

MEDICIONES DE ESFUERZO IN SITU MEDIANTE TÉCNICAS DE HIDROFRACTURAMIENTO

Patricio Lledó A.¹ y Jaime Díaz A.²

INSITU Testing Chile Ltda.

Dr. Barros Borgoño 24 D, Providencia, Santiago, Chile.

Fono: (56-2) 236 1499, Fax: (56-2) 236 1499

¹ Gerente de Operaciones plledo@insitustesting.cl

² Socio Consultor jdiaz@insitustesting.cl

RESUMEN

El estado tensional in situ es un parámetro relevante en la caracterización geotécnica del macizo rocoso. Además cumple un rol fundamental al momento de diseñar y/o evaluar la condición de estabilidad de una labor minera.

Comparado con el resto de las propiedades del macizo rocoso, el estado tensional es una magnitud difícil de cuantificar. Las técnicas actualmente disponibles para evaluarlo no realizan una medición directa del estado tensional, por lo que corresponden a medidas indirectas a partir de la respuesta del macizo rocoso producto de una perturbación de sus condiciones in situ.

Las técnicas de medición de esfuerzos mediante hidrofracturamiento permiten evaluar el estado tensional a profundidades considerables, por lo que constituyen una alternativa a considerar en el caso de sectores profundos o en exploración que no posean accesos construidos. A la fecha, las mediciones más profundas han alcanzado entre 6 a 9 Km. (Te Kamp, Rummel & Zoback (1995)).

Básicamente, esta metodología consiste en la inyección de fluido a presión en un tramo del sondaje (0.7m a 1.0m de longitud), el que previamente es aislado por obturadores especiales, la presión comienza a ascender hasta conseguir la fractura de la roca en las inmediaciones de la perforación. La presión es medida cuando se genera, propaga, mantiene y se reabren las fracturas generadas. Estas presiones son las que se relacionan con las tensiones principales in situ que existen en el lugar de ejecución del ensayo. Este procedimiento se repite varias veces a distintas profundidades, con lo que se obtiene la distribución de esfuerzos con la profundidad. Se asume que la dirección de uno de los esfuerzos principales coincide con la dirección de la perforación, mientras que el resto de los esfuerzos principales actúan en el plano perpendicular al eje del sondaje.

INTRODUCCIÓN

Los esfuerzos en el macizo rocoso pueden ser divididos en dos grandes grupos: esfuerzos in situ e inducidos. Los esfuerzos in situ corresponden a los esfuerzos primitivos o vírgenes previos a cualquier perturbación como lo es la actividad minera. Por otra parte, los esfuerzos inducidos están asociados a perturbaciones artificiales (actividad minera) o son generados por cambios en las condiciones naturales. En **Figura 1** se presenta una clasificación de los esfuerzos en el macizo rocoso.

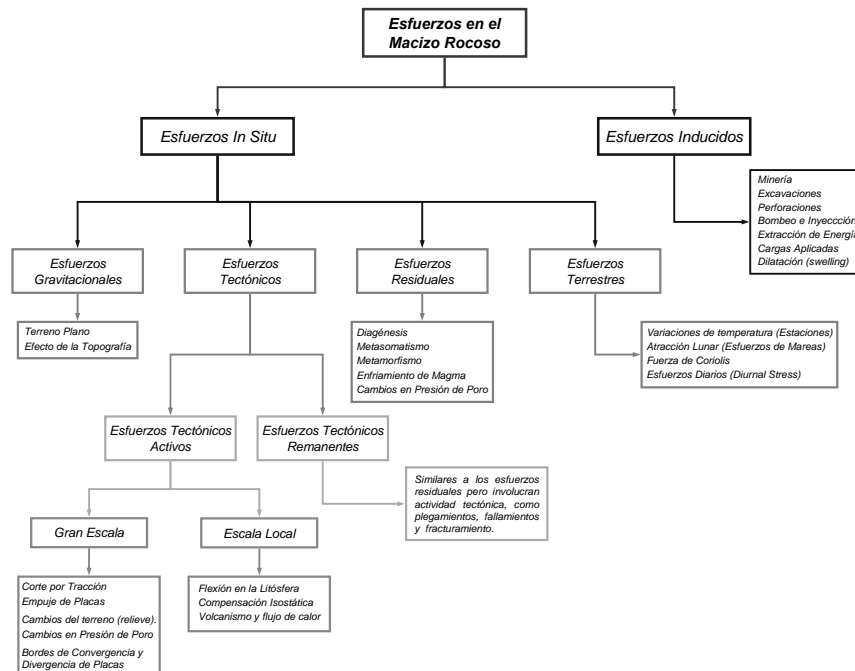


Figura 1: Clasificación de los Esfuerzos presentes en el Macizo Rocos (Amadei & Stephansson 1997).

En términos generales, los esfuerzos in situ al interior del macizo rocoso son el producto de una acumulación de eventos geológicos que éste ha experimentado durante su historia. Por lo tanto, una exacta predicción del estado tensional in situ y su variación espacial es muy difícil y prácticamente imposible.

