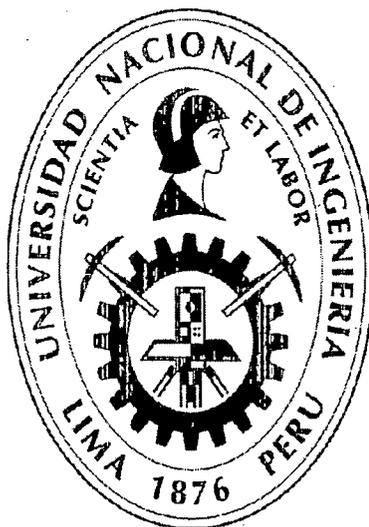


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**APLICACIÓN DE LOS MODELOS NUMÉRICOS EN EL DISEÑO  
DE TÚNELES EN ROCA**

**TESIS**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**DAVID DANIEL BAZALAR GAMARRA**

**Lima- Perú**

**2011**

**Digitalizado por:**

**Consortio Digital del  
Conocimiento MebLatam,  
Hemisferio y Dalse**

## RECONOCIMIENTO

El desarrollo de esta tesis con tema asociada a la ingeniería de rocas, una rama de la geotecnia, llamó mi atención, principalmente por las dificultades presentadas cuando intentamos idealizar la naturaleza y la fuerte predominancia de los aspectos constructivos, en el diseño.

Si bien la duración de esta tesis ha sido muy larga, principalmente por las limitaciones de tiempo, información y conocimiento disponible, este ha servido de base para darle forma a mi carrera, permitiéndome trabajar con personas extraordinarias que directa o indirectamente ayudaron en la culminación de esta tesis y que me permite soñar con los estudios de posgrado que a partir del próximo año perseguiré en Laurentian University, ubicada en la ciudad minera de Sudbury, Canadá.

Primero me gustaría reconocer la guía, amistad y confianza facilitada hacia mi persona por parte del asesor de esta tesis, el Profesor Dr. Jorge Alva. El Dr. Alva ha facilitado su tiempo para revisar mis avances regularmente y siempre ha tenido a bien alentarme, para seguir adelante y culminar con este objetivo.

Reconocimiento especial para el Ing. Nerio Robles, quien facilitó información clave de este proyecto y transmitió desinteresadamente, su experiencia como constructor de este tipo de estructuras.

A mis amigos de Golder Associates, mi mentor el Ing. Fernando Silva, el Ing. Rodrigo Espinosa, la Ing. Nural Kuyucak. A mis amigos de AMEC, el Ing. Luis Gabriel Gonzales, el Ing. Brett Byler y el Ing. Don Hickson. Así como también al Dr. Julio Kuroiwa Zevallos, el Ing. Julio César Zedano, Siegfried Arce y el Ing. Carlos Latorre. Sin duda excepcionales profesionales, de los cuales he aprendido mucho.

A mis amigos, Luis Alberto (Beto) De La Cruz, César Chavez, Einer Condori, Harold Bolaños y Rosario Basurto. Así como también para la Srta. Mariella Prado y la Srta. Anyolina Ramos quienes ayudaron con el formateo de la tesis.

Para mis padres por la confianza que siempre han depositado en mí. Y para finalizar a Jesucristo por siempre estar a mi lado.

---

	<u>PÁG.</u>
<b>RESUMEN</b>	<b>1</b>
<b>LISTA DE CUADROS</b>	<b>3</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b>	<b>6</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGNOS</b>	<b>12</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>14</b>
<b>CAPÍTULO I: CRITERIOS GENERALES</b>	<b>16</b>
1.1 EL PROCESO DE DISEÑO DE TÚNELES EN ROCA	16
1.2 MODELO CONCEPTUAL DEL MACIZO ROCOSO	20
1.3 ESTABILIDAD DE LA EXCAVACIÓN SUBTERRÁNEA	24
1.3.1 Diseño y Desempeño de la Excavación Subterránea	26
1.4 MODELAMIENTO NUMÉRICO	29
1.4.1 Guía para el Modelamiento de Problemas Geomecánicos	31
1.4.2 Métodos Computacionales de Análisis de Esfuerzos	32
1.4.3 Modelos Constitutivos	34
1.4.4 Acerca del Modelo Geométrico	35
<b>CAPÍTULO II: PROPIEDADES DEL MACIZO ROCOSO</b>	<b>37</b>
2.1 ESFUERZOS IN-SITU	39
2.1.1 Estrategia para la Estimación de los Esfuerzos in-Situ	41
2.1.2 Variación del Esfuerzo con la Profundidad	43
2.2 PROPIEDADES DE LA ROCA INTACTA	54
2.2.1 Comportamiento en Compresión	54
2.2.2 Criterio de Falla de Mohr-Coulomb	60
2.2.3 Efecto del Agua	61
2.2.4 Anisotropía	63
2.3 PROPIEDADES DE LAS DISCONTINUIDADES	66
2.3.1 Orientación de las Discontinuidades	68
2.3.2 Resistencia de Corte de las Discontinuidades	71
2.3.3 Efecto de la Presión de Agua	81
2.3.4 La Influencia del Relleno (ver Cuadros N° 10 y 11)	83

2.4	USO DE LOS SISTEMAS DE CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO	89
2.4.1	Sistema de Clasificación Q (NGI, 1974)	90
2.4.2	Sistema de Clasificación RMR (Versión 1989)	96
2.4.3	Índice GSI	99
 <b>CAPÍTULO III: EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA EXCAVACIÓN Y SU INTERACCIÓN CON EL SOSTENIMIENTO</b>		 <b>104</b>
3.1	CRITERIO DE FALLA (EMPÍRICO) GENERALIZADO DE HOEK Y BROWN	114
3.2	COMENTARIOS ACERCA DE LA APLICACIÓN DEL CRITERIO DE HOEK Y BROWN	110
3.3	EXTENSIÓN DEL CRITERIO DE FALLA DE HOEK Y BROWN PARA GSI Y ALTO	123
3.4	EXTENSIÓN DEL CRITERIO DE FALLA DE HOEK Y BROWN PARA GSI Y BAJO	127
3.4.1	Excavaciones Subterráneas en Rocas de Baja Calidad Geotécnica con Esfuerzos Inducidos Mayores a su Resistencia (squeezing).	128
3.4.2	Herramientas Empíricas para la Predicción de las Condiciones de la Excavación en Rocas de Baja Calidad Geotécnica (squeezing)	133
3.5	ESTIMACIÓN DEL SOSTENIMIENTO DEL TÚNEL	137
3.5.1	Criterio Empírico para la Selección del Sostenimiento del Túnel	138
3.6	INTERACCIÓN ENTRE EL MACIZO ROCOSO Y SOSTENIMIENTO	145
3.6.1	Estimación de la Línea Característica del Soporte	149
3.6.2	Estimación del Perfil de Deformación Longitudinal	158
3.7	MONITOREO DE LA EXCAVACIÓN	160
3.7.1	Mediciones de Convergencia	161
3.7.2	Extensómetros	162
3.7.3	Aplicación del Monitoreo en el Diseño	163
 <b>CAPÍTULO IV: CASO DE APLICACIÓN: TÚNEL TRASANDINO OLMOS</b>		 <b>165</b>
4.1	INTRODUCCIÓN	165
4.2	ALINEAMIENTO, PENDIENTE Y DIMENSIONES DEL TÚNEL	166
4.3	REVISIÓN DE LA INFORMACIÓN GEOTÉCNICA	166

---

4.4	EVALUACIÓN DEL SOSTENIMIENTO INICIAL DEL TÚNEL	177
4.4.1	Mecanismo de Inestabilidad 1: Deslajamiento y Estallido de Rocas	177
4.4.2	Mecanismo de Inestabilidad 2: Squeezing	184
	<b>CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>196</b>
5.1	CONCLUSIONES	196
5.2	RECOMENDACIONES	199
	<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>201</b>
	<b>ANEXOS</b>	<b>206</b>

## RESUMEN

La presente tesis tiene como principal objetivo presentar de forma organizada, los aspectos concernientes al diseño de túneles en roca, pretendiendo que sirva como referencia de estudio a los interesados en la planificación de este tipo de proyectos y de la misma manera introducirlos al uso conveniente de los modelos numéricos.

En los capítulos I, II y III se desarrollan los fundamentos teóricos para el desarrollo del tema de aplicación. Este desarrollo incluye temas relativamente nuevos, como el concepto de falla Frágil y el de la falla tipo roca fluyente o Squeezing<sup>1</sup> y como el criterio de Hoek y Brown puede ser de limitada aplicación en estos casos.

En el capítulo IV se estudia los mecanismos de falla del túnel Trasandino Olmos que por su cobertura de 1000 a 2000 metros se estima tendrá problemas de concentración de esfuerzos en el tramo de rocas de buena calidad geotécnica (falla frágil) y así mismo problemas de falla tipo Squeezing en rocas de mala calidad geotécnica o en zona de fallas. Los cálculos fueron realizados usando hojas Excell y los programas ROCSUPPORT y PHASES de Rocscience. El enfoque del presente estudio se ha limitado al análisis de información de anteproyecto.

Finalmente en la sección de conclusiones se enfatiza; que el uso de los modelos numéricos debe ser tratado como una herramienta adicional, que no debe sustituir el proceso de diseño. Los modelos numéricos deben ser usados para *cuantificar mecanismos de falla que anticipamos, la creación del modelo debe estar guiada en base al tipo de preguntas que deseamos responder*. En el caso de túneles en donde el proceso constructivo es considerablemente importante y

---

<sup>1</sup> La definición de Squeezing [3] es: "una deformación que varía gradualmente con el tiempo y está asociado principalmente con la reptación causada por la excedencia de la resistencia al corte del material. La deformación puede terminar durante la construcción del túnel o continuar por un largo periodo de tiempo".

muy difícil de modelar<sup>2</sup>; los resultados del modelamiento no debenser tomados como algo absoluto, es necesario establecer como parte de los resultados, los límites del modelo respecto a la realidad.

Así mismo, y a pesar del avance de las herramientas de cálculo, la forma como obtenemos la información de campo no ha variado mucho y se debe tener mucho cuidado en la selección de los parámetros de entrada y tener el correcto orden de magnitudde cada una de ellas.En las recomendaciones se da énfasis en la identificación de los mecanismos de inestabilidad, la eficiencia de los modelos numéricos depende de la calidad de la información geotécnica, por lo tanto su mayor beneficio durante el diseño se encuentra en el análisis paramétrico y durante la construcción en la optimización del diseño.

---

<sup>2</sup> La modelación del procedimiento constructivo todavía se encuentra dentro del campo experimental. No queda duda que el análisis de las interacciones en el proceso constructivopermitiría identificar posibles redundancias en el diseño. Pero este debe realizarse con criterio constructivo.

## LISTA DE CUADROS

Cuadro N° 1:	Parámetros de entrada comúnmente usados en programas de análisis numérico.....	34
Cuadro N° 2:	Rango de variabilidad aceptable para las propiedades físicas del macizo rocoso.....	38
Cuadro N° 3:	Métodos para determinar las propiedades del macizo rocoso .....	39
Cuadro N° 4:	Guía para estimar los componentes del tensor esfuerzo del macizo rocoso .....	42
Cuadro N° 5:	Métodos de medición de esfuerzos in-situ .....	43
Cuadro N° 6:	Registro de correlaciones entre el esfuerzo vertical y la profundidad .....	45
Cuadro N° 7:	Registro de correlaciones entre el esfuerzo horizontal y la profundidad .....	48
Cuadro N° 8:	Coefficiente de expansión termal lineal $\beta$ .....	51
Cuadro N° 9:	Valores típicos del ángulo de fricción básico .....	77
Cuadro N° 10:	Influencia del relleno en las discontinuidades, en la estabilidad de la excavación.....	84
Cuadro N° 11:	Resistencia a la tracción de algunos materiales que actúan como relleno de discontinuidades.....	84
Cuadro N° 12:	Parámetros de resistencia de las discontinuidades.....	85
Cuadro N° 13:	Guía para la puntuación de los seis parámetros para determinar el índice Q .....	91
Cuadro N° 14:	Guía para la puntuación de los seis parámetros para determinar el índice RMR, versión 1989.....	97
Cuadro N° 15:	Caracterización de macizos rocosos de acuerdo a su blocosidad y grado de trabazón y la condición de la superficie de contacto entre bloques .....	102
Cuadro N° 16:	Estimación del índice GSI para macizos rocosos heterogéneos tales como flysch.....	103
Cuadro N° 17:	Cargas de roca en metros para coberturas mayores a 1.5 (B+H <sub>t</sub> ) .....	104

Cuadro N° 18:	Clasificación del tipo de comportamiento de una excavación subterránea (en base a la clasificación de Terzaghi, 1946; y modificada por Singh y Goel, 1999).....	105
Cuadro N° 19:	Guía para estimar el factor de disturbancia de una macizo rocoso .....	117
Cuadro N° 20:	Rangos típicos del parámetro $m_i$ para diferentes tipos de rocas .....	107
Cuadro N° 21:	Rangos típicos del parámetro MR.....	120
Cuadro N° 22:	Rango de variabilidad aceptable de los parámetros de Hoek y Brown y otras propiedades geomecánicas .....	123
Cuadro N° 23:	Comparación entre comportamiento squeezing y condición expansiva (Jetwha y Dhar, 1996).....	132
Cuadro N° 24:	Predicción de las condiciones de la excavación usando el índice N (Goel, 1994).....	136
Cuadro N° 25:	Determinación del factor $Q_w$ .....	139
Cuadro N° 26:	Estimación del parámetro ESR.....	140
Cuadro N° 27:	Factor de corrección por convergencia $f'$ .....	142
Cuadro N° 28:	Características típicas de soporte de pernos mecánicos .....	153
Cuadro N° 29:	Rangos típicos de presión de sostenimiento.....	153
Cuadro N° 30:	Características aproximadas de varios tipos de soporte para túneles de diferentes diámetros.....	154
Cuadro N° 31:	Rango de cobertura de roca para cada tramo del túnel trasandino por excavar .....	170
Cuadro N° 32:	Configuración asumida de esfuerzos para el modelamiento del túnel trasandino por excavar.....	170
Cuadro N° 33:	Categorización del macizo rocoso de acuerdo al plano número VII-01-02, [6].....	171
Cuadro N° 34:	Categorización del macizo rocoso de acuerdo al plano VII-01-02, [6].....	173
Cuadro N° 35:	Estimación de la posible distribución del índice de Q para los 13.9 km restantes de acuerdo al diseño final realizado por los rusos e interpretaciones alternativas de realizadas por Barton de manera ampliar el criterio para la interpretación y predicción de los posible modos de falla, [6].....	175

---

Cuadro N° 36:	Categorías de sostenimiento definidos de acuerdo con la figura 70 .....	165
Cuadro N° 37:	Roca tipo I - estimación del número del macizo rocoso N.....	179
Cuadro N° 38:	Roca tipo I – resumen de los resultados obtenidos para la roca tipo Ia .....	179
Cuadro N°39:	Roca tipo IV - estimación del número del macizo rocoso N ..	186
Cuadro N° 40:	Roca tipo IV - resumen de los resultados obtenidos para la roca tipo IVa .....	187

## LISTA DE FIGURAS

Figura N° 1:	Proceso racional para el diseño de túneles .....	18
Figura N° 2:	Clasificación de materiales: primer nivel.....	20
Figura N° 3:	<i>Clasificación de materiales: segundo nivel</i> .....	21
Figura N° 4:	Clasificación de materiales: tercer nivel.....	22
Figura N° 5:	Representación volumétrica de un macizo rocoso en varias escalas .....	22
Figura N° 6:	Relación entre el volumen ensayado y la propiedad física medida.....	23
Figura N° 7:	Escala del macizo rocoso respecto de la estructura .....	24
Figura N° 8:	Experimento de Lang, que demuestra el efecto del confinamiento en un material de roca fracturado .....	25
Figura N° 9:	Modelo conceptual del refuerzo otorgado por pernos en partículas sin cohesión entre ellas .....	26
Figura N° 10:	Relación entre el entendimiento de un problema y la información disponible.....	30
Figura N° 11:	Etapas para la generación del modelo numérico .....	31
Figura N° 12:	Elección del tipo de método de análisis en base a la clasificación del macizo rocoso.....	33
Figura N° 13:	Modelo simplificado de un problema de ingeniería de rocas... 38	
Figura N° 14:	(a) Componentes del tensor esfuerzo actuantes en un cubo infinitesimal del macizo rocoso; (b) cubo infinitesimal de los esfuerzos principales y su matriz de esfuerzo principal .....	41
Figura N° 15:	Relación entre el esfuerzo vertical insitu y la profundidad.....	44
Figura N° 16:	Tipos de fallas y estado de esfuerzos in-situ .....	47
Figura N° 17:	Relación entre K y la profundidad (por tipo de falla asociada) .....	38

Figura N° 18:	Relación entre K y la profundidad (Hoek y Brown, 1980).....	40
Figura N° 19:	Relación entre K y la profundidad (por módulo de elasticidad de la roca) .....	53
Figura N° 20:	Dirección de los esfuerzos principales de un macizo rocoso ..	53
Figura N° 21:	Compresión volumétrica bajo el incremento del esfuerzo promedio .....	56
Figura N° 22:	Deformación para un incremento de esfuerzo deviatorico, manteniendo constante el esfuerzo promedio. (a) deformación unitaria axial y lateral bajo el incremento del esfuerzo deviatorico axial. (b) deformación volumétrica unitaria bajo el incremento de la deformación unitaria axial.....	58
Figura N° 23:	Esfuerzo diferencial ( $\sigma_1-p$ ) versus la deformación unitaria axial en función de la presión de confinamiento en pruebas de compresión triaxial en areniscas (a) y noritas (b).....	59
Figura N° 24:	Criterio de falla de Mohr-Coulomb aplicado a rocas.....	61
Figura N° 25:	Efecto de la presión de poros en la resistencia del macizo rocoso .....	62
Figura N° 26:	Resultados de pruebas de compresión triaxial drenadas y no drenadas para un espécimen de lutita; con un contenido de humedad inicial ( $w_i$ %); presión de poros ( $P_w$ ).....	65
Figura N° 27:	Presión de poros requerida para iniciar la falla de la roca intacta dado un estado de esfuerzos inicial.....	66
Figura N° 28:	Anisotropía en la resistencia de muestras con una sola discontinuidad.....	66
Figura N° 29:	Una discontinuidad cargada en compresión, tensión y corte .....	67
Figura N° 30:	Propiedades de las discontinuidades de un macizo rocoso .....	69
Figura N° 31:	Medida aparente tomada en un afloramiento rocoso .....	71
Figura N° 32:	Error de medición en taladros.....	72

Figura N° 33:	Deformación tangencial y normal, en un ensayo de corte directo .....	73
Figura N° 34:	Modelo bi-lineal de Patton, (a) envolvente de falla y (b) modelo conceptual .....	76
Figura N° 34:	Modelo bi-lineal de Patton, (c) diagrama de cuerpo libre .....	76
Figura N° 35:	Análisis de la rugosidad, (a) superficie rugosa, (b) envolvente de la rugosidad de la superficie en función de la longitud base. (c) y (d) aproximación del ángulo de la rugosidad por el método de Fecker y Rengers.....	78
Figura N° 36:	Construcción de la curva de dilatancia y la curva de esfuerzo-deformación.....	79
Figura N° 37:	Influencia del esfuerzo normal, en la resistencia de corte de las discontinuidades.....	81
Figura N° 38:	Presión de agua necesaria para causar el deslizamiento en una discontinuidad.....	82
Figura N° 39:	Formación de arco encima de la excavación subterránea ....	107
Figura N° 40:	Experimentos de Terzaghi realizados en cubetas con arena (notar que z se mide desde la clave de la excavación hacia arriba) .....	109
Figura N° 41:	Zona simplificada de arco.....	110
Figura N° 42:	Zona simplificada de arco para una excavación circular.....	110
Figura N° 43:	Relación entre la carga de terreno y la cobertura de una excavación subterránea (en función del ángulo de fricción)..	111
Figura N° 44:	Relación exponencial entre la carga de terreno y la cobertura de una excavación subterránea.....	112
Figura N° 45:	Desarrollo esquemático del arqueamiento y distribución del desplazamiento vertical por encima de la excavación circular.....	113
Figura N° 46:	Posibles mecanismos de falla de macizos rocosos.....	114
Figura N° 47:	Rango de aplicación normal del criterio Hoek y Brown (Carter, Diederichs, Carvalho, 2008) .....	122

Figura N° 48:	Mecanismos de inestabilidad de una excavación subterránea (Martin et al., 2001).....	125
Figura N° 49:	Envolvente de la resistencia in-situ de un macizo rocoso (Diederichs, 2004) .....	126
Figura N° 50:	Estimación de la extensión de la zona de falla, en el momento del inicio de la falla frágil (Martin et al., 2002) .....	126
Figura N° 51:	Relación entre el macizo rocoso y el GSI (Carter et al., 2008).....	128
Figura N° 52:	Relación entre la resistencia uniaxial del macizo rocoso y la deformación unitaria (Sakurai, 1983) .....	129
Figura N° 53:	Relación entre la deformación unitaria y el grado de severidad de falla Squeezing .....	130
Figura N° 54:	Criterio para predecir las condiciones de falla del terreno (Singh et al., 1992) .....	133
Figura N° 55:	Criterio revisado para predecir las condiciones de falla de terreno (Goel, 1994) .....	136
Figura N° 56:	Correlación entre la presión de soporte requerida y la calidad del macizo rocoso (Barton et al., 1974).....	138
Figura N° 57:	Guía para la estimación del sostenimiento de un túnel (Barton y Grimstad, 1993). El gráfico incluye unas barras negras, que intentan integrar la falta de disturbancia o fracturamiento causado por la excavación perforación y voladura en para rocas masivas de buena calidad que presentan una aparente mejora en su calidad por el procedimiento de excavación TBM.....	144
Figura N° 58:	Modelo de una curva característica de una excavación subterránea (Hoek et al., 1995) .....	145
Figura N° 59:	Ejemplo de la interacción de curva características y líneas de soporte .....	149
Figura N° 60:	Curva carga-deformación de un perno mecánico .....	152
Figura N° 61:	Presión de soporte para diferentes configuraciones de sostenimiento .....	155

Figura N° 62:	Esquema de cerchas metálicas con juntas de fricción.....	157
Figura N° 63:	Capa de shotcrete con ventanas de compresión .....	157
Figura N° 64:	Interacción terreno-soporte para cerchas metálicas con juntas de fricción y capa de shotcrete con ventanas de compresión.....	158
Figura N° 65:	Perfil de deformación longitudinal de un túnel.....	160
Figura N° 66:	Sección típica de una estación de monitoreo de 05 puntos e instrumentos de medición usados para medir entre pares de puntos de convergencia.....	162
Figura N° 67:	Algoritmo para el retro-análisis .....	164
Figura N° 68:	Esquema detallado de la etapa I del proyecto hidro-energético Olmos.....	167
Figura N° 69:	Esquematación de posibles escenarios para la excavación del Túnel Trasandino Olmos .....	172
Figura N° 70:	Rangos de Q que definen diferentes tipos de sostenimiento, para la dimensión equivalente del Túnel Trasandino Olmos.	176
Figura N° 71:	Estimación de la extensión del fracturamiento por concentración de esfuerzos en el Túnel Trasandino Olmos..	178
Figura N° 72:	Predicción del mecanismo de falla para las Rocas Tipo I .....	180
Figura N° 73:	Tipo la (k=0.7)_grafica de contours del esfuerzo deviatorico en donde se dibuja el límite (49.5MPa) que se extiende 1.60 metros en ambos hastiales. Este desprendimiento de la roca (que puede expresarse por medio de estallidos de roca), muy aparte de las sollicitaciones dinámicas que puede ocasionar en el sostenimiento generaría un peso muerto en un solo hastial de la excavación de aproximadamente 15 Tn por metro.....	182
Figura n° 74:	Tipo la (k=2)_grafica de contours del esfuerzo deviatorico en donde se dibuja el límite (49.5MPa) que se extiende 2.5 metros en la clave y el invert.....	182
Figura N° 75:	(a) Excavación con problemas de estallidos de rocas, (b) sostenimiento pesado con malla y cables para controlar el estallido de rocas en minas sudafricanas .....	183

Figura N° 76:	Predicción del mecanismo de falla para las rocas tipo IV, de acuerdo con el criterio de Singh.....	186
Figura N° 77:	Predicción del mecanismo de falla para las rocas tipo IV, de acuerdo con el criterio de Goel .....	187
Figura N° 78:	Modelo bidimensional roca tipo IVa (k=1). Modelo 1-sin sostenimiento, con una convergencia del 25% y radio plástico de 5.2 m .....	188
Figura N° 79:	Modelo bidimensional roca tipo IVa (k=1). Modelo 2 - con tratamiento de pre-inyecciones. El radio plástico es 3.55m y perpendicular al frente de excavación. La convergencia promedio es 0.2067m (8.10%).....	188
Figura N° 80:	Modelo bidimensional roca tipo IVa (k=1). Modelo 3 - con refuerzo de pre-inyecciones y sostenimiento proyectado de acuerdo al plano VII-01-04.....	189
Figura N° 81:	Modelo 3 roca tipo IVa (k=1). Curva de capacidad momento flector-carga axial en las cerchas metálicas (para FS= 1 y 2).....	189
Figura N° 82:	Modelo 3 roca tipo IVa (k=1). Curva de capacidad carga cortante-carga axial en las cerchas metálicas (para FS= 1 y 2).....	190
Figura N° 83:	Modelo bidimensional roca tipo IVa (k=1). Modelo 4 - con refuerzo de pre-inyecciones y sostenimiento proyectado de acuerdo al plano VII-01-04, con adición de juntas de fricción en las cerchas metálicas .....	190
Figura N° 84:	Modelo 4 roca tipo IVa (k=1). Modelo 4 - curva de capacidad momento flector-carga axial para la cercha metálica con la junta de fricción de 6% (para FS= 1 y 2) .....	191
Figura N° 85:	Modelo 4 roca tipo IVa (k=1)_curva de capacidad carga cortante-carga axial para la cercha metálica con la junta de fricción de 6% (para FS= 1 y 2) .....	191
Figura N° 86:	Modelo 4 roca tipo IVa (k=1)_curva de capacidad carga cortante-carga axial para la capa de shotcrete (para FS= 1 y 2).....	192

---

Figura N° 87:	Modelo 4 roca tipo IVa (k=1)_curva de capacidad momento flector – carga axial para la capa de shotcrete (para FS= 1 y 2).....	192
Figura N° 88:	Problema típico de las TBM en zonas de falla, [6] .....	194
Figura N° 89:	Empuje del terreno en el invert del túnel Yacambu-Quibor en Venezuela .....	194
Figura N° 90:	Excavación del remanente de la TBM atrapada en el túnel Yacambu-Quibor en Venezuela.....	195

## LISTA DE SIMBOLOS Y SIGNOS

$\beta$	Coeficiente de expansión termal (1/C)
E	módulo de Young
$\varepsilon_{axial}$	Deformación unitaria axial
$\varepsilon_{lateral}$	Deformación unitaria lateral
G	módulo de corte, también usada para expresar la gradiente geotermal de la roca (C/m)
GSI	<i>Por sus siglas en inglés Geological Strenght Index</i>
GPa	10 <sup>3</sup> MPa
H <sub>t</sub>	Altura del túnel
H	Cobertura del túnel
H <sub>p</sub>	Carga de terreno inducida al túnel
i	ángulo que representa la rugosidad de una discontinuidad
J <sub>n</sub>	Índice de número de discontinuidades
J <sub>r</sub>	Índice de rugosidad de discontinuidades
J <sub>a</sub>	Índice de alteración de discontinuidades
J <sub>w</sub>	Índice de reducción por agua.
JRC	Por sus siglas en ingles Joint Roughness Coeficient
JCS	Por sus siglas en ingles Joint Compresion Strength
K	$\sigma_h / \sigma_v$ y $\sigma_3 / \sigma_1$
l, m, n	cosenos directores de una línea
MPa	megapascales (MN/m <sup>2</sup> )
m <sub>i</sub> , m <sub>b</sub> , s, a	parámetros de Hoek y Brown
p, p <sub>w</sub>	presión, presión de agua
PLS	Por sus siglas en inglés Point Load Strength
q <sub>u</sub>	resistencia a la compresión uniaxial
Q	Índice Q
QTBM	Índice Q
RMR	clasificación geomecánica de acuerdo con Bieniawski 1976.
RQD	Por sus siglas en inglés Rock Quality Designation
S	espaciamiento entre discontinuidades de una misma familia
Si	intersección de la resistencia de corte de acuerdo con el criterio de Mohr Coulomb (cohesion).

$S_j$	intersección de la resistencia de corte para una discontinuidad.
SRF	Factor de reducción por esfuerzos.
TBM	Por sus siglas en inglés Tunnel Boaring Machine
$UCS_i$	Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta
$UCT_i$	Resistencia a la tensión uniaxial de la roca intacta
$U_a/a$	Convergencia radial del túnel/ radio del túnel
$\Delta V / V$	deformación unitaria volumétrica
w	contenido de humedad
x, y, z	coordenadas cartesianas
Z	profundidad debajo de la superficie
$\gamma$	peso unitario (Tn/m <sup>3</sup> )
$\nu$	módulo de Poisson
$\sigma$	esfuerzo normal
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	esfuerzos paralelos a un eje
$\sigma_1, \sigma_2$ y $\sigma_3$	esfuerzos principales, $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ (compresión positiva)
$\sigma_1', \sigma_2'$ y $\sigma_3'$	esfuerzos principales efectivos
$\sigma_v$	esfuerzo vertical
$\sigma_h$	esfuerzo horizontal
$\sigma_\varphi$	esfuerzo tangencial
$\tau$	resistencia de corte
$\tau_p, \tau_r$	resistencia de corte pico y residual
$\phi$	ángulo de fricción
$\phi_u$	ángulo de fricción de una discontinuidad suave ( $i=0$ )
$\phi_j$	ángulo de fricción de una discontinuidad
$\varphi$	dilatancia
$\psi$	ángulo entre la dirección del esfuerzo principal $\sigma_1$ y el plano de la discontinuidad

## INTRODUCCIÓN

En el Perú, las excavaciones subterráneas son desarrolladas en proyectos de infraestructura civil (e.g., transporte, generación de energía e irrigación, entre otros) e infraestructura minera. Ambas en su mayoría desarrolladas en los macizos rocosos de los Andes Peruanos.

Casi siempre debido a la dificultad para manejar la complejidad de la geología (incertidumbre y variabilidad), el diseño y la construcción de túneles tiene un soporte mucho mayor en las herramientas empíricas y de la experiencia del constructor.

La aplicación de las herramientas empíricas está basada en la observación de la geología y a partir de ella, la estimación cuantitativa de parámetros de diseño. Es importante de que este paso sea realizado bajo el mismo criterio, sin interpretaciones adicionales, que podría alterar significativamente el resultado.

Es un hecho que en las últimas décadas, se ha incrementado la aplicación de modelos numéricos, en el campo geomecánico. Su aplicación ha cambiado gradualmente de predominantemente experimental a la de diseño práctico de ingeniería. Son varias las consultoras de ingeniería que utilizan estas herramientas e incorporan sus resultados en el proceso de diseño.

El objetivo de este estudio es presentar las ventajas y desventajas de usar las técnicas de modelos numéricos, en el diseño de túneles en roca, como un laboratorio virtual que nos permita entender los mecanismos de falla importantes, calcular deformaciones y esfuerzos con el objetivo de ayudar a definir y asegurar la estabilidad de la excavación subterránea durante la construcción y vida de servicio.

Para ello se ha revisado publicaciones relacionadas a la ingeniería de rocas y se han usado dos programas de modelamiento numérico, de acuerdo a su disponibilidad, PHASES y ROCSUPPORT. La información colectada y el modelamiento numérico están enfocados a entender los posibles mecanismos de falla, la estimación de la magnitud de la concentración de esfuerzos y

la convergencia de la excavación, e introducimos al uso de los retro-análisis para ajustar las estimaciones realizadas anteriormente.

El capítulo I presenta en términos generales el proceso de diseño de túneles en roca, la conceptualización del macizo rocoso como material a modelar y los principios del modelamiento numérico.

El capítulo II presenta las características del macizo rocoso, e incluye los sistemas de clasificación de macizo rocoso.

El capítulo III presenta una introducción a los mecanismos de inestabilidad o modos de falla de una excavación subterránea y el diseño del sostenimiento inicial.

El capítulo IV presenta un ejemplo de aplicación con los criterios desarrollados a lo largo de la tesis.

## CAPÍTULO I: CRITERIOS GENERALES

En este capítulo se presenta en términos generales el proceso de diseño de túneles en roca, la conceptualización del macizo rocoso como material a modelar y los principios del modelamiento numérico, incluyendo la descripción de los programas empleados en esta tesis.

### 1.1 EL PROCESO DE DISEÑO DE TÚNELES EN ROCA

Para poder entender el alcance de un proyecto de túneles, vamos a usar el proceso racional de diseño elaborado por Bieniawski [10], el cual está esquematizado en la Figura N° 1 y su aplicación se basa en información de proyecto obtenida de las referencias 6 y 34. **La presente evaluación tiene como referencia el año 2005, es decir, momentos antes de que empiecen las actividades de construcción.**

El caso de aplicación estudiado en el Capítulo IV, es el del proyecto del Túnel Trasandino Olmos, componente principal del proyecto hidroenergético Olmos, que tiene el objetivo de trasvasar el agua del río Huancabamba (cuenca oriental) hacia el desértico valle de Olmos, para potenciar la agroindustria en esta zona y brindar energía eléctrica para el desarrollo del país.

#### Etapa 1: Definición del Problema

El propósito de construir el túnel es derivar un caudal de agua de 22 m<sup>3</sup>/s desde el embalse creado en el cauce del río Huancabamba, cuenca oriental, hacia las tierras de Olmos, en la parte occidental, deficitaria del recurso hídrico. El túnel también servirá para la generación de energía. Se planifica la construcción de 02 centrales hidroeléctricas con una potencia generada de 624 MW.

#### Etapa 2: Requerimientos Funcionales y Restricciones

Las dimensión mínima del túnel es de 4.8 m de diámetro, de acuerdo con los cálculos hidráulicos. El túnel tiene una longitud total de 20.11 km, de los cuales 13.89 km es la longitud remanente por excavar.

El túnel debe ser excavado por medio de una topadora, más conocido como TBM (*Tunnel Boring Machine*, por sus siglas en inglés), como mínimo un 70% de la longitud total por contrato.

### Etapa 3: Recolección de Información

El alcance de un programa de investigaciones geotécnicas para un túnel con coberturas superiores a 1.0 km, es limitado. Probablemente nunca se entienda bien las propiedades del macizo rocoso, sino hasta el momento en que se construya.

En términos generales, el túnel atraviesa la cadena montañosa de Los Andes Peruanos, por lo que se puede decir que estará orientado en la dirección del esfuerzo principal.

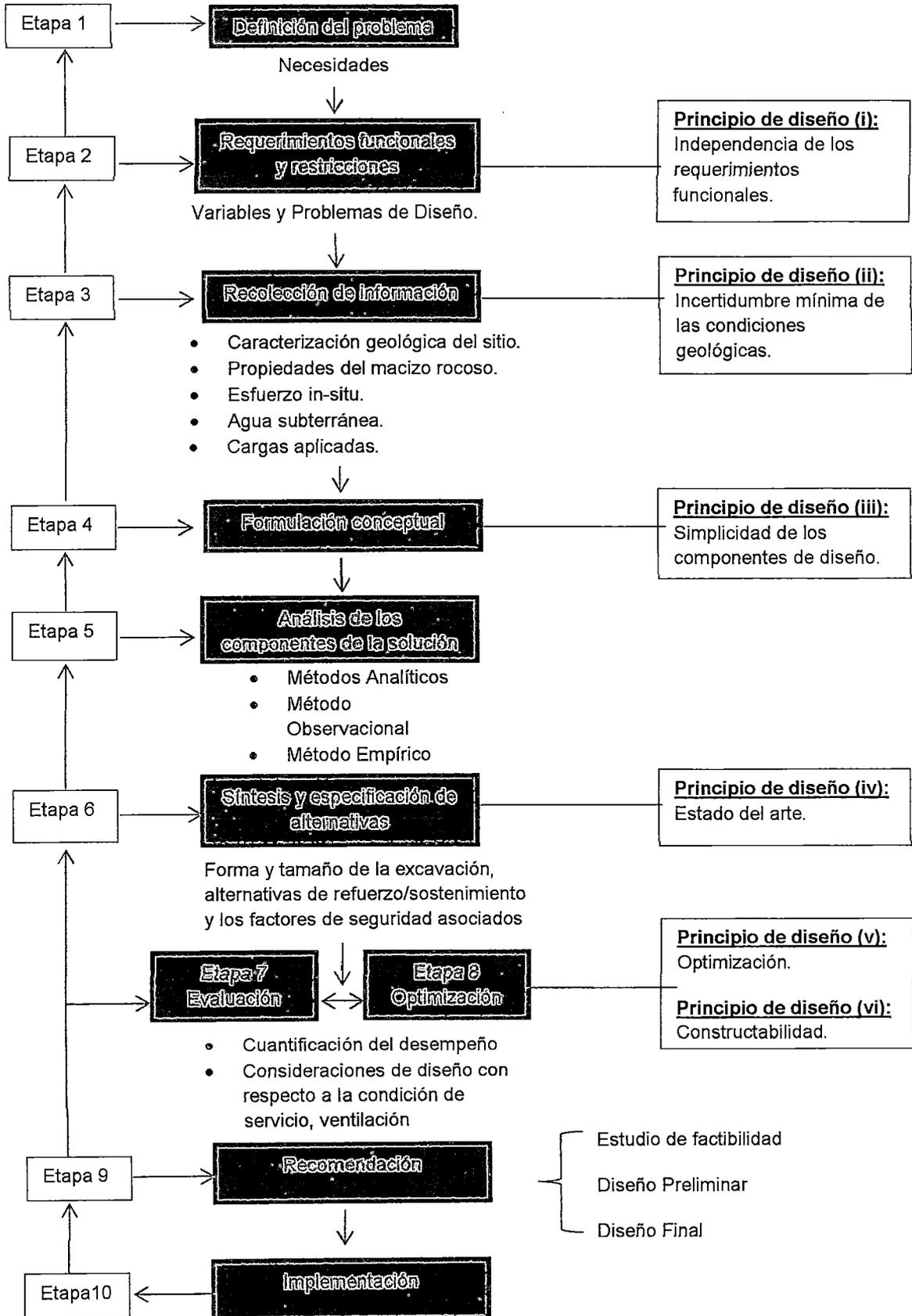
El potencial nivel freático es muy alto, por lo que existe la posibilidad de encontrar localmente agua subterránea a muy alta presión. Muy poca información existe acerca del potencial de infiltración de agua subterránea.

La temperatura dentro del túnel puede llegar a los 50°C, por lo tanto se requerirá de avanzados sistemas de refrigeración y ventilación.

### Etapa 4: Formulación Conceptual

Debido a las limitaciones del proyecto, tal vez el criterio más confiable es el de extrapolar las condiciones geomecánicas encontradas en los primeros 6.22 km, a la longitud remanente a excavar, con la acotación de que esta estimación se encuentra fuera del rango de casos históricos con el que se ha realizado las clasificaciones de macizo rocoso (RMR, Q, etc.).

Por lo tanto, se debe definir cuáles serían los mecanismos de inestabilidad de tal manera de preparar el sostenimiento y equipos necesarios para el inicio de las excavaciones.



Lecciones aprendidas

**Figura N°1: Proceso racional para el diseño de túneles, [10]**

No hay experiencia de excavación de túneles en roca, con TBM en coberturas mayores a 1.0 km. Se requiere conocer el diámetro del cabezal de corte, que principalmente está en función a las convergencias de la excavación esperada. Por lo tanto, la TBM debe tener el diámetro suficiente como para contrarrestar estas convergencias, permitir la construcción del sostenimiento inicial y el revestimiento final manteniendo las dimensiones mínimas de proyecto.

#### Etapa 5: Análisis de los Componentes de Solución

Se ha usado el método empírico para estimar la cantidad de materiales requeridas para el sostenimiento inicial para la licitación de la obra. Así mismo se han realizado correlaciones con el  $Q_{TBM}$ , [5] para estimar el tiempo de excavación.

