yacimiento El Teniente*. (Tesis de magister). Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Geología, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- Veyrat, S. Galera, J.M., Sancho, M., Andersson, H., Thoese, W., y Rietschel, C.** (2017). “Experiencias para mitigación de estallidos de roca: Proyecto Hidroeléctrico Cheves (Perú)”, *Ingeopres: Actualidad técnica de ingeniería civil, minería, geología y medio ambiente*, ISSN 1136-4785, N°. 257, 2017, págs. 22-33.