A pesar de la complejidad que presenta la estimación del estado tensional in situ, la práctica habitual considera dos supuestos básicos para estimar los esfuerzos al interior del macizo rocoso a una profundidad z . El primer supuesto es que el estado tensional puede ser descrito mediante dos componentes, una vertical σ_v producto del peso de la columna de de roca y definido según la siguiente expresión:

$$\sigma_v = \gamma \times z \quad (1)$$

Donde γ es el peso unitario del macizo rocoso ($\gamma = \rho g$), y z es la profundidad a la cual se evalúa el esfuerzo vertical. La otra componente es horizontal σ_h y es definida por la siguiente expresión:

$$\sigma_h = k \sigma_v \quad (2)$$

Donde k corresponde a la razón de esfuerzos.

El segundo supuesto es que ambas componentes de esfuerzo σ_v y σ_h corresponden a esfuerzos principales.

Existe una gran cantidad de estimaciones, realizadas por distintos investigadores, de la variación de los esfuerzos vertical σ_v , horizontal σ_h y la razón de esfuerzos k con la profundidad z . Una de las estimaciones ampliamente utilizada en ingeniería geotécnica corresponde a las correlaciones realizadas por Hoek & Brown (1980), donde se presenta la variación del esfuerzo vertical y la razón de esfuerzos promedio con la profundidad.

Los resultados obtenidos mediante estas correlaciones, indican que la variación del esfuerzo vertical con la profundidad se comporta según **Ecuación 1** de página anterior, considerando un valor promedio de 2.7 ton/m^3 (0.027 MN/m^3) para el peso unitario del macizo rocoso γ , por lo que el esfuerzo vertical σ_v quedaría definido por la siguiente ecuación:

$$\sigma_v = 0.027 \times z \text{ (MPa)} \quad (3)$$

Luego, el esfuerzo vertical gravitacional variará linealmente con la profundidad. Por otra parte, la razón de esfuerzo promedio k_{av} , queda definida por los siguientes límites superior e inferior:

$$0.5 + \frac{1500}{z} \geq k_{av} \geq 0.3 + \frac{100}{z} \quad (4)$$

A partir de estas correlaciones se observa que para profundidades inferiores a 500 m, los esfuerzos horizontales son significativamente mayores que el vertical. Para profundidades superiores a los 1.000 m, el esfuerzo horizontal promedio tiende a igualarse al esfuerzo vertical.

Estas correlaciones que son válidas para la estimación del estado tensional en las primeras etapas de ingeniería en un proyecto (conceptual), resulta poco recomendable utilizarlas en las etapas siguientes de ingeniería, ya que el nivel de decisión involucrado en el proyecto obliga la utilización de datos medidos, confiables y representativos del sector de interés. Sin embargo, no siempre es posible acceder a los sectores involucrados en una futura explotación minera, principalmente si estos se encuentran a profundidades considerables respecto de los accesos o infraestructura existente. Bajo este escenario, la técnica de medición de esfuerzos mediante fracturamiento hidráulico es una alternativa real y concreta que permite obtener mediciones de esfuerzos en profundidad, de hecho existen registros de mediciones que han alcanzado profundidades entre los 6.000 a 9.000 m (Te Kamp, Rummel & Zoback (1995)).

MEDICIONES DE ESFUERZO MEDIANTE FRACTURAMIENTO HIDRÁULICO

PROCEDIMIENTO TÉCNICO

El procedimiento técnico del ensayo que se describe a continuación, respecto al montaje del equipo y principales componentes, estos se presentan en **Figura 2** de página siguiente, en donde es posible distinguir la existencia de un winche montado con un trípode para el descenso y ascenso de la sonda, ésta última tiene la opción de conectarse a obturadores de caucho de alta resistencia, que en el caso de ensayo se instalan separados a una distancia de 0.7 a 1.0 m (donde se inyecta el fluido a presión), tuberías de inyección, válvulas, bomba servo asistida y una unidad de lectura

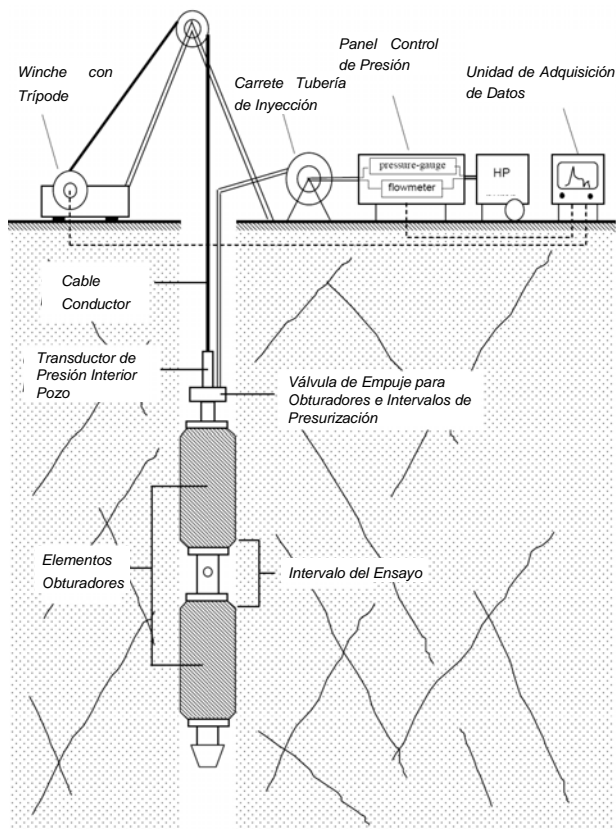


Figura 2: Esquema del equipamiento requerido para realizar mediciones de esfuerzo utilizando la técnica de Hidrofracturamiento, gentileza de MeSy.