El método analítico se ha usado para determinar los posibles mecanismos de inestabilidad en esta región montañosa no explorada de 1.5 a 2.0 km de cobertura.

El método observacional puede ser aplicado mediante la evaluación del desempeño del tramo ya excavado, y añadiéndole la perforación de sondeos exploratorios de avance, de 20m desde el frente de excavación. De tal manera de anticipar posibles problemas. Así mismo los resultados del plan de monitoreo, pueden ayudar a complementar u optimizar el sostenimiento.

#### Etapa 6: Síntesis y Especificación de las Alternativas de Solución

En esta fase se detallan las alternativas de sistemas de sostenimiento, la especificación de los equipos a ser usados para las fases de excavación, consolidación de la frente (inyección), entre otros factores, no menos importantes (i.e. el tipo de ventilación, el control de calidad del aire, etc.).

Las Etapas 7 y 8 surgen como producto del ejercicio de comparación de las alternativas generadas en la Etapa 6; sin embargo, también, durante la construcción, puede servir para definir los ajustes a problemas no identificados en la fase de diseño antes de construcción.

Las Etapas 9 y 10 representan la síntesis y la puesta en marcha del plan realizado. El diseño no termina aquí, tal y como se ve en la Figura N°1, se retroalimenta de más información, durante las siguientes fases de diseño y/o durante la construcción, incrementando el nivel de detalle y reduciendo las incertidumbres del proyecto.

## 1.2 MODELO CONCEPTUAL DEL MACIZO ROCOSO

El macizo rocoso es consecuencia de millones de años de procesos mecánicos y químicos. Estos procesos definen las propiedades intrínsecas del macizo rocoso, tales como su resistencia, permeabilidad, entre otras.

Entonces, ¿cómo se pueden tener un modelo simplificado del macizo rocoso?

En un primer nivel, se puede dividir todo material como isótropo y anisótropo. El material isótropo se refiere a un material en donde las mediciones de ciertas magnitudes vectoriales dan resultados idénticos con independencia de la dirección escogida para la medida. Cuando un material no presenta isotropía, se dice que presenta anisotropía.

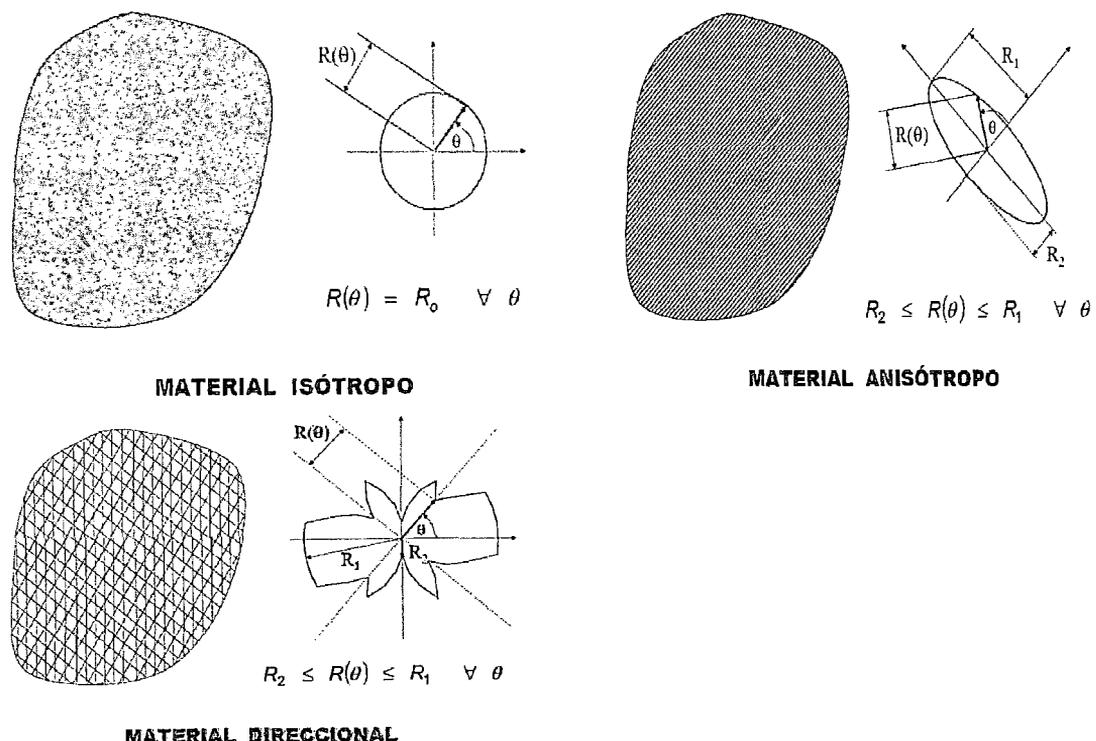
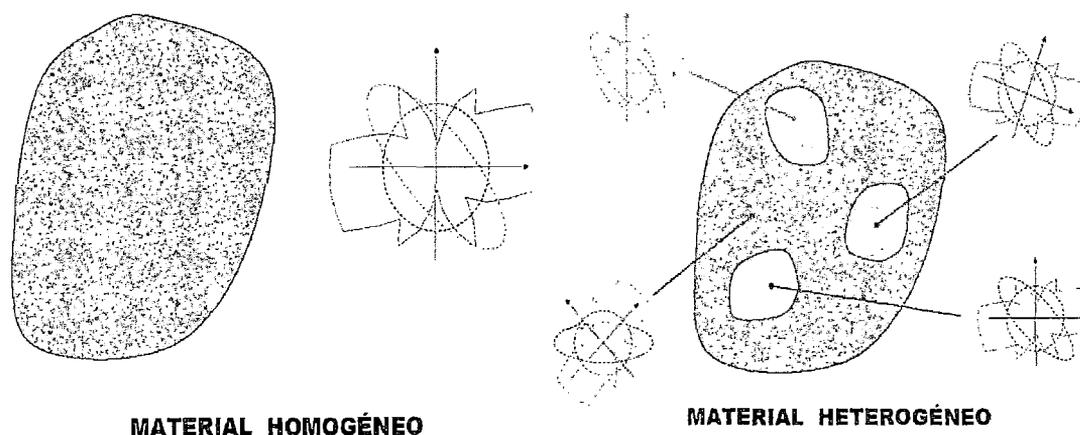


Figura N° 2: Clasificación de materiales: Primer nivel,[36]

En la Figura N° 2, se puede ver los tipos de materiales anteriormente explicados. Además, se nota que el material definido como direccional, es un sub-tipo de material anisotrópico, en donde se observa que sus propiedades varían de acuerdo con la dirección de referencia.

En un segundo nivel podemos dividir los materiales como homogéneos y heterogéneos. Un material homogéneo es aquel cuyas propiedades isotrópicas, anisotrópicas y direccionales son homogéneas en todo el dominio del material. Cuando el material no presenta esta propiedad, se dice que es heterogéneo (ver Figura N° 3).



**Figura N° 3: Clasificación de materiales: Segundo nivel, [36]**

En un tercer nivel, se puede dividir los materiales como continuos y discontinuos. Un material continuo es aquel que puede tener variaciones en sus propiedades mecánicas, pero no son interrumpidas por discontinuidades y, por consecuencia, no modifican su comportamiento. Las discontinuidades poseen una resistencia despreciable a la tensión perpendicular a sus paredes (ver Figura N° 4).

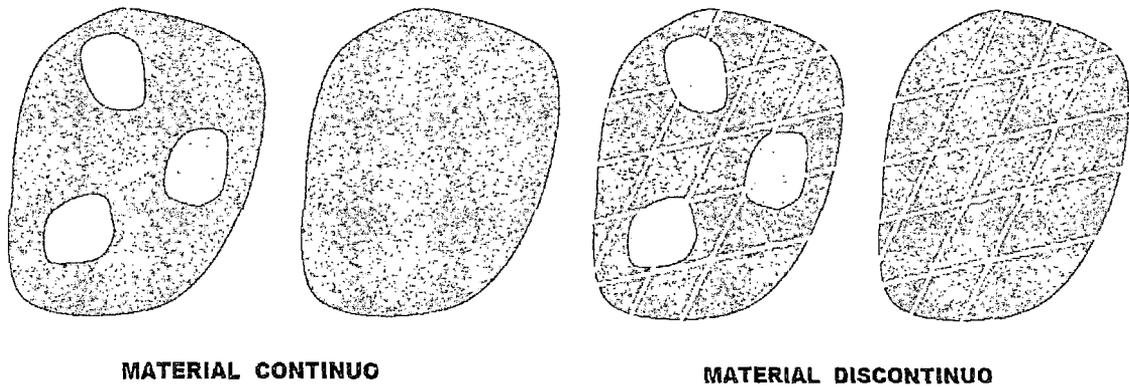


Figura N° 4: Clasificación de materiales: Tercer Nivel,[36]

La comprensión de estos modelos, nos sirve para seguir adelante con el siguiente criterio, el factor escala. Cuando se realiza un programa de investigaciones geotécnicas, regularmente se realiza sondajes exploratorios con recuperación de muestras. La relación del volumen de la muestra respecto del volumen del macizo rocoso puede ser muy pequeña; por esta razón, el programa de perforaciones se debe realizar teniendo como base un modelo geológico del área (en base a investigaciones anteriores disponibles y mapeos de superficie), y se usa para confirmar o corregir las suposiciones realizadas (ver Figura N° 5).

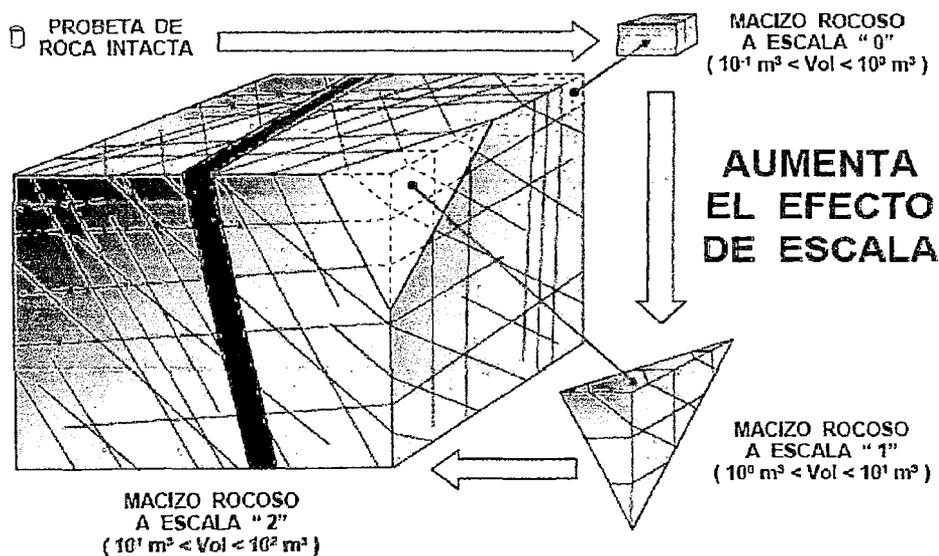


Figura N° 5: Representación volumétrica de un macizo rocoso en varias escalas,[36]

En la Figura N° 6, se puede observar la dependencia de las propiedades físicas, respecto al volumen de material ensayado.

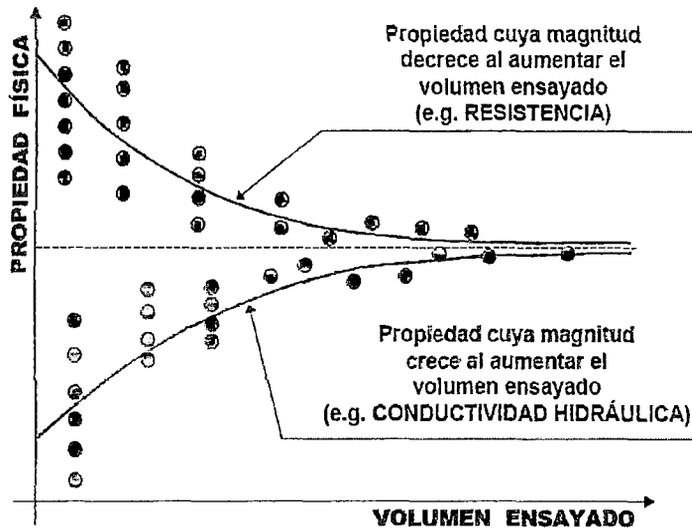
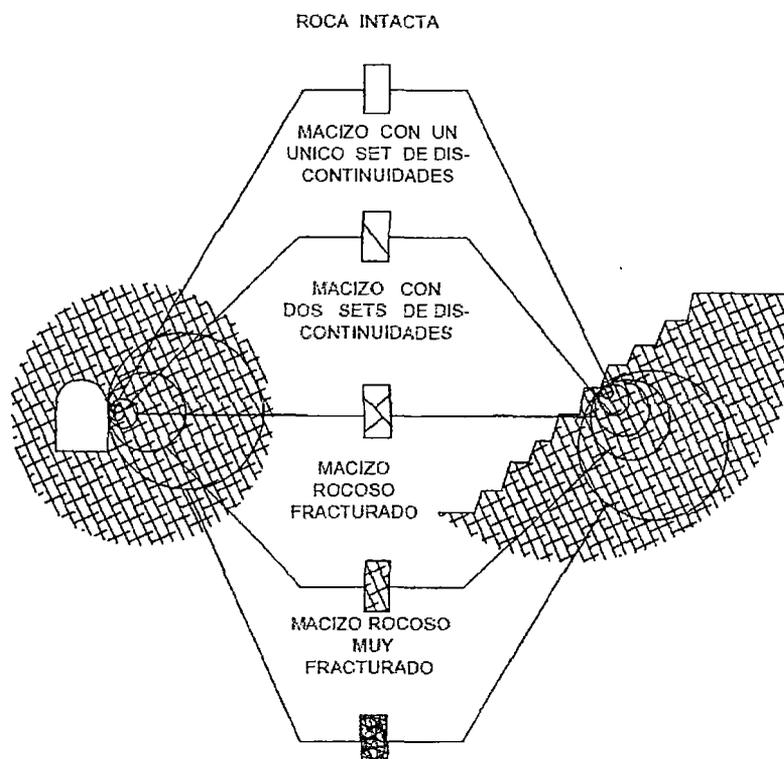


Figura N° 6: Relación entre el volumen ensayado y la propiedad física medida,[36].

Esto se complementa con lo observado por Hoek y Brown [28], las características del macizo rocoso dependen de la escala del patrón de discontinuidades, respecto de la dimensión de la excavación subterránea, tal y como se aprecia en la Figura N° 7. Este criterio aplica a una desintegración de las características del material rocoso, en roca intacta y discontinuidades. Los materiales en condición Roca Intacta y Muy Fracturado pueden ser clasificados como continuos, mientras los otros materiales poseen características más impredecibles, ya que a pesar de que la roca intacta puede ser muy competente, las discontinuidades modificarán su comportamiento significativamente.

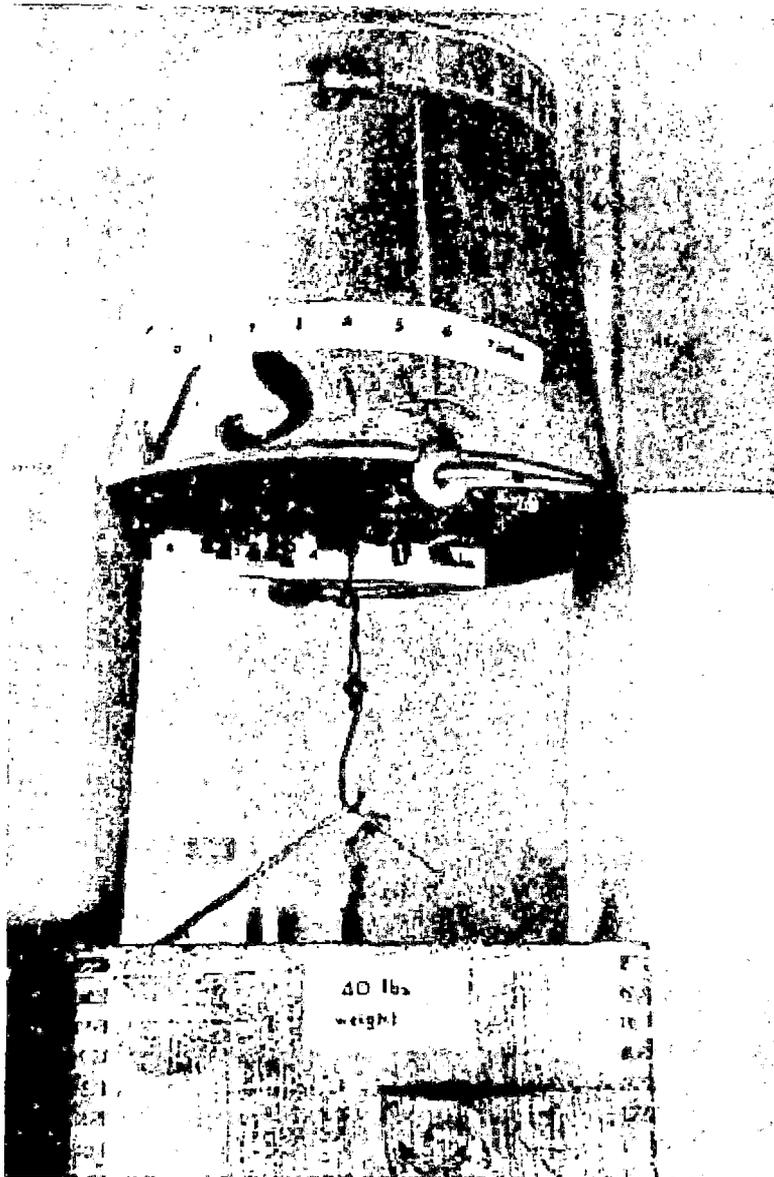


**Figura N° 7: Escala del macizo rocoso respecto de la estructura,**  
[28]

### 1.3 ESTABILIDAD DE LA EXCAVACIÓN SUBTERRÁNEA

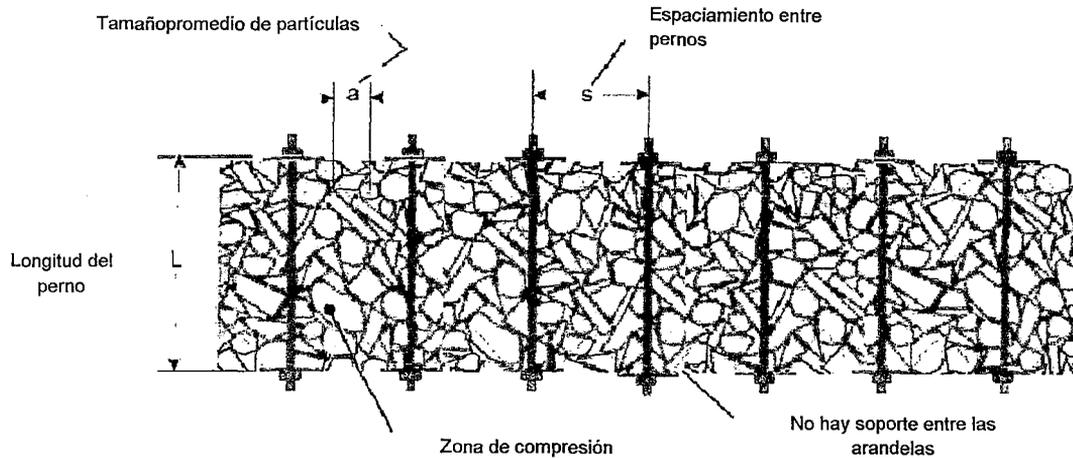
A diferencia de los túneles en suelo, los túneles en roca tratan con un material rígido y resistente, capaz de tomar las cargas producidas por la redistribución de esfuerzos generalmente sin mayor refuerzo o sostenimiento.

El experimento de Lang [29], permite entender esta idea, explicando cómo funcionan los pernos. Él conformó un material de piedra chancada (e.g. diámetro promedio de fragmentos  $\frac{3}{4}$ " ) en una base con pernos, con separación y longitudes establecidas en función del diámetro promedio de los fragmentos, se compacta este material en capas. Finalmente, al conformar la última capa (de acuerdo con la longitud de los pernos) se ajustan los pernos. Se remueve la base y ahora cada fragmento se encuentra creando una zona en compresión que les da estabilidad (ver Figura N° 8).



**Figura N° 8: Experimento de Lang, que demuestra el efecto del confinamiento en un material de roca fracturado, [29]**

La estabilidad de la excavación subterránea depende de varios factores; algunos serán estudiados en el Capítulo III. Otros de igual importancia no deben de ser obviados, tales como el procedimiento constructivo, el régimen hidrogeológico, cambios de las propiedades del material, el sostenimiento con el tiempo, etc.



**Figura N° 9: Modelo conceptual del refuerzo otorgado por pernos en partículas sin cohesión entre ellas, [29]**

### 1.3.1 Diseño y Desempeño de la Excavación Subterránea

Dependiendo de las condiciones de servicio de la excavación subterránea, el objetivo del diseño de la excavación subterránea debe evitar daño estructural del revestimiento o colapso de la excavación subterránea, durante la vida de servicio proyectada.

El sostenimiento se comportará de acuerdo como lo haga el terreno, por lo que se debe canalizar los esfuerzos en identificar el mecanismo de inestabilidad y luego controlar las deformaciones del terreno, movilizandando la resistencia del terreno. Si los análisis indican que el sostenimiento está sobrecargado se debería reducir su rigidez o retrasar su instalación (relajación del terreno).

El análisis del sostenimiento está supeditado a la estimación de los parámetros del terreno, que a juicio del ingeniero de diseño son claves para el comportamiento del macizo rocoso. Sin embargo, hay que notar que la exactitud de los análisis numéricos es mucho mayor que la exactitud del modelo geotécnico que se haya preparado, por ello la importancia de llevar a cabo estudios paramétricos que permitan evaluar la interacción terreno-sostenimiento dentro de rangos razonables. Por consecuencia, es importante evitar caer en la ilusión de la precisión matemática y prestar más atención a las incertidumbres.

A continuación se cita los principios de estabilización de túneles y diseño de revestimiento-sostenimiento de túneles extraídos de Bickel *et al* [8].

1. La parte más importante del sostenimiento de la excavación subterránea es el terreno que la rodea.
2. El componente más importante del terreno es el agua.
3. El elemento más importante en la construcción del revestimiento-sostenimiento es asegurar un contacto íntegro y continuo entre el soporte y el terreno.
4. El objetivo es controlar el movimiento del terreno, y no tomar la carga del terreno.
5. La estabilización más eficiente de una excavación y su sistema de sostenimiento es que se movilice la resistencia del terreno permitiendo la deformación del terreno de una forma controlada.
6. La rigidez axial de revestimiento-sostenimiento permite distribuir las cargas no-uniformes del terreno, movilizándolo la presión pasiva del terreno ubicado en la periferia de la excavación, y por ende modificar las deformaciones del terreno.
7. La rigidez flexionante del revestimiento es ineficiente (y usualmente inefectiva) para controlar las deformaciones del terreno.
8. Para excavaciones secuenciales, el sostenimiento inicial debe ser muy flexible comparado con el terreno, y para absorber largas deformaciones flexurales asociadas con la redistribución de esfuerzos.
9. Si la instalación de revestimientos secundarios es instalada cuando el terreno se ha estabilizado. Esta no estará sujeta a deformaciones flexurales significativas.
10. Los revestimientos como los segmentales son flexibles respecto del terreno, excepto para el caso de arcillas muy blandas. Tales revestimientos deberían ser delgados, para minimizar esfuerzos flexionantes parasíticos, resultantes de las deformaciones del terreno.
11. La selección de este tipo de revestimiento depende del método de excavación que se adecue a las características del terreno, en donde el

- tiempo de auto-sostenimiento es usualmente el más significativo. El tiempo de instalación del revestimiento puede afectar sustancialmente la magnitud de la deformación del terreno y la carga que toma el revestimiento.
12. El dimensionamiento del revestimiento está controlado más por la impermeabilización, constructibilidad, u otros, que las cargas del terreno.
  13. La estimación de las cargas del terreno y las presiones pasivas están sujetas a incertidumbres debido a la redistribución de los esfuerzos in-situ relacionadas con las deformaciones del terreno antes y después de la instalación del revestimiento, y procedimientos constructivos, tales como las inyecciones de contacto. Las cargas y presiones varían a lo largo del túnel debido a variaciones en la geología y en la competencia de la construcción.
  14. Las mayores cargas impuestas en el revestimiento pueden venir de procedimientos constructivos tales como la presión que los grippers<sup>1</sup> de la TBM confieren a las paredes para impulsarse hacia adelante, o a inyecciones de contacto.
  15. La precisión de los análisis matemáticos de los esfuerzos en anillos estructurales excede por mucho la precisión de la estimación de las condiciones de carga y sostenimiento, con los que se hicieron los análisis.
  16. Un revestimiento anular confinado por el terreno adyacente no puede deformarse en flexión, independientemente del terreno. La falla estructural en flexión es imposible al menos que exista vacíos entre el revestimiento y el terreno.
  17. El desempeño estructural de los elementos del revestimiento instalados antes que la deformación del terreno haya sido estabilizado, puede ser estimado, analizando las fuerzas axiales y una deformación adicional medida como por un cambio arbitrario en el diámetro del revestimiento. Valores apropiados de diseño pueden basarse en experiencia previa en túneles en terrenos similares, pueden ser especificados como requerimientos de construcción, y pueden ser verificados con *instrumentación*.
  18. Los elementos de revestimientos instalados después que el terreno se ha estabilizado puede ser analizado para cargas axiales solamente, mas

---

<sup>1</sup> Los grippers son los apoyos que una TBM utiliza para impulsarse hacia adelante.

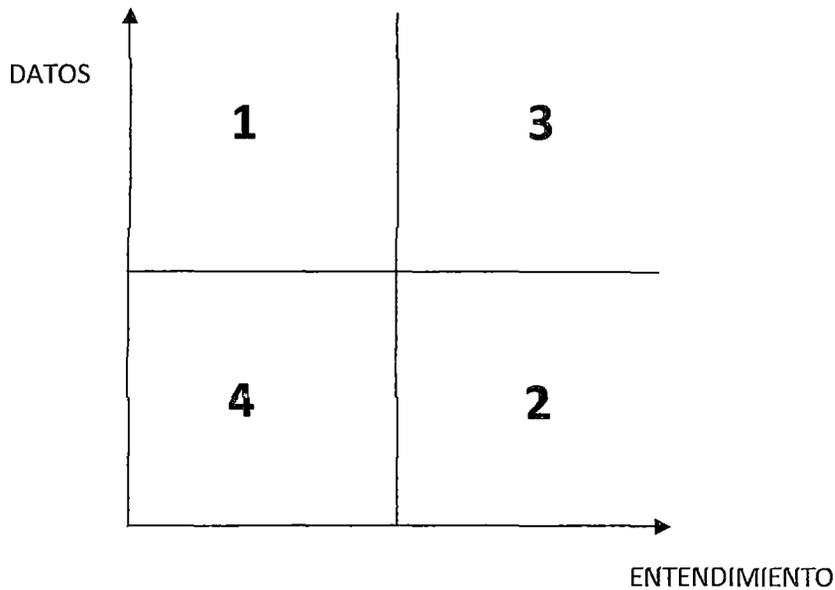
redundancia para anticipar los efectos futuros de construcción y squeezing a largo plazo, si fuese apropiado.

#### 1.4 MODELAMIENTO NUMÉRICO

Los primeros intentos para desarrollar la capacidad de evaluar los mecanismos de inestabilidad o modos de falla de una excavación subterránea, fueron los modelos físicos. Estos modelos tenían el objetivo de identificar las condiciones que pueden ocasionar una falla en el prototipo. La dificultad de este procedimiento es mantener la similitud en las propiedades de los materiales y las cargas aplicadas al prototipo. Tales instalaciones son costosas de construir y operar y su uso está más guiado al de la investigación que al de uso rutinario de diseño.

Consecuentemente los procedimientos de cálculo numérico han ido desarrollándose de tal manera que actualmente existen modelos que permiten analizar complejos factores tales como el comportamiento no lineal, inclusión de patrones de discontinuidades complejas, cargas dinámicas, comportamiento dependiente del tiempo, entre otros. Lo que implica una habilidad y disponibilidad para incluir complejos detalles geológicos en la construcción del modelo numérico.

De acuerdo con lo observado en la sección 1.2, la formulación conceptual del problema de ingeniería depende en gran medida de la recolección de información. En la Figura N° 10, se relaciona el entendimiento del problema de ingeniería versus el grado de información disponible. En la región 1, el entendimiento es poco pero hay un buen grado de información disponible; por lo tanto, se puede hacer uso de herramientas estadísticas para cuantificar y determinar las propiedades del macizo rocoso. En la región 2, la información es muy limitada pero esta se complementa con la experiencia y juicio del equipo de diseño. Regularmente, los problemas geomecánicos se encuentran en las regiones 2 y 4; por eso, estos diseños se caracterizan por su criterio de diseño conservador.

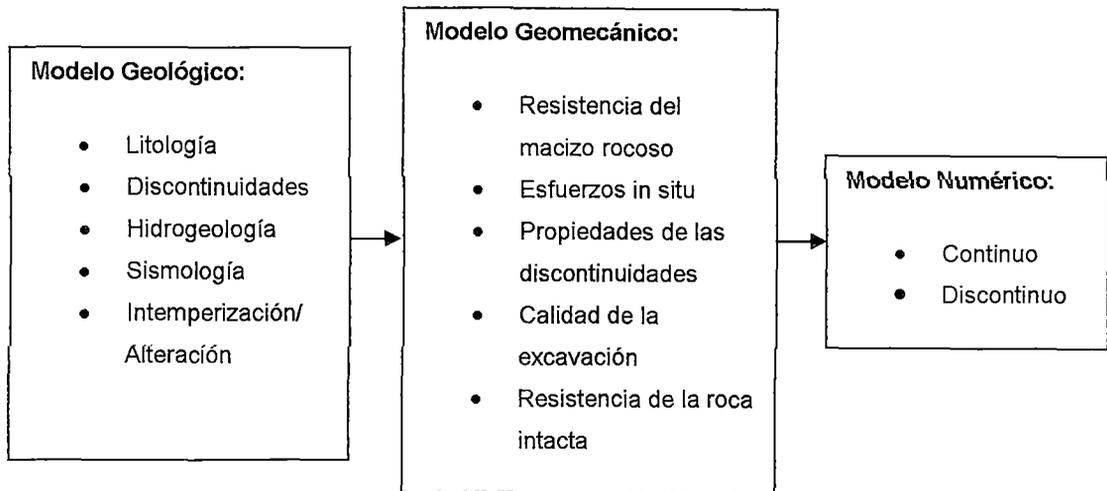


**Figura N° 10: Relación entre el entendimiento de un problema y la información disponible, [7]**

Por otro lado, a pesar de que exista siempre el mejor deseo de tener la mayor información posible, también se debe entender que la complejidad de los modelos numéricos se incrementa con el incremento de los datos de entrada; y la claridad y su utilidad es reducida en la misma medida.

Con esto se incide en el uso de los programas de modelamiento numérico como un laboratorio virtual que permita probar varias ideas e hipótesis, antes de comenzar con las actividades de construcción, que ya es un laboratorio real.

Para generar un buen modelo numérico, es necesario para construir un buen modelo geológico y geomecánico. En la Figura N° 11, se puede observar un diagrama secuencial para la formulación de cada modelo.



**Figura N° 11: Etapas para la generación del modelo numérico, [7]**

#### 1.4.1 Guía para el Modelamiento de Problemas Geomecánicos

De acuerdo con los desarrolladores del programa de FLAC [7] es recomendable seguir los siguientes pasos para la generación del modelo numérico.

1. Estar muy seguros, antes de empezar, de la razón por la cual se está construyendo el modelo. Cuáles son las preguntas que queremos responder.
2. Usar el modelo en la etapa más temprana del proyecto, para ayudar a generar datos y entendimiento.
3. Evaluar la mecánica del problema, identificar mecanismos importantes de esfuerzos, deformación y posibles modos de falla.
4. Pensar en experimentos que nos gustaría efectuar en el modelo y tratar de visualizar, cuantitativamente, cuáles podrían ser las respuestas.
5. Diseña o usa el modelo más simple que te permita identificar los principales mecanismos y pueda servir como un laboratorio para los experimentos que tengas en mente.

6. Implemente el modelo, elija el más simple de sus experimentos y ejecútelo. Si el modelo muestra resultados dentro de sus expectativas, proceda con experimentos más complejos; si no fuese así; identifique la debilidad en su razonamiento y arréglo antes de continuar.
7. Si el único modelo disponible tiene debilidades que no pueden ser remediadas, haga una serie de simulaciones que puedan abarcar o contener el caso real.
8. Una vez que haya aprendido todo lo posible del modelo simple, puede empezar a realizar modelos más complejos para explorar aquellos aspectos descartados de la geología que muy probablemente pueden afectar el comportamiento del modelo simple.

#### 1.4.2 Métodos Computacionales para Análisis de Esfuerzos

De acuerdo con Hoek [28], las técnicas de modelamiento numérico se pueden dividir en dos: métodos de discretización de borde y dominio.

##### Métodos de Discretización de Borde

El método de elementos de borde (BEM) deriva su nombre al hecho que solamente sus bordes de la geometría del problema son divididos en elementos. En otras palabras, la superficie de excavación, la superficie del terreno natural (para túneles superficiales), superficies de discontinuidades e interfaces de contacto entre distintos materiales.

##### Métodos de Discretización de Dominio

El interior del macizo rocoso es dividido en elementos geométricos simples con propiedades asumidas. El comportamiento colectivo y la interacción de estos elementos geométricos simples modelan el comportamiento más complejo del macizo rocoso. En otras palabras los métodos de dominio, pueden tomar en consideración materiales más complejos que en el método de borde.

Los elementos finitos (FEM) y las diferencias finitas (FDM) son técnicas de dominio que tratan el macizo rocoso como continuo. El método de elementos

discontinuos (DEM) es también un método de dominio que modela cada bloque individual de roca como un elemento único.

Estas dos clases de análisis pueden ser combinados de tal manera de maximizar las ventajas y minimizar las desventajas de cada método, a este modelo se le denomina híbrido.

El programa que usaremos en esta tesis, Phases 2, usa el método de discretización por dominio y muy usados para modelos continuos o equivalentemente continuos. El programa UDEC es un programa usado para modelos discontinuos. Este programa no será usado por no encontrarse disponible.

En la Figura N° 12, se observa la selección del método de análisis, en base a la clasificación de macizo rocoso (índice Q), la separación entre discontinuidades, la relación entre la dimensión de la excavación y la separación entre discontinuidades. Observe que no interviene los parámetros esfuerzos *in situ*.

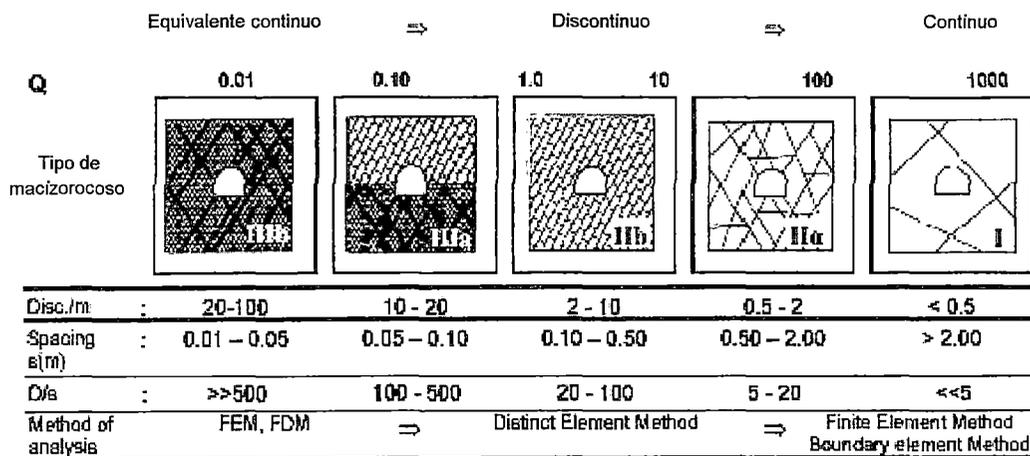


Figura N° 12: Elección del tipo de método de análisis en base a la clasificación del macizo rocoso, [1 y 5]

### 1.4.3 Modelos Constitutivos

Los modelos constitutivos disponibles en los programas de elementos finitos comerciales son ya algunos. En mecánica de suelos el modelo constitutivo más usado corresponde al de Mohr-Coulomb, otros modelos constitutivos se han elaborado gracias al esfuerzo de investigadores por tratar de pronosticar el estado de esfuerzo y deformación de material que el modelo Mohr-Coulomb no puede representar bien. En mecánica de rocas, el modelo constitutivo más usado corresponde al de Hoek y Brown, por la forma como se integra la obtención de parámetros de diseño con las investigaciones de campo.

Es importante para el usuario estudiar cada modelo disponible, estudiar sus parámetros y como estimarlos a partir de pruebas de laboratorio o de campo. La elección del modelo constitutivo tiene una gran influencia en los resultados, por lo que se requiere de experiencia y muy buen juicio para su aplicación.

**Cuadro N°1: Parámetros de entrada comúnmente usados en programas de análisis numérico**

Modelo Constitutivo	Parámetros
Mohr-Coulomb (perfectamente plástico)	$E$ (KPa), $\nu$ , $\phi$ , $c$ (KPa), $\varphi$
Hoek-Brown	$E$ (MPa), $\nu$ , UCSi (MPa), UCTi (MPa), $m_b$ , $s$ , $a$ , $\varphi$ , $m_{b_{residual}}$ , $s_{residual}$ , $a_{residual}$

Fuente: Elaboración propia

Donde:

- E: Módulo de deformación
- $\nu$ : Relación de Poisson
- c: cohesión
- $\phi$ : Ángulo de fricción
- UCSi: Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta
- UCTi: Resistencia a la tensión uniaxial de la roca intacta
- $m_b$ ,  $s$  y  $a$ : Parámetros del criterio de falla de Hoek-Brown
- $\varphi$ : Dilatancia

#### 1.4.4 Acerca del Modelo Geométrico

El macizo rocoso a ser modelado se extiende infinitamente en todas direcciones, pero para ventaja nuestra la influencia de la excavación subterránea tiene una zona de influencia, a partir de ella las deformaciones causadas por la excavación son cero. Estos límites reales, pueden ser establecidos como los límites del modelo. Si consideramos una distancia menor, las restricciones de los grados de libertad afectaran los resultados de los elementos numéricos.

En caso que el modelo exhiba simetría geométrica, haciendo uso de uno de los dos tipos de simetría: los planos y las líneas de simetría, es posible reducir el tamaño del modelo y el tiempo de ejecución del modelo numérico. La línea de simetría es más conocida como modelo axi-simétrico. Se requiere cuidado con la evaluación de los parámetros ingresados y resultados de los modelos axi-simétricos, por ejemplo, para el programa Phases, las fuerzas aplicadas en un punto se consideran tienen acción en 1 radian (circunferencial) en lugar de 1m como en los modelos de estado plano de esfuerzos.

Para modelo bi-dimensionales (estado plano de esfuerzos) y en rocas competentes se recomienda que la dimensión de la malla desde las paredes de la excavación hasta el borde vertical y horizontal sea de 10 veces el diámetro efectivo de la excavación. Cuando el túnel presenta una plastificación o de falla extensa la dimensión de la malla se debe considerar desde el límite de la zona plastificada, el diámetro efectivo correspondería al de la zona fallada,[41].

Para terrenos de baja resistencia (i.e. suelos y transición roca-suelo), Möller [43] evaluó la influencia de la dimensión del modelo en el asentamiento y las fuerzas estructurales del revestimiento y recomienda una distancia desde la pared de la excavación hasta el borde inferior horizontal de 1.3 a 2.2 veces el diámetro efectivo de la excavación (para  $D = 4$  a 12 metros); y la distancia desde la pared de la excavación hasta el borde vertical de  $2D(1+H/D)$ , donde  $H$  es la cobertura de material por encima de la clave del material. En caso de modelos en donde  $H/D$  es mayor que 1.5 o en túneles muy profundos se necesita tener otras consideraciones más generales, a continuación un resumen:

- La dimensión del modelo debe ser tal que la deformación unitaria perpendicular al borde del modelo no exceda 0.005% luego de la construcción del túnel.
- La dimensión al borde inferior debe ser estimada de tal manera que la máxima rotación de los ejes de esfuerzo principal no exceda 2.5° luego de la construcción del túnel.
- La dimensión del modelo y la longitud deben ser tomados de tal manera que el máximo asentamiento en los bordes verticales no exceda el 1% del máximo asentamiento producido en el eje vertical del túnel.
- Hay otros factores que pueden afectar el dimensionamiento del modelo, tales como el modelo constitutivo, secuencia constructiva,  $K_0$ , la densidad de la malla, Factor de relajación en caso de modelos bi-dimensionales.

## CAPÍTULO II: PROPIEDADES DEL MACIZO ROCOSO

“Predecir precisamente cómo un conjunto de estructuras geológicas actuarán en un proyecto de ingeniería de rocas es realmente imposible. Pero saber cómo se ha desempeñado, en otros proyectos similares, es un indicativo del comportamiento a esperar. De hecho, la historia y la experiencia organizada por el tipo de roca, la estructura de roca e historia geológicas son las mejores prácticas, ahora y probablemente siempre.”

En consenso con el párrafo anterior, la determinación de las propiedades del macizo rocoso es la fase más importante, por el grado de incertidumbre involucrado en todo problema de ingeniería de rocas. Debido a que los macizos rocosos son materiales discontinuos y espacialmente variables, es importante seleccionar el dominio (en volumen) del modelo representativo del macizo rocoso, que depende de la dimensión de la excavación subterránea.

En la Figura N°13, se representa un modelo simplificado de un problema de ingeniería de rocas. En este esquema se puede apreciar un ejemplo de un problema de mecánica de rocas; primero como algunas infraestructuras pueden influenciar en el comportamiento de una excavación subterránea, tales como taludes, pozos y/o cimentaciones, es decir, de acuerdo con la necesidad del proyecto se puede requerir que el análisis considere la interacción de varias instalaciones; en segundo lugar las propiedades del macizo rocoso, definidas en función de las propiedades de la roca intacta, las discontinuidades, su permeabilidad y factor de escala; y en un tercer lugar las condiciones de borde definidas por los esfuerzos in-situ y el régimen hidrogeológico.

A pesar de la complejidad y dificultad para determinar las propiedades del macizo rocoso, todavía debemos hacer lo mejor posible para determinar las propiedades del macizo rocoso específicas al proyecto y asignarles un valor razonable. En el Cuadro N° 2, se especifican algunas aplicaciones de ingeniería de rocas y los requerimientos de exactitud para la cuantificación de las propiedades del macizo rocoso.

Existen dos formas de obtener información del macizo rocoso, métodos directos y métodos indirectos. Los métodos directos tienen limitaciones. Para obtener valores realistas de las propiedades del macizo rocoso, se debería ensayar muestras de diferentes volúmenes y con diferentes configuraciones de discontinuidades, sometido a niveles de esfuerzos considerando las configuraciones posibles. Tal programa experimental es casi imposible de llevar a cabo en el laboratorio. En un ensayo *in-situ*, tal programa experimental sería difícil, tomaría mucho tiempo y sería muy costoso.

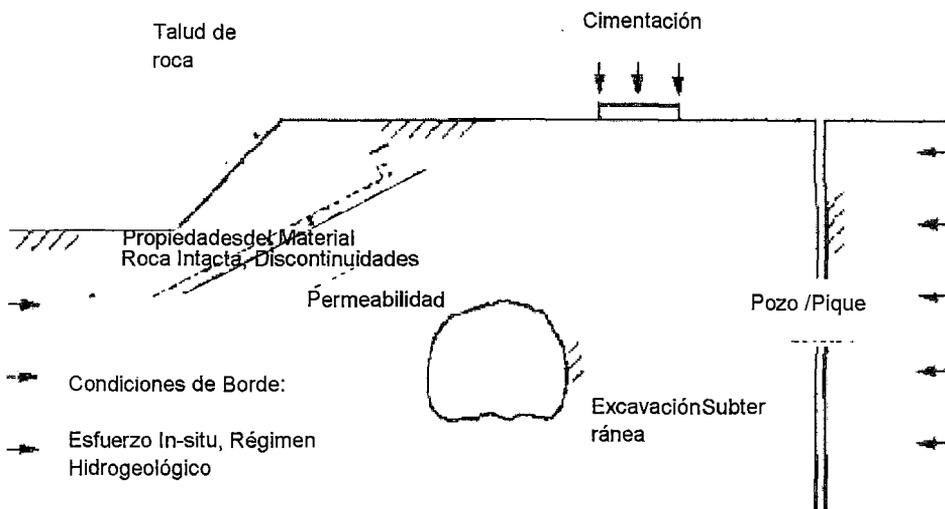


Figura N° 13: Modelo simplificado de un problema de ingeniería de rocas, [33]

Cuadro N° 2: Rango de variabilidad aceptable para las propiedades físicas de los macizos rocosos, [51]

Aplicación/ Propiedad Física del Macizo Rocoso	Resistencia	Deformabilidad	Permeabilidad/Conductividad Hidráulica
Minería	Pilares Paredes (10%) Techos	Piques (25%)	Tasa de infiltración total (50%)
Excavaciones civiles	Túneles (25%) Cavernas (10%)	Túneles (25%) Cavernas (25%) Túneles y piques forzados (10%)	Tasa de infiltración total (25%)
Almacenamiento de desperdicios radiactivos			Transporte de masa (factor de $10^{-2}$ a $10^2$ )
Petróleo y gas	Estabilidad del taladro (10%)	Subsistencia del reservorio (25%)	Conectividad/Transmisividad (50%)
Cimentaciones civiles		Asentamientos (25%)	

Los métodos indirectos incluyen el uso de correlaciones empíricas, la combinación de las propiedades de la roca intacta y las discontinuidades usando métodos analíticos y numéricos, asimismo el uso de técnicas de retro-análisis, entre otras. Debido a las limitaciones de los métodos directos, la práctica actual *sobre-pondera los métodos indirectos*. Los métodos indirectos tales como las correlaciones empíricas solo pueden ser usados para verificar la información de las pruebas e investigar las razones de la inconsistencia.

### Cuadro N° 3: Métodos para determinar las propiedades del macizo rocoso,[51]

Métodos Directos	Métodos Indirectos
Ensayos de Laboratorio	Correlaciones Empíricas o Teóricas
Ensayos <i>in-situ</i>	Métodos numéricos y analíticos
	Retro-análisis usado en base a observaciones de campo.

#### 2.1 ESFUERZOS *IN-SITU*

De acuerdo con Hudson y Harrison [33], las razones para determinar el estado de esfuerzos *in-situ* del macizo rocoso son:

- Tener un conocimiento básico del estado de esfuerzos actuante en el macizo rocoso i.e. la dirección y la magnitud del esfuerzo principal. El cual puede incluso ayudar a plantear hipótesis para el modelo geológico, tales como la potencial dirección de debilidad de la roca, la potencial dirección de mayor permeabilidad, entre otras.
- Tener conocimiento específico de las condiciones de borde necesarias para realizar los análisis de esfuerzos conducidos en la fase de diseño.

En la Figura N° 14-a, se representa un cubo infinitesimal extraído del macizo rocoso. Al extraerlo por el principio de acción y reacción, se transfieren esfuerzos normales y cortantes en cada cara del cubo. Los esfuerzos se pueden representar por medio de un tensor que contiene 9 elementos: tres esfuerzos normales y seis componentes de esfuerzos de corte. Cuando el cubo infinitesimal es rotado, el valor de los esfuerzos cambia, y solo para una

orientación los seis componentes de esfuerzos de corte son cero, a esta matriz se le denomina estado principal de esfuerzos (ver Figura N° 14-b).

Los métodos para medir los esfuerzos *in-situ* de la roca se pueden clasificar en 2 categorías principales. El primero consiste de pruebas que modifican o disturban las condiciones de la roca *in-situ*, i.e. induciendo esfuerzos, deformaciones, o presiones de fracturamiento y el segundo consiste de métodos de observación del comportamiento de la roca, sin que el método de medición influya significativamente, incluye "corediscing"<sup>3</sup> de sondajes, retro-análisis mediante el registro de deformaciones y/o esfuerzos producto del desconfinamiento o liberación de carga de grandes volúmenes de roca, pruebas acústicas (Efecto Kaiser) y otros.

A continuación, se estudiará varios métodos que nos permitirán estimar el estado *in-situ* de esfuerzos, incluyendo correlaciones empíricas y registros de mediciones realizadas y modelos analíticos. Estas mediciones pueden ser muy útiles en la etapa más temprana del diseño, para el proceso de planificación y cuando se selecciona el método de medición, ayuda a seleccionar la ubicación de estas medidas.

---

<sup>3</sup> CoreDiscing: Rotura evidenciada en testigos de roca recuperados en zona de altos esfuerzos. El testigo se rompe en forma de discos, causados por el desconfinamiento.

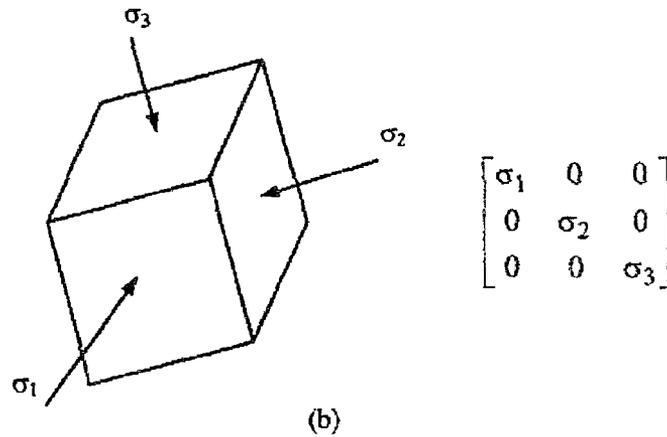
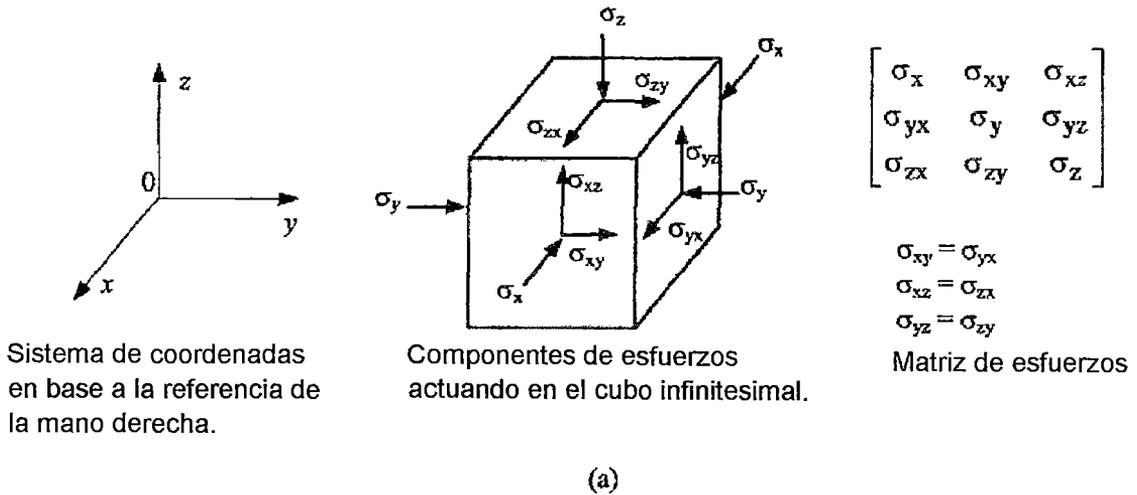


Figura N° 14: (a) Componentes del tensor esfuerzo actuantes en un cubo infinitesimal del macizo rocoso; (b) Cubo infinitesimal de los esfuerzos principales y su matriz de esfuerzo principal, [51]

### 2.1.1 Estrategia para la Estimación de los Esfuerzos *in-Situ*

La determinación exacta de los esfuerzos *in-situ* es una tarea muy difícil y completamente en el sentido práctico imposible, debido a que el estado actual de esfuerzo *in-situ* es el producto final de una serie de eventos geológicos pasados y es la superposición de los componentes de esfuerzos de diversos tipos. Incluso tomando en cuenta que los macizos rocosos son heterogéneos y discontinuos, se puede considerar que los esfuerzos varían espacialmente también. Los esfuerzos *in-situ* no solamente varían espacialmente sino también con el tiempo debido a los eventos tectónicos, erosión, glaciación, etc.

El problema es mucho más complicado, debido a que la fábrica de la roca actual no necesariamente está correlacionado con el estado actual de esfuerzos *in-situ*. Debido a su naturaleza, deben ser estimados usando varios métodos y actualizados progresivamente. El ISRM recomendó un criterio para *progresivamente estimar el tensor de esfuerzos in-situ*. En el Cuadro N° 4, se listan los pasos recomendados por el ISRM para la estimación de los componentes de los esfuerzos *in-situ* y en el Cuadro N° 5, se listan los métodos de medición disponibles. La combinación de varios métodos y sus respectivos atributos puede ayudar a estimar más confiablemente los esfuerzos *in-situ* del macizo rocoso. La integración debe verificar si las suposiciones asociadas en cada método son confirmadas y tomar en consideración las incertidumbres de cada estimación. El número de estimaciones por cada método correspondiente debe ser considerado con mucho cuidado, de manera de evitar sobre-ponderar a una estimación que cuente con mayores datos.

**Cuadro N° 4: Guía para estimar los componentes del tensor esfuerzo del macizo rocoso,[51]**

Usar información precedente del estado de esfuerzos del macizo rocoso.	
Considerar si la dirección vertical es la dirección principal de esfuerzos (de la topografía, evidencia geológica y otras informaciones).	
Estimar la magnitud de la componente vertical (como el producto de la densidad de la roca y la cobertura).	
Considerar indicaciones respecto a la dirección de los esfuerzos principales y la relación de diferencia de esfuerzos (de la anisotropía de las ondas sísmicas de corte).	
Establecer la orientación del esfuerzo principal mínimo (el valor actual o el esfuerzo horizontal mínimo) producto de observación de fracturas inducidas por la perforación o hidráulicas y la orientación de breakouts en los taladros.	
Encontrar las componentes del tensor de esfuerzos usando métodos indirectos en el testigo de perforación (tales como el efecto Kaiser y análisis de deformación unitaria diferencial).	
Establecer el estado completo de esfuerzos e una o más direcciones mediante ensayos de sobresondeo ( <i>overcoring</i> ).	Establecer el esfuerzo mínimo principal (de pruebas de fracturamiento hidráulico en taladros).
	Establecer la magnitud del esfuerzo principal máximo (de pruebas de fracturamiento hidráulico en taladros y del análisis de falla de los taladros de perforación).
	Establecer el estado completo de esfuerzos en una o más ubicaciones (mediante fracturamiento hidráulico de fracturas pre-existentes).
Establecer la variación del estado de esfuerzos a lo largo del sitio de proyecto, en función de la configuración geológica (de acuerdo a lo estimado en los análisis numéricos y mayores mediciones).	

A continuación, se presentarán varios métodos para estimar preliminarmente el estado de esfuerzos *in-situ*, incluyendo correlaciones empíricas y observaciones obtenidas de mediciones de esfuerzos realizadas en el pasado y en diferentes modelos analíticos. Debe notarse que estas estimaciones preliminares no deben ser consideradas como un sustituto de las mediciones (ver Cuadro N° 5).

**Cuadro N° 5: Métodos de medición de esfuerzos *in-situ*, [51]**

Métodos de Medición de Esfuerzos <i>in-Situ</i>		Volumen (m <sup>3</sup> )	
Métodos Hidráulicos	Fracturamiento hidráulico	0.5 a 50	
	Fracturamiento de ranura	10 <sup>-2</sup>	
	Ensayos hidráulicos sobre fracturas pre-existentes	1 a 10	
Métodos de Desconfinamiento	Desconfinamiento en superficie	1 a 2	
	Subperforación ( <i>undercoring</i> )	10 <sup>-2</sup>	
	Desconfinamiento en sondajes	Sobreperforación ( <i>overcoring</i> )	10 <sup>-3</sup> a 10 <sup>-2</sup>
		Ranurado de sondajes	
		Otros	
	Desconfinamiento de grandes volúmenes de roca	<i>Raiseboring</i>	10 <sup>2</sup> a 10 <sup>3</sup>
Técnicas de sub-excavación			
Otros			
Métodos en base a gatas	Gatas planas	0.5 a 2	
	Gatas curvas	10 <sup>-2</sup>	
Métodos en base a recuperación de deformaciones	Recuperación de deformaciones inelásticas	10 <sup>-3</sup>	
	Análisis de curvas diferenciales de deformación	10 <sup>-4</sup>	
Métodos en base a <i>sobre-excavación en sondajes</i>	Análisis con brújula	10 <sup>-2</sup> a 10 <sup>2</sup>	
	Análisis con sondajes asistidos con cámara		
Otros métodos	Análisis del desplazamiento de fallas geológicas	10 <sup>8</sup>	
	Mecanismos focales de terremotos	10 <sup>9</sup>	
	Métodos indirectos (efecto Kaiser, etc.)	10 <sup>-4</sup> a 10 <sup>-3</sup>	
	Inclusiones en roca de comportamiento tiempo-dependiente	10 <sup>-2</sup> a 1	
	Medición de esfuerzos residuales	10 <sup>-5</sup> a 10 <sup>-3</sup>	

### 2.1.2 Variación del Esfuerzo con la Profundidad

Frecuentemente, se asume que los tres esfuerzos principales *in-situ* de un macizo rocoso son verticales y horizontales. Con esta suposición se puede estimar la orientación y magnitud de estos esfuerzos, usando correlaciones entre el esfuerzo vertical y horizontal y su relación con la profundidad.

### Esfuerzo Vertical( $\sigma_v$ )

De acuerdo con las investigaciones de Hoek y Brown [24, 25 y 26], en la Figura N° 15 se puede ver la correlación del esfuerzo vertical con la cobertura de roca subyacente.

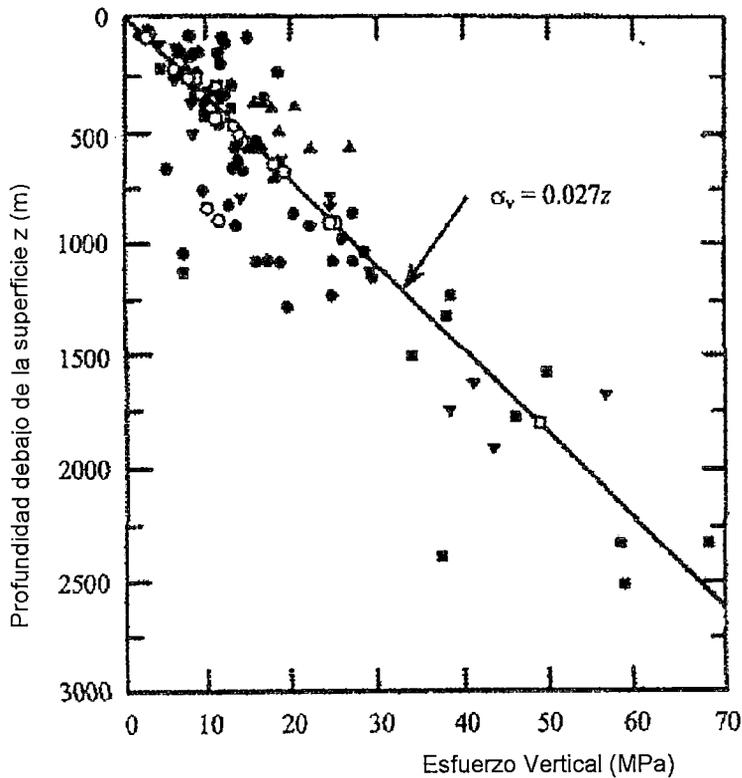


Figura N° 15: Relación entre el esfuerzo vertical insitu y la profundidad, [24]

Ya que el peso unitario de un macizo rocoso típicamente está alrededor de  $0.027 \text{ MN/m}^3$ , el esfuerzo vertical puede estimarse simplemente de la siguiente relación:

$$\sigma_v = \gamma z$$

En donde,  $\sigma_v$  es el esfuerzo vertical expresado en MPa;  $\gamma$  es el peso unitario expresado en  $\text{MN/m}^3$  y  $z$  es la cobertura de roca subyacente expresada en metros.

Esta ecuación es una buena estimación del esfuerzo promedio procedente de todo el registro de mediciones. En algunos casos, la medición del esfuerzo vertical puede ser muy diferente a la estimada por la ecuación. En el Cuadro N° 6, se muestra las diferentes variaciones del esfuerzo vertical con la profundidad.

**Cuadro N° 6: Registro de correlaciones entre el esfuerzo vertical y la profundidad,[51]**

Referencia	Variación del esfuerzo vertical $\sigma_v$ (MPa) con la profundidad z (m)	Ubicación y rango de profundidad (m)
Herget (1974)	$(1.9 \pm 1.26) + (0.0266 \pm 0.0028)z$	Data Mundial (0-2,400)
Lindner&Halpern (1977)	$(0.942 \pm 1.131) + (0.0339 \pm 0.0067)z$	Norte América (0-1,500)
McGarr& Gay (1978)	$0.0265z$	Data Mundial (100-3,000)
Hoek& Brown (1980a)	$0.027z$	Data Mundial (0-3,000)
Herget (1993)	$(0.026 \pm 0.0324)z$	Planicie Laurenciano, Canadá (0-2,200)
Arjang (1989)	$(0.0266 \pm 0.008)z$	Planicie Laurenciano, Canadá (0-2,000)
Baumgärtner <i>et al.</i> (1993)	$(0.0275 - 0.0284)z$	KTP taladro piloto (800-3,000)
Sugarawa&Obara (1993)	$0.027z$	Islas Japonesas (0-1,200)
Te Kampet <i>et al.</i> (1995)	$(0.0275 - 0.0284)z$	KTP taladro (0-9,000)
Lim& Lee (1995)	$0.233 + 0.024z$	Corea del Sur (0-850)
Yokoyam, T. (2003)	$0.0255z$ (roca cristalina) $0.0249z$ (roca sedimentaria)	Japón (0-1600)

### Esfuerzo Horizontal ( $\sigma_h$ )

Los esfuerzos horizontales son mucho más difíciles de estimar que el esfuerzo vertical. En muchos casos, estos varían en un mismo lugar dentro del macizo rocoso. El esfuerzo horizontal máximo  $\sigma_{hmax}$  y el esfuerzo horizontal mínimo  $\sigma_{hmin}$  pueden relacionarse con el esfuerzo vertical de la siguiente manera:

$$\sigma_v > \sigma_{hmax} > \sigma_{hmin} \text{ para una falla normal}$$

$$\sigma_{hmax} > \sigma_{hmin} > \sigma_v \text{ para una falla inversa}$$

$$\sigma_{hmax} > \sigma_v > \sigma_{hmin} \text{ para una falla lateral}$$

En el Cuadro N° 7, se listan las diferentes variaciones de  $\sigma_{hmax}$ ,  $\sigma_{hmin}$  y el esfuerzo horizontal promedio  $\sigma_{have}$  con la profundidad.

Normalmente, el esfuerzo horizontal promedio está relacionado con el esfuerzo vertical por el coeficiente k, de tal manera que:

$$\sigma_{have} = K\sigma_v = K\gamma z$$

En la Figura N° 17, se muestra la variación de los valores K in-situ versus la profundidad con la interpretación de las condiciones de falla. Como puede esperarse, los valores de  $\sigma_{have}$  en las fallas normales son relativamente bajas, los valores de  $\sigma_{have}$  en las fallas inversas son relativamente altas, y los valores de  $\sigma_{have}$  en las fallas dextrales son intermedias.

En la Figura N° 18, se muestran los registros de mediciones realizadas en todo el mundo compiladas por Hoek y Brown [24, 25 y 26]. Todos los datos son contenidos por la siguiente fórmula:

$$\frac{100}{z} + 0.3 < K < \frac{1500}{z} + 0.5$$

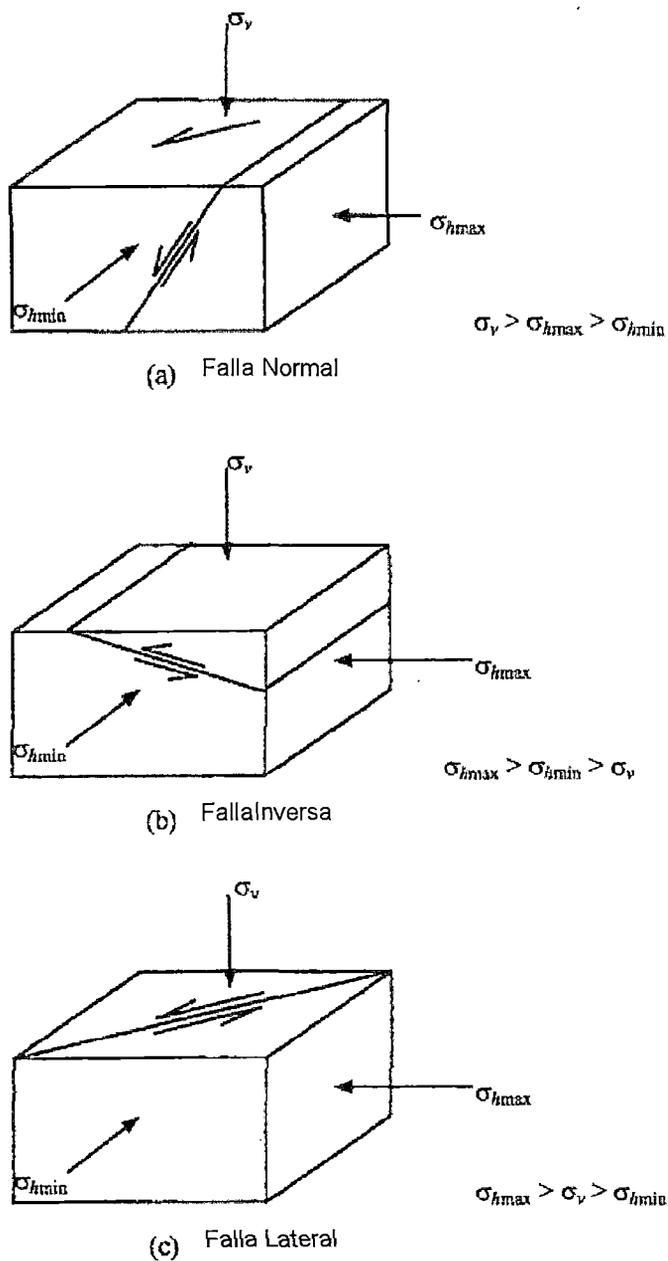


Figura N° 16: Tipos de fallas y estado de esfuerzos *in-situ*, [51]

**Cuadro N° 7: Registro de correlaciones entre el esfuerzo horizontal y la profundidad, [51]**

Referencia	Variación de $\sigma_{have}$ , $\sigma_{hmax}$ , $\sigma_{hmin}$ (MPa) o k, $k_{max}$ , $k_{min}$ con profundidad z(m)	Ubicación y rango de profundidad (m)
Voight (1966)	$\sigma_{have}=8.0+0.043z$	Data Mundial (0-1,000)
Herget (1974)	$\sigma_{have}=(8.3\pm 0.5)+(0.0407\pm 0.0023)z$	Data Mundial (0-800)
Van Heerden (1976)	$K=0.448+248/z$ ( $r=0.85$ )	Sudáfrica (0-2,500)
Worotnicki&Denham (1976)	$\sigma_{have}=7.7+(0.021\pm 0.002)z$ ( $r=0.85$ )	Australia (0-1,500)
Haimson(1977)	$\sigma_{hmax}=4.6+0.025z$ $\sigma_{hmin}=1.4+0.018z$ ( $r=0.95$ )	Cuenca de Michigan (0-5,000)
Lidner&Halpern (1977)	$\sigma_{have}=(4.36\pm 0.815)+(0.039\pm 0.0072)z$	Norteamérica (0-1,500)
Hoek& Brown (1980a)	$0.3 + 100/z < K < 0.5 + 1,500/z$	Data Mundial (0-3,000)
Aytmatov (1986)	$5+0.058z < (\sigma_{hmax}+ \sigma_{hmin}) < 9.5 + 0.075z$	Data Mundial (Mayormente de la antigua USSR) (0-1,000)
Li (1986)	$\sigma_{have}=0.72+0.041z$ $0.3+100/z < K < 0.5+440/z$	China (0-500)
Rummel (1986)	$K_{max}=0.98+250/z$ $K_{min}=0.5+150/z$	Data Mundial (500 – 3,000)
Herget (1987)	$\sigma_{have}=9.86+0.0371z$ $\sigma_{hmin}=33.41+0.0111z$ $K=1.25+267/z$ $K_{max}=1.46+357/z$ $K_{min}=1.1+167/z$	Planicie Laurenciano, Canadá (0-900) (990-2,200) (0-2,200)
Pine &Kwakwa (1989)	$\sigma_{hmax}=15+0.028z$ $\sigma_{hmin}=6+0.012z$	Granito Carnmenellis Cornwall, UK (0-2,000)
Lim and Lee (1995)	$\sigma_{have}=1.858+0.018z$ ( $r=0.869$ ) $\sigma_{have}=2.657+0.032z$ ( $r=0.606$ )	Sobre-sondeo ( <i>overcoring</i> ) Corea de Sur (0-850) Fracturamiento Hidráulico (0-500)
Rummel (2002)	$K_{max}=1.30+110/z$ $K_{min}=0.66+72/z$	Hong Kong (0-200)
Yokoyama, et al. (2003)	Roca Cristalina: $\sigma_{hmax}=-21.9+0.0301z$ $\sigma_{hmin}=33.7+0.0219z$ Roca Sedimentaria: $\sigma_{hmax}=-23.5+0.0340z$ $\sigma_{hmin}=47.5+0.0281z$	Japón (0-1,600)

Notas:  $K= \sigma_{have}/\sigma_v$ ;  $k_{max}= \sigma_{hmax}/\sigma_v$ ;  $k_{min}= \sigma_{hmin}/\sigma_v$ ; y r es el coeficiente de correlación.

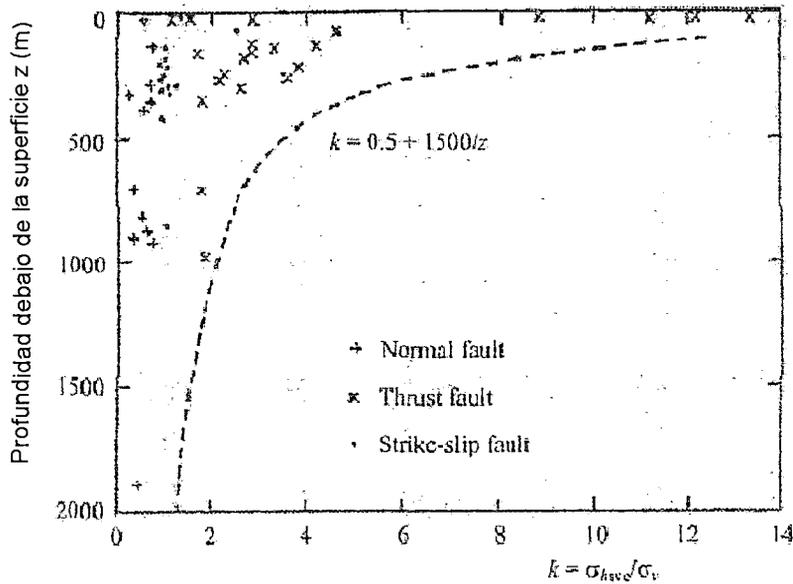


Figura N° 17: Relación entre K y la profundidad (por tipo de falla asociada), [51]

Terzaghi y Richart (1952) sugirieron que para macizos rocosos sujetos solo a cargas por gravedad y donde no se ha permitido deformación lateral durante la formación de los estratos, el valor de K es independiente de la profundidad y la relación está dada de la siguiente forma:

$$K = \frac{\nu}{1-\nu}$$

Donde  $\nu$  es la relación de Poisson del macizo rocoso. En macizos rocosos,  $\nu$  varía normalmente entre 0.1 a 0.4, resultando Ken el rango de 0.11 a 0.67. Ya que esto tiende hacia la fórmula  $0.3+100/z < K < 0.5+1500/z$ , cuando  $z > 2500m$ .

Sheorey (1994) desarrolló un modelo termal elasto-estático de la tierra. Este modelo considera la curvatura de la corteza terrestre y la variación de las constantes elásticas, densidad y coeficientes termal de expansión a través de la corteza y el manto. La siguiente ecuación simplificada que puede ser usada para estimar el esfuerzo horizontal promedio.

$$\sigma_{have} = \frac{\nu}{1-\nu} \gamma z + \frac{\beta E_h G}{1-\nu} (z + 1000)$$

Donde  $\nu$  es el módulo de Poisson;  $\gamma$  es el peso unitario de la roca, en N/m<sup>3</sup>;  $z$  es la cobertura de roca subyacente, en metros;  $E_h$  es el módulo de deformación promedio de la roca medida en la dirección horizontal, en Pa;  $\beta$  es el coeficiente de expansión termal de la roca, en 1/°C (ver cuadro 8); y  $G$  es la gradiente geotermal de la roca, en °C/m.

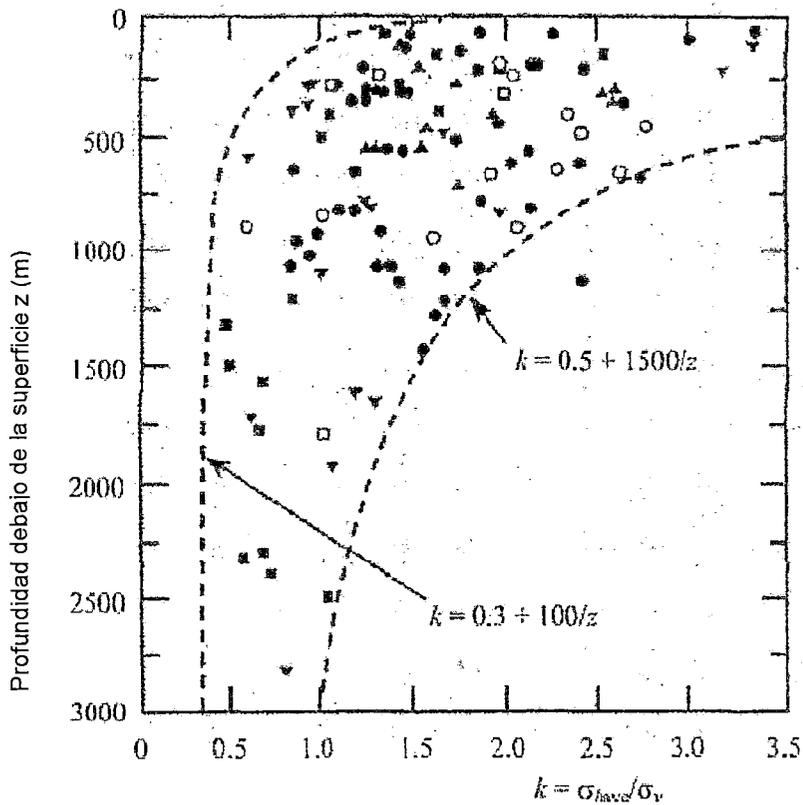
En el Cuadro N° 8 lista los coeficientes de expansión termal lineal de diferentes rocas compiladas por Sheorey (2001). De este cuadro,  $\beta = 8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$  puede ser escogido como un valor representativo razonable para diferentes rocas como el carbón. El gradiente termal para la corteza puede tomarse como 0.024 °C/m. Asumiendo que el esfuerzo vertical  $\sigma_v = \gamma z$  y tomando como valores representativos  $\nu = 0.25$  y  $\gamma = 2.7 \times 10^3 \text{ N/m}^3$ ,  $K$  puede ser derivada de la siguiente ecuación (ver figura 19):

$$K = 0.33 + 9.5 E_h \left( 0.001 + \frac{1}{z} \right)$$

Donde  $E_h$  está en GPa.

**Cuadro N° 8: Coeficiente de expansión termal lineal  $\beta$  , [51]**

Roca	$\beta$ (10-6/C)
Granito	6 a 9
Caliza	3.7 a 10.3
Marmol	3 a 15
Arenisca	5 a 12
Esquisto	6 a 12
Dolomita	8.1
Conglomerado	9.1
Breccia	4.1 a 9.1
Carbón	30



**Figura N° 18: Relación entre K y la profundidad (Hoek y Brown, 1980), [51]**

En la Figura N° 19, se representa la ecuación precedente para un rango de módulos de deformación (10, 50 y 100 GPa). Las curvas relacionan  $K$  con la cobertura de roca subyacente  $z$  y es similar a los datos mostrados en la Figura N° 18, por lo que esta ecuación provee una estimación razonable para estimar el valor de  $K$ .

En general la relación  $K$  es mayor a 1. Los altos esfuerzos horizontales son causados por diferentes factores, incluyendo erosión, tectonismo, anisotropía de la roca y las discontinuidades de la roca (Amadei y Stephansson, 1997; Hudson y Harrison, 1997).

La suposición de que los esfuerzos principales son verticales y horizontales con la profundidad, son descartadas cuando la superficie del terreno no es horizontal (Amadei y Stephansson, 1997). Esto puede verse claramente en la Figura N° 20, en donde se muestra un macizo rocoso homogéneo isotrópico, semi-infinito con una topografía compleja consistiendo de una serie de colinas y valles y sin cargas superficiales. El macizo rocoso está bajo cargas gravitacionales solamente y se encuentran restringidas las deformaciones laterales. Debido a que las condiciones de libre tracción de borde, los esfuerzos principales son paralelas y normales a la superficie del terreno. A medida que la profundidad se incrementa, los esfuerzos principales tienden a ser los mismos que si la superficie natural fuese horizontal.

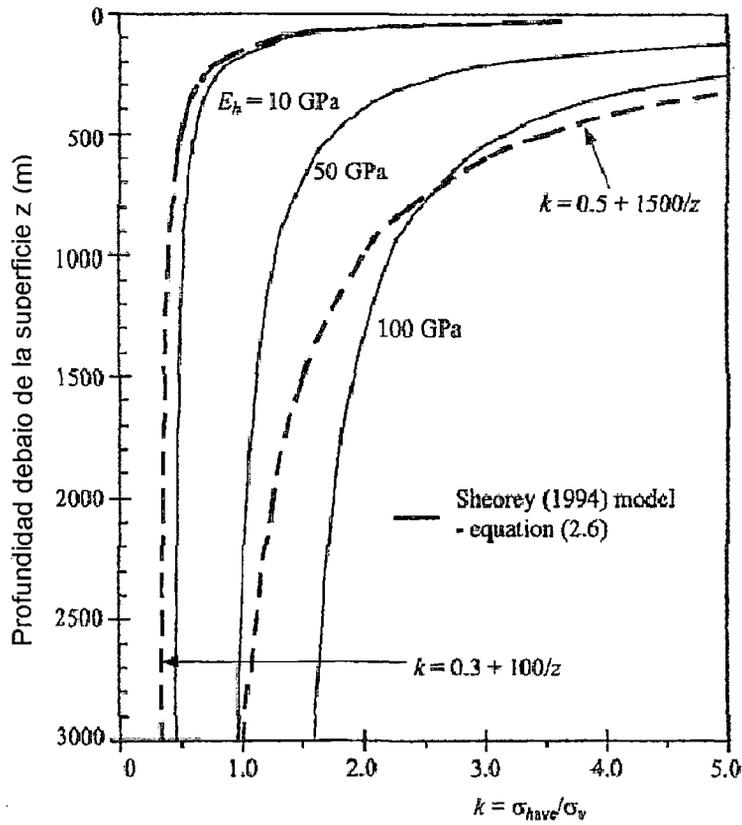


Figura N° 19: Relación entre K y la profundidad (por módulo de elasticidad de la roca), [51]

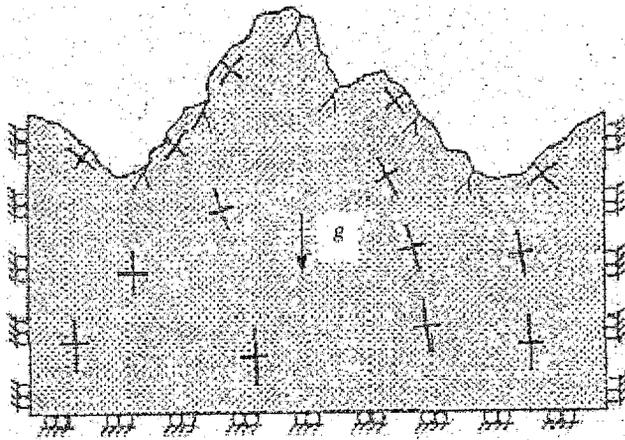


Figura N° 20: Dirección de los esfuerzos principales de un macizo rocoso, [51]

## 2.2 PROPIEDADES DE LA ROCA INTACTA

En esta sección, se pretende estudiar el proceso de falla, o la propagación de las fisuras hasta el colapso de la roca intacta, a través del ensayo de testigos cilíndricos de roca, los cuales puede considerarse son homogéneos.