- Una vez que los equipos han sido movilizados al sitio de la medición y se dispone de energía eléctrica y abastecimiento de agua, el equipo es instalado, teniendo la precaución de que el huinche se encuentre alineado con la dirección en la cual desciende la perforación, esto evitará una excesiva tensión sobre el cable, protegiéndolo de algún corte.
- Se introduce un peso al interior de la perforación enganchado al cable, para revisar que ésta no se encuentre bloqueada u obstruida por trozos de roca. Además se aprovecha de constatar la profundidad efectiva de la perforación.
- Una vez que se ha chequeado esta condición, se introduce la sonda con ambos obturadores hasta el punto de la primera medición (más profundo). Se inyecta fluido en los obturadores permitiendo que estos se adhieran contra las paredes de la perforación alcanzando una presión aproximada de 5 MPa.

- La válvula de empuje se activa para conectar la línea hidráulica, simultáneamente se incrementa la presión del intervalo de medición entre 2 - 3 MPa. El descenso de la presión es monitoreado por algunos minutos para la determinación de la permeabilidad in situ (Prueba - **P**), ver **Figura 3** de página siguiente. De Esta forma se observará el descenso de la presión debido a la migración del fluido desde el sondaje en el tramo del ensayo hacia la roca, o bien la sección a ensayar es presurizada a una razón constante de inyección hasta alcanzar una condición estática, donde la inyección del fluido es compensada por el consumo de fluido del macizo rocoso (típico para tramos fracturados). Por lo tanto, esta prueba determinará si el tramo de medición es apropiado para realizar las pruebas de hidrofracturamiento, ya que si existen fracturas, esto quedará registrado en la prueba de permeabilidad y por lo tanto se descartaría el tramo para la posterior prueba de hidrofracturamiento.
- Posteriormente, se incrementa la presión en el intervalo hasta que se induce una fractura en la pared de la perforación (Prueba - **F**). La razón de inyección es constante generalmente es del orden de 1l/min. Este ensayo provee el valor de la presión de quiebre **P_c**, ver **Figura 4** de página siguiente.
- La fractura de la roca se producirá si la presión del fluido inyectado supera la resistencia a la tracción de ésta.

- Se debe indicar que es posible que se genere la estimulación de una fractura o joint pre existente en el lugar del ensayo, ya que si bien, lo ideal es una zona sin discontinuidades, es probable que estas existan y se abran como respuesta a la inyección hidráulica del ensayo.
- Luego de despresurizar, el intervalo de medición, éste es nuevamente presurizado en repetidos ciclos (Pruebas de Refracturamiento, **RF**) a tasas de inyección de 1 a 2 l/min, para propagar las fracturas inducidas y determinar los valores de presión requeridos para reabrir fracturas (presión de refracturamiento P_r) y cerrar las fracturas al corte instantáneo del sistema hidráulico, produciéndose así un ligero descenso de presión, (presión de cierre P_{si}), ver **Figura 5**. Durante el intervalo de despresurización, el agua que es extraída de la fractura es medida y comparada con el volumen de agua inyectado durante cada test.
- Si bien la Prueba - **P** permite obtener la permeabilidad previa al fracturamiento hidráulico, la Prueba - **RF** conduce a la permeabilidad post fracturamiento y puede ser considerada como la permeabilidad del macizo rocoso a gran escala.
- Durante estos ciclos de presurización, se van obteniendo los valores de la presión de reapertura P_r y de cierre P_{si} . Siendo P_{si} la presión que mantiene abierta la fractura, es decir, representa el esfuerzo normal que actúa en el plano de fractura. Esta reapertura se realiza a tasas constantes de inyección. Después de varios ciclos donde se obtienen valores similares de P_{si} se concluye con el ensayo.
- Durante la última prueba, el intervalo de medición es presurizado a diferentes tasas de inyección en etapas, que varían aleatoriamente de 1 a 5 l/min, nuevamente para monitorear la reapertura y cierre de fracturas (Prueba - **SR**), ver **Figura 6**.

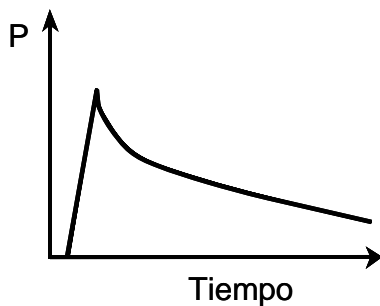


Figura 3: Registro esquemático de la prueba de pre fracturamiento **P**, utilizada para medir la permeabilidad InSitu.