### 2.2.1 Comportamiento en Compresión

De acuerdo con el procedimiento descrito por Goodman[22] es conveniente dividir los esfuerzos en dos componentes:

$\sigma_{mean}$ : Esfuerzo hidrostático

$\sigma_{dev}$ : Esfuerzo desviador

Por ejemplo si los esfuerzos principales fueran:

$$\sigma_1 = \frac{P}{A}, \sigma_2 = \sigma_3 = p$$

entonces:

$$\sigma_{mean} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2p) \text{ y } \begin{aligned} \sigma_{1,dev} &= \frac{2}{3}(\sigma_1 - p) \\ \sigma_{3,dev} = \sigma_{2,dev} &= -\frac{1}{3}(\sigma_1 - p) \end{aligned}$$

La razón por la cual se hace esto es, porque el esfuerzo desviador es el causante de la distorsión y destrucción de la roca, no el esfuerzo hidrostático. La secuencia de carga de los ensayos triaxiales comienza con la aplicación de la cargahidrostática y luego la aplicación de la carga deviatórica.

Siendo la deformación unitaria axial del espécimen  $\varepsilon_{axial} = \Delta l / l$ , y la deformación unitaria lateral  $\varepsilon_{lateral} = \Delta d / d$ , donde d es el diámetro y l es la longitud del espécimen.

La prueba se inicia con la aplicación de la presión hidroestático, a continuación la lectura de deformación es establecida en cero y luego se aplica la cargadeviatórica.

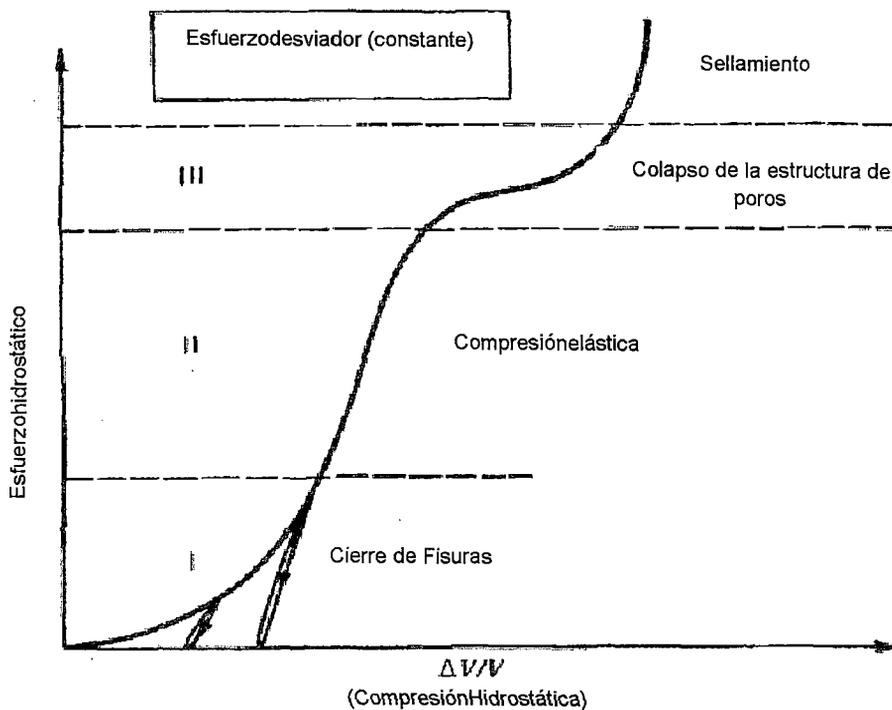
Entonces teniendo en cuenta la relación:  $\varepsilon_{lateral} = -\nu \times \varepsilon_{axial}$

en donde  $\nu$  es llamado el coeficiente de Poisson. Esta proporcionalidad lineal se aplica solo en un rango limitado, donde no hay propagación de grietas o fisuras. Para rocas linealmente elásticas e isotrópicas  $\nu$  varía en el rango de 0 a 0.5 y frecuentemente se asume en 0.25. Debido a que la roca se expande lateralmente a medida que se acorta axialmente, se incorpora un signo negativo en la ecuación anterior. Para deformaciones unitarias menores a 1%, el cambio volumétrico por unidad de volumen, puede ser representado de la siguiente manera:

$$\Delta V / V = \varepsilon_{axial} + 2\varepsilon_{lateral}$$

En la Figura N° 21, se muestra en una primera etapa, un cerramiento de la mayoría de las fisuras de la roca, fijese en las histéresis, que implican una liberación de energía. Cuando todas las partículas se encuentran en contacto, comienza la deformación de las partículas, en una razón casi lineal, representada por la segunda etapa.

Luego, la deformación de las partículas supera un límite que implica la destrucción de los poros-estructura interna de la roca intacta, representado por la tercera etapa. Esta etapa es representativa de rocas porosas, como las evaporíticas; las rocas no porosas se saltan esta etapa. En la cuarta etapa, luego del colapso de la fábrica de la roca, la estructura de la roca se reacomoda, admitiendo, de forma casi ilimitada, cualquier incremento de carga. La roca nunca falla.



**Figura N° 21: Compresión volumétrica bajo el incremento del esfuerzo promedio,[22]**

Por otro lado, la compresión desviadora es la causante de la destrucción de la roca. En la Figura N° 22, se puede observar que en el rango 0-B, la estructura del espécimen no se altera –deformación elástica- y tiene capacidad para responder ante las cargas aplicadas; en el rango B-D hay un desarrollo de fisuras, es aquí donde se produce la dilatancia (ver Figura N° 22-b). Se estima que en C el volumen será mayor que el volumen inicial del testigo. La carga pico D es usualmente considerada como el criterio de falla, pero esto no indica que la roca falle, ya que aún tiene cierta resistencia (residual), tal como se muestra a partir del punto D. Este tramo solo puede observarse en equipos de ensayos triaxial, cuyo sistema de carga sea rígido<sup>4</sup>.

Hasta el momento no se ha apuntado directamente a resolver el problema del criterio de falla; sin embargo, esta introducción permite comenzar a estudiar dos características de la roca que son importantes.

<sup>4</sup> Estos sistemas de carga rígidos (servo-controlados), responden al deterioro gradual de la capacidad de carga del espécimen, mediante la reducción automática de la carga aplicada.

1. Las rocas tienden a fallar frágilmente cuando llegan a la carga pico (ver Punto D, Figura N° 22-a), en donde se registra un descenso importante en su capacidad de soportar cargas. Esto puede visualizarse mejor con el comportamiento que tiene el concreto simple al romperse; este se apostilla y quiebra una vez que se ha excedido su resistencia máxima. Cuando se confina la roca, hay una transición de comportamiento frágil (ver Figura N° 23), a un comportamiento plástico, es decir, su capacidad de resistir cargas no desciende importantemente, sino más bien se mantiene estable (resistencia residual). Esta es la razón fundamental del porqué los pernos trabajan muy bien en las rocas fracturadas.
2. El significado de la resistencia como propiedad de la roca es confuso, y aún no está claro, debido a que se encuentra ligado a la forma de aplicación de la carga. Por ejemplo, de acuerdo a la naturaleza del proyecto puede ser muy importante observar el efecto "Creep<sup>5</sup>" de la roca, o el comportamiento bajo la sollicitación de cargas cíclicas.

---

<sup>5</sup>Creep: Deformación bajo carga sostenida en el tiempo.

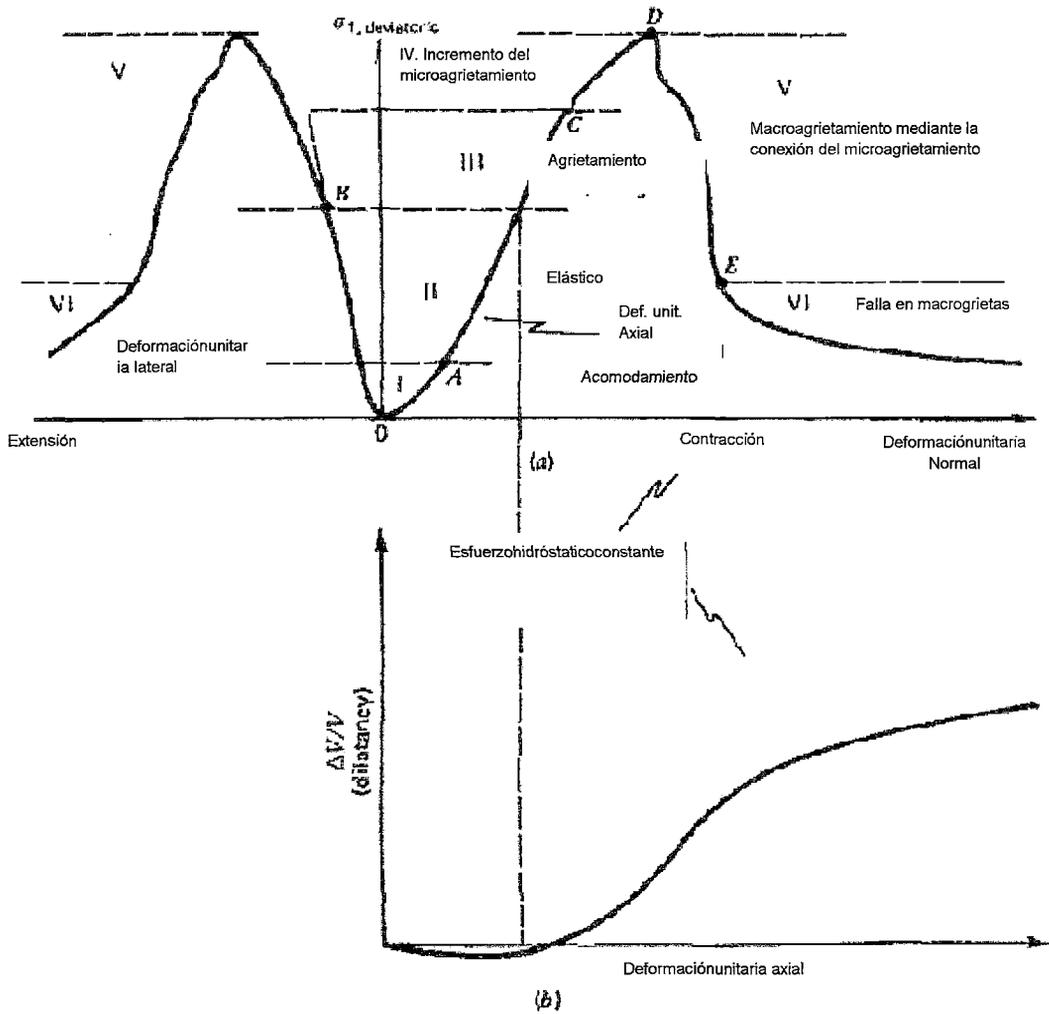


Figura N° 22: Deformación para un incremento de esfuerzo deviatorico, manteniendo constante el esfuerzo hidrostático. (a) Deformación unitaria axial y lateral bajo el incremento del esfuerzo deviatorico axial. (b) Deformación volumétrica unitaria bajo el incremento de la deformación unitaria axial, [22]

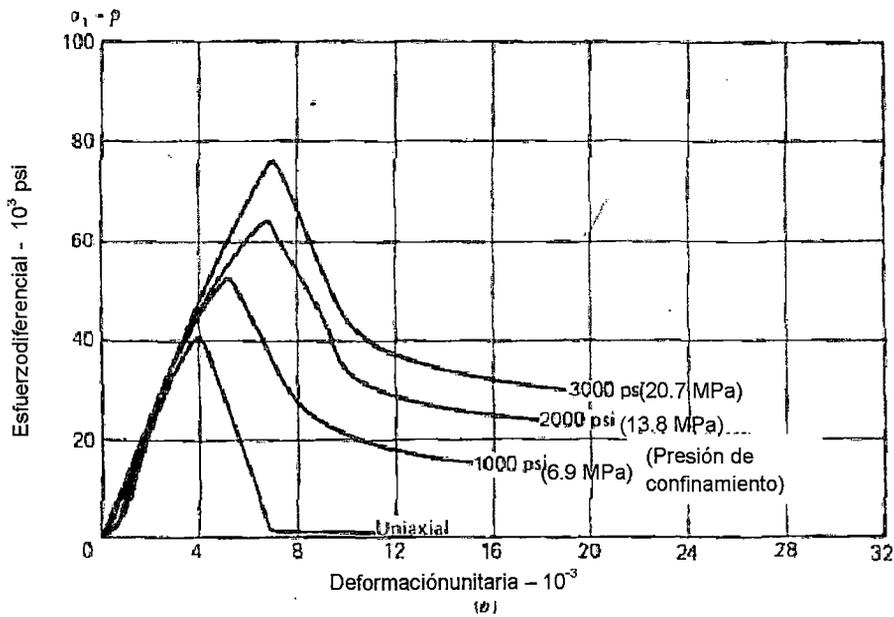
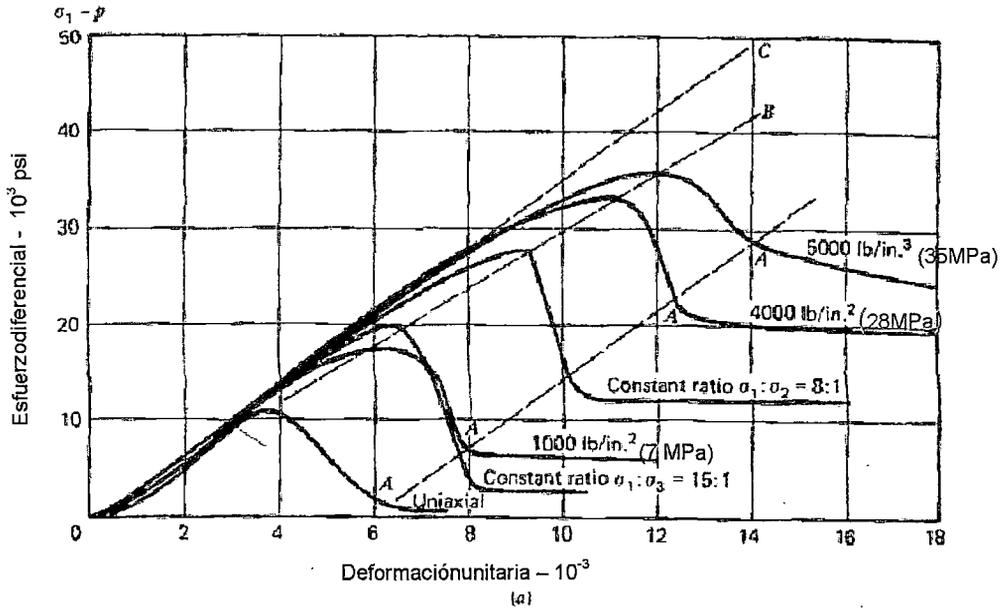


Figura N° 23: Esfuerzo diferencial ( $\sigma_1 - p$ ) versus la deformación unitaria axial en función de la presión de confinamiento en pruebas de compresión triaxial en areniscas (a) y noritas (b), [22]

## 2.2.2 Criterio de Falla de Mohr-Coulomb

Los trabajos de Coulomb (1773) sobre la fricción, junto con la hipótesis de Mohr (1900) forman el criterio de falla más ampliamente usado en la mecánica de suelos.

El criterio define una envolvente lineal, que es tangente a los círculos de Mohr, que representan las combinaciones críticas de los esfuerzos principales.

La interpretación física del criterio de falla, es que la falla ocurre: "cuando el esfuerzo de corte aplicado menos la resistencia de fricción, asociada al esfuerzo normal aplicada al plano de falla, es igual a una constante del material,  $S_j$ ".

$$\tau_p = S_j + \sigma \tan \phi$$

$\tau_p$  Esfuerzo de corte pico

$S_j$  Cohesión

$\sigma$  Esfuerzo normal al plano de falla

$\phi$  Ángulo de fricción

También es usado para representar la resistencia residual, definida como la mínima resistencia alcanzada por el material sujeta a deformación después de alcanzar su resistencia pico.

Dado que no se puede concebir resistencia de fricción, cuando los esfuerzos normales son de tensión, esta ecuación pierde validez cuando los valores de  $\sigma$  cruzan la región de tensión. Para ello, se restringe la envolvente en  $T_o$ , que es la resistencia uniaxial de tensión, de la roca (ver Figura N° 24). El esfuerzo principal menor,  $\sigma_3$  puede ser negativo o esfuerzo de tensión, siempre y cuando  $\sigma$ , se mantenga en compresión.

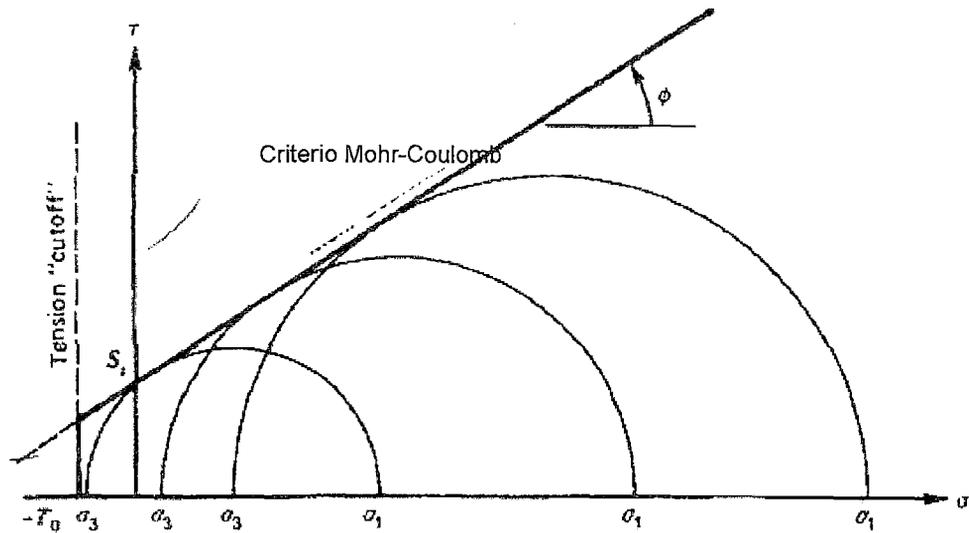


Figura N° 24: Criterio de falla de Mohr-Coulomb aplicado a rocas, [22]

En términos de los esfuerzos principales, la resistencia pico de la roca y según el criterio de Mohr-Coulomb, puede escribirse:

$$\sigma_{1,p} = q_u + \sigma_3 \tan^2(45 + \phi/2)$$

$$q_u = 2S_i \tan(45 + \phi/2)$$

donde:

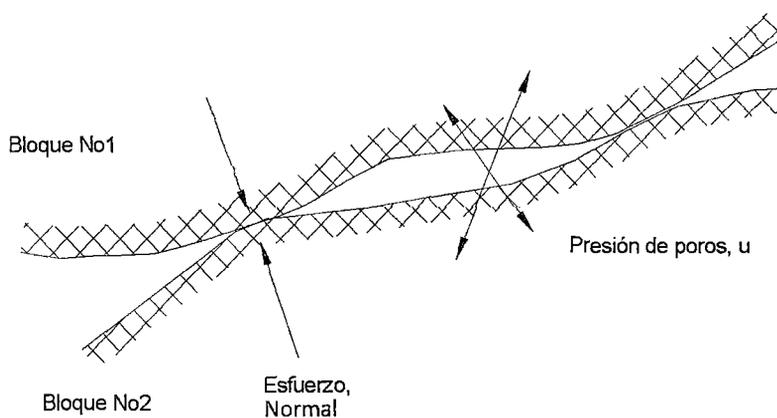
$\sigma_{1,p}$  : Esfuerzo principal mayor, en el pico de la curva  $\sigma$  vs.  $\epsilon$   
 $q_u$  : Resistencia a la compresión uniaxial

### 2.2.3 Efecto del Agua

Siguiendo el estudio desarrollado por Coulomb, acerca de la fricción, la presión de poros<sup>6</sup> contrarresta el esfuerzo normal en la superficie potencial de falla, disminuyendo de esta manera la resistencia a la fricción en esta superficie a la falla. De esta manera hay una disminución de la fricción entre las paredes de la falla.

En la Figura N° 25, se muestra justamente esta configuración de fuerzas aplicadas en el área de la superficie de falla.

<sup>6</sup> Asumiendo que el agua es incompresible.



**Figura N° 25: Efecto de la presión de poros en la resistencia del macizo rocoso, [33]**

Por ejemplo en la Figura N° 26, se observan los resultados de unas pruebas de compresión triaxial de muestras de lutita, en estado drenado y no drenado. Se puede observar el efecto que la presión de poros tiene en la resistencia, debido a que si el agua no es drenada durante la carga, y la muestra presenta una permeabilidad suficiente para permitir el flujo del fluido, los poros comprimirán el agua o fluido, incrementando la presión.

Observe que la prueba drenada tiene un tipo de falla elástica-frágil y la prueba no drenada tiene un tipo de falla elástico-plástica (ver Capítulo IV). Lo que puede interpretarse es que para esta prueba la presión de poros actúa como un lubricante que redistribuye uniformemente las cargas en la estructura interna del espécimen.

Muchos investigadores han confirmado la validez de la teoría de esfuerzos efectivos de Terzaghi en rocas. Esta establece que la presión  $p_w$  ejercida en el poro de la roca causará la misma reducción en el esfuerzo normal pico que la causada por la reducción de presión de confinamiento por una cantidad igual a  $p_w$ . Podemos usar este resultado para introducir los esfuerzos efectivos.

$$\sigma' = \sigma - p_w$$

El esfuerzo diferencial no es afectado por la presión de poros debido a que:

$$\sigma_1' - \sigma_3' = (\sigma_1 - p) - (\sigma_3 - p) = \sigma_1 - \sigma_3$$

Se puede introducir los esfuerzos efectivos en la ecuación precedente, despejando  $p_w$ , se puede calcular la presión de poros requerida para iniciar el proceso de falla.

$$\sigma_{1,p}' = q_u + \sigma_3' \tan^2(45 + \phi/2)$$

$$\sigma_{1,p}' - \sigma_3' = q_u + (\sigma_3 - p_w) [\tan^2(45 + \phi/2) - 1]$$

$$p_w = \sigma_3 - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) - q_u}{\tan^2(45 + \phi/2) - 1}$$

#### 2.2.4 Anisotropía

La anisotropía es la característica que ciertos materiales tienen, según la cual sus propiedades varían en función de la dirección. Cuando se trate con este tipo de rocas, en una excavación, es necesario observar el grado de trabazón del macizo rocoso, definido por el sistema de discontinuidades y la resistencia de la roca. De esta manera, se puede elegir entre el valor máximo o mínimo de su resistencia, obtenida en laboratorio.

Este comportamiento es característico de rocas compuestas por minerales como micas, clorita y arcillas o minerales alargados como la hornblenda. Por ello, las rocas metamórficas, especialmente los esquistos, y las pizarras tienen un *comportamiento anisotrópico*.

También los macizos rocosos fracturados inducen un comportamiento anisotrópico, excepto cuando las diaclasas forman un ángulo de hasta 30° (ver Figura N° 28), con el esfuerzo principal mayor. Estas discontinuidades no permiten que el material trabaje totalmente a su capacidad, cediendo antes de provocar la falla en material fresco, reduciendo considerablemente su resistencia. A medida de que el grado de fracturamiento aumenta, el material se vuelve isotrópico, debido a que no hay discontinuidad particular o conjunto de ellas, que domine el proceso de falla.

Como se puede apreciar en estos casos el problema está dominado por la escala de la excavación subterránea, en comparación con la separación entre los juegos de discontinuidades.

Los estudios de Jaeger y Cook (1969), sobre el tema, analizan la variación de la resistencia con la orientación de la carga en un ensayo triaxial, en una muestra con una discontinuidad. Este estudio distingue dos zonas, una donde la orientación de la carga induce la falla en material fresco y otra, donde la falla ocurre en la discontinuidad (ver Figura N° 28).

A medida de que el número de discontinuidades aumenta, la resistencia del macizo rocoso tiende a ser isotrópico. Esto significa que la resistencia del macizo rocoso decrece con el incremento del número de discontinuidades.

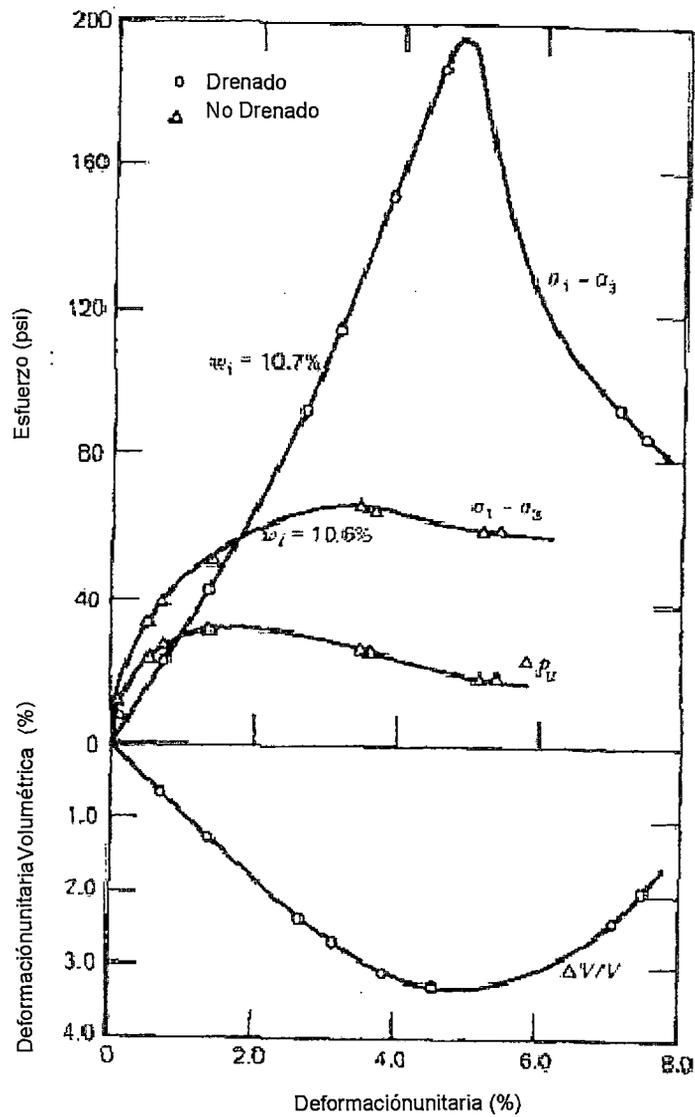


Figura N°26: Resultados de pruebas de compresión triaxial drenadas y no drenadas para un espécimen de lutita; con un contenido de humedad inicial ( $w_i$  %); Presión de poros ( $P_w$ ), [22]

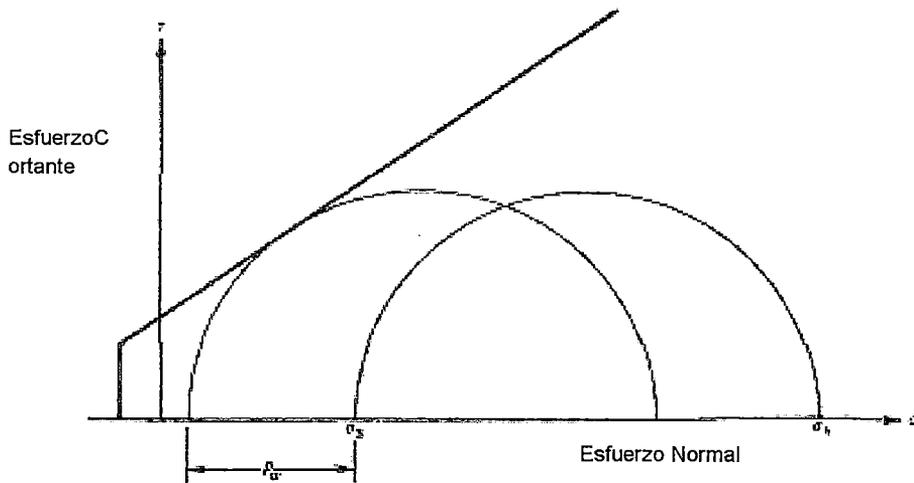


Figura N° 27: Presión de poros requerida para iniciar la falla de la roca intacta dado un estado de esfuerzos inicial, [22].

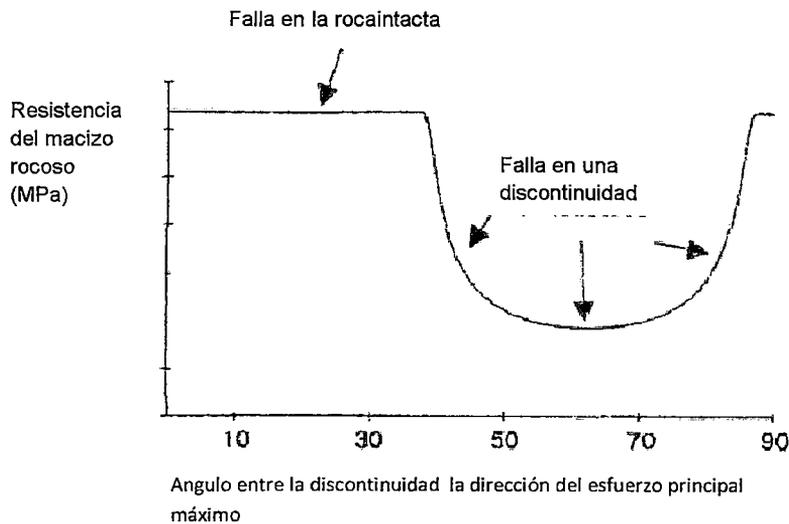


Figura N° 28: Anisotropía en la resistencia de muestras con una sola discontinuidad, [33]

### 2.3 PROPIEDADES DE LAS DISCONTINUIDADES

Las discontinuidades, básicamente hacen que sea el material deformable, menos resistente y altamente anisotrópico porque hay una reducción de la resistencia de corte, además de un incremento de la permeabilidad paralela a las discontinuidades y un incremento de la compresibilidad así como también una reducción de la resistencia a la tensión (esencialmente cero) perpendicularmente a ellos. Estos factores se combinan para crear una variedad de problemas.

En la Figura N° 29, para ilustrar, se observa el comportamiento de una discontinuidad al ser sometido a compresión, tensión y corte. En la figura 30 se ilustra las características de las discontinuidades (i.e., familias de discontinuidades, buzamiento y dirección de buzamiento, rugosidad, persistencia, apertura, espaciamiento, resistencia de las paredes de las discontinuidades, relleno, tamaño de los bloques y filtración).

Ya que estos planos introducen una debilidad direccional considerable, el atributo más importante es la orientación. Afortunadamente, esto es determinado confiablemente mediante los mapeos geológicos, perforaciones, etc.

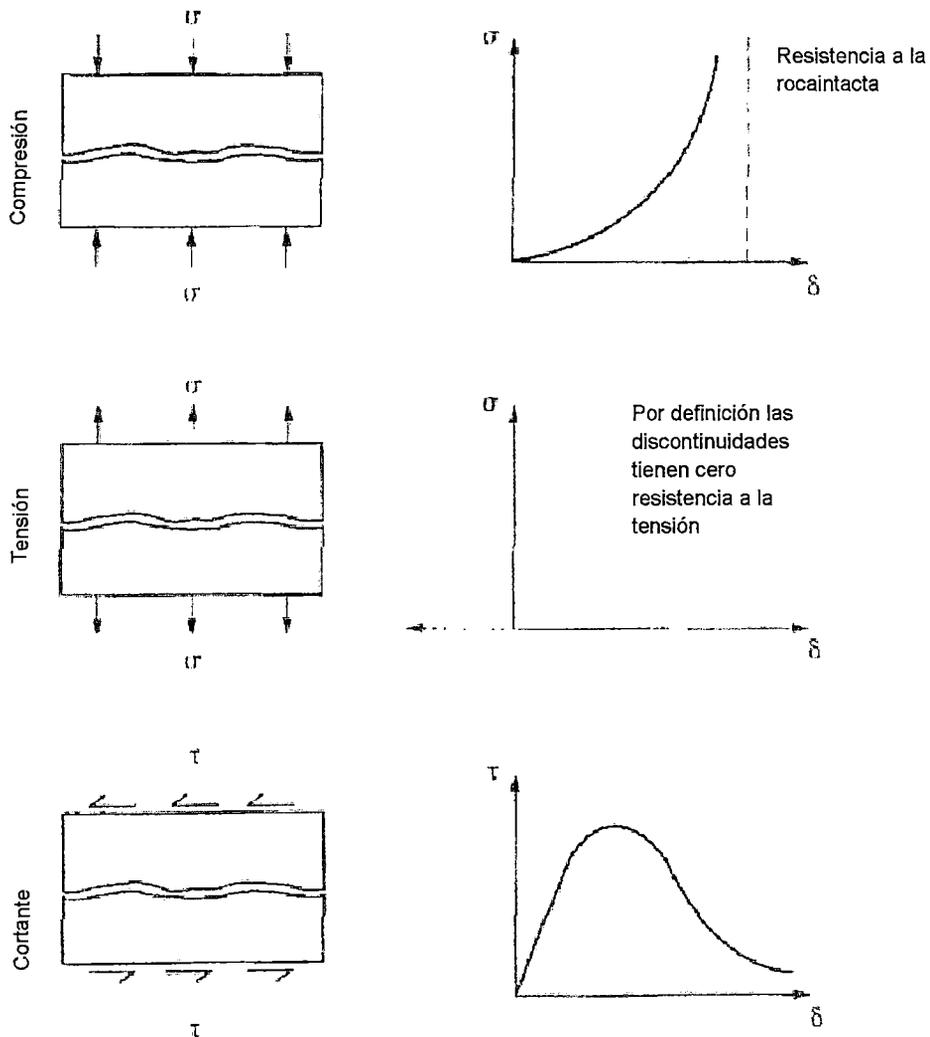


Figura N° 29: Una discontinuidad cargada en compresión, tensión y corte, [33]

### 2.3.1 Orientación de las Discontinuidades

Es raro encontrar un macizo rocoso con un fracturamiento aleatorio. La práctica indica que los planos de debilidad se establecen en una o más orientaciones preferidas. Esto es apreciado rápidamente en una proyección estereográfica de los polos de cada plano.

Para representar estereográficamente las discontinuidades, es común el uso de la proyección del hemisferio inferior debido a que su proyección tiene la misma dirección del vector de buzamiento. Cada polo puede considerarse como un vector unitario y la orientación resultante de una agrupación de polos, representa la orientación promedio de una familia.

La orientación resultante puede calcularse por medio de la acumulación de los cosenos directores, haciendo que X sea horizontal e orientado al Norte, Y horizontal e orientado al Oeste y Z vertical. Si el polo de la discontinuidad se levanta un ángulo  $\delta$  de la horizontal, en una dirección  $\beta$  medida en el sentido anti-horario desde el Norte, los cosenos directores del polo de las discontinuidades serán:

$$l = \cos(\delta) \cos(\beta)$$

$$m = \cos(\delta) \sin(\beta)$$

y

$$n = \sin(\delta)$$

Si muchas diaclasas son ploteadas en un conjunto, la orientación media de la familia de diaclasas es paralela, con la línea definida por los cosenos directores, iguales a la suma de todos los l, m, y n de cada polo; dividiendo cada uno de ellos entre la magnitud de la resultante, el resultado es la orientación media de las diaclasas.

$$l_R = \frac{\sum l_i}{|R|}, m_R = \frac{\sum m_i}{|R|}, n_R = \frac{\sum n_i}{|R|}$$

Donde

$$|\bar{R}| = [(\sum l_i)^2 + (\sum m_i)^2 + (\sum n_i)^2]^{1/2}$$

El ángulo  $\delta_R$  y la dirección  $\beta_R$  de la orientación media es la siguiente:

$$\delta_R = \sin^{-1}(n_R) \quad \text{donde: } 0 \leq \delta_R \leq 90^\circ$$

$$\beta_R = +\cos^{-1}\left(\frac{l_R}{\cos(\delta_R)}\right) \quad \text{si: } m_R \geq 0$$

$$\beta_R = -\cos^{-1}\left(\frac{l_R}{\cos(\delta_R)}\right) \quad \text{si: } m_R < 0$$

En las fórmulas, el número representado por  $\cos^{-1}$ , se presume entre 0 y 180°.

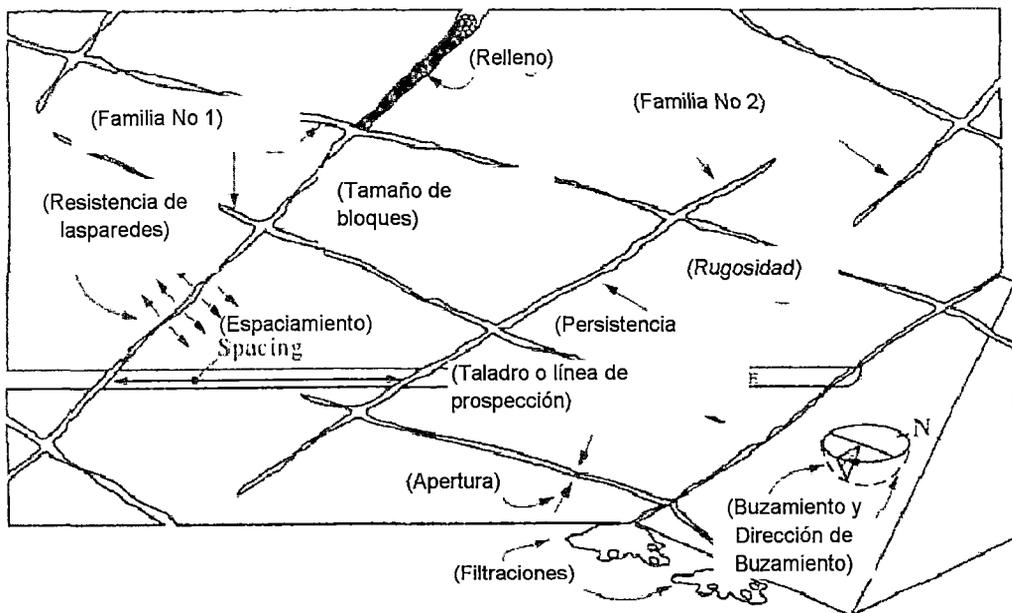


Figura N° 30: Propiedades de las discontinuidades en un macizo rocoso, [33]

También se puede estimar la dispersión de los polos de las discontinuidades, con respecto a la orientación media, esto comparando la longitud de la resultante con el número  $N$  de juntas considerado. Si todas las discontinuidades son paralelas, la resultante será igual a  $N$ ; sin embargo, si las diaclasas varían *ampliamente en orientación*, la resultante será menor que  $N$ . Este parámetro es representado por:

$$K_f = \frac{N}{N - |R|}$$

$K_f$  se vuelve muy alto así como la dispersión de las orientaciones sea pequeña.