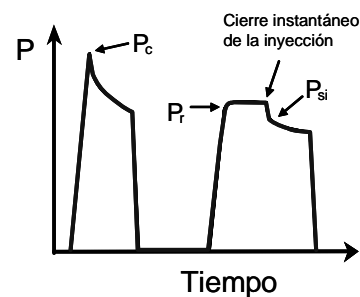


Figura 4: Registro esquemático de la prueba de fracturamiento **F**.

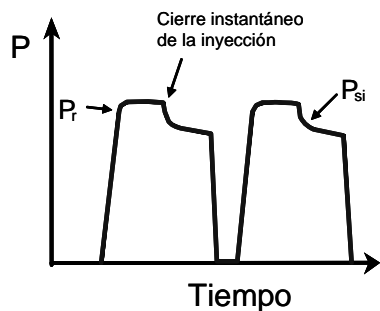


Figura 5: Registro esquemático de la prueba de refracturamiento **RF**.

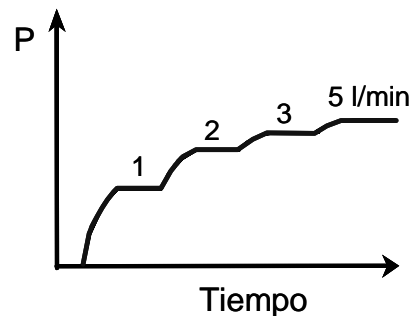


Figura 6: Registro esquemático de la prueba de inyección en etapas **SR**, utilizada para monitorear las presiones de reapertura y cierre.

- Luego, la válvula de empuje es activada para desinflar los obturadores y mover la sonda al siguiente punto (intervalo) de medición.
- Por lo tanto, se tiene que la presión en el tramo del ensayo debe sobrepasar el esfuerzo tangencial mínimo en la pared del sondaje resultante del campo de esfuerzo lejano, y la resistencia a tracción de la pared de la roca. Esto se visualizará como un peak de presión característico de la generación de fracturas (presión de quiebre P_c). Durante subsecuentes ciclos de inyección se observará un valor característico de reapertura de las fracturas inducidas cuando la presión alcance la mínima concentración de esfuerzos tangenciales (Presión de Refracturamiento, P_r) y la presión de cierre P_{si} cuando la inyección de fluido es interrumpida y la presión al interior de las fracturas es balaceada por el esfuerzo normal que cruza el plano de la fractura. Generalmente se asume que la propagación de fracturas inducidas es perpendicular al esfuerzo principal menor, por lo que el valor de P_{si} entregaría una medida directa del esfuerzo principal menor.
- Una vez que se han completado todos los ensayos de hidrofracturamiento, se realiza la impresión de fracturas. Para esto, se conecta un obturador simple a la sonda introduciéndolo a las profundidades donde se han realizado los ensayos de hidrofracturamiento. Para la impresión de fracturas, el obturador es presurizado a un valor más alto que la P_r (presión de refracturamiento) observada, por aproximadamente 15 minutos. Luego se retira la sonda hacia superficie, recubre el obturador con una mica transparente y se marcan las fracturas impresas sobre el manto del obturador. Cada ensayo de impresión requiere que la sonda sea introducida y retirada del punto de medición.

ANÁLISIS DEL ENSAYO

Un tramo aislado de sondaje sujeto a presión de fluido, desarrollará una fractura de extensión si los esfuerzos de tracción generados por la presión del fluido P sobrepasan a los esfuerzos externos a las paredes del sondaje y la resistencia a la tracción de la roca σ_t . Si ésta última es igual a cero, se tiene una fractura preexistente, la que se mantendrá cerrada producto del esfuerzo normal actuante sobre sus paredes. Esta fractura se abrirá solamente cuando la presión P sobrepase el esfuerzo normal. Por ejemplo, si la fractura es horizontal, la presión P deberá sobrepasar al esfuerzo vertical σ_v actuante sobre los planos de la estructura.

Si el sondaje es vertical, en un macizo rocoso continuo con esfuerzos principales orientados vertical y horizontalmente, se generará una fractura en la dirección vertical si $\sigma_1 = \sigma_v$ (esfuerzo principal mayor y esfuerzo vertical, respectivamente). Por lo que las presiones de quiebre P_c y de cierre P_{si} corresponderán a:

$$P_c = \tau + \sigma_t \quad (5)$$

$$P_{si} = \sigma_n \quad (\sigma_t = 0) \quad (6)$$

Donde σ_n es el esfuerzo normal al plano de fractura generada verticalmente, τ es el esfuerzo de corte sobre el plano de fractura y σ_t es el esfuerzo de tracción en las paredes del sondaje.

Por otra parte, la fractura en dirección horizontal se producirá si $\sigma_1 = \sigma_H$ (esfuerzo principal mayor y esfuerzo horizontal mayor, respectivamente). Por lo tanto P_c y P_{si} corresponderán a:

$$P_c = \sigma_v + \sigma_t \quad (\sigma_h = \sigma_v) \quad (7)$$

$$P_{si} = \sigma_v = \gamma \cdot z \quad (\sigma_t = 0) \quad (8)$$

La fractura hidráulica generada es siempre vertical y perpendicular a la menor tensión horizontal, σ_h , independiente de la magnitud de σ_v .

Si σ_v es la mínima tensión principal compresiva, la fractura vertical generada en la pared del sondaje se direccionará hacia una fractura horizontal tan pronto se propague más allá del campo local de tensiones provocado por la presurización del sondeo.

La fractura de la roca se produce cuando la presión del fluido es igual a la mínima compresión tangencial alrededor del sondeo más la resistencia a tracción de la roca (Hubbert and Willis (1957)). Haciendo la analogía con la solución elástica propuesta por Kirsh (1898) se tiene que el esfuerzo tangencial actuante σ_θ en las paredes de una perforación circular en una placa infinita (medio elástico, isótropo, continuo y homogéneo) estará dado por:

$$\sigma_\theta = \sigma_1 + \sigma_3 - 2(\sigma_1 - \sigma_3) \cos(2\theta) \quad (9)$$

Por lo tanto, la presión de fluido debe superar la mínima compresión tangencial ($\theta = 0^\circ$) más la resistencia a la tracción de la roca, luego se tiene que:

$$P_c = 3\sigma_3 + \sigma_t - \sigma_2 \quad (10)$$

Con σ_2 y σ_3 como tensiones principales media y mínima, respectivamente. Si en el lugar del ensayo se cumple que $\sigma_v = \sigma_1$, entonces, los esfuerzos horizontales principales mayor y menor son respectivamente $\sigma_H = \sigma_2$ y $\sigma_h = \sigma_3$, y el plano de rotura será paralelo o subparalelo al eje del sondeo y perpendicular al esfuerzo horizontal mínimo, σ_h . Por lo tanto los esfuerzos principales estarían dados por (Kim y Franklin (1987)):

$$\sigma_h = P_{si} \quad (11)$$

Para ciclo inicial de presurización:

$$\sigma_H = \sigma_t + 3P_{si} - P_c - P_o \quad (12)$$

Para los siguientes ciclos de re-presurización:

$$\sigma_H = 3P_{si} - P_r - P_o \quad (13)$$

Donde P_r es la presión de propagación de fractura y P_o es la presión intersticial inicial medida en condiciones piezométricas (presión de poro), es decir $P_o = \gamma_w \cdot z$.

Bajo el supuesto que $\sigma_v = \gamma \cdot z$, la dirección de σ_H es la dirección del plano de fractura y la de σ_h es la dirección perpendicular a dicho plano. Las direcciones de σ_H y σ_h se obtienen observando el sondeo mediante una cámara de televisión, imágenes obtenidas a través de señales acústicas reflejadas o con láminas de impresión (utilizadas sobre los obturadores) de contacto dotadas de brújulas magnéticas.

Para obtener datos representativos, el ensayo debe repetirse a distintas profundidades en el sondaje, de esta forma se obtiene la curva de variación de σ_H y σ_h con respecto a la profundidad z .

Por lo tanto, para derivar los esfuerzos a partir de mediciones realizadas en un sondaje, es necesario considerar el régimen de esfuerzos alrededor de la perforación y al campo de esfuerzos lejano en el macizo rocoso. Esta concentración de esfuerzos fue inicialmente derivada por Kirsch (1898) para un caso bidimensional donde el eje de la perforación es paralelo al esfuerzo principal intermedio σ_2 ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$). Considerando que los máximos valores de esfuerzo tangenciales se presentan en la periferia de la excavación y que el quiebre o fractura de las paredes del sondaje se producirá cuando la presión del fluido sea igual a la mínima compresión tangencial alrededor del sondeo más la resistencia a tracción de la roca, se tiene que:

$$\sigma_{\theta} = \sigma_1 + \sigma_3 - P - 2(\sigma_1 - \sigma_3) \cos(2\theta) \quad (14)$$

Donde P es la presión hidráulica aplicada a las paredes de la perforación y θ es el ángulo con respecto a la dirección de σ_1 . Para esfuerzos de compresión en el infinito el esfuerzo tangencial es tracción en la dirección de $\theta = 0^\circ$ para $P > 3\sigma_3 - \sigma_1$, y la fractura de tracción radial se iniciará ($r = R$; $\theta = 0^\circ$) cuando la presión hidráulica alcance un valor crítico P_c :

$$P_c = 3\sigma_3 - \sigma_1 + P_{co} - P_o \quad (15)$$

La constante P_{co} es la resistencia a tracción (hidráulica) de la roca en las paredes de la perforación. P_c es corresponde a la presión de quiebre durante el proceso de fracturamiento hidráulico y P_o es la presión de poros en el macizo rocoso.

Posterior a la iniciación de la fractura el fluido penetrará dentro de ésta propagándose. Se puede asumir que la fractura se propagará perpendicular a la dirección del esfuerzo principal menor σ_3 . Para mantener la fractura abierta, la presión de fluido dentro de la fractura debe compensar el esfuerzo normal actuando en del plano de la fractura, es decir:

$$P_{si} = \sigma_3 \quad (16)$$

Donde P_{si} corresponde a la Presión de Cierre, este valor es medido directamente después del cierre del sistema (interrupción de inyección de fluido). Después que la presión se libera, la fractura puede cerrarse. La re apertura de la fractura se puede generar durante subsiguientes ciclos de presión de valor:

$$P_r = 3\sigma_3 - \sigma_1 \quad (17)$$

Donde P_r es la presión de re-fracturamiento.