De acuerdo con la distribución normal hemisférica (Fisher, 1953), la probabilidad  $P$  que la normal haga un ángulo  $\psi$  o menor, con la orientación media, es descrita implícitamente por:

$$\cos(\psi) = 1 + \frac{1}{K_F} \ln(1 - P)$$

Se puede expresar la variación de los valores acerca de la media –la "dispersión"– correspondiente a cualquier grado de incertidumbre. La desviación estándar de la distribución hemisférica normal ( $\bar{\psi}$ ) y también puede usarse para expresar la dispersión de las normales con respecto a la media.

$$\bar{\psi} = \frac{1}{\sqrt{K_F}}$$

Cuando se estima la orientación de los parámetros  $\delta_R$ ,  $\beta_R$ ,  $K_F$ , y  $\bar{\psi}$  de cada familia de diaclasas o juntas, debemos asegurar que la medición sea la correcta. Desafortunadamente, el mapeo de las discontinuidades en campo puede introducir errores. En la Figura N° 31, se observa lo que puede ser un afloramiento de un macizo rocoso, durante el mapeo de las discontinuidades, el registro de la separación entre discontinuidades sería una medida aparente.

Este sesgo también se introduce en los sondeos con diamantina, y es la razón por la que el RQD solamente puede medir el grado de fragmentación de la roca. En la Figura N° 32, se puede observar justamente este efecto.

Este sesgo puede eliminarse, corrigiendo la medida aparente. Los programas de cómputo como el DIPS, contienen todas estas herramientas, que pueden ser usadas una vez conocida la orientación de las discontinuidades.

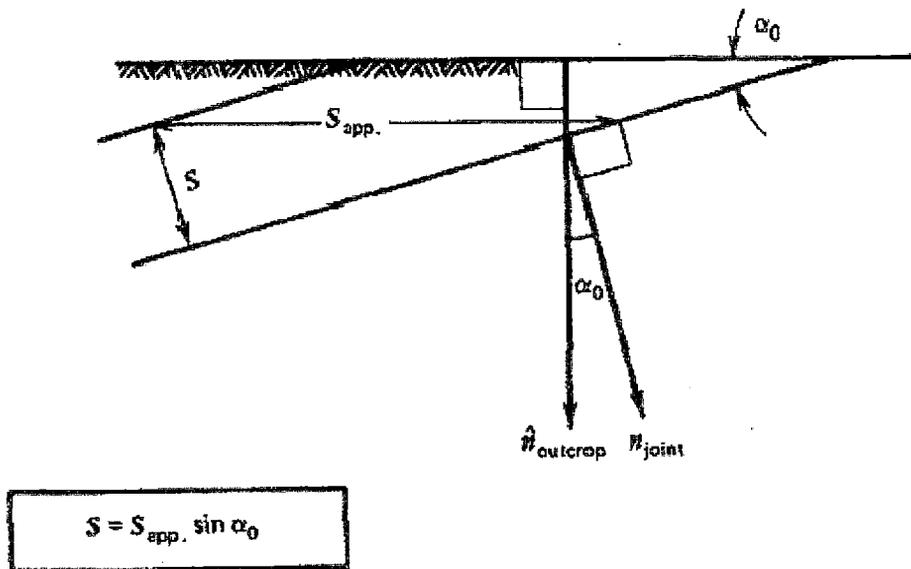


Figura N° 31: Medida aparente tomada en un afloramiento rocoso, [22]

### 2.3.2 Resistencia de Corte de las Discontinuidades

La rugosidad de la superficie de la discontinuidad, junto con la orientación son las propiedades que dominan el movimiento de bloques hacia el túnel.

Si bien la orientación define los bloques, que bajo la acción de la gravedad, caen del techo o se deslizan sobre las paredes de las discontinuidades, que la forman, hacia el túnel, la estabilidad de estos bloques está controlada por la fricción entre las paredes de la junta.

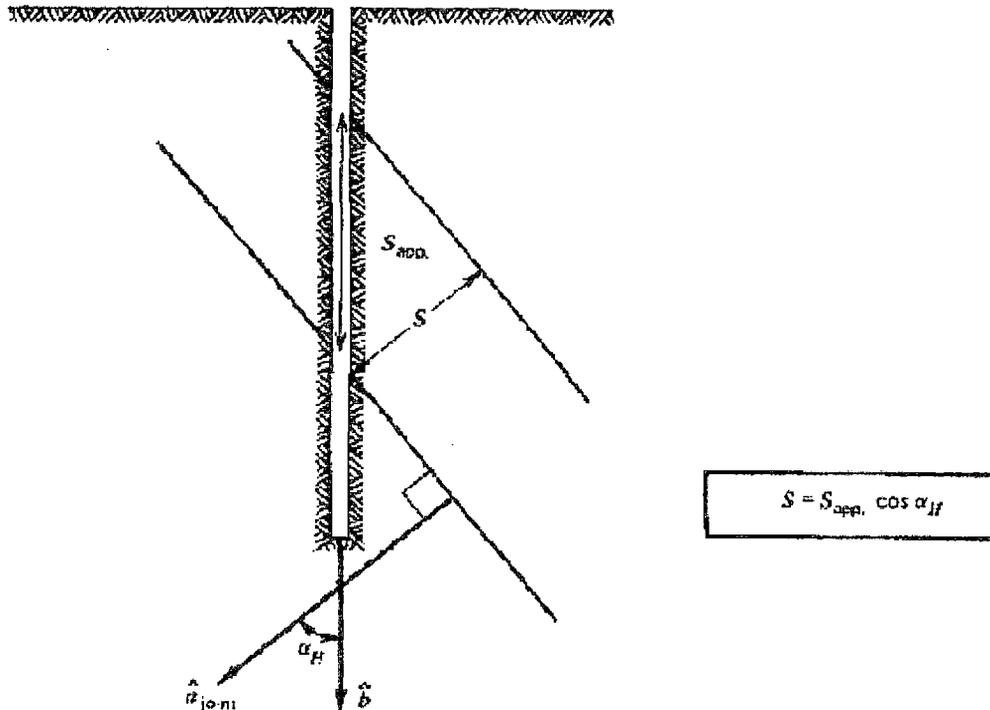


Figura N° 32: Error de medición en taladros, [22]

En la Figura N° 33, se puede observar en un ensayo de corte directo<sup>7</sup> los desplazamientos normales y tangenciales, en una discontinuidad rugosa. Donde  $\Delta u$ , es el desplazamiento relativo del bloque superior e inferior, medido paralelo a la discontinuidad y  $\Delta v(\tau)$  es conocido como la dilatancia, que se mide como la diferencia en desplazamiento normal, del bloque superior e inferior.

De las gráficas mostradas en la Figura N° 33, se puede concluir que ante el incremento del esfuerzo de corte, primero hay una zona de ajuste con poca dilatación. Luego es seguido por un rápido incremento de la pendiente de la curva de dilatancia, siendo máxima en el esfuerzo de corte pico. Luego el esfuerzo de corte cae continuamente, y la discontinuidad también se dilata continuamente hasta alcanzar el desplazamiento residual.

<sup>7</sup> En los ensayos de corte directo y triaxiales se sugiere que la fuerza tangencial T, se distribuya en toda el superficie de la junta, a veces es necesario inclinar la dirección de la fuerza, hacia abajo, con la razón de evitar que el bloque superior rote, con respecto a algún diente o rugosidad que sirva de elemento de pivote, si tal cosa sucediese, toda la fuerza se concentrará entonces en dicha área disminuyendo considerablemente la resistencia de corte. Sin embargo debe citarse que ambas condiciones de carga existen en la naturaleza, [22].

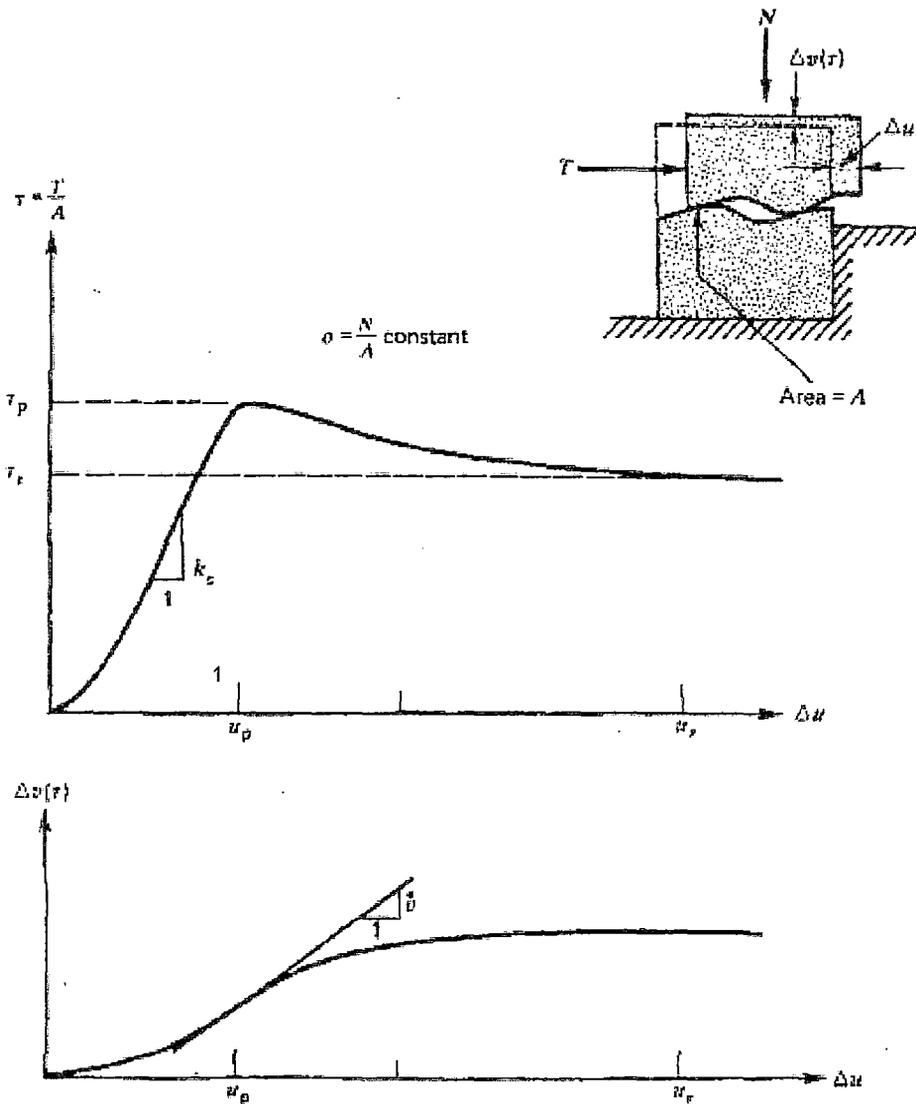


Figura N° 33: Deformación tangencial y normal, en un ensayo de corte directo, [22]

Por ello, la rugosidad de la superficie de la discontinuidad controla la dilatación y en mayor grado, su resistencia.

Es por ello que diversas investigaciones han elaborado modelos, tomando en cuenta estas observaciones. Patton (1966) formula el modelo bilineal (ver Figura N° 34), en donde se descompone el comportamiento de una discontinuidad en dos regiones. La primera región para esfuerzos normales bajos, donde justamente debido al esfuerzo normal bajo es posible que la discontinuidad se dilate. A medida que el esfuerzo normal se incrementa, se espera una trituración de los dientes, con su respectiva disminución de la rugosidad.

$$\tau_p = \sigma \tan(\phi_u + i); \text{ para } \sigma \text{ bajo}$$

$$\tau_p = S_i + \sigma \tan(\phi_r); \text{ para } \sigma \text{ altos}$$

La evidencia experimental muestra que este modelo se aproxima bien en superficies que contienen un número de dientes regulares y de la misma dimensión. Sin embargo, esta otorga una aproximación menos óptima cuando se trata de superficies irregulares, tal como se hallan en la naturaleza.

La rugosidad no solamente controla la resistencia de corte pico, a presiones bajas sino que también controla la forma de la curva de esfuerzo-deformación al corte y la tasa de dilatación[22]. Esto puede entenderse en las Figuras N°35 y 36 basadas en los trabajos de Rengers (1970) y Schneider (1976), suponiendo que la superficie rugosa de una junta puede ser representada por un perfil como él se muestra en la Figura N°35-a. Cualquier línea con una distancia  $nS$ , tangente al perfil, definirá un ángulo  $i^\circ$ , con la horizontal (superficie promedio).

Así para varios valores enteros de  $n$ , se puede dibujar una envolvente, como la mostrada en la Figura N° 35-b y 36-a, la envolvente superior indica el ángulo de rugosidad para el desplazamiento tangencial del bloque superior hacia la derecha, de la misma manera para la parte de abajo, desplazamiento a la izquierda.

Una vez hecha la envolvente superior, se puede graficar la curva de dilatancia, según el método de Schneider (1976). En la Figura N° 36-b, la curva de dilatancia está formada por puntos cuya abscisa es  $ns$ . Para dicha distancia base en la envolvente, le corresponde un ángulo de rugosidad máximo  $i^\circ$ , entonces la ordenada sería  $ns \tan(i^\circ)$ . De aquí se puede construir la curva de esfuerzo-deformación al corte (ver Figura N° 36-c). Para ello se debe calcular el valor del esfuerzo de corte  $\tau(\Delta u)$ , mediante la siguiente ecuación  $\tau(\Delta u) = \sigma \tan(\phi_r + i_{\tan}(\Delta u))$ .

Este esfuerzo de corte está aplicado en una superficie, cuyo ángulo de fricción efectivo es  $\phi_r + i_{\tan}(\Delta u)$ , siendo  $i_{\tan}(\Delta u)$  la tangente de la curva de dilatancia en  $\Delta u$ , note que esta se halla solamente hasta el mínimo<sup>8</sup> (en el caso de la figura 36, es 2°). El esfuerzo de corte pico es definido por  $i_{\tan}(\Delta u)$  máximo (o para este caso, 28°).

El modelo realizado por Barton, [4 y 5] tiene la misma forma que la ecuación de Schneider, pero la diferencia es que permite estimar los datos de entrada directamente de campo, por medio de ábacos (cualitativamente) o inclusive mediante ensayos simples y no muy costosos.

$$\tau = \sigma_n \tan \left[ \phi_b + JRC \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right]$$

donde:

JRC el coeficiente de rugosidad de la junta

JCS la resistencia compresiva de la pared de la junta.

<sup>8</sup> No tiene sentido que  $i_{\tan}(\Delta u)$  sea negativo, ya que por definición el mínimo ángulo posible es el ángulo residual  $\phi_r$ .

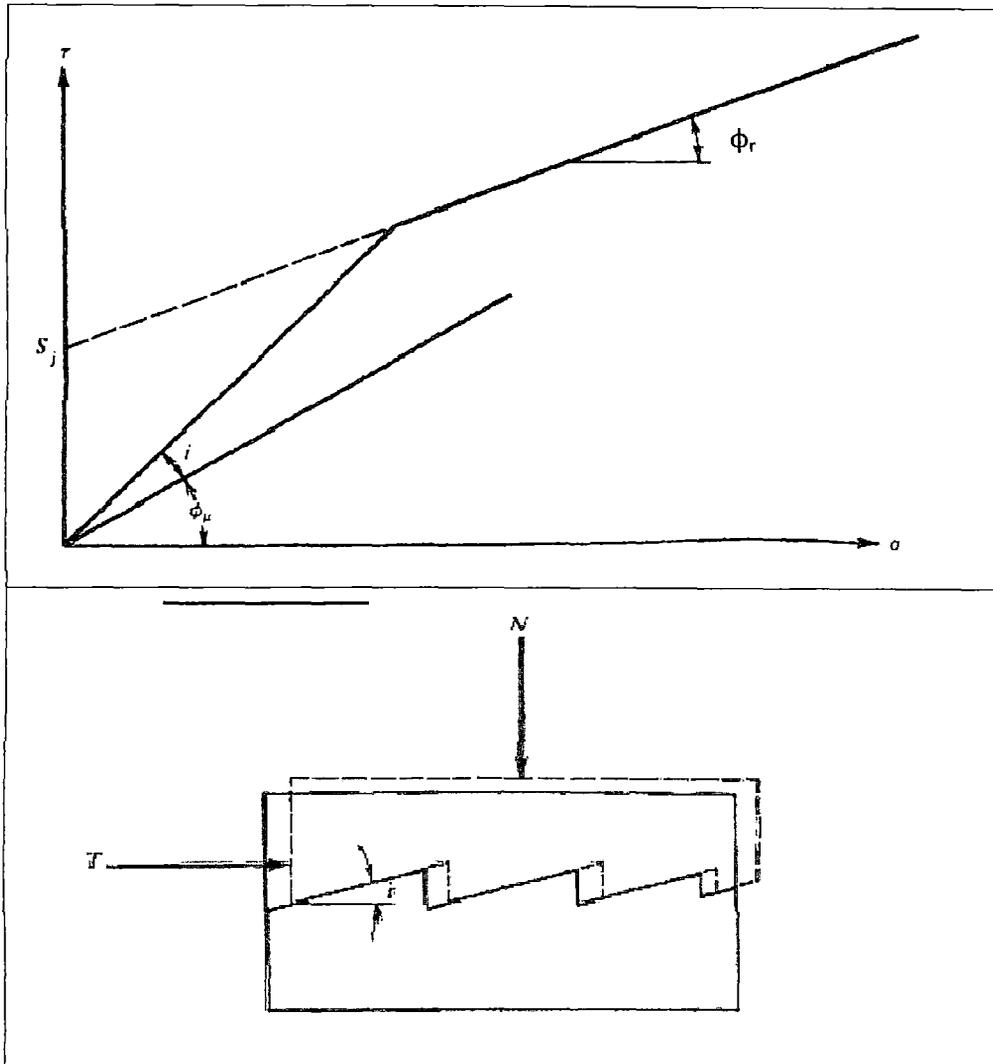


Figura N° 34: Modelo bi-lineal de Patton, (a) envolvente de falla y (b) modelo conceptual, [22]

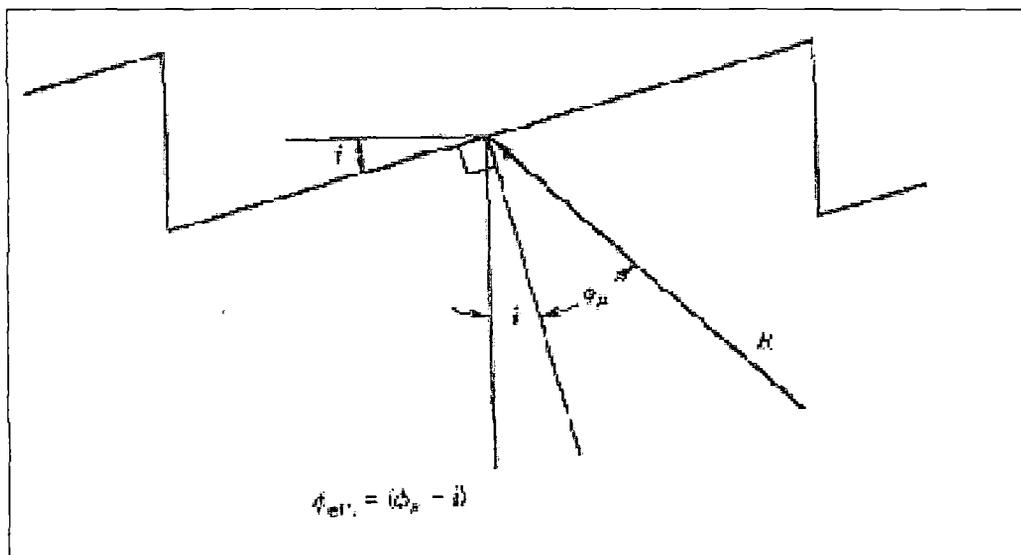


Figura N° 34: Modelo bi-lineal de Patton, (c) diagrama de cuerpo libre, [22]

De esta manera, por analogía con el criterio anterior,  $\phi_b$  es el ángulo de fricción residual de la junta o también conocido como el ángulo de fricción básico de la roca de caja de la estructura (medido sobre un plano liso de dicha roca-ver

Cuadro N° 9)y  $\left[ JRC \log \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right]$  es el ángulo de rugosidad de la superficie de la

junta. Cuando  $\sigma_n$  es pequeño comparado con JCS, el ángulo de dilatación

es grande y cuando  $\frac{JCS}{\sigma}$  es 10, el ángulo de rugosidad es igual a JRC grados).

El ángulo de rugosidad decrece con el incremento de esfuerzo normal hasta  $\sigma_n = JCS$ , donde luego el ángulo de rugosidad es cero. No tiene sentido discutir sobre la resistencia de corte, usando la ecuación de Barton cuando el esfuerzo normal es mayor que JCS, ya que el valor será negativo y por interpretación física, no puede ser posible.

**Cuadro N° 9: Valores típicos del ángulo de fricción básico, [46]**

Roca de Caja	Condición	
	Seca	Saturada
Ángulo Básico de Fricción		
Anfibolita	32	
Arenisca	26 a 35	25 a 34
Basalto	35 a 38	31 a 36
Caliza	31 a 37	27 a 35
Conglomerado	35	-
Creta	-	30
Esquisto	-	27
Dolomita	31 a 37	27 a 35
Gneiss Esquistoso	26 a 29	23 a 26
Granito Fino	31 a 35	29 a 31
Granito Grueso	31 a 35	31 a 33
Limonita	31 a 33	27 a 31
Pórfido	31	-
Pizarra	25 a 30	21

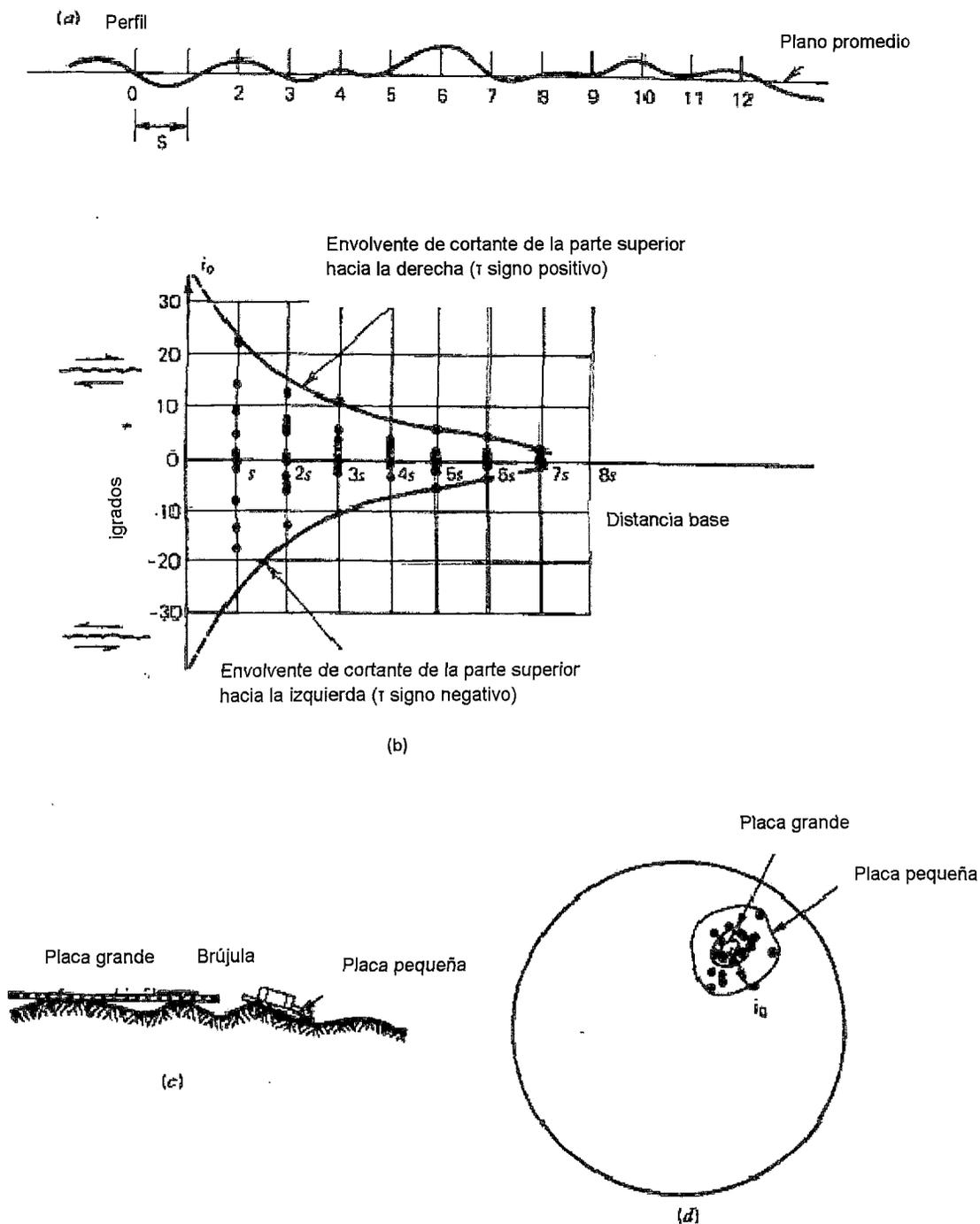


Figura N° 35: Evaluación de la rugosidad de una discontinuidad, (a) Superficie rugosa, (b) Envolvente de la rugosidad de la superficie en función de la longitud base. (c) y (d) Aproximación del ángulo de la rugosidad por el método de Fecker y Rengers, [22]

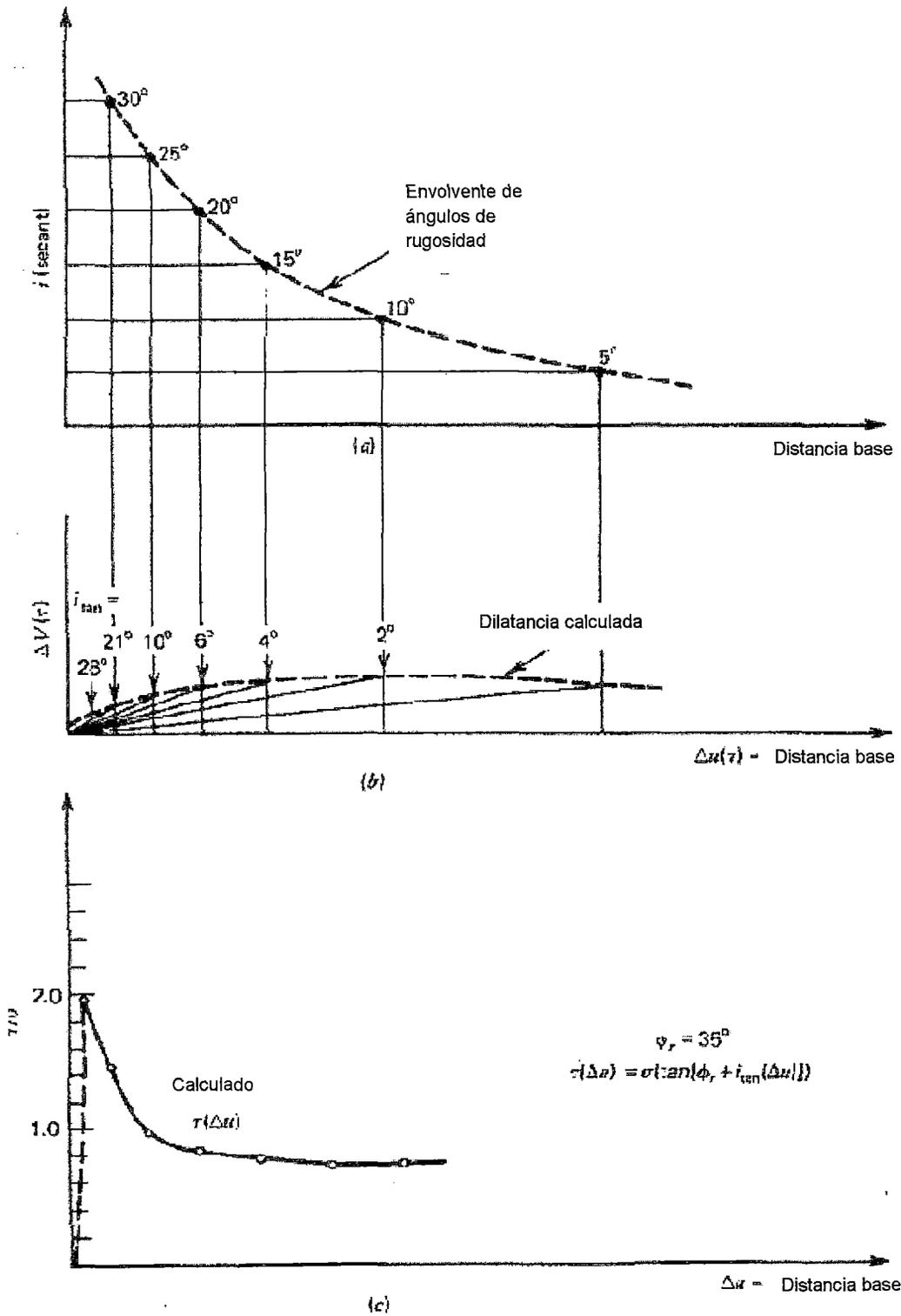


Figura N° 36: Construcción de la curva de dilatancia y la curva de esfuerzo, [22]

En la Figura N° 37-a, se observa el comportamiento no lineal, en compresión de la junta. Donde  $V_{mc}$  es la abertura mínima de la junta y la parte positiva, indica la separación de los bloques, ya que no hay una fuerza que los una.

Un bloque inestable de roca en una excavación subterránea, puede tener el desplazamiento normal restringido, es decir puede no permitir la dilatación en la junta<sup>9</sup> (ver Figura N°37-b), aumentando el esfuerzo normal. En la Figura N° 37-c, puede ayudar a comprender el comportamiento de la junta, cuando se restringe la dilatación.

La curva punteada (0, 1, 2) indica una abertura constante  $\Delta U = 0$  para toda su trayectoria. En 0:  $\sigma = 0$ , en 1:  $\sigma = A$ , y en 2:  $\sigma = B$ . De igual manera la curva (3, 4, 5, 6) indica una abertura constante  $\Delta U = a$  para toda su trayectoria; en 3:  $\sigma = A$ , en 4:  $\sigma = B$ , en 5:  $\sigma = C$ , y en 6:  $\sigma = D$ .

Note el considerable incremento de la resistencia de corte adquirido por la restricción del desplazamiento normal y también la transición del comportamiento frágil al plástico. Esto explica porqué los pernos se comportan satisfactoriamente en la estabilización de bloques inestables.

---

<sup>9</sup> Toda esta sección estudia al comportamiento mecánico de superficies rugosas competentes, la meteorización afecta la competencia de la roca, puede ser que su resistencia esté gobernada completamente por las características del relleno.

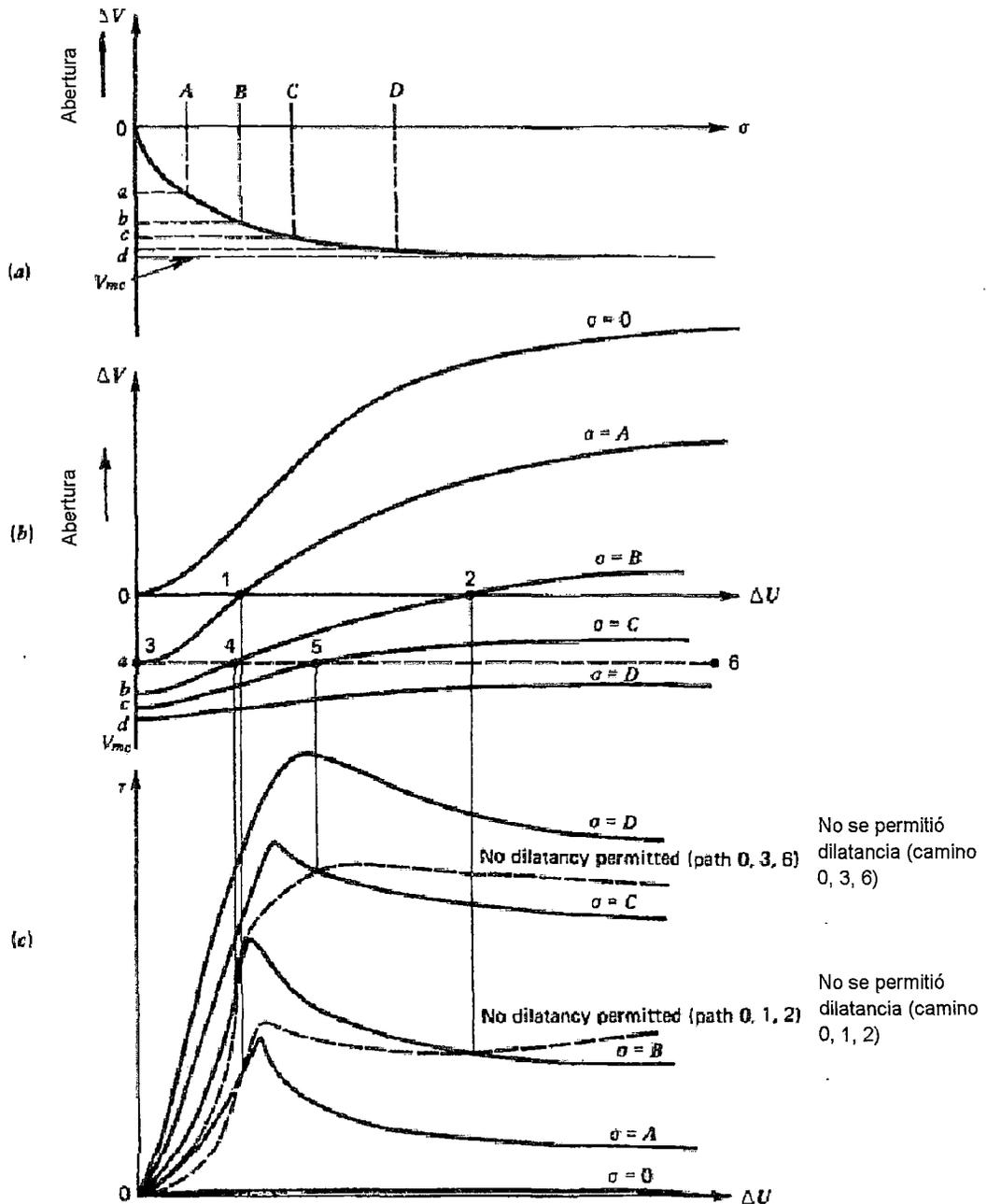


Figura N° 37: Influencia del esfuerzo normal, en la resistencia de corte de las discontinuidades, [22]

### 2.3.3 Efecto de la Presión de Agua

Anteriormente, se estableció que el incremento del esfuerzo normal aumenta la rigidez de corte en la junta. Asimismo, la presión de poros en las paredes de las discontinuidades disminuye el esfuerzo normal, reduciendo la resistencia de corte.

Usando el criterio de falla de Mohr-Coulomb, se puede determinar la presión de agua necesaria para producir el deslizamiento en una junta orientada  $\psi$  con el esfuerzo principal mayor, dado que la falla está restringida a ocurrir en esta discontinuidad predefinida. La envolvente de falla no puede ser tangente al círculo de Mohr, y la falla ocurre en el punto F (Figura N° 38), pero por el efecto de la presión de poros la falla ocurriría en el punto F\*.

La presión de poros necesaria para producir el deslizamiento en una junta es:

$$P_w = \frac{S_j}{\tan \phi_j} + \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3) \left( \sin^2 \psi - \frac{\sin \psi \cos \psi}{\tan \phi_j} \right)$$

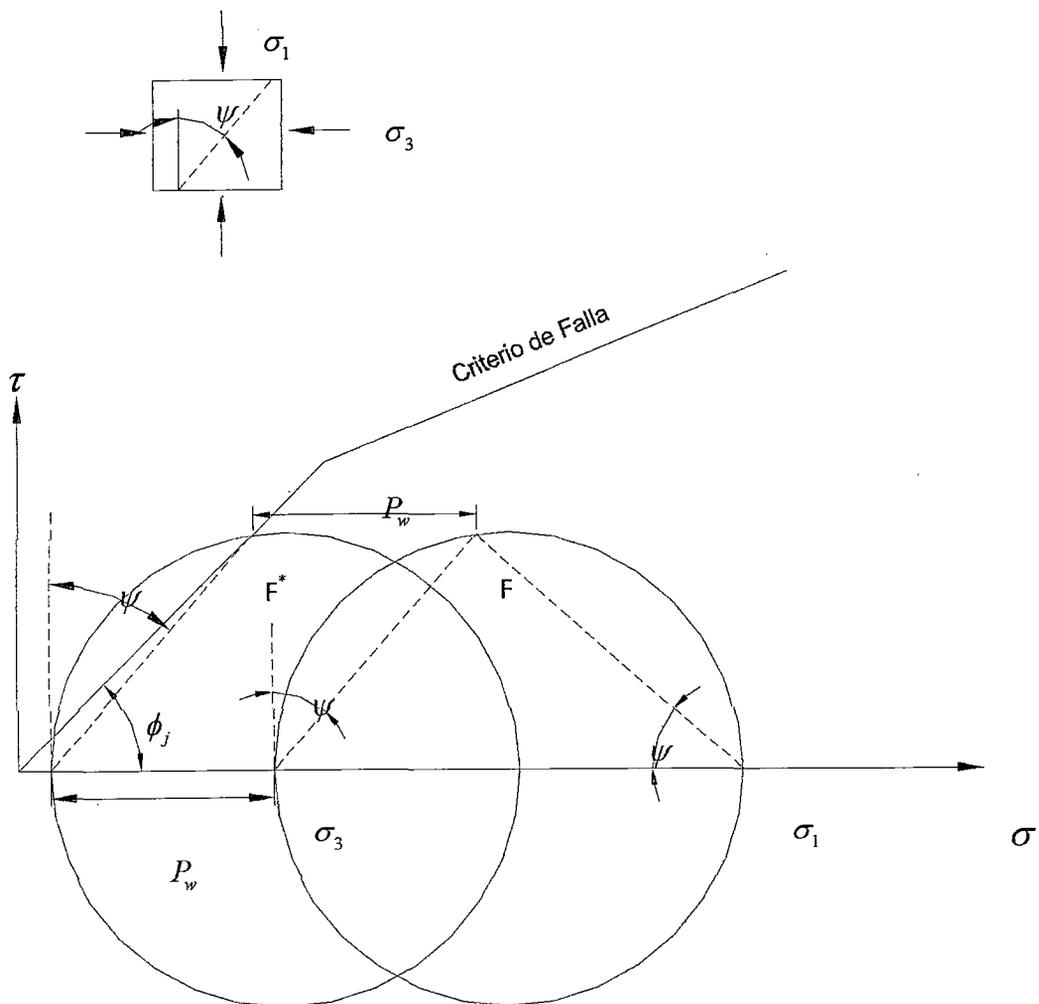


Figura N° 38: Presión de agua necesaria para causar la falla en una discontinuidad,[22]

### 2.3.4 La Influencia del Relleno (ver Cuadros N° 10 y 11)

1. Las juntas, fisuras e incluso algunas veces fallas menores, pueden sellarse por medio de la precipitación de soluciones de cuarzo o calcita. En este caso, la discontinuidad puede quedar soldada. Estas discontinuidades pueden, sin embargo, romperse de nuevo, formando nuevas superficies. También se debe remarcar que el cuarzo, y la calcita pueden presentarse en una discontinuidad sin sellarla.
2. Discontinuidades limpias, i.e., sin rellenos o recubrimientos. Muchas juntas rugosas o fracturas tendrán esta característica favorable. Sin embargo, cerca de la superficie se debe tener cuidado de no confundir discontinuidades limpias con discontinuidades *vacías*, donde el relleno ha sido lavado por el agua de lluvia, debido a la meteorización superficial.
3. Los rellenos de calcita, en especial cuando son porosos o en hojuelas, pueden disolverse, durante el tiempo de servicio del túnel. Con esta disolución, desaparece la resistencia que esta puede ofrecer. Este es un problema de estabilidad a largo plazo y a veces de flujo de agua, que fácilmente se sobrestima, durante la etapa de diseño o el de la construcción. Los rellenos de yeso pueden comportarse de la misma manera.
4. Los recubrimientos o rellenos de clorita, talco o grafito le dan poca resistencia (resbalosos), sobre todo cuando se encuentran húmedas.
5. Las arcillas inactivas en las juntas y fallas representan un material muy débil que puede ser comprimido o lavado.
6. Las arcillas expansivas pueden causar serios problemas por la expansión libre y la pérdida consecuente de la resistencia o por la gran presión expansiva, cuando están confinadas.
7. Un material que se ha alterado en un material de menor cohesión (como arena) puede fluir e irrumpir en un túnel inmediatamente después de excavar.