Las **Ecuaciones 15, 16 y 17** fueron formuladas por Hubbert & Willis (1957). Para el caso de una perforación vertical perpendicular a los esfuerzos principales en el campo lejano σ_H y σ_h ($\sigma_H > \sigma_h$) el concepto Hubbert & Willis puede ser establecido como sigue:

$$\begin{aligned} P_c &= 3\sigma_h - \sigma_H + P_{co} & (a) \\ P_r &= 3\sigma_h - \sigma_H & (b) \\ P_{co} &= P_c - P_r & (c) \\ P_{si} &= \sigma_h & (d) \end{aligned} \quad (18)$$

La presión de poros P_o es despreciable para rocas cristalinas.

El sistema de **Ecuaciones (18)** permite la determinación de los esfuerzos principales horizontales σ_H y σ_h a partir de valores de presión de hidrofracturamiento característicos medidos P_c , P_r y P_{si} . Sin embargo es importante indicar que esta solución se basa en los siguientes supuestos:

- La roca es un material elástico lineal, continuo, homogéneo e isotrópico.
- La fractura se inicia radialmente a ($r = R$; $\theta = 0^\circ$) y se propaga perpendicular a σ_h .
- La roca es impermeable antes de la iniciación de la fractura.
- Durante el cierre, el movimiento de fluido en la fractura es cero y la presión es constante.

APLICACIÓN DE MEDICIONES DE ESFUERZO MEDIANTE FRACTURAMIENTO HIDRÁULICO

Si bien esta técnica ha sido ampliamente utilizada en el mundo, en nuestro país sólo se han realizado mediciones en las Divisiones Codelco Norte y Andina de Codelco Chile. La campaña de medición más importante la ha realizado División Codelco Norte, desde diciembre de 2002 a marzo de 2003 a cargo de la empresa MeSy GmbH (Rummel (2003)), en donde se realizaron un total de 105 ensayos en 13 sondajes para la determinación del estado tensional in situ en el área de Chuquicamata. Los resultados de estas mediciones se presentan en **Figuras 7 y 8**.

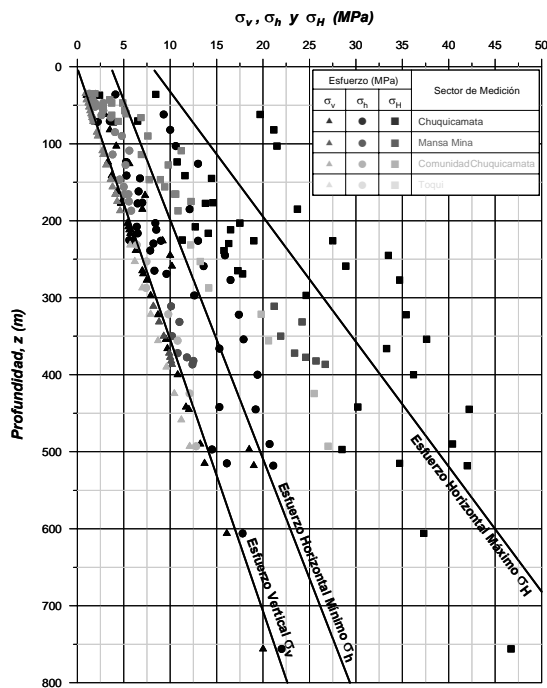


Figura 7: Resultados de los ensayos de hidrofracturamiento realizados por MeSy GmBh (Rummel (2003)) en el área de Chuquicamata y correlaciones propuestas (promedios); σ_v : Esfuerzo Vertical, σ_H : Esfuerzo Horizontal Máximo, σ_h : Esfuerzo Horizontal Mínimo.

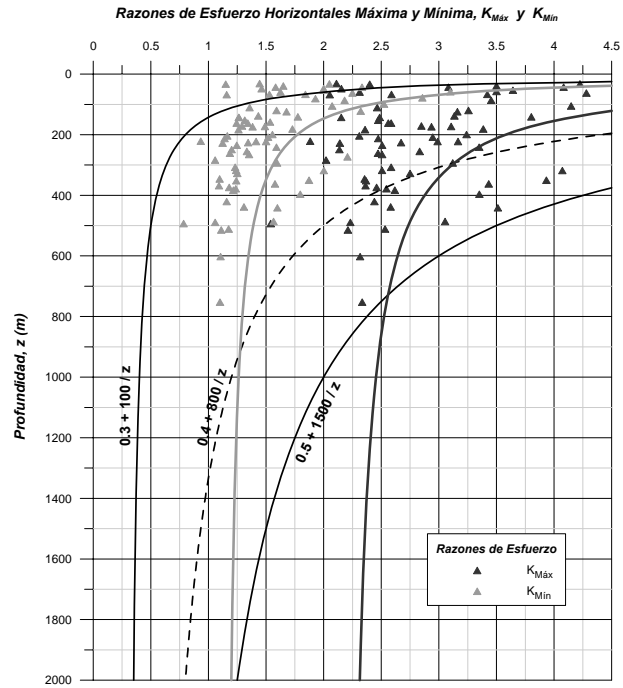


Figura 8: Razones de esfuerzo $k_{M\acute{a}x}$ y $k_{M\acute{i}n}$ y sus correlaciones obtenidas a partir de los ensayos de hidrofracturamiento realizados por MeSy GmBh (Rummel (2003)) en el área de Chuquicamata, a modo de referencia se presentan las correlaciones propuestas por Hoek y Brown (1980).