**Cuadro N° 10: Influencia del relleno en las discontinuidades, en la estabilidad de la excavación, [22]**

Material Dominante del Relleno	Comportamiento Potencial del Relleno	
	Inmediato	Largo Plazo
Arcilla expansiva	Expansión libre, se hace lodo. Presiones expansivas y empuje en el escudo de la TBM.	Presiones expansivas y empuje contra el soporte o revestimiento, expansión libre, con caída o deslave si el recubrimiento es insuficiente.
Arcilla inerte	Se afloja y se hace lodo por la compresión. Compresión muy fuerte bajo condiciones extremas	Empuje contra el apoyo del revestimiento donde está desprotegido; se afloja y se hace lodo debido a cambios ambientales.
Clorita, talco, grafito o serpentina	Se deshace.	Pueden originarse cargas debido a la baja resistencia, sobre todo cuando está muy húmedo
Roca triturada, fragmentos de arena (como panizo)	Se deshace o escurre. El tiempo de sostén puede ser muy breve.	Las cargas se disipan sobre el revestimiento, escurren y se disgregan si el material no está confinado.
Calcita porosa o en hojuelas de yeso	Condiciones favorables	Puede disolverse causando inestabilidad en el macizo rocoso.

**Cuadro N° 11: Resistencia a la tracción de algunos materiales que actúan como relleno de discontinuidades, [46]**

Material de Relleno	Resistencia en Tracción	Comentarios
Anhidrita	2 a 3	Conforme con resultados de ensayos de tracción indirecta en testigos de anhidrita (Pereira, 2001)
Anhidrita (70%) – Yeso (30%)	1 a 2.5	Conforme con valores reseñados en la literatura técnica especializada.
Calcita	0.5 a 1.5	
Calcopirita	4 a 6	Conforme con resultados de ensayos de tracción indirecta en testigos de anhidrita (Pereira, 2001)
Cuarzo	25 a 35	Conforme con los valores reseñados en la literatura técnica especializada
Sal	0.2 a 3.5	
Yeso	0.05 a 1.0	

Brekke y Selmer-Olsen informan que es posible encontrar fracturas con rellenos poco consolidados, a grandes profundidades, por lo que no se debe ignorar este parámetro, que puede afectar la estabilidad del túnel, durante la excavación y su vida de servicio, [22].

**Cuadro N° 12: Parámetros de resistencia de las discontinuidades,[46]**

Roca de Caja y/o Relleno	Resistencia al Corte				Comentarios	Referencia
	Pico		Residual			
	$\Phi_j$	$c_j$ (KPa)	$\Phi_{res}$	$c_{jres}$ (KPa)		
(1) Estructuras limpias o sin relleno						
Calizas cristalinas	-	-	42 a 49	0	EL ( $\sigma_n < 4\text{MPa?}$ )	Franklin & Dusseault (1989)
Calizas porosas	-	-	32 a 48	0		
Creta	-	-	30 a 41	0		
Areniscas	32 a 37	120 a 660	24 a 35	0		
Limonitas	20 a 33	100 a 790	-	-		
Lutitas Blandas	16 a 39	0 a 460	-	-		
Lutitas	-	-	22 a 37	0		
Esquistos	-	-	32 a 40	0		
Cuarcitas	-	-	23 a 44	0		
Rocas Ígneas de Grano Fino	-	-	33 a 52	0		
Rocas Ígneas de Grano Grueso	-	-	31 a 48	0		
Basalto	-	-	40 a 42	0	CDH ( $\sigma_n < 4\text{MPa?}$ )	Giani (1992)
Calcita	-	-	40 a 42	0		
Arenisca Dura	-	-	34 a 36	0		
Dolomita	-	-	30 a 38	0		
Esquistos	-	-	21 a 36	0		
Yeso	-	-	34 a 35	0		
Cuarcita micácea	-	-	38 a 40	0		
Gneiss	-	-	39 a 41	0		
Pórfidos cupríferos	45 a 60	0	-	-	BA inestabilidades menores en Mina Chuquicamata	-
Granito	45 a 50	1000 a 2000	-	-	IST ( $\sigma_n < 3\text{MPa?}$ )	Lama & Vutukuri (1978)
Plano de diaclasamiento en esquistos biotítico	37 a 43	0	-	-	BA (SD: 120m x 100m)	McMahon (1985)
Plano de diaclasamiento en cuarcita	34 a 38	0	-	-	BA (SD: 20m x 10m)	

Roca de Caja y/o Relleno	Resistencia al Corte				Comentarios	Referencias
	Pico		Residual			
	$\Phi_j$	$c_j$ (KPa)	$\Phi_{res}$	$c_{jres}$ (KPa)		
(2) Estructuras con relleno						
Plano de estratificación con arcilla un paquete de areniscas y limonitas	12 a 14	0	-	-	BA (SD: 250m x 100m)	McMahon (1985)
Plano de estratificación con arcilla en un esquisto meteorizado	14 a 16	0	-	-	BA (SD: 30m x 30m)	
Plano de estratificación con arcilla en lutita blanda	20 a 24	0	-	-	BA (SD: 200mm x 600mm)	
Plano de estratificación con arcilla en lutita blanda	17 a 21	0	-	-	BA (SD: 120m x 180m)	
Plano de estratificación con arcilla en lutita	19 a 27	0	-	-	BA (SD: 80m x 60m)	
Plano de foliación con pátina de clorita en un esquisto clorítico	33 a 36	0	-	-	BA (SD: 120m x 100m)	
Basalto con rellenos de roca brechizada y arcilla	42	237	-	-	IST ( $\sigma_n=0$ a 2.5MPa)	Barton (1987)
Zona de cizalle en granito con roca brechizada y salbanda arcillosa	45	254	-	-	IST ( $\sigma_n=0.30$ a 0.7MPa)	
Planos de estratificación en cuarcita esquistosa con una pátina de arcilla	41	725	-	-	IST ( $\sigma_n=0.3$ a 0.9MPa)	
Planos de estratificación en cuarcita esquistosa con una pátina de arcilla	41	598	-	-	IST ( $\sigma_n=0.5$ a 1.1MPa)	
Planos de estratificación en cuarcita esquistosa con relleno centimétrico de arcilla	31	372	-	-	IST ( $\sigma_n=0.2$ a 0.4MPa)	
Caliza con pátinas de arcilla (<1mm)	17 a 21	49 a 196	-	-	IST ( $\sigma_n=0.1$ a 2.5MPa)	
Caliza con rellenos milimétricos de arcilla	13 a 14	98	-	-		
Plano de estratificación en grauvaca con relleno arcilloso de 1 a 2 mm	-	-	21	0	IST ( $\sigma_n=0$ a 2.5MPa)	
Vetillas de arcilla de 1 a 2.5 cm en mantos carboníferos	16	12	11 a 12	0	IST ( $\sigma_n<3$ MPa?)	
Esquistos laminados y alterados con pátinas de arcilla	33	50	-	-		

Roca de Caja y/o Relleno	Resistencia al Corte				Comentarios	Referencia
	Pico		Residual			
	$\Phi_j$	$c_j$ (KPa)	$\Phi_{res}$	$c_{jres}$ (KPa)		
(1) Estructuras con rellenos arcillosos de potencia importante (La resistencia de la estructura queda definida básicamente por el material de relleno)						
Arcillas del tipo esmectita			5 a 10	0	EL ( $\sigma_n < 4 \text{ MPa?}$ )	Franklin & Dusseault (1989)
Arcillas del tipo caolinita			12 a 15	0		
Arcillas del tipo illita			16 a 22	0		
Arcillas del tipo clorita			16 a 22	0		
Arcillas con $IP < 20\%$			12 a 28	0	Correlaciones con resultados de ensayos de laboratorio in-situ	Hunt (1986)
Arcillas con $20\% < IP < 40\%$			9 a 16	0		
Arcillas con $40\% < IP < 60\%$			8 a 14	0		
Arcillas con $IP > 60\%$			7 a 12	0		
Concreto liso y relleno arcilloso	9 a 16	240 a 425			EL (corte directo)	Potyondy (1961)
Bentonita	9 a 13	60 a 100			Ensayos triaxiales	Barton (1974)
Rellenos arcillosos consolidados	12 a 19	0 a 180	10 a 16	0 a 3		
Caliza con relleno de 6 cm de arcilla			13	0	IST ( $\sigma_n = 0.8$ a $2.5 \text{ MPa}$ )	Barton (1987)
Esquistos con rellenos de 10 a 15 cm de arcilla	32	78			IST ( $\sigma_n = 0.3$ a $0.8 \text{ MPa}$ )	
Cuarcitas y esquistos silicios con rellenos de 10 a 15 cm de arcilla y roca brechizada	32	29			IST ( $\sigma_n = 0.3$ a $1.1 \text{ MPa}$ )	Barton (1987)
Vetilla de bentonita-montmorillonita en creta, con una potencia de 8 cm	7 a 8	15			IST ( $\sigma_n < 1 \text{ MPa?}$ )	
Zona de falla con relleno potente de salbanda arcillosa	25	75			BA deslizamiento plano	

Roca de Caja y/o Relleno	Resistencia al Corte				Comentarios	Referencia
	Pico		Residual			
	$\Phi_j$	$c_j$ (KPa)	$\Phi_{res}$	$c_{jres}$ (KPa)		
(1) Estructuras con rellenos no arcillosos de potencia importante (La resistencia de la estructura queda definida básicamente por el material de relleno)						
Lechada de cemento de Pórtland			16 a 22	0	EL ( $\sigma_n < 4$ MPa?)	Franklin & Dusseault (1989)
Arena de cuarzo y feldespato			26 a 40	0		
Concreto liso y relleno de limo compacto	40	0			EL (corte directo)	Potyondy (1961)
Concreto rugoso y relleno de limo compacto	40	0				
Concreto liso y relleno de arena densa	44	0				
Concreto rugoso y relleno de arena densa	44	0				

EL: Ensayos de laboratorio

CDH: Ensayos de corte directo con una máquina tipo Hoek

BA: Análisis retrospectivo de inestabilidades con control estructural.

SD: Extensión areal de la superficie de deslizamiento considerada en el análisis retrospectivo

IST: Ensayos de corte directo in situ

IP: Índice de plasticidad de la arcilla

- (a) Las determinaciones en laboratorio tienden a sobre-estimar el valor pico de la resistencia al corte de las estructuras, especialmente en la cohesión.
- (b) La resistencia pico de estructuras limpias y rocas de caja relativamente competentes, a escalas de 10 a 30 m y en condición de muy bajo confinamiento (o sea la condición predominante en los bancos de una mina a tajo abierto), queda definida por valores muy bajos a nulos de la cohesión y ángulos de fricción en el rango de 45° a 60° (conforme con los resultados de numerosos análisis retrospectivos de inestabilidades con control estructural a nivel de bancos).
- (c) En condición de bajo confinamiento y a escalas de 50 a 200 m, las estructuras con rellenos arcillosos centimétricos presentan resistencias pico "típicas" caracterizadas por cohesiones en el rango de 0 a 75 KPa, y ángulos de fricción en el rango de 18° a 25°.
- (d) En condición de bajo confinamiento y a escalas de 25 a 50 m, las estructuras selladas con rellenos no arcillosos presentan resistencias pico "típicas" caracterizadas por cohesiones en el rango de 50 a 150 KPa, y ángulos de fricción en el rango de 25° a 35°.

## 2.4 USO DE LOS SISTEMAS DE CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO

Los sistemas de clasificación de macizos rocosos no deberían ser considerados como un sustituto al diseño, sino más bien deben ser aplicados provechosamente y ser usados en conjunto con los métodos de observación y estudios analíticos, de tal manera de formular un diseño racional compatible con los objetivos de diseño y la geología local.

Los objetivos de los sistemas de clasificación de macizos rocosos son:

1. Identificar los principales parámetros que influyen el comportamiento del macizo rocoso en particular.
2. Dividir el macizo rocoso en grupos de comportamiento similar, es decir, en clases de macizo rocoso cuyas propiedades se encuentran dentro de un rango.
3. Generar una base para entender las características de cada clase de macizo rocoso.
4. Relacionar la experiencia de la condición de la roca experimentadas en un lugar a las condiciones y experiencias encontradas en otros lugares.
5. Derivar información cuantitativa y guías para el diseño.
6. Establecer un punto de referencia para la comunicación entre ingenieros y geólogos.

A continuación se enumeran las principales ventajas de los sistemas de clasificación

1. Optimizar la calidad de las investigaciones geotécnicas estableciendo como mínimo los parámetros de entrada.
2. Otorgando información cuantitativa para el diseño.
3. Permitiendo un mejor juicio y una comunicación más efectiva en el proyecto.

Los sistemas de clasificación más aplicados internacionalmente son el sistema Q, desarrollado por el NGI (Norwegian Geotechnical Institute) en 1974, el

RMR (versión 1976, 1989) desarrollado por Bieniawski y el GSI desarrollado por Hoek et al (2002).

#### 2.4.1 Sistema de Clasificación Q (NGI, 1974)

El método de clasificación desarrollado por Barton *et al.*, en el NGI se desarrolló para estimar el sostenimiento de túneles en función de un índice de calidad geotécnica, definido como:

$$Q = \left( \frac{RQD}{J_n} \right) \left( \frac{J_r}{J_a} \right) \left( \frac{J_w}{SRF} \right)$$

Donde:

RQD	: Calidad de la roca (Rock Quality Designation)
$J_n$	: Índice de número de sistemas de discontinuidades
$J_r$	: Índice de rugosidad de discontinuidades
$J_a$	: Índice de alteración de discontinuidades
$J_w$	: Factor de reducción por agua
SRF	: Factor de reducción por esfuerzos

El primer cociente (RQD/ $J_n$ ) representa la estructura del macizo rocoso, y corresponde a una medida directa del tamaño de los bloques o las partículas. El segundo cociente ( $J_r/J_a$ ) representa la rugosidad y las características de fricción de las paredes de las discontinuidades o de los materiales de relleno y está relacionado con la resistencia al corte entre bloques. El tercer cociente ( $J_w/SRF$ ) corresponde a dos parámetros de esfuerzos y es un factor empírico complejo que representa el esfuerzo activo.

**RQD:** Es la designación de la calidad de la roca definida por Deere et al. (1967), que puede variar de 0 (macizos rocosos de muy mala calidad) a 100 (macizos rocosos de excelente calidad).

**$J_n$ :** Es un coeficiente asociado al número de familias de estructuras presentes en el macizo rocoso (Joint Set Number), que puede variar de 0.5 (macizo masivo o con pocas estructuras) a 20 (roca totalmente disgregada o triturada).

- J<sub>r</sub>:** Es un coeficiente asociado a la rugosidad de las estructuras presentes en el macizo rocoso (JointRoughnessNumber), que puede variar de 0.5 (estructuras planas y pulidas) a 5 (estructuras poco persistentes espaciadas a más de 3 m).
- J<sub>a</sub>:** Es un coeficiente asociado a la condición o grado de alteración de las estructuras presentes en el macizo rocoso (JointAlterationNumber), que puede variar de 0.75 (vetillas selladas en roca dura con rellenos resistentes y no degradables) a 20 (estructuras con rellenos potentes de arcilla).
- J<sub>w</sub>:** Es un coeficiente asociado a la condición de agua subterránea en las estructuras presentes en el macizo rocoso (JointWaterReduction Factor), que puede variar de 0.05 (flujo notorio de aguas, permanente o que no decae en el tiempo) a 1 (estructuras secas o con flujos mínimos de agua).
- SRF:** Es un coeficiente asociado al posible efecto de la condición de esfuerzos en el macizo rocoso (Stress Reduction Factor), que puede variar de 0.05 (concentraciones importantes de esfuerzos en roca competente) a 20 (condición favorable a la ocurrencia de estallidos de roca).

El rango de valores posibles para Q va desde 0,001 hasta 1.000, y abarca el espectro completo de calidades del macizo rocoso.

**Cuadro N° 13: Guía para la puntuación de los seis parámetros para determinar el índice Q,[5, 6 y 46]**

1. Calidad Geotécnica		RQD (%)
A	Muy Mala	0-25
B	Mala	25 a 50
C	Regular	50 a 75
D	Buena	75 a 90
E	Excelente	90 a 100

Notas:

- i) Si RQD es menor o igual que 10, entonces debe considerarse un valor de 10 para evaluar el índice Q.
- ii) Intervalos de 5 puntos para RQD son suficientemente precisos (e.g. 100, 95, 90, etc.).

2. Número de Estructuras Presentes en el Macizo Rocoso		$J_n$
A	Macizos rocosos, sin o con muy pocas estructuras	0.5 a 1
B	Macizos rocosos con un único set de estructuras	2
C	Macizos rocosos con un set de estructuras <u>más</u> estructuras aleatorias	3
D	Macizos rocosos con dos familias de estructuras	4
E	Macizos rocosos con dos familias de estructuras <u>más</u> estructuras aleatorias	6
F	Macizos rocosos con tres sets de estructuras	9
G	Macizos rocosos con tres sets de estructuras <u>más</u> estructuras aleatorias	12
H	Macizos rocosos con cuatro o más sets de estructuras con muchas estructuras aleatorias, con bloques cúbicos, etc.	15
J	Macizo rocoso totalmente desintegrado, similar a un suelo granular	20

Notas:

- i) En el caso de intersecciones de túneles debe multiplicarse por 3 el valor de  $J_n$
- ii) En el caso de portales de túneles debe multiplicarse por 2 el valor de  $J_n$

3. Número de Rugosidad de las Estructuras		$J_r$
a) Hay contacto entre las cajas de la estructura		
b) Desplazamientos de corte menores que 10cm producen contacto entre las cajas de la estructura		
A	Estructuras discontinuas o que presentan puentes de roca	4
B	Estructuras ondulosas y rugosas (o irregulares)	3
C	Estructuras ondulosas y lisas	2
D	Estructuras ondulosas y pulidas	1.5
E	Estructuras planas y rugosas	1.5
F	Estructuras planas y lisas	1.0
G	Estructuras planas y pulidas	0.5
c) Los desplazamientos de corte no producen contacto entre las cajas de la estructura		
H	Estructura con rellenos arcillosos de espesor suficiente como para impedir el contacto entre las cajas de la estructura	1.0
J	Estructura con rellenos de roca molida y/o materiales granulares de espesor suficiente como para impedir el contacto entre las cajas de la estructura.	1.0

Notas:

- i) Las descripciones se ordenan de escala menor a intermedia en ese orden.
- ii) Si el espaciamiento de las estructuras de la familia considerada es mayor 3m, debe sumarse 1 al valor de  $J_r$ .
- iii) En el caso de estructuras planas y pulidas que presenten lineamientos podrá considerarse que  $J_r$  es igual a 0.5 si los lineamientos están favorablemente orientados. Este coeficiente se calcula en función de la rugosidad de las estructuras más débiles. Si éstas están favorablemente orientadas, entonces deberá escogerse la familia más débil de todas las estructuras desfavorablemente orientadas para evaluar  $J_r$ .

4. Número de Alteración de la Discontinuidad		$\Phi_r$ (aproximado)	$J_a$
a) Hay contacto entre las cajas de la estructura			
A	Estructuras bien trabadas y selladas con rellenos duros, impermeables, y que no se ablandan (e.g. cuarzo, epidota, etc.).	-	0.75
B	Estructuras con cajas no alteradas, que solo presentan pátinas locales.	25 a 35	1
C	Estructuras con cajas ligeramente alteradas. Pátinas de materiales que no se ablandan y libres de finos: arenas, roca molida, etc.	25 a 30	2
D	Estructuras con pátinas limo arenosas, con poco contenido de arcillas, que no se ablandan.	20 a 25	3
E	Estructuras con pátinas de minerales arcillosos de baja fricción y que se ablandan (e.g. caolinita, micas, etc.). Estructuras con pátinas de clorita, talco, yeso, grafito, etc. Estructuras con pequeñas cantidades de arcillas expansivas (pátinas discontinuas, de 1 a 2 mm de potencia).	8 a 16	4
b) Desplazamientos de corte menores que 10 cm producen contacto entre las cajas de la estructura.			
F	Estructuras con rellenos de arenas y/o roca molida, libre de arcilla	25 a 30	4
G	Estructuras con rellenos de arenas y/o roca molida, libres de arcilla	16 a 24	6
H	Estructuras con rellenos de arcillas algo a poco preconsolidadas, que se ablandan (rellenos continuos, con espesores < 5mm)	12 a 16	8
H	Estructuras con rellenos de arcillas algo a poco preconsolidadas, que se ablandan (rellenos continuos, con espesores < 5 mm)	12 a 16	8
J	Estructuras con rellenos de arcilla expansivas (e.g. montmorillonita, rellenos continuos, con espesores < 5mm). El valor $J_a$ depende del contenido de arcilla, de la exposición al agua, etc.	6 a 12	8 a 12
c) Los desplazamientos de corte no producen contacto entre las cajas de la estructura			
K, L, M	Estructuras con rellenos potentes de roca brechizada y salbanda arcillosa (ver G, H, J para descripciones del material arcilloso)	6 a 24	6, 8 o 8 a 12
N	Estructuras con rellenos potentes de arenas limosas o limo arcillosas, con poco contenido de arcillas (que no se ablandan)	-	5
O, P, R	Estructuras con rellenos potentes de salbanda arcillosa (ver G, H, J para descripciones del material arcilloso)	6 a 24	10, 13 o 13 a 20

5. Número en Función de la Condición de Agua Observadas en las Discontinuidades		Presión de Agua Aproximada (MPa)	J <sub>w</sub>
A	Túneles secos o con infiltraciones menores (e.g. 5 lt/min localmente o solo en algunos sectores)	<0.1	1
B	Infiltraciones y presiones moderadas, que ocasionalmente causan el lavado del relleno de las estructuras	0.1 a 0.25	0.66
C	Infiltraciones y presiones importantes en roca competente con estructuras sin relleno	0.25 a 1	0.50
D	Infiltraciones y presiones importantes que causan lavado de los rellenos de las estructuras		0.33
E	Infiltraciones muy importantes y a presión influenciadas por las voladuras, pero decaen con el tiempo.	> 1	0.1 a 0.2
F	Infiltraciones excepcionalmente altas con presiones que continúan sin decaer con el tiempo	>1	0.05 a 0.1

Notas:

- i) Los casos C a F corresponden a estimaciones muy aproximadas. Se puede incrementar el valor J<sub>w</sub> si se implementan medidas de drenaje (esto debe hacerse con criterio, considerando como estas medidas podrían modificar la condición de aguas)
- ii) Problemas especiales asociados al congelamiento de las aguas y la formación de hielo no se consideran.
- iii) En general, para una caracterización del macizo rocoso distante de la influencia de la excavación, el uso de J<sub>w</sub> = 1, 0.66, 0.5, 0.33, etc. a medida que la cobertura va profundizándose digamos 0 a 5m, 5 a 25m, 25 a 250m a > 250, se recomienda asumir que RQD/J<sub>n</sub> es lo suficientemente bajo (e.g., 0.5 a 25) como para asumir una buena conductividad hidráulica. Esto ayudará a ajustar el índice Q teniendo en consideración los esfuerzos efectivos y los efectos de ablandamiento por efecto del agua, en combinación de una apropiada caracterización de los valores de SRF. Cuando se desarrollen mejor, se pueden usar correlaciones del módulo de deformación y la velocidad sísmica en función de la cobertura.

6. Factor de Reducción de Esfuerzos		SRF
a) Zonas débiles intersectan la posición que tendrán la excavación subterránea, lo que puede causar aflojamiento ( <i>loosening</i> ) del terreno cuando se desarrolle la excavación subterránea.		
A	Aparecen múltiples zonas débiles que contienen salbanda arcillosa o roca químicamente desintegrada, con roca suelta en su periferia (a cualquier cobertura)	10
B	Aparece un zona débil que contiene salbanda arcillosa o roca químicamente desintegrada, con roca suelta en su periferia (z<50m)	5
C	Aparece una zona débil que contiene salbanda arcillosa o roca químicamente desintegrada, con roca suelta en su periferia (z>50m)	2.5
D	Aparecen múltiples zonas débiles, con roca suelta en su periferia, en un macizo rocoso competente y libre de arcilla ( a cualquier cobertura)	7.5
E	Aparece una zona débil, con roca suelta en su periferia, en un macizo rocoso competente y libre de arcilla (z<50)	5
F	Aparece una zona débil, con roca suelta en su periferiam en un macizo rocoso competente y libre de arcilla (z>50m)	2.5
G	Macizo rocoso muy fracturado, con estructuras abiertas que definen bloques en forma de cubos ( a cualquier cobertura)	5

Notas:

- i) Los valores de SRF deben de reducirse en un 25% a 50% si las zonas de cizalle relevantes solo influyen el túnel, pero no lo intersectan.

6. Factor de Reducción de Esfuerzos		UCS/ $\sigma_1$	$\sigma_\phi / \sigma_c$	SRF
b) Macizos rocosos competentes, problemas de concentración de esfuerzos				
H	Estado tensional de magnitud baja, estructuras superficiales abiertas	>200	<0.01	2.5
J	Estado tensional de magnitud moderada, condición de esfuerzos favorable	10 a 200	0.01 a 0.3	1
K	Estado tensional de magnitud alta, estructuras bien trabadas (usualmente favorables para la estabilidad, aunque puede presentar problemas en las capas)	5 a 10	0.3 a 0.4	0.5 a 2
L	Macizo rocoso masivo que presenta lajamientos moderados 1 hora después del desarrollo de la excavación subterránea.	3 a 5	0.5 a 0.65	5 a 50
M	Macizo rocoso masivo que presenta lajamientos e incluso estallidos de roca poco después del desarrollo de la excavación subterránea.	2 a 3	0.65 a 1	50 a 200
N	Macizos rocosos que sufren notorios estallidos de roca y deformaciones inmediatas después del desarrollo de la excavación subterránea	<2	>1	200 a 400

Notas:

- ii) Si el estado de esfuerzos in-situ (virgen) medido es muy anisotrópico (si es que se tienen disponibles), entonces:
- Si  $5 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$  disminuya en un 25% los valores de la resistencia en compresión uniaxial y la resistencia en tracción de la roca intacta, UCS y TS, usados para evaluar SRF.
- Si  $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$  disminuya en un 50% los valores de la resistencia en compresión uniaxial y la resistencia en tracción de la roca intacta, UCS y TS, usados para evaluar SRF.
- iii) La base de datos del métodos incluye pocos casos en que la profundidad de la profundidad del techo del túnel respecto a la superficie del terreno es menor que el ancho del túnel. Si este es el caso entonces SRF debe incrementarse de 2.5 a 5 (ver H).
- iv) Los casos L, M y N son relevantes para el diseño de soporte de excavaciones profundas en macizos rocosos, con índices RQD/ $J_n$  entre 50 y 200.
- v) En general, para una caracterización del macizo rocoso distante de la influencia de la excavación, el uso de SRF = 5, 2.5, 1 y 0.5 es recomendado a medida que la cobertura va profundizándose digamos 0 a 5m, 5 a 25m, 25 a 250m a > 250. Esto ayudara a ajustar el índice Q para algunos de los efectos de los esfuerzos efectivos, en combinación con la caracterización apropiada de  $J_w$ . Cuando se desarrollen mejor, se pueden usar correlaciones del módulo de deformación y la velocidad sísmica en función de la cobertura.

6. Factor de Reducción de Esfuerzos		$\sigma_\phi / \sigma_c$	SRF
c) Macizos rocosos que fluyen plásticamente ( <i>squeezing rock</i> )			
O	El flujo plástico genera presiones moderadas	1 a 5	5 a 10
P	El flujo genera presiones importantes	>5	10 a 20

Notas:

- vi) Casos de macizos rocosos que fluyen plásticamente  $H > 350Q^{1/3}$  de acuerdo con Singh (1993). La resistencia del macizo rocoso puede ser estimado de la siguiente manera:  $\text{SIGMA}_{cm} \sim 5\gamma Q_c^{1/3}$  (MPa), donde  $\gamma$  es la densidad de la roca ( $\text{Tn/m}^3$ ), y  $Q_c = Q\sigma_c / 100$ , Barton (2000).

6. Factor de reducción de esfuerzos		SRF
d) Macizos rocosos expansivos ( <i>swelling rock</i> ), expansión o hinchamiento debido a reacciones químicas causadas por las aguas.		
Q	El hinchamiento genera presiones moderadas	5 a 10
R	El hinchamiento genera presiones importantes	10 a 15

## 2.4.2 Sistema de Clasificación RMR (Versión 1989)

El método de clasificación RMR (por sus siglas en inglés *Rock Mass Rating*) se desarrolló para estimar el sostenimiento de túneles en función del índice RMR de un índice de calidad geotécnica, definido como:

$$RMR = P(UCS) + P(RQD) + P(s) + P(JC) + P(WC) - Ajuste$$

Donde:

P(x): Es el puntaje asociado a un parámetro x.

UCS: Es la resistencia en compresión uniaxial de la roca intacta y el puntaje asociado a la misma puede variar de 0 (si UCS > 1 MPa) a 15 (si UCS > 250 MPa).

RQD: Es la designación de la calidad de la roca definida por Deere et al. (1967), y el puntaje asociado a la misma puede variar de 3 (si RQD < 25%) a 20 (si 90 < RQD < 100).

s: Es el espaciamiento entre las estructuras, y el puntaje asociado al mismo puede variar de 5 (si s < 60 mm) a 20 (si s > 2 m).

JC: Es la condición de la estructura, y el puntaje asociado a la misma puede variar de 0 (en el caso de estructuras continuas y abiertas más de 5 mm, o con rellenos arcillosos blandos de potencia mayor a 5 mm) a 30 (en el caso de estructuras discontinuas, muy rugosas, cerradas y sin alteración de su roca caja).

WC: Es la condición de aguas, y el puntaje asociado a la misma puede variar de 0 (en el caso de estructuras con flujo de aguas que se traduce en un gasto de más de 125 lt/min en un tramo de túnel de 10 m de longitud, o donde la presión del agua excede el 50% del esfuerzo principal mayor) a 15 (en el caso de estructuras completamente secas).

El rango de valores del índice RMR va desde 0 hasta 100, abarcando el espectro completo de calidades del macizo rocoso. El índice RMR de Bieniawski puede relacionarse con el índice Q de Barton mediante la siguiente correlación empírica:

$$RMR = 9 \cdot \ln Q + 44 \quad (\text{Bieniawski, 1976})$$

$$RMR = 15 \cdot \log Q + 50 \quad (\text{Barton, 1995})$$

**Cuadro N° 14: Guía para la puntuación de los seis parámetros para determinar el índice RMR, versión 1989, [9 y 46]**

(a) puntaje asociado a la resistencia de la roca intacta.

UCS (MPa)	PLS (MPa)	Puntaje	Comentarios
<1	En este rango no se recomienda el uso de los ensayos de carga puntual para estimar la resistencia de la roca intacta.	0	Resistencia muy baja
1 a 5		1	
5 a 25		2	
25 a 50	1 a 2	4	Resistencia Baja
50 a 100	2 a 4	7	Resistencia Moderada
100 a 250	4 a 10	12	Resistencia Alta
>250	>10	15	Resistencia Muy Alta

Notas:

UCS: es la resistencia en compresión uniaxial

PLS: es la resistencia en carga puntual (Point load test)

(b) puntaje asociado al índice RQD

Calidad Geotécnica del Macizo	RQD (%)	Puntaje
Muy Mala	<25	3
Mala Calidad	25 a 50	8
Regular	50 a 75	13
Buena	75 a 90	17
Excelente	90 a 100	20

(c) puntaje asociado al espaciamiento entre discontinuidades

Descripción del Espaciamiento	S (mm)	Puntaje
Muy Junto a Extremadamente Junto	<60	3
Junto	60 a 200	8
Moderado	200 a 600	13
Separado	600 a 2000	17
Muy Separado	>2000	20

(d) puntaje asociado a la condición de las discontinuidades, JC

Descripción de la Condición de las Estructuras	Puntaje
Estructuras continuas. Estructuras abiertas (apertura > 5mm) o con rellenos blandos de salbanda arcillosa (espesor > 5 mm)	0
Estructuras continuas. Estructuras pulidas, o abiertas (apertura de 1 a 5 mm) o con rellenos blandos de salbanda arcillosa (espesor de 1 a 5 mm).	10
Estructuras algo rugosas. Roca de caja muy intemperizada o alterada. Estructuras abiertas (apertura < 1 mm) o con rellenos (espesor < 1 mm).	20
Estructuras algo rugosas. Roca de caja algo intemperizada o alterada.	25

Descripción de la Condición de las Estructuras	Puntaje
Estructuras abiertas (apertura < 1 mm) o con rellenos (espesor < 1 mm).	
Estructuras muy rugosas. Estructuras discontinuas. Roca de caja fresca o sana. Estructuras cerradas o selladas.	30

(e) guía para una evaluación detallada del puntaje asociado a JC

Parámetro de la Estructura	Condición o Características y Puntaje				
	<1	1 a 3	3 a 10	10 a 20	>20
Persistencia o Extensión (m)	6	4	2	1	0
	0	<0.1	0.1 a 1	1 a 5	> 5
Apertura o Espesor (mm)	6	5	4	1	0
	Muy Rugosa	Rugosa	Algo Rugosa	Lisa	Pulida
Rugosidad	6	5	3	1	0
	Ninguno	Duro < 5 mm	Duro ≥ 5 mm	Blando < 5 mm	Blando ≥ 5 mm
Material de Relleno	6	4	2	2	0
	Fresca	Algo Alterada	Alteración Moderada	Muy Alterada	Descompuesta
Intemperización o Alteración	6	5	3	1	0

(f) puntaje asociado a la condición de aguas, WC.

Descripción	Qw (l/min)	Pw/σ <sub>1</sub>	Puntaje
Condición Completamente Seca	0	0	15
Condición Húmeda	<10	<0.1	10
Condición Mojada	10 a 25	0.1 a 0.2	7
Goteos	25 a 125	0.2 a 0.5	4
Infiltraciones de Agua	>125	>0.5	0

Notas:

Qw es la cantidad de flujo que se infiltra en un tramo de túnel de 10m de longitud

Pw es la presión del agua

σ<sub>1</sub> es el esfuerzo principal mayor

(g) ajuste al puntaje total por efecto de la orientación de las estructuras

Aplicación	Orientación de las Estructuras (Buzamiento y Dirección de Buzamiento)				
	Muy Favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy Desfavorable
Minería Subterránea	0	2	5	10	12
Túneles					
Cimentaciones	0	2	7	15	25
Taludes	0	5	25	50	60
Tajos Abiertos					

### 2.4.3 Índice GSI

La resistencia de macizos rocosos fracturados depende de las propiedades de las piezas de roca intacta, en especial del grado de libertad de estas piezas para deslizarse y rotar bajo diferentes condiciones de esfuerzo. Esta libertad es controlada por la forma geométrica de las piezas de roca así como también por la condición de las superficies de contacto entre piezas. Las piezas de roca angulares con superficies competentes y rugosas resultarán en un macizo rocoso más competente que aquel que contiene piezas de roca redondeadas y superficies de contacto intemperizadas y alteradas.

El índice de resistencia GSI (por sus siglas en inglés *Geological Strength Index*) fue introducido por Hoek (1994) y Hoek, Kaiser y Badwen (1995) proponiendo un número que conjuntamente con las propiedades de la roca intacta puede ser usado para estimar la reducción de la resistencia del macizo rocoso para diferentes condiciones geológicas.

El sistema se presenta en el Cuadro N° 15, para macizos rocosos fracturado en bloques; en el Cuadro N° 16, para macizos rocosos heterogéneos tales como el Flysch.

Antes de la introducción del sistema GSI en 1994, la aplicación del criterio Hoek-Brown en campo fue realizada por medio de una correlación con el índice RMR (versión 1976), pero luego de años de aplicación se observó que esta correlación no era confiable, particularmente para rocas de mala calidad y para rocas con litologías peculiares que podían ser caracterizadas adecuadamente por el índice RMR.

- (a) No es aplicable en aquellos casos en que el comportamiento del macizo rocoso presenta un claro control estructural. De hecho, cuando el macizo presenta solo dos sets de estructuras el criterio de Hoek-Brown (para el cual fue desarrollado el GSI) debe aplicarse con mucho cuidado.
- (b) No considera la resistencia en compresión uniaxial de la roca intacta, ya que al evaluar la resistencia del macizo se incluyen los parámetros que definen el criterio de Hoek-Brown (si se incluyera se “contaría dos veces”).

- (c) No considera el espaciamiento entre estructuras, ya que éste está implícitamente incluido al evaluar la blocosidad del macizo rocoso (a mayor espaciamiento el macizo es más masivo y a menor espaciamiento es de mayor blocosidad).
- (d) No considera la condición de aguas porque el criterio de Hoek-Brown se define en términos de esfuerzos efectivos (si se incluyera se "contaría dos veces").
- (e) El índice GSI debe definirse en un rango y no como un valor específico. En la práctica es usual definir un rango de unos 15 puntos (o sea una de las "cajas" en Cuadro N° 15).
- (f) En casos especiales, como macizos rocosos heterogéneos, puede ser necesario desarrollar una versión especial de la tabla de calificación del índice GSI. Un ejemplo de esto se muestra en Cuadro N° 16, donde se presenta un cuadro desarrollada por Marinis & Hoek (2000) para el caso de macizos heterogéneos estratificados.
- (g) Se requiere bastante criterio y experiencia para aplicar este método al mapeo geotécnico de sondajes; por lo que muchas veces en la práctica resulta preferible utilizar otro sistema de calificación para el mapeo de sondajes (e.g. el sistema RMR de Bieniawski), y luego transformar los resultados a valores de GSI conforme a los criterios siguientes (Hoek et al. (1995)):
  - i. Si se utiliza la versión 1976 del índice RMR (Bieniawski (1976)), deberá suponerse que el macizo rocoso está completamente seco y no deberá efectuarse ajuste por orientación de las estructuras. El valor resultante del índice RMR76 se relaciona con el índice GSI de la siguiente forma: Si  $RMR76 \geq 18$  entonces  $GSI = RMR76$ ; y Si  $RMR76 < 18$  entonces no puede estimarse el valor de GSI (la estimación resulta poco confiable)
  - ii. Si se utiliza la versión 1989 del índice RMR (Bieniawski (1989)), deberá suponerse que el macizo rocoso está completamente seco y no deberá efectuarse ajuste por orientación de las estructuras. El valor resultante del índice RMR89 se relaciona con el índice GSI de la siguiente forma: Si  $RMR89 \geq 23$  entonces  $GSI = RMR89 - 5$ ; y si

RMR89 < 23 entonces no puede estimarse el valor de GSI (la estimación resulta poco confiable)

- iii. Si se utiliza el índice  $Q'$  (Barton et al. (1974)), deberá suponerse que el macizo rocoso está completamente seco y la magnitud del estado tensional es moderada, con lo que los parámetros  $J_w$  y SRF se hacen iguales a 1.0. El valor resultante del índice  $Q'$  se relaciona con el índice GSI de la siguiente forma:  $GSI = 9 \ln Q' + 44$  o  $GSI = 15 \text{Log} Q' + 50$ . Note que el valor mínimo de  $Q'$  es 0.0208, lo que resulta en un GSI de 9, equivalente a una zona de corte potente, con relleno de panizo arcillosa.