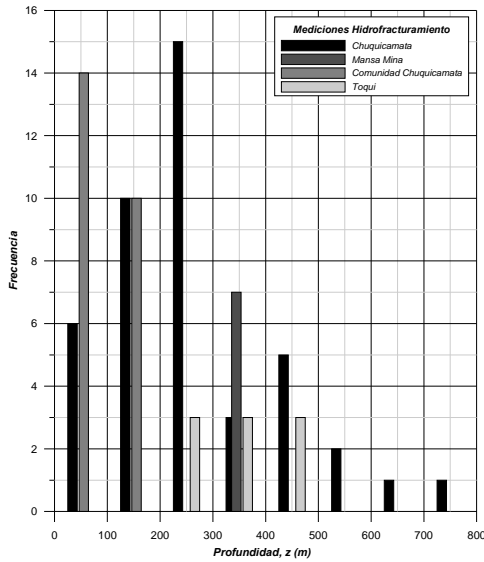


Figura 9: Histograma con las profundidades de los ensayos de hidrofracturamiento realizados por MeSy GmBh en el área de Chuquicamata.

En Figura 9, se presenta el alcance de las profundidades de las mediciones realizadas durante esta campaña, que se orientó a la medición de esfuerzos in situ para los nuevos sectores productivos considerados en la explotación subterránea de mina Chuquicamata.

Resulta de interés reiterar que en mediciones con fracturamiento hidráulico, la magnitud de los esfuerzos principales secundarios máximo y mínimo se evalúan en un plano perpendicular al eje del sondaje, ver **Figura 10**.

Si se tiene un sondaje sub vertical, los esfuerzos estimados mediante fracturamiento hidráulico corresponderían a los esfuerzos principales secundarios (máximo y mínimo) en el plano horizontal, sumando la componente de esfuerzo vertical σ_v , se dispondría de un tensor de esfuerzos principales secundarios que permitiría hacer la estimación del tensor de esfuerzo referido a los ejes XYZ (Este, Norte y Vertical).

Lo anterior se sustenta sobre la base que la magnitud de los esfuerzos principales secundarios describe al mismo estado tensional in situ, por lo que correspondería a un invariante, es decir sólo se está modificando las direcciones consideradas para evaluar los esfuerzos, pero no se ha modificado el estado tensional. Si el tensor de esfuerzos principales secundarios, cuyas componentes son conocidas, queda definido por:

$$\sigma_{HhV} = \begin{bmatrix} \sigma_H & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_h & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_V \end{bmatrix}$$

y el tensor de esfuerzos referidos a los sistemas XYZ (Este, Norte y Vertical) por:

$$\sigma_{XYZ} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

sería posible determinar el tensor de esfuerzos σ_{XYZ} , ya que ambos tensores están referidos a sistemas de referencias que definen planos ortogonales entre sí. Utilizando las siguientes ecuaciones (Goodman (1989)) sería determinarían las componentes de este tensor:

$$(\sigma)_{XYZ} = (L)^T (\sigma)_{HhV} (L) \quad (19)$$

Donde **L** es la matriz de cosenos directores y **L^T** su transpuesta.

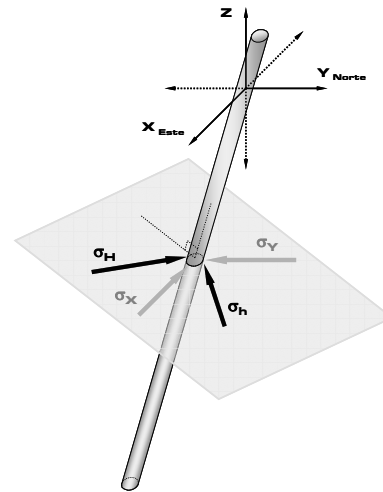


Figura 10: Esquema explicativo de los esfuerzos evaluados en el plano horizontal mediante hidrofracturamiento.

Conociendo el tensor de esfuerzos σ_{XYZ} sería posible, por ejemplo, determinar las razones de esfuerzo en las direcciones Este Oeste k_{EW} y Norte Sur k_{NW} , que para el caso de División Codelco Norte Mina Chuquicamata es de gran importancia debido a la orientación del rajo actual. De igual forma, a partir del tensor de esfuerzos σ_{XYZ} se podría determinar el tensor de los esfuerzos principales σ_{123} in situ (Herget (1988)).