Cuadro N° 15: Caracterización de macizos rocosos de acuerdo a su blocosidad y grado de trabazón y la condición de la superficie de contacto entre bloques, [28 y 46]

<b>INDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICA MACIZOS ROCOSOS FRAGTURADOS</b> (Marinos & Hoek (2000))  Estime el valor típico de GSI considerando el tipo de roca, la estructura del macizo rocoso, y la condición de las discontinuidades.  NO trate de ser demasiado preciso. De hecho, el considerar $33 \leq GSI \leq 37$ es más realista que considerar $GSI = 35$ . Note que esta tabla NO es aplicable a problemas con control estructural. Si hay estructuras desfavorablemente orientadas, ellas cambiarán el comportamiento del macizo rocoso.  En aquellos casos en que la resistencia al corte de las estructuras podría ser afectada por la humedad, deberá considerarse la eventual presencia de agua. Esto puede hacerse "desplazando hacia la derecha" el rango estimado para GSI.  La presión del agua no se considera al evaluar el rango de GSI, ya que la misma se incorpora posteriormente en los análisis geotécnicos, los que se desarrollan considerando esfuerzos efectivos.		CONDICIÓN DE LAS ESTRUCTURAS				
		MUY BUENA Muy resacas, cajas frescas o no interpenetradas	BUENA Rugosas, cajas ligeramente interpenetradas y algo ovaladas	REGULAR Lisas, cajas moderadamente frías y algo ovaladas	MALA Pulidas, cajas meteorizadas, con pilinas o con relieves y/o fragmentos angulosos	MUY MALA Pulidas, cajas muy meteorizadas, con pilinas o con relieves en arista blanda
<b>ESTRUCTURA DEL MACIZO</b>   <b>INTACTA o MASIVA</b> Probetas de roca intacta. Macizos masivos o con juntas y muy espaciadas estructuras.		◻ DISMINUYE LA CALIDAD ◻				
 <b>BI OCOSA</b> Macizos con 3 sets de estructuras, que definen bloques cúbicos, bien trabados entre sí.		90			N/A	N/A
 <b>MUY BLOCOSA</b> Macizos con 4 sets de estructuras, o más, que definen bloques angulosos y trabados, pero que están parcialmente perturbados.		80			50	40
 <b>BLOCOSA VUELTA</b> Macizos pegados y con bloques angulosos formados por la intersección de muchas estructuras. Los planos de estratificación y/o esquistosidad son persistentes.		70				20
 <b>DESINTEGRADA</b> Macizo fuertemente fracturado, con una mezcla de bloques angulosos y redondeados, pobremente trabados.		60				10
 <b>LAMINADA / CIZALLADA</b> Macizo con planos débiles (esqueleto y/o esquistosidad), muy poco espaciados entre sí y que no definen bloques.						
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES
		◻	◻	◻	◻	◻
		DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES			

Cuadro N° 16: Estimación del índice GSI para macizos rocosos heterogéneos tales como Flysch, [28 y 46]

<b>INDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICA</b> <b>MACIZOS ROCOSOS ESTRATIFICADOS HETEROGENEOS</b> (Martini & Hoek (2000)) En base a una descripción de la litología, la estructura del macizo y la condición de las estructuras (especialmente los planos de estratificación), seleccione una zona en la tabla. Ubique en esa zona la posición correspondiente a la condición de las estructuras y estime el valor medio de GSI. NO trate de ser demasiado preciso. De hecho, el considerar $33 \leq GSI \leq 37$ es más realista que suponer $GSI = 35$ . <b>Note que esta tabla NO es aplicable a problemas con control estructural.</b> Si hay estructuras desfavorablemente orientadas ellas controlarán el comportamiento del macizo rocoso. En aquellos casos en que la resistencia al corte de las estructuras podría ser afectada por la humedad, deberá considerarse la eventual presencia de agua. Esto puede hacerse "desplazando hacia la derecha" el rango estimado para GSI para condiciones regular, mala o muy mala de las estructuras. La presión del agua no se considera al evaluar el GSI (análisis en esfuerzos efectivos).		<b>CONDICION ESTRATIFICACION</b> (PLANOS DE ESTRATIFICACION)				
<b>COMPOSICION Y ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO</b>		MUY BUENA Muy rugosas, superficies frescas o no meteorizadas.	BUENA Rugosas, superficies algo meteorizadas.	REGULAR Lisas, superficies moderadamente meteorizadas y laterales.	MALA Muy lisas, ocasionalmente pulidas, con pérfilas compactas o rellenos con fragmentos angulosos.	MUY MALA Muy lisas y pulidas o de superficies muy meteorizadas, y con pérfilas o rellenos de arcilla blanda.
 <p><b>A.</b> Estratos gruesos de arenisca de mucha porosidad. El efecto de posibles pérfilas pulidas en los planos de estratificación se ve minimizado por el confinamiento del macizo rocoso; sin embargo, en túneles poco profundos y/o túneles, estos planos de estratificación pueden generar inestabilidades controladas estructuralmente.</p>		70	A			20
 <p><b>B.</b> Arenisca con lentes delgadas de limonita.</p>	 <p><b>C.</b> Arenisca y limonita, en estratos de similar potencia.</p>	 <p><b>D.</b> Limoñitas o esquistos limosos con estratos de arenisca.</p>	 <p><b>E.</b> Limoñitas débiles o esquistos arcillosos con estratos de arenisca.</p>			
<p><b>C, D, E y G:</b> Pueden estar más o menos plegados que lo indicado, pero esto no altera su resistencia. Si presentan deformación tectónica, fallamientos y pérdidas de continuidad, cambie estas categorías a F y H.</p>		50		B, C, D, E		
	 <p><b>F.</b> Esquistos limosos o arcillosos, deformados tectónicamente, muy plegados y Cizallados, con estratos de arenisca deformados y quebrados, definiendo una estructura casi caótica.</p>	40			F	10
 <p><b>G.</b> Esquistos limosos o arcillosos no perturbados, con o sin intercalaciones de estratos delgados de arenisca.</p>	 <p><b>H.</b> Esquistos limosos o arcillosos, deformados tectónicamente, con una estructura caótica y bolsones de arcilla. Estratos delgados de arenisca quebrados en pequeños bloques de roca.</p>	N/A	N/A	G	H	

→ Indica deformación por tectonismo.

### CAPÍTULO III: EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA EXCAVACIÓN Y SU INTERACCIÓN CON EL SOSTENIMIENTO

Las excavaciones subterráneas atraviesan un medio que ha hallado su estabilidad de forma natural a través de periodos geológicos. La excavación modifica el estado de esfuerzos *in-situ* del macizo rocoso, redistribuyendo la carga –que antes tomaba el cuerpo removido- en el perímetro de la excavación. Esta redistribución de esfuerzos puede activar mecanismos de falla, desde el punto de vista mecánico relacionados con la dimensión de la excavación, las características del material, los esfuerzos *in-situ* y la forma en que se realiza la excavación.

**Cuadro N° 17: Cargas de roca en metros para coberturas mayores a 1.5 (B+Ht)<sup>1</sup>, [49]**

Condición de la Roca	Carga de Roca Hp (m)	Consideraciones
Dura y Intacta	0	Revestimiento ligero, requerido solo si existe lajamiento y estallido de rocas
Dura, estratificada o esquistosa. <sup>2</sup>	0 a 0.5B	Soporte ligero. Las cargas pueden cambiar erráticamente de punto a punto.
Masivo, moderadamente fracturada.	0 a 0.25B	
Moderadamente en bloques y desatado.	0.25B a 0.35(B+Ht)	No ha presión lateral.
Dominantemente en bloques y desatado	(0.35 a 1.10) (B+Ht)	Poco o ninguna presión lateral.
Completamente triturada pero químicamente intacto	1.10 (B+Ht)	Considerable presión lateral. Efecto de ablandamiento por infiltración de agua hacia el piso del túnel requiere un soporte continuo en la base o marcos circulares.
Roca fluyente con cobertura moderada (Squeezing <sup>10</sup> )	(1.10 a 2.10) (B+Ht)	Presión lateral pesada, marcos invertidos requeridos. Marcos circulares son recomendados.
Roca fluyente con cobertura considerable (Squeezing)	(2.10 a 4.50) (B+Ht)	
Roca Expansiva	Hasta 85 metros independiente del valor de (B+Ht)	Marcos circulares requeridos. En casos extremos usar soportes con juntas de fricción.

1. El techo del túnel se asume está ubicado debajo del nivel freático. Si está ubicado permanentemente encima del nivel freático, los valores dados para los tipos 4 y 6 pueden ser reducidos en un 50%.

2. Algunas de las formaciones de roca más comunes contienen capas de lutitas. En un estado no meteorizado, las lutitas no son peores que otras rocas estratificadas. Sin embargo, el término lutitas es frecuentemente aplicado a sedimentos de

<sup>10</sup> La definición de *Squeezing* de acuerdo a Barla [3] es "una deformación que varía gradualmente con el tiempo y está asociado principalmente con la reptación causada por la excedencia de la resistencia de corte del material. La deformación puede terminar durante la construcción del túnel o continuar por un largo periodo de tiempo".

arcilla firmemente compactados que no han adquirido las propiedades de una roca. Estos llamados lutitas pueden compactarse en el túnel como una roca frágil o incluso una roca expansiva.

Terzaghi [49] logro establecer la primera base racional para diseño de excavaciones subterráneas, mediante el estudio de dos tipos de cargas: cargas de roca y cargas de suelo. Es de acuerdo con la transición del material de roca intacta a suelo, en donde Terzaghi define varias condiciones de inestabilidad (ver Cuadro N° 17).

A continuación se expondrá el principio de arco, que nos ayudara a entender como el proceso de excavación puede afectar las cargas de terreno.

En el Cuadro N° 18, se representa una actualización de la clasificación recomendada por Terzaghi. Obsérvese que cuando la roca está completamente triturada, se espera presiones laterales considerables pueden requerir un refuerzo/sostenimiento en todo el perímetro de la excavación.

**Cuadro N° 18: Clasificación del tipo de comportamiento de una excavación subterránea (En base a la clasificación de Terzaghi, 1962; y modificada por Singh y Goel, 1999), [48]**

Número	Clasificación del Terreno	Sub-Clase	Comportamiento del macizo rocoso
1	Competente o Autosoportado	NA	Macizo rocoso que no requiere sostenimiento para la estabilidad de la excavación.
2	No competente-sin comportamiento squeezing	NA	Macizo rocoso fracturado que requiere sostenimiento para la estabilidad de la excavación.
3	Raveling o Falla Progresiva	NA	Caída de lajas o planchas de roca de la clave o paredes de la excavación.
4	Macizos rocosos que fluyen plásticamente. (Squeezing)	<p><u>Tenue</u></p> $\frac{U_a}{a} = 1 - 3\%$ <p><u>Moderado</u></p> $\frac{U_a}{a} = 3 - 5\%$ <p><u>Considerable</u></p> $\frac{U_a}{a} > 5\%$	El macizo rocoso tiende a fluir plásticamente hacia la abertura generada por la excavación y el fenómeno es tiempo dependiente. El grado de Squeezing depende del estado de esfuerzo in-situ y la resistencia del macizo rocoso: ella puede ocurrir en coberturas bajas para macizos rocosos débiles como lutitas, arcillosas, etc.

Número	Clasificación del Terreno	Sub-Clase	Comportamiento del macizo rocoso
5	Comportamiento Expansivo	NA	El macizo rocoso absorbe agua, hay un incremento de volumen, produciendo una expansión volumétrica lenta con tendencia a cerrar la abertura generada por la excavación.
6	Desmoronamiento o Running Ground	NA	Inestabilidad de materiales granulares en zonas de falla o cizalla de corte con buzamiento sub-vertical.
7	Flujo de lodo o <i>Flowing Ground</i>	NA	Mezcla de un material tipo suelo con agua. El material puede fluir desde el piso, también por la clave y el frente de excavación; hay registros de largas distancias de túnel que han sido sepultadas.
8	Estallido de rocas	NA	Una falla violenta en macizos rocosos rígidos – frágiles cuando están sujeto a altos esfuerzos.

Notación:

$U_a$  = Convergencia radial del túnel.

$a$  = Radio del túnel.

$U_a/a$  = Convergencia normalizada expresada en %.

### Principio del arco de Terzaghi

En general, cuando el efecto de arco se movilice lo más cerca de la periferia de excavación, la excavación será más estable. El efecto del arco está asociado con la disminución de las cargas por movilización del esfuerzo cortante.

Terzaghi [42] definió el efecto de arco como sigue:

*Si una parte de la masa de suelo se encuentra en un estado de fluencia, mientras que el resto se mantiene en reposo, la parte del suelo estacionaria colindante a la masa de suelo en fluencia se moverá fuera de su posición original entre la masa de suelo estacionario colindante. El movimiento relativo en el suelo es reducido por la resistencia al corte entre la interface de la porción en estado fluyente y la porción en reposo. Ya que la resistencia al corte del suelo tiende a mantener la parte en fluencia en su posición original, reduciendo la presión e incrementando la presión en la parte estacionaria. Esta transferencia de presión de la masa de suelo en fluencia a la masa de suelo estacionaria, es comúnmente llamado como efecto de arco, y se dice que el suelo hace un arco encima de la parte en fluencia del sostenimiento.*

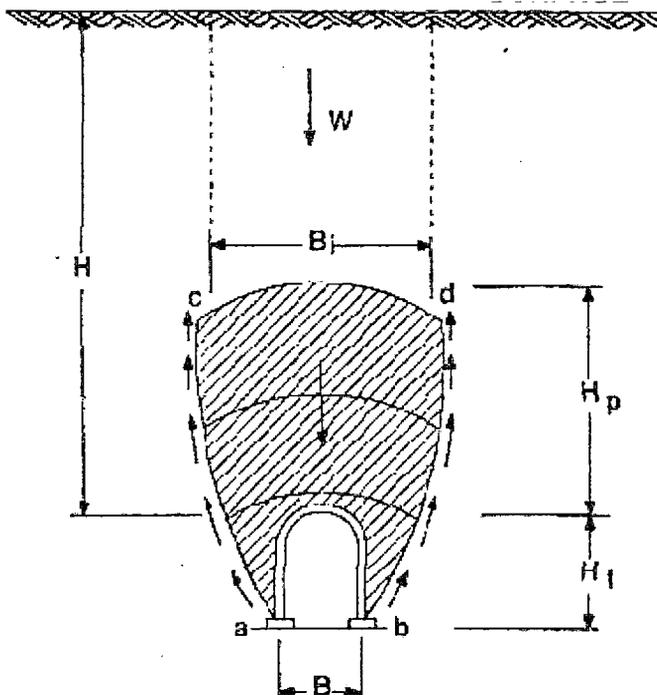


Figura N° 39: Formación de arco encima de la excavación subterránea, [9 y 49]

De sus experimentos, Terzaghi sugirió la siguiente expresión para la presión de tierra  $p$  transferida al sostenimiento del túnel, de acuerdo a lo mostrado en la figura 39.

$$p_v = \frac{B\gamma}{2K \tan \phi} \left( 1 - e^{-K \tan \phi \frac{2H}{B}} \right) + q e^{-K \tan \phi \frac{2H}{B}} \quad (1)$$

$$B = 2 \left( \frac{b}{2} + m \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \right) \quad (2)$$

- $P_v$ : Presión del suelo
- K: Relación de la presión horizontal y vertical
- b: Ancho del túnel
- m: Altura del túnel
- H: Cobertura de suelo
- $\gamma$ : Peso unitario del suelo
- q: Sobrecarga sobre la superficie
- $\phi$ : Ángulo de fricción interna

Los resultados de uno de los experimentos de Terzaghi son mostrados en la Figura N° 40. El ancho  $b$ , la cobertura  $H$  y el esfuerzo vertical para cualquier profundidad serán  $\sigma_v$ . El esfuerzo vertical si no hay arco i.e., el esfuerzo geo-estático será  $\sigma_{vh}$ . Se puede ver que para  $z/b > 2.5$  no hay reducción del esfuerzo vertical, pero inmediatamente encima de la excavación,  $\sigma_v$  es menor que  $0.10\sigma_v$ . Si un túnel es ubicado a gran profundidad de la superficie, el efecto arco no se extiende hacia la superficie.

Ahora, se considera la altura de la zona de arco.

En la Figura N° 41, se muestra la zona de arco simplificada con una altura  $h_o$  y ancho  $B$ . Si el peso unitario del suelo es  $\gamma$ , la presión actuando en la línea A-A es  $p_v = \gamma h_o$ , donde  $h_o$  es la altura simplificada de la zona de arco. Asumiendo que esta presión es igual a  $p_v$  expresada por la ecuación 1 y por simplicidad asumiendo  $q = 0$ .

$$\gamma h_o = \frac{B}{2K \tan \phi} \left( 1 - e^{-K \tan \phi \frac{2H}{B}} \right) \quad (3)$$

Dividiendo la ecuación 3 por la cobertura  $H$ , podemos obtener la altura normalizada de la zona de arco simplificada como sigue:

$$\frac{h_o}{H} = \frac{B}{2K \tan \phi} \left( 1 - e^{-K \tan \phi \frac{2H}{B}} \right) \quad (4)$$

Consideremos una abertura circular de diámetro  $D$ , como se ve en la Figura N° 43.

Con  $B = D \cot \left( \frac{\pi/4 + \phi/2}{2} \right)$ , la ecuación 4 puede ser re-escrita en función de la relación  $H/D$  y del coeficiente empírico  $K$  y el ángulo de fricción interna  $\phi$ .

$$\frac{h_2}{H} = \frac{D \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right)}{2KH \tan \phi} \left( 1 - e^{-K \tan \phi \frac{2H}{D \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right)}} \right) \quad (5)$$

$$= f\left(\frac{H}{D}, K, \phi\right)$$

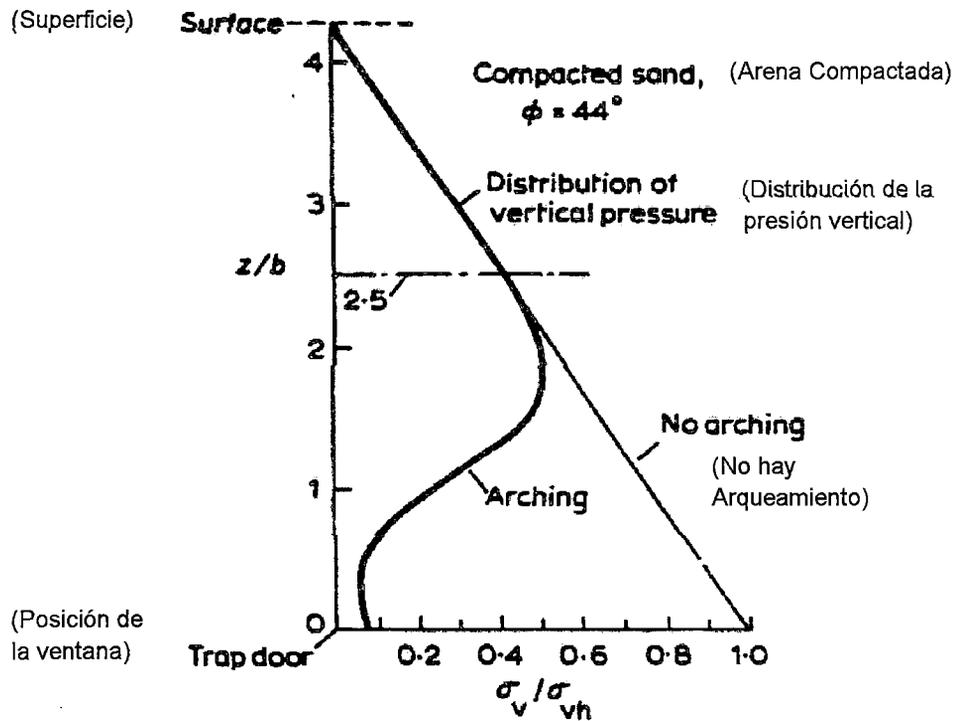


Figura N° 40: Experimentos de Terzaghi realizados en cubetas con arena (notar que z se mide desde la clave de la excavación hacia arriba),[42]

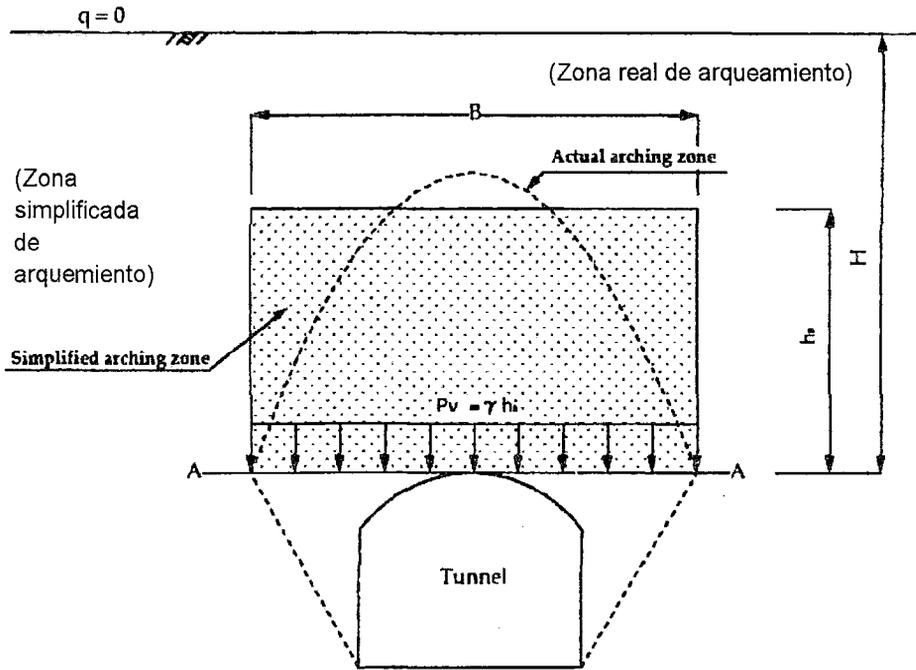


Figura N° 41: Zona simplificada de arco, [42]

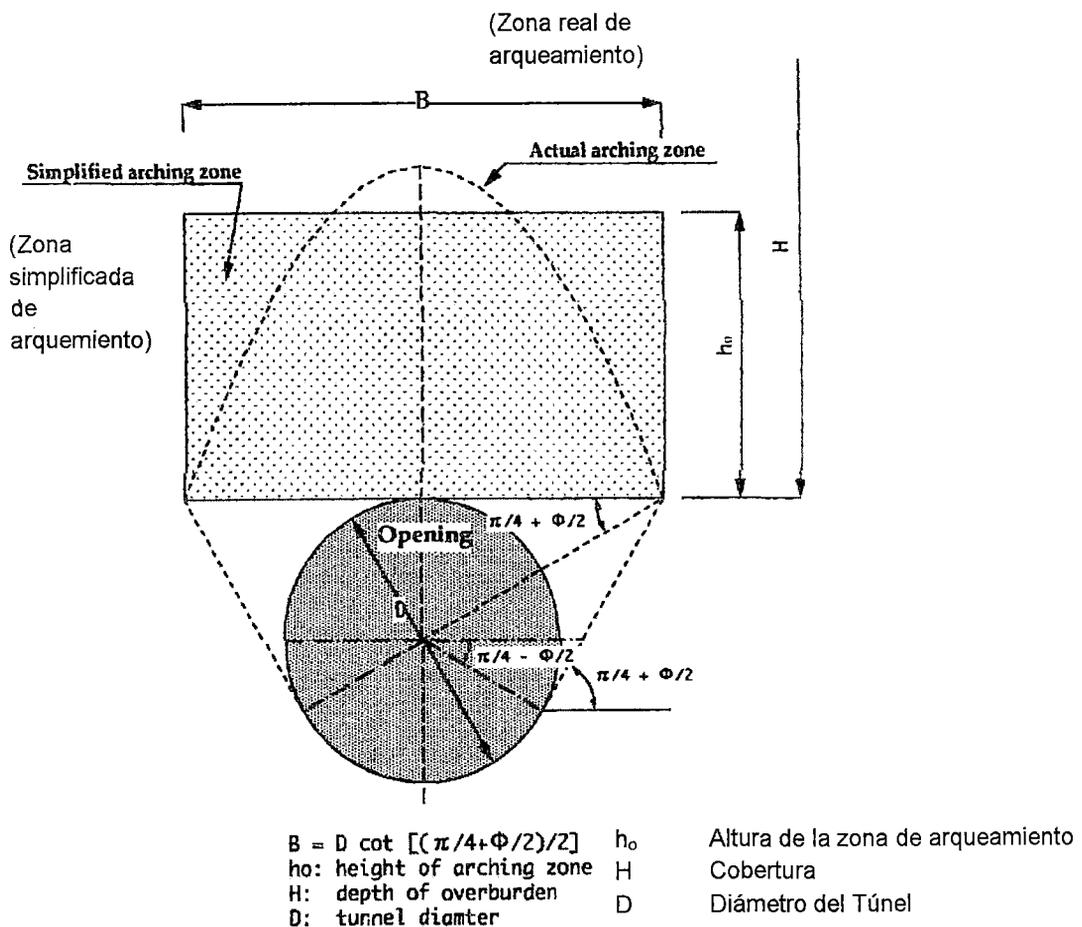
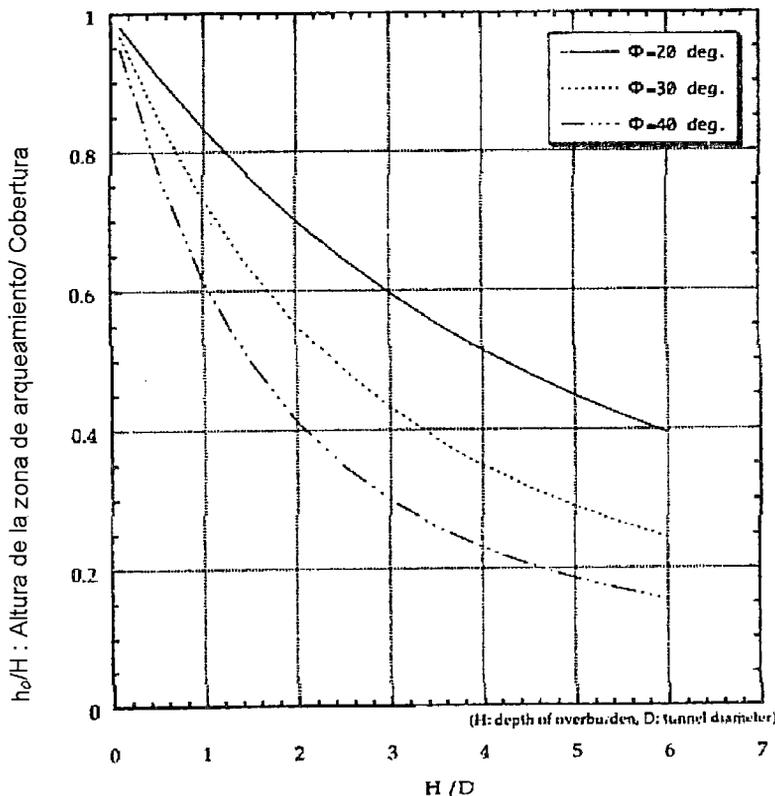


Figura N° 42: Zona simplificada de arco para una excavación circular, [42]

En la Figura N° 43, se muestra una relación de la altura normalizada de la zona de arco simplificada y la cobertura normalizada para suelo sin cohesión con  $\phi = 20^\circ$ ,  $30^\circ$  y  $40^\circ$  correspondiendo respectivamente a una arena suelta, media y densa.

De la Figura N° 43, es obvio que la altura normalizada de la zona simplificada de arco decrece con el incremento del ángulo de fricción  $\phi$  o la relación H/D. También si la relación H/D tiende a cero (i.e., la zona de arco afectada por el movimiento de la excavación del túnel se extiende hacia la superficie en todos los casos). Por ende, se puede imaginar que los túneles superficiales tienen una influencia significativa en las estructuras existentes de la superficie.



**Figura N° 43: Relación entre la carga de terreno y la cobertura de una excavación subterránea (en función del ángulo de fricción), [42]**

Como se muestra en la Figura N° 45, a medida que el túnel es ubicado a mayor profundidad (la relación H/D se aproxima a 10), el efecto del segundo término en la parte derecha de la ecuación 1 se vuelve despreciable.

Por ende la presión a gran profundidad se vuelve:

$$P_{\max} = \frac{B\gamma}{2K \tan \phi} \quad (6)$$

La Figura N° 46 muestra una descripción esquemática del arco inducido por la excavación del túnel en tres diferentes situaciones:

Caso 1: Cuando hay una alta resistencia del terreno y una cobertura relativamente profunda, el efecto de arco es movilizado y la zona afectada por el movimiento de la excavación del túnel es pequeña.

Caso 2: Cuando hay una resistencia del terreno bajo y una cobertura relativamente profunda, el efecto de arco es movilizado. Sin embargo debido a la poca resistencia del terreno, la clave del arco alcanza la superficie.

Caso 3: Cuando hay un terreno de baja resistencia y la cobertura es superficial, a pesar que el efecto de arco puede ocurrir, no está completamente movilizado.

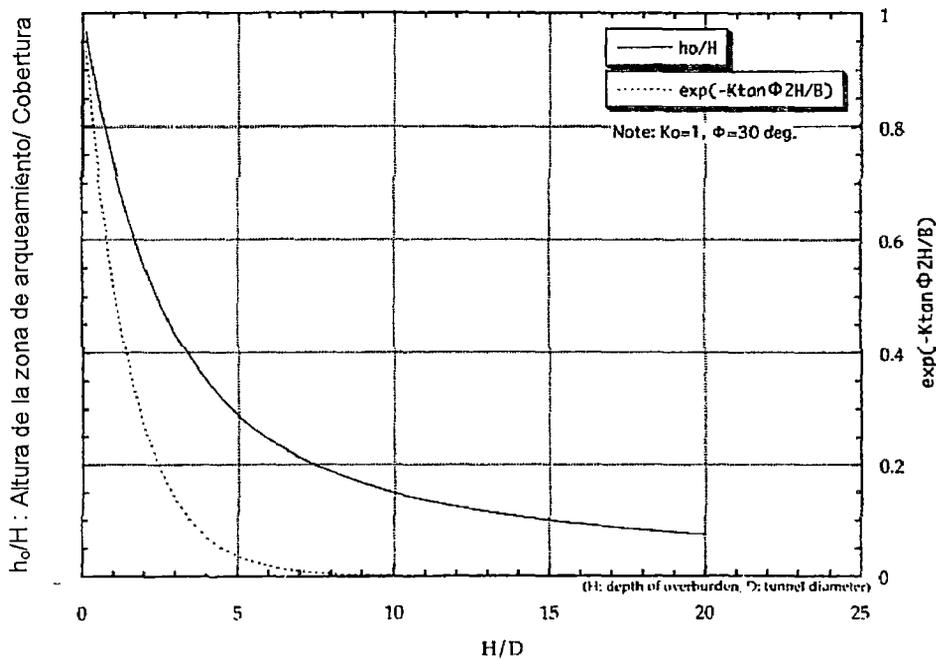


Figura N° 44: Relación exponencial entre la carga de terreno y la cobertura de una excavación subterránea, [42]

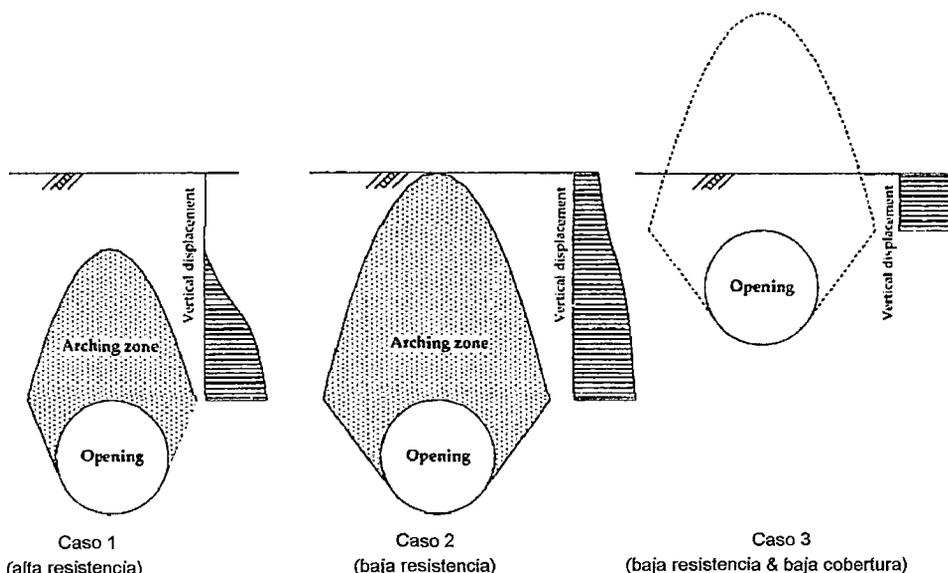
En la Figura N° 45, también se presenta una descripción conceptual de los movimientos de convergencia por encima de la clave del túnel en los 03 casos:

En el Caso 1, el movimiento de la clave no se extiende a la superficie. Sin embargo a medida que la profundidad y/o la resistencia del terreno decrece, el movimiento de la clave del túnel se transfiere hacia la superficie, y finalmente, el asentamiento superficial es casi igual a la convergencia en la clave (Caso 3). Resultados de experimentos por Adachi (1992) quien simuló la excavación del túnel claramente demuestran este comportamiento.

Como se mencionara luego, el hecho que el método del paraguas es frecuentemente empleado para controlar el asentamiento superficial, implica que el método es usualmente empleado en el Caso 2 o Caso 3.

De acuerdo con la definición de Terzaghi, el efecto de arco debe ser definido como la transferencia de presión entre las masas de suelo en fluencia y estacionario.

Por ende debe enfatizarse que no siempre es apropiado el juzgar la movilización del arco solo por la deformación del terreno.

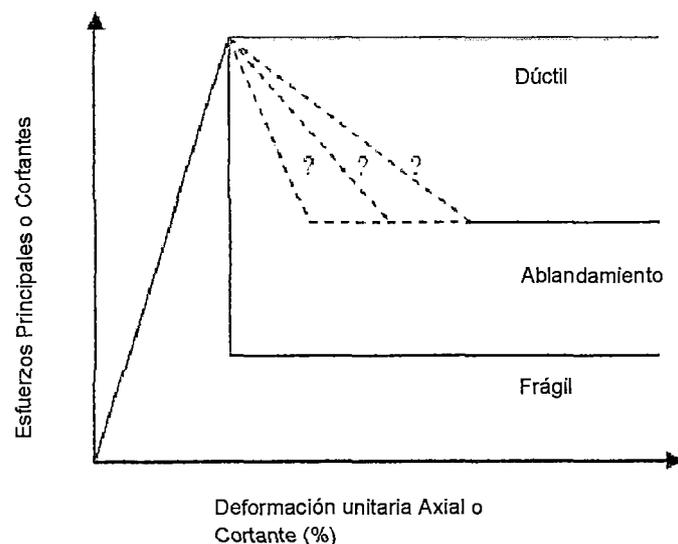


**Figura N° 45: Desarrollo esquemático del arqueamiento y distribución del desplazamiento vertical por encima de la excavación circular, [39]**

Un aspecto principal en el diseño de obras subterráneas es entender el tipo de falla que el material que conforma la periferia de la excavación tendrá. Es importante visualizar que el análisis a ser llevado a cabo no debe ser

simplemente lineal-elástico, se debe permitir al modelo definir propiedades pico y residuales.

En la Figura N° 46, se pueden visualizar tres tipos de falla, la primera es perfectamente plástica o dúctil (curva superior); se permite al material llegar a su resistencia pico, momento en el que falla y su resistencia residual es igual a la resistencia pico, es decir el material fluye sin cambio de su capacidad de soporte; la segunda es frágil (curva inferior); en donde igualmente se le permite al material llegar a su resistencia pico y luego hay una destrucción súbita de la estructura del material desarrollando posteriormente una resistencia residual (mucho menor que la resistencia pico) que depende mucho de la presión de confinamiento; y la tercera se le llama ablandamiento gradual (curva intermedia); en donde la destrucción de la estructura de la roca se da gradualmente.



**Figura N° 46: Posibles mecanismos de falla de macizos rocosos, [2, 16]**

Las curvas idealizadas en la Figura N° 46 no se encuentran a una escala referencial correcta. Generalmente la curva de falla frágil tiene un valor de resistencia pico mucho mayor que el valor de resistencia pico de la curva de falla plástica o dúctil.

### 3.1 CRITERIO DE FALLA (EMPÍRICO) GENERALIZADO DE HOEK Y BROWN

La expresión original del criterio empírico, no lineal, isotrópico para macizos rocosos fue dado en términos de esfuerzos totales para estimar la resistencia

pico de macizos rocosos fracturados, tomando en consideración el contacto entre los bloques de roca y el estado de la superficie de contacto entre bloques.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5}$$

Donde  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  son el esfuerzo principal máximo y mínimo en la resistencia pico,  $\sigma_{ci}$  es la resistencia uni-axial de muestras de roca intacta de 50mm de diámetro, y m y s son parámetros del material.

Para una roca intacta, m toma su valor máximo  $m_i$  y s toma el valor de 1.0.

Para estimar los parámetros m y s se han desarrollado relaciones exponenciales en función del índice RMR y un parámetro que toma en cuenta la disturbancia del macizo rocoso (D).

Este criterio fue desarrollado para una roca con  $\sigma_{ci}$  en un rango de 40 MPa a 580 MPa, aplicable a rocas muy competentes. Por lo que el método ha sido modificado de manera de satisfacer las necesidades de usuarios que estaban aplicando el criterio a problemas no considerados dentro del alcance del criterio original. La aplicación del método a macizos rocosos de mala calidad necesitaba mayores desarrollos y eventualmente condujeron al desarrollo del índice GSI, para la estimación de los parámetros. La última revisión realizada por Hoek y Carranza(2002) fue realizada para suavizar las curvas, trabajo necesario para la programación del criterio y la transformación equivalente al criterio de Mohr-Coulomb. De esta manera la ecuación empírica no lineal fue escrita en términos de esfuerzos efectivos y se escribe de la siguiente forma:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

$$m_b = m_i e^{\left( \frac{GSI-100}{28-14D} \right)}$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{\frac{GSI}{15}} - e^{\frac{20}{3}} \right)$$

El Cuadro N° 20 sirve como guía preliminar para la determinación de  $m_i$ .

El factor D (ver Cuadro N° 19) aplica solo en los casos en donde se estima o degradación de la calidad del macizo rocoso por la voladura, por esta misma razón no debe aplicarse a todo el macizo rocoso. Por ejemplo en túneles el daño de la voladura está generalmente limitado en 1 a 2 metros de espesor. Aplicar el factor de daño por voladura a todo el macizo rocoso sería inapropiado y puede llevar a resultados confusos e innecesariamente pesimistas.

Para estimar el módulo de deformación elástica del macizo rocoso, Hoek recomienda la siguiente fórmula:

$$E_i = MR\sigma_{ci}$$

$$E_{rm} = E_i \left( 0.02 + \frac{1-D/2}{1 + e^{(60+15D-GSI)/11}} \right)$$

Donde:

$E_{rm}$ : Es el módulo de elasticidad del macizo rocoso (MPa)

$E_i$ : Es el módulo de elasticidad de la roca intacta. (MPa)

MR: Es un parámetro que varía de acuerdo al tipo de roca (ver Cuadro N° 27).

D: Es el factor de disturbancia por voladura.

$\sigma_{ci}$ : Es la resistencia uni-axial de la roca intacta (MPa)

Para estimar el módulo de Poisson del macizo rocoso, Karluzovic [36] recomienda la siguiente relación:

$$\nu_m = 0.4 - \frac{GSI^{0.70}}{100}$$

La resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso es obtenida estableciendo  $\sigma_3' = 0$  en la ecuación:

$$\sigma_{crm} = \sigma_{ci} s^a$$

Asimismo colocando  $\sigma_1' = \sigma_3' = \sigma_{trm}$ , la resistencia a tensión uniaxial del macizo rocoso es obtenido como:

$$\sigma_{trm} = -s \frac{\sigma_{ci}}{m_b}$$

Para todos los casos, las fórmulas presentadas en el criterio de falla de Hoek y Brown, no son aplicables cuando el comportamiento presente un claro control estructural.

**Cuadro N° 19: Guía para estimar el factor de disturbancia de una macizo rocoso, [46]**

Condición	D
Excavación mecanizada (TBM) con mínima perturbación al macizo rocoso.	0.00
Excavación con voladura en macizos de mala calidad geotécnica, con mínima perturbación al macizo rocoso.	
Excavación mediante voladura controlada de excelente calidad con mínima perturbación al macizo rocoso.	
Excavación en macizos de mala calidad geotécnica donde se produce flujo plástico ( <i>squeezing</i> ) y notorios levantamientos de piso (perturbación severa)	0.50
Excavación con voladura de muy mala calidad en roca dura, lo que induce daño severo al macizo rocoso hasta unos 2 a 3m de la periferia de la excavación	0.80

**Cuadro N° 20: Rangos típicos del parámetro  $m_i$  para diferentes tipos de rocas, [46]**

Tipo de Roca	Clase	Grupo	Textura				
			Gruesa (>2mm)	Media (0.6 a 2mm)	Fina (0.2 a 0.6 mm)	Muy Fina (<0.2 mm)	
Sedimentarias	Clásticas		Conglomerados (Ver nota)		Areniscas (15±7)		Limotitas (7±2)
			Brechas ( ver nota)		Grauvacas (16±5)		Arcillotitas (4±2)
							Lutitas (6±2)
							Margas(7±2)
	No Clásticas	Carbonatos			Calizas Cristalinas (12±3)		Calizas Micrfiticas (9±2)
					Calizas Esparfíticas (10±2)		
					Dolomitas (9±3)		
		Evaporitas			Yeso (8±2)		Anhidrita (12±2)
							Tiza (7±2)
Metamórfica	No-foliadas			Mármol 9±3			
				Hornfels (19±4)	Cuarцитas 20±3		
				Meta-areniscas (19±3)			
	Ligeramente foliadas			Gneis 28±5			
				Anfibolitas 26±6			
				Migmatitas (29±3)			
	Foliadas			Filitas (7±3)		Pizarras 7±4	
				Esquistos 12±3			
Ígnea	Intrusivo	Claro	Granito 32±3		Diorita 25±5		
					Graniodorita 29±3		

Tipo de Roca	Clase	Grupo	Textura				
			Gruesa (>2mm)	Media (0.6 a 2mm)	Fina (0.2 a 0.6 mm)	Muy Fina (<0.2 mm)	
	Oscuro		Norita 20±5	Gabro 27±3			
				Dolerita (16±5)			
	Hipoabisal		Peridotitas (25±5)		Diabasa (15±5)		
			Pórfidos (20±5)				
	Volcánico	Lavas		Riolita (25±5)	Basalto (25±5)		Obsidiana (19±3)
					Dacita (25±3)		Andesita 25±5
		Piroclástico	Aglomerados (19±3)		Tufos (13±5)		
			Breccias (19±5)				

Notas: Los valores entre paréntesis son estimados; los otros son procedentes de ensayos triaxiales.

**Cuadro N° 21: Rangos típicos del parámetro MR, [46]**

Tipo de Roca	Clase	Grupo	Textura			
			Grueso	Medio	Fino	Muy Fino
Sedimentario	Clástico		Conglomerados 300-400 Brechas 230-350	Areniscas 200-350	Limolitas 350-400 Grauvacas 350	Arcillolitas 200-300 Lutitas (*) 150-250 Margas 150-200
	No-Clástico	Carbonatos	Calizas cristalinas 400-600	Calizas esparíticas 600-800	Calizas micríticas 800-1000	Dolomitas 350-500
		Evaporitas		Yeso 350 (**)	Anhidrita 350 (**)	
		Orgánico				Tiza 1000+
Metamórfica	No foliadas		Mármol 700-1000	Hornfels 400-700 Meta-Arenisca 200-300	Cuarcita 300-450	
	Ligeramente foliadas		Migmatitas 350-400	Anfibolitas 400-500	Gneiss 300-750 (*)	
	Foliadas (*)			Esquistos 250-1100 (*)	Filitas/Mica-esquistos 300-800 (*)	Pizarra 400-600 (*)
Ígneo	Plutónico	Claro	Granito + 300-550	Diorita + 300-350		
			Granodiorita + 400-450			
		Oscuro	Gabbro 400-500	Dolerita 300-400		
			Norita 350-400			
	Hipoabisal		Pórfidos 400 (**)		Diabasa 300-350	Peridotita 250-300
	Volcánico	Lava		Riolita 300-500 Andesita 300-500	Dacita 350-450 Basalto 250-450	
Piro-clástico		Aglomerado 400-600	Brecha volcánica 500 (**)	Tufos 200-400		

(\*) Rocas altamente anisotrópicas: el valor de MR puede ser significativamente diferente si la deformación unitaria y/o la carga ocurre paralelo (MR Alto) o perpendicular (MR bajo) a el plano de debilidad. La dirección establecida en la prueba de carga uniaxial debe ser equivalente a la aplicación de campo.

(+) Granitoídes félsicos: Granos gruesos o alterados (Alto MR), granos finos (Bajo MR).

(\*\*) No hay información disponible, estimación en base a criterio geológico.

### 3.2 COMENTARIOS ACERCA DE LA APLICACIÓN DEL CRITERIO DE HOEK Y BROWN

- El criterio ha sido elaborado para estimar la resistencia pico de macizos rocosos que estén lo suficientemente fracturados, de tal manera que no exista 1 ó 2 familias de discontinuidades que controlen el comportamiento del macizo rocoso (ver Figura N° 47).
- Existe un límite de valores de GSI para el cual, el criterio puede ser aplicado con confiabilidad. Debe tenerse mucho cuidado cuando se trata con rocas muy competentes con valores de GSI de 70 a 75. Igualmente para valores de GSI menores de 30 y en rocas tectónicamente disturbadas y heterogéneas.
- El criterio generalizado de Hoek-Brown **puede no aplicarse para rocas débiles ( $\sigma_{ci} < 15\text{MPa}$ )**, debido a que se ha encontrado que para estas resistencias el parámetro "a" puede ser mayor al valor máximo de 0.65 (incluso cercano a 1.0) un valor que usualmente es aplicado a suelos. (Mostyn y Douglas, 2000; Douglas y Mostyn, 2004; Carvalho et al., 2007; Carter et al., 2007; 2008).
- Dado que en general, las estimaciones de los parámetros dependen del índice GSI, éste no tiene un valor único. En el Cuadro N° 22, se puede usar para la variabilidad aceptable para cada parámetro.
- Se debe tener mucho cuidado cuando, una vez definidos los parámetros *resistencia de acuerdo al criterio de falla de Hoek-Brown*, se desea convertirlos al criterio de falla de Mohr-Coulomb, ya que si el rango de  $\sigma_3'$  es muy amplio, el valor de cohesión y el ángulo de fricción equivalentes pueden variar mucho. En general para  $\sigma_3'$  bajos, la cohesión es baja y el ángulo de fricción alto y cuando  $\sigma_3'$  es alto, lo contrario. Originado por la pronunciada curvatura de la envolvente de falla.
- La aplicación literal del parámetro de disturbancia D a todo el macizo rocoso puede producir resultados innecesariamente pesimistas, ya que la zona disturbada solo puede alcanzar algunos metros. Así mismo se debe tener cuidado de verificar que la resistencia al corte del macizo rocoso no sea menor que el juego de discontinuidades más débil.

Siempre se debe tener cuidado con el criterio de selección de parámetros, estedebe acompañarse con verificaciones de laboratorio y/o campo.

- El efecto del esfuerzo intermedio no fue considerado en el criterio de falla Hoek y Brown de tal manera de simplificar la relación empírica. Sin embargo se debe tener en cuenta de que si la dirección del esfuerzo intermedio tiene cierta inclinación sobre algún plano de discontinuidad que forma el macizo rocoso, su componente normal incrementará su resistencia a la fricción.

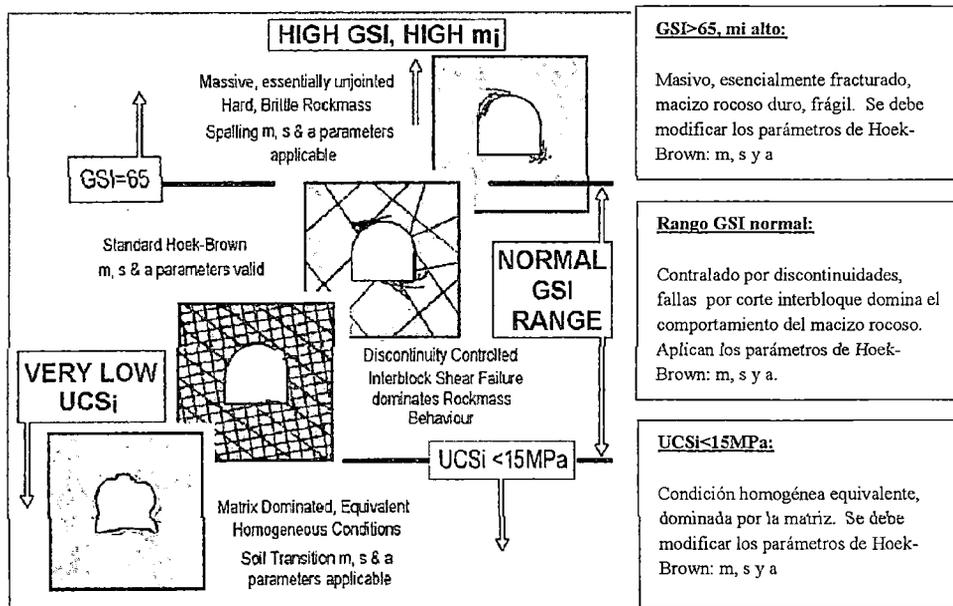


Figura N°47: Rango de aplicación normal del criterio Hoek-Brown (Carter, Diederichs, Carvalho, 2008), [14]

**Cuadro N° 22: Rango de variabilidad aceptable de los parámetros de Hoek-Brown y otras propiedades geomecánicas, [46]**

Parámetros Geomecánicos	Calidad de la información básica		
	Deficiente	Regular	Buena
	Coeficiente de Variación (%)		
Resistencia en compresión uniaxial de la roca intacta	60	40	25
Parámetro $m_i$	50	30	20
Parámetro $m_b$	75	50	40
Parámetro $s$	150	100	50
Parámetro $a$	1 a 5	<1	<1
Cohesión	75	50	30
Ángulo de Fricción	20	15	10
Relación de Poisson	12	8	5
Módulo de Deformabilidad	80	50	30
Módulo de Corte	80	50	30
Módulo de Deformabilidad volumétrica	85	55	35

Nota: Aquí la variabilidad se refiere al rango que podría tomar una propiedad geomecánica DADO QUE se dispone de información básica de cierta calidad (o sea NO se refiere a la desviación de dicha propiedad respecto a su valor "verdadero"). El coeficiente de variación se define como la razón entre la desviación estándar y la media.

### 3.3 EXTENSIÓN DEL CRITERIO DE FALLA DE HOEK Y BROWN PARA GSI Y $\sigma_{ci}$ ALTO

En la Figura N° 48, se estima los posibles modos de falla de una excavación subterránea, desarrollado por Hoek *et al*[25]; Martin *et al*[40] y Kaiser *et al*. (2000) que relaciona el grado de fracturamiento del macizo rocoso medido por el índice GSI, el nivel de esfuerzo aplicado al macizo rocoso. Para los casos de niveles de esfuerzos altos e intermedios se espera que ocurra una falla frágil en la periferia de las excavaciones subterráneas, excluyendo los macizos rocosos altamente fracturados que permiten disipar la energía por deformación.

Diederichs *et al* (2007) ha sugerido que la aplicación del criterio de Hoek y Brown, en macizos rocosos no disturbados es de **limitada confiabilidad cuando;  $D=0$  y  $GSI > 75$**  y presenta resultados mixtos cuando GSI se encuentra en el rango de 65 a 75. Brown (2008) menciona que el criterio de resistencia pico es aplicado donde hay falla frágil opuesto a la movilización de fricción que el criterio de Mohr-Coulomb sugiere. Por esta razón, en este caso en particular el **tamaño de la zona de falla producida alrededor de la excavación puede ser sobre-estimada.**

El inicio de la falla frágil ocurre cuando el índice de daño,  $D_i = \frac{3\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{ci}}$  (el numerador corresponde al esfuerzo tangencial máximo elástico producido en la periferia de la excavación) excede 0.4. Así mismo sugiere un método para estimar la extensión de falla usando un análisis elástico con los siguientes parámetros de Hoek y Brown:  $m = 0$  y  $s = 0.11$  (solo cohesión). La selección de estos parámetros involucra que el proceso de falla está dominado por la pérdida de la cohesión asociada al fracturamiento del macizo rocoso. **Por lo que no es aplicable a condiciones donde el componente de resistencia friccional se active y domine el comportamiento del macizo rocoso cerca de la periferia de la excavación.**

En la Figura N° 49, se muestra una representación de la envolvente de resistencia in-situ del macizo rocoso, en función de los esfuerzos principales normalizados.

Entonces, **para rocas de buena calidad, sometido a presiones de confinamiento bajas; se inicia la falla frágil y consecuente pérdida de la cohesión** (i.e.,  $m=0$ ) cuando  $\sigma'_1 - \sigma'_3 = 0.4\sigma_{ci}$  (i.e.,  $s=0.11-0.25$ ); este límite está dominado por la mineralogía, la fábrica de la roca y el tipo de adherencia de la fábrica de la roca. La cohesión es gradualmente destruida por la extensión y acumulación de las grietas de tensión. La resistencia friccional solo puede ser activada cuando la cohesión ha sido significativamente reducida.

Hoek *et al.*[25] consideran casi siempre adecuados los valores residuales de  $m_r = 1$  y  $s_r = 0.01$ , para representar la falla del tipo elástica, frágil y plástica.

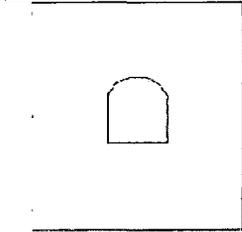
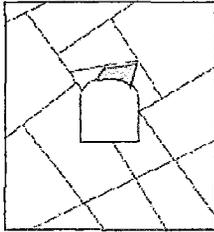
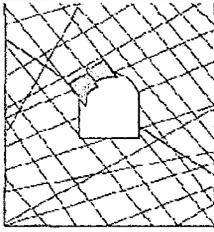
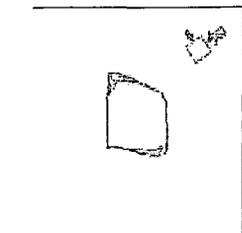
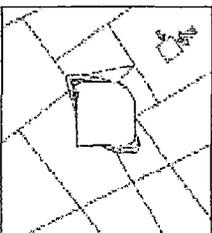
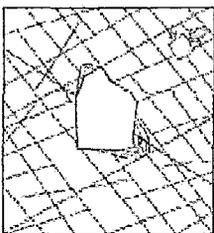
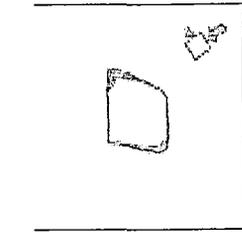
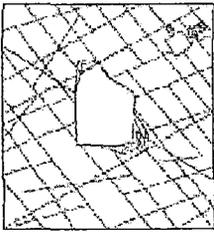
$\sigma_1 / \sigma_c$	MASIVO (GSI>75)	MODERADAMENTE FRACTURADO (50>GSI<75)	ALTAMENTE FRACTURADO (GSI<50)	$D_i$
Esfuerzos in-situ bajos ( $\sigma_1 / \sigma_c < 0.15$ )	Respuesta lineal elástica. 	Caida o deslizamiento de bloques y cunas. 	Desmoronamiento de bloques desde el perímetro de excavación. 	$D_i < 0.40$
Esfuerzos in-situ intermedio ( $0.15 > \sigma_1 / \sigma_c < 0.4$ )	Falla frágil adyacente al perímetro de excavación 	Falla frágil localizada de la roca intacta y movimiento de bloques 	Falla frágil localizada de la roca intacta y desmoronamiento a través de las discontinuidades 	$0.40 > D_i < 1.1$
Esfuerzos in-situ intermedio ( $\sigma_1 / \sigma_c > 0.4$ )	Falla frágil alrededor de la excavación. 	Falla frágil de la roca intacta alrededor de la excavación y movimiento de bloques. 	Rocas fluyentes y expansivas. Medios continuos elasto-plástico. 	$D_i > 1.1$

Figura N° 48: Mecanismos de inestabilidad de una excavación subterránea (Martin et al., 2001), [12]

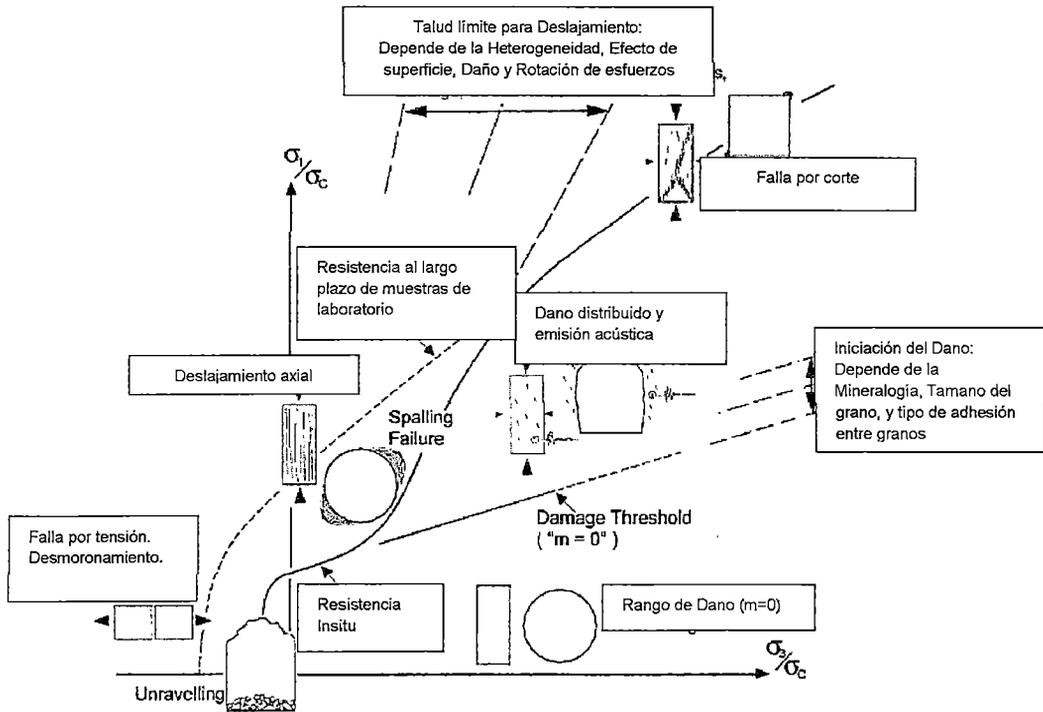


Figura N° 49: Envoltorio de la resistencia *in-situ* de un macizo rocoso (Diederichs, 2004), [12 y 17]

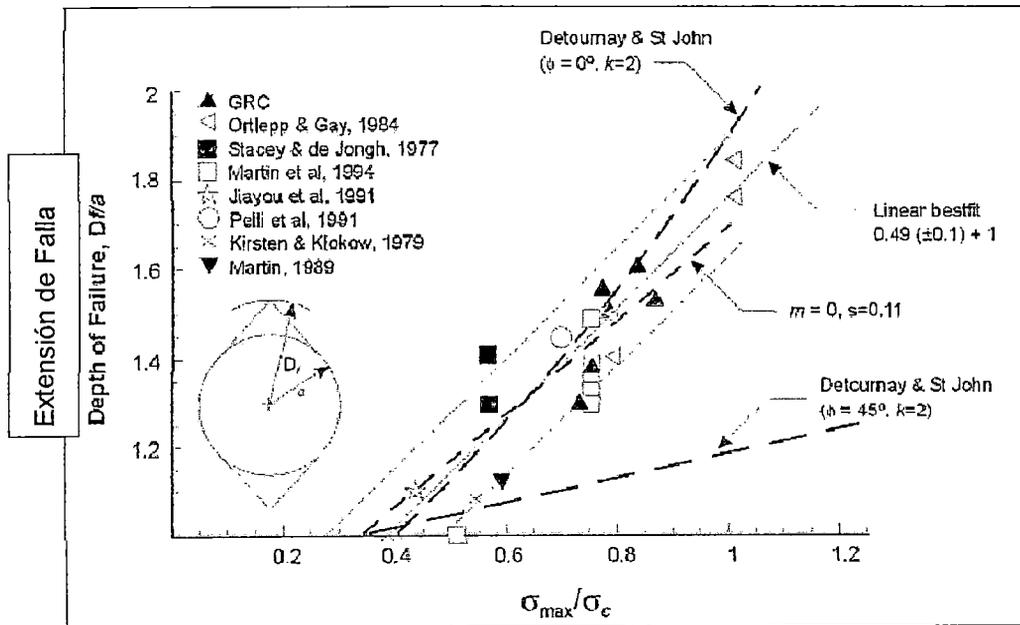


Figura N° 50: Estimación de la extensión de la zona de falla frágil (Martin et al., 2002), [40]

En la Figura N° 51, Carter *et al.* (2007, 2008) y Diederichs *et al.* (2007) sugieren la transición inferior de rocas de mala calidad al rango normal de aplicación de criterio de Hoek-Brown y una transición superior para rocas de buena calidad.

### 3.4 EXTENSIÓN DEL CRITERIO DE FALLA DE HOEK Y BROWN PARA GSI Y $\sigma_{ci}$ BAJO

Como se acotó en la sección 3.2, se debe tener mucho cuidado con la aplicación de la envolvente de resistencia pico de Hoek y Brown, para materiales de mala calidad. Hay dos dificultades en la aplicación del criterio en este tipo de condiciones:

- Primero, como resultado de la meteorización o la alteración del material de roca, las discontinuidades podrían no ser bien diferenciadas como en el rango normal de GSI, donde controlan el comportamiento del macizo rocoso y el criterio de Hoek y Brown se aplica razonablemente bien.
- Segundo, a medida que  $\sigma_{ci}$  decrece, el parámetro “a” se incrementa contrariamente a lo indicado por las relaciones empíricas de Hoek-Brown, e incluso puede ser mayor que el máximo valor de 0.65 que usualmente se aplica a suelos.

Mostyn y Douglas (2000) analizaron un rango de pruebas de laboratorio y encontraron valores de “a” significativamente mayores a 0.65, asimismo que los valores de  $m_i$  no corresponden a los cuadros facilitados por Hoek y Brown (1980a; 1980b; 1997) y adicionalmente “a” y “ $m_i$ ” no son parámetros independientes. Estas conclusiones tienen similitudes con las observaciones de Carvalho *et al.* (2007) y Carter *et al.* (2007; 2008) en donde a medida que el criterio generalizado de Hoek y Brown es linearizado (tendiendo a 1), los valores del parámetro  $m$  requerido para producir una equivalencia con el criterio está en el orden de  $\frac{m_i}{3}$ , donde  $m_i$  es determinado usando  $a=0.50$ .

Sin embargo, se debe tener mucho cuidado con establecer alguna relación entre  $a$  y  $m_i$ , y la validez de los valores  $m_i$ , debido a que la curvatura de la envolvente puede ser muy influenciada por el rango  $\sigma_3$  seleccionado. El rango de bajos de valores  $\sigma_3$  probablemente se encontraran en un área donde la envolvente es lineal, por lo tanto  $a$  será alto y  $m_i$  será bajo.

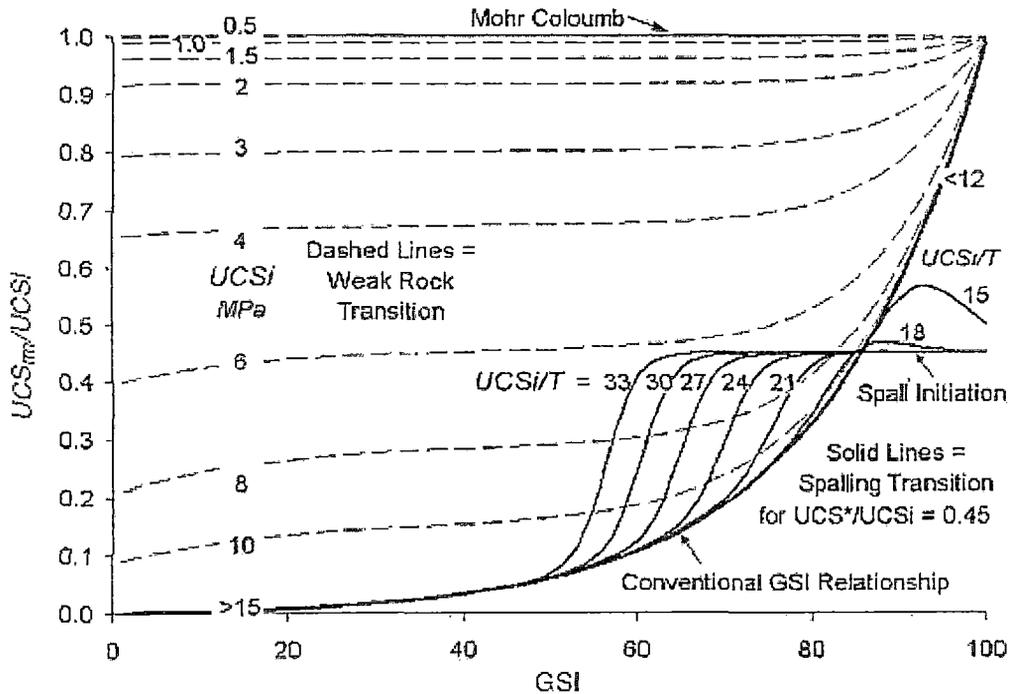


Figura N° 51: Relación entre la resistencia de un macizo rocoso y el GSI [14]

### 3.4.1 Excavaciones Subterráneas en Rocas de Baja Calidad Geotécnica con Esfuerzos Inducidos Mayores a su Resistencia (*squeezing*).

Las relaciones discutidas en la sección 3.4 no están directamente relacionadas con el régimen de estado de esfuerzos a la cual estará sometida la periferia de la excavación. De acuerdo con Hoek (1999) un macizo rocoso es considerado sobre-esforzado cuando su resistencia uniaxial *in-situ* a la compresión es menor que la tercera parte del esfuerzo deviatorico en la periferia de la excavación (ver Figura N° 53). Asimismo, Sakurai (1983) sugiere que la estabilidad de túneles puede ser evaluado en base a la deformación unitaria del macizo rocoso alrededor de la excavación subterránea. La deformación unitaria es definida

como la división de la convergencia del túnel y el diámetro del túnel, y cuando supera el límite de 2%, se requiere revisar adecuadamente el sostenimiento de la excavación subterránea (ver Figuras N° 52 y 53).

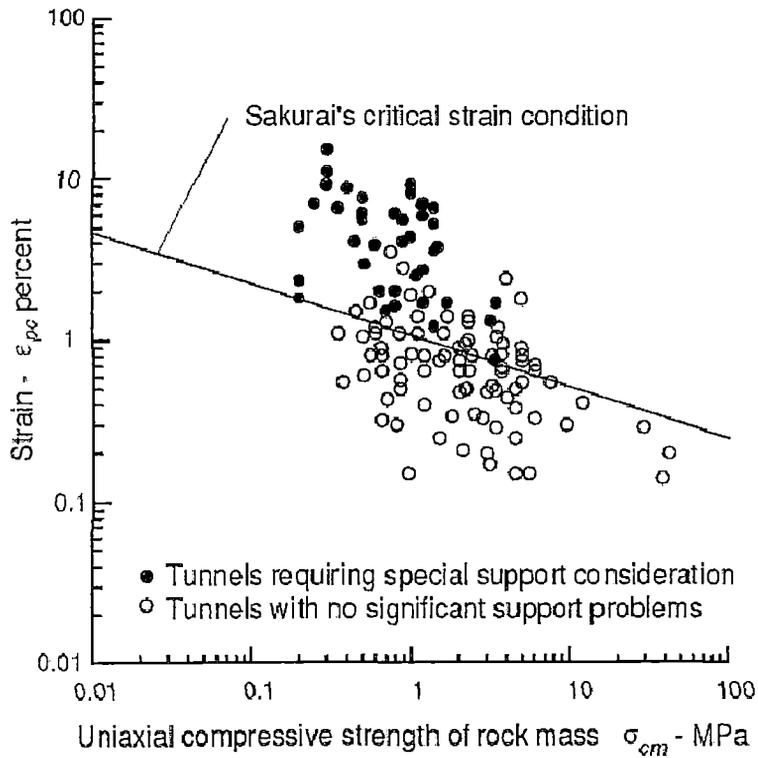
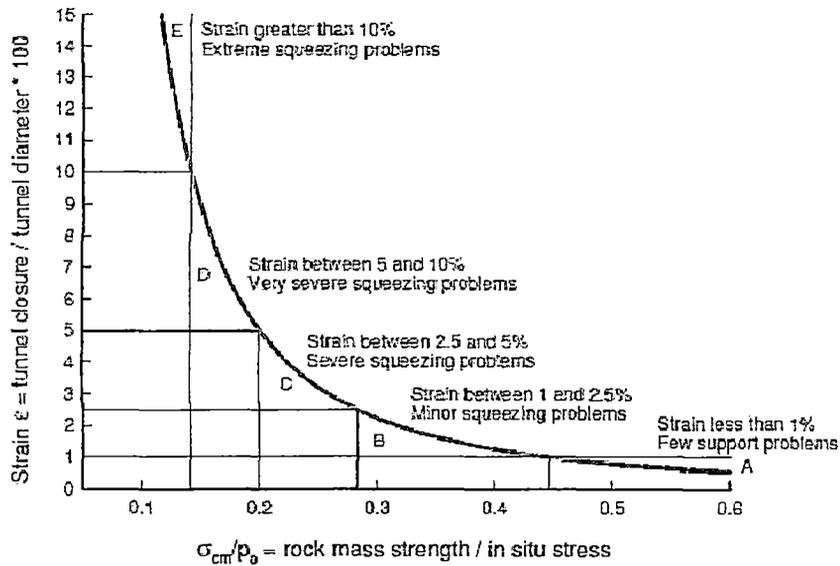


Figura N° 52: Relación entre la resistencia uniaxial del macizo rocoso y la deformación unitaria (Sakurai, 1983), [26, 27 y 28]



Deformación Unitaria %		Problemas Geotécnicos	Tipos de sostenimiento
A	Menor a 1	Algunos problemas de estabilidad, se puede usar métodos muy simples de sostenimiento. La definición del tipo de sostenimiento basadas en los sistemas de clasificación son adecuadas.	Pernos de roca y <i>shotcrete</i> son usados típicamente como sostenimiento
B	1 a 2.5	El método de curvas características es usado para estimar la formación de la zona plástica en la periferia de la excavación y la interacción entre el desarrollo progresivo de esta zona y diferentes tipos de soporte	Problemas de <i>Squeezing</i> menores, los que son generalmente controlados con pernos de roca y <i>shotcrete</i> , algunas veces se requiere cerchas metálicas livianas o marcos noruegos para asegurar la excavación.
C	2.5 a 5	Se requiere un análisis de elementos finitos 2D que incorpore el sostenimiento y la secuencia de excavación, de tal manera de evaluar la interacción del sostenimiento y el terreno. La estabilidad del frente generalmente no es problema.	Problema de <i>Squeezing</i> severos requieren una rápida instalación del sostenimiento, además de un control adecuado de la excavación. Usualmente se requiere que cerchas metálicas pesadas sean embebidas en <i>shotcrete</i> .
D	5 a 10	El diseño del túnel está dominado por la estabilidad del frente, a pesar de que generalmente se usan modelos de elementos finitos en 2D, se requiere estimar los efectos de las barras autopercutoras, paraguas y refuerzo del frente de excavación.	Problema de <i>Squeezing</i> muy severos. Usualmente se requiere cerchas metálicas embebidas en <i>shotcrete</i> .
E	Mayor a 10	El <i>Squeezing</i> conlleva a una inestabilidad severa del frente de excavación. Este es un problema 3D extremadamente difícil, para el cual no existe un método efectivo de diseño disponible en la actualidad. La mayoría de soluciones son dadas en base a la experiencia.	Problemas de <i>Squeezing</i> extremos. Paraguas y refuerzo del frente son usualmente aplicados y el uso de sostenimientos plásticos (i.e., que admiten grandes deformaciones) puede ser requerido en casos extremos.

**Figura N° 53: Relación entre la deformación unitaria y el grado de severidad de falla squeezing [26, 27 y 28]**

Nota: Esta curva se aplica para túneles sin sostenimiento, en donde  $\sigma_{cm}$  es la resistencia global del macizo rocoso.

Para Singh y Goel (1999) es importante definir si el comportamiento de la excavación subterránea será del tipo Squeezing o no. Esta condición es muy común en los Himalayas en la India, Los Alpes y otras partes del mundo en donde la roca es débil, altamente fracturada, fallada, plegada y tectónicamente disturbada y con una cobertura alta.

De acuerdo con el ISRM, las siguientes definiciones complementan la definición dada en el Capítulo II:

- Los macizos rocosos fluyentes (squeezing) puede ocurrir tanto en roca como en suelo, siempre y cuando la combinación particular de esfuerzos inducidos y las propiedades de los materiales presionen algunas zonas alrededor de la excavación a un estado límite de esfuerzo de corte en el cual la reptación se inicie.
- La magnitud de la convergencia del túnel asociado con el Squeezing, la tasa de deformación, y la extensión de la zona de plástica alrededor de la excavación depende de la condiciones geológicas, del estado de esfuerzos in-situ y la resistencia del macizo rocoso, el flujo de agua subterránea y la presión de poros, y las propiedades del macizo rocoso.
- Squeezing en macizos rocosos pueden ocurrir tanto en roca intacta, relleno de discontinuidades y/o a lo largo de superficies de estratificación y foliación, juntas y fallas. Squeezing es un sinónimo de sobre-esfuerzo y no comprende deformaciones causadas por la descompresión, tal y como puede ocurrir en el techo o las paredes de excavaciones en macizos rocosos fracturados. El fenómeno de estallido de rocas no es una falla tipo Squeezing.
- Las deformaciones dependientes de tiempo de excavaciones en condiciones Squeezing pueden ser del mismo orden que en condiciones de roca con comportamiento expansivo. El comportamiento expansivo siempre implica un incremento de volumen, mientras que Squeezing no, excepto en rocas que exhiben un comportamiento dilatante. Sin embargo, se debe reconocer que en algunos casos el Squeezing puede estar asociado al comportamiento expansivo (ver Cuadro N° 23).
- Squeezing está cercanamente relacionado a la excavación y las técnicas de soporte y al método constructivo. Si la instalación del soporte no se realiza en el tiempo adecuado, el macizo rocoso convergerá hacia la

excavación mediante una constante re-distribución de esfuerzos. Por otro lado, si la deformación de la roca es restringida, el Squeezing puede representar una carga de largo plazo en el soporte de roca.

**Cuadro N° 23: Comparación entre comportamiento Squeezing y condición expansiva (Jetwha y Dhar, 1996), [48]**

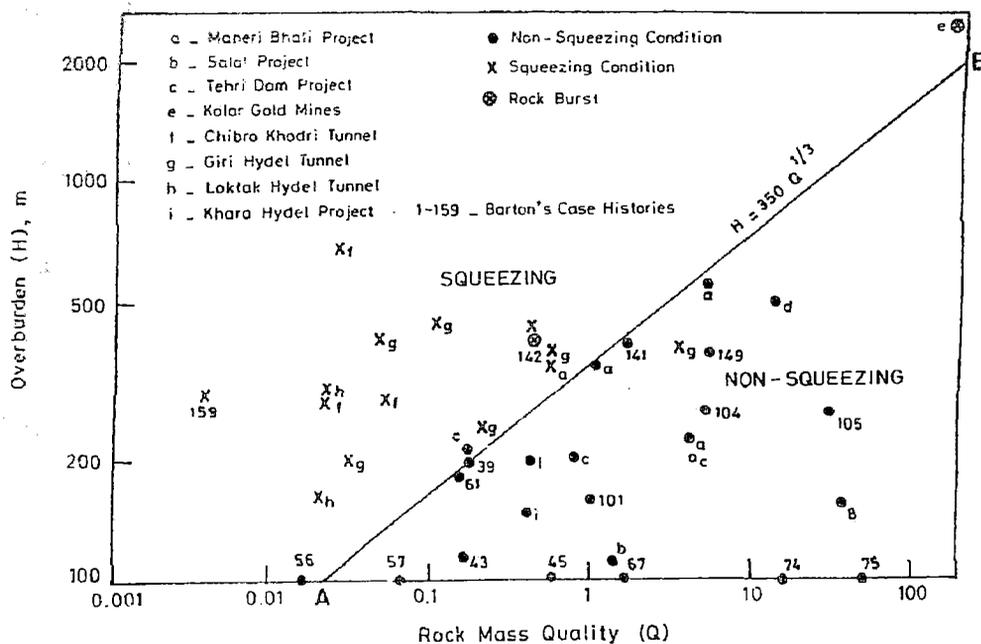
Parámetro	Squeezing	Comportamiento Expansivo
1. Causa	Pequeña expansión volumétrica para terrenos en roca de mala calidad (roca/suelo) que bajo esfuerzo son inducidos a una falla de corte. La zona de compactación se puede formar dentro de la zona de disturbancia de la excavación.	La expansión volumétrica debido al ingreso de humedad en terrenos que contienen minerales altamente expansivos.
2. Convergencia (velocidad y periodo)	i. Alta velocidad de convergencia inicial, de varios centímetros al día por las primeras 1-2 semanas de excavación. ii. Reduciéndose con el tiempo. iii. Puede continuar por años en algunos casos excepcionales.	i. Alta velocidad de convergencia en las primeras 1-2 semanas hasta que la humedad penetra profundamente en el macizo rocoso. ii. Decrece con el tiempo, en la misma medida en que a la humedad se le hace más difícil penetrar el macizo rocoso. iii. Puede continuar por años si es que la humedad desestresa el macizo rocoso exponiendo más terreno a la humedad.
3. Extensión	La zona afectada puede tener varios diámetros de espesor.	La zona afectada es de varios metros de espesor. La saturación Post-construcción puede incrementarse la zona expandida considerablemente.

### 3.4.2 Herramientas Empíricas para la Predicción de las Condiciones de la Excavación en Rocas de Baja Calidad Geotécnica (*squeezing*)

Singh *et al.* (1992) sugirió un criterio empírico en base a 39 casos históricos, teniendo como datos, la calidad de la roca (Q) y la cobertura (metros). Estos casos han sido graficados (ver Figura N° 54) y han sido separados por una línea AB, separando los casos de *Squeezing* de los que no son. La ecuación de la línea AB es:

$$H = 350Q^{1/3} \text{ (metros)}$$

Esto implica que se encontrara una condición *Squeezing* si es que;  $H \geq 350Q^{1/3}$  (metros). Y lo contrario si es que;  $H < 350Q^{1/3}$  (metros).



**Figura N° 54: Criterio para predecir las condiciones de falla del terreno (Singh *et al.*, 1992), [48]**

### *Predicción de la Condición Squeezing y no Squeezing*

Para evitar la incertidumbre asociada en la estimación de un valor apropiado para el índice SRF, de acuerdo con la metodología de cálculo del índice Q; Goel *et al.* (1995) sugirieron el índice N, definido para estimar la condición de la excavación, donde:

$$N = [Q]_{SRF=1}$$

Los otros parámetros considerados son la cobertura del túnel H (metros), de tal manera que se considere el parámetro SRF indirectamente, y el ancho del túnel B, para considerar la reducción de resistencia del macizo rocoso. Los tres parámetros fueron registrados en 99 secciones de diversos proyectos de túneles, cubriendo una amplia variedad de condiciones de terreno desde altamente fracturados hasta macizos rocosos masivamente intactos. Los 99 datos fueron ploteados en una gráfica con escala logarítmica (ver Figura N° 55) entre el índice N y  $HB^{0.1}$ . En la Figura se grafica la línea AB, que separa los casos *Squeezing* de los que no son. La ecuación de la línea es:

$$H = 275N^{0.33}B^{-0.10} \text{ (metros).}$$

Donde H es la cobertura del túnel en metros y B es el ancho o diámetro de la excavación en metros.

Entonces la condición *Squeezing* se encuentra para  $H \geq 275N^{0.33}B^{-0.10}$  y la condición no *Squeezing* cuando;  $H < 275N^{0.33}B^{-0.10}$ .

Adicionalmente Goel (1994) define criterios para determinar la condición de auto-sostenimiento, *No-Squeezing* y Condiciones *Squeezing* de acuerdo con su importancia de severidad.

### *Predicción de la Condición de Auto-soporte y No Squeezing*

Adicionalmente existe un criterio para definir la condición de auto-sostenimiento de una excavación. En la Figura N° 55, hay una línea de demarcación CA, que separa los casos que representan la condición de auto-sostenimiento de la condición que no presenta *Squeezing*. La ecuación