CONCLUSIONES

La medición de esfuerzos mediante fracturamiento hidráulico es una técnica validada por numerosas evaluaciones realizadas alrededor del mundo, y está comenzando a ser considerada en nuestro país. Esta metodología presentaría ventajas considerables frente a las otras alternativas de medición de esfuerzos, en el caso que se requieran evaluar esfuerzos en profundidad y no existan accesos o infraestructura que permita llegar al sitio de medición. A modo de resumen se presentan las principales ventajas y desventajas de esta técnica de medición de esfuerzos:

VENTAJAS

- La medición de esfuerzos mediante hidrofracturamiento permite medir esfuerzos a profundidades que no son alcanzadas por los métodos convencionales (sobre 1.000 m).
- Es posible utilizar pozos de exploración ya realizados para hacer las mediciones en profundidad.
- No se requiere acceder al punto de medición, por lo que se pueden realizar mediciones desde superficie o desde labores subterráneas, sin exponer al personal involucrado en la medición.
- Estas mediciones permiten observar el cambio en las magnitudes y orientación de los esfuerzos en profundidad.
- Es posible hacer una estimación de la permeabilidad in situ del macizo rocoso durante la ejecución del ensayo.
- Los resultados de estas mediciones pueden ser utilizados para calibrar modelos numéricos de esfuerzos.

DESVENTAJAS

- La metodología de estimación de esfuerzos realiza una serie de supuestos para evaluar la magnitud y orientación. Por ejemplo considera la roca elástica, isotrópica, continua y homogénea, también supone que estado tensional no es hidrostático, por lo que uno de los esfuerzos principales actúa paralelo a la dirección vertical y a lo largo del sondaje.
- Si bien la medición de esfuerzos no entrega el tensor de esfuerzos en tres dimensiones, si el sondaje es vertical o sub vertical se podría calcular el tensor de esfuerzos σ_{XYZ} según lo presentado en este trabajo.
- En el caso de realizar mediciones desde labores subterráneas, se requiere que el sector de la medición, donde se montará el equipo (winche, trípode, cables y bombas) posea dimensiones mínimas de 4 m de ancho, 4 m de largo y 4 m de altura.

AGRADECIMIENTOS

Los autores de este trabajo quisieran agradecer la colaboración prestada por el Señor Alex Calderón R. Director de Geotecnia de División Codelco Norte, Codelco Chile por permitirnos presentar este trabajo.

REFERENCIAS

- [1]. Amadei, B. & Stephansson, O. (1997): **“ROCK STRESS AND ITS MEASUREMENT”**, ISBN: 0 412 44700 2, Editado por Chapman & Hall, Londres - Inglaterra.
- [2]. González de Vallejo, L. (2002): **“INGENIERÍA GEOLÓGICA”**, Editorial Prentice Hall, 1a Edición, ISBN 84-205-3104-9, Madrid - España.
- [3]. Goodman, R. (1989): **“INTRODUCTION TO TOCK MECHANICS”**, Editorial John Wiley & Sons, 2a Edición, ISBN 0-471-81200-5, USA.
- [4]. Hergert, G. (1988): **“STRESS IN ROCK”**, Editorial A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield
- [5]. Hoek, E. & Brown E.T. (1980): **“UNDERGROUND EXCAVATIONS IN ROCK”**, Institution of Mining and Metallurgy, ISBN 0 419 160302, Editado por E & FN SPON.
- [6]. Hoek, E. (1996): **“PRACTICAL ROCK ENGINEERING”**, Course Notes by Evert Hoek, October 14-18, Departamento de Ingeniería Civil de Minas, Universidad de Chile.
- [7]. Hubbert MK, Willis DK (1957): **MECHANICS OF HYDRAULIC FRACTURING**. Trans. AIME, 210, 153 - 163.
- [8]. Kirsch (1898): **DIE THEORIE DER ELASTIZITÄT UND DIE BEDÜRFNISSE DER FESTIGKEITSLEHRE**. Zeitschr. VDI, 42 / 29, 797 - 807.
- [9]. Lledó, P. & Díaz, J. (2005): **ESTADO TENSIONAL IN SITU Y/O PREMINERÍA EN MINA CHUQUICAMATA - DIVISIÓN CODELCO NORTE**; Informe Técnico IT-DCN-E01-01-05 emitido a División Codelco Norte de CODELCO CHILE por **Derk Ingeniería y Geología Ltda.**
- [10]. Weber U, Rummel F (1995): **FRACTURE MECHANICS MODELS FOR SENSITIVITY ANALYSIS OF HYDRAULIC FRACTURING MODEL PARAMETERS**. Proc. World Geothermal Energy Congr., Vol. 4, 2563 - 2564.
- [11]. Rummel, F. (2003): **HYDRAULIC / HYDRAULIC FRACTURING STRESS TESTING IN BOREHOLES AT CHUQUICAMATA, CHILE. FINAL REPORT**, Pt. I Summary Report. MeSy Rep. No. 03.03-0.
- [12]. Rummel, F.; Klee, G. & Weber, U. & Lledó, P. (2005): **MEDICIONES DE ESFUERZOS MEDIANTE TÉCNICAS DE HIDROFRACTURAMIENTO**, Informe Técnico I-DA-HDF-01-2005 emitido a División Andina de CODELCO CHILE por **InSitu Testing Chile Ltda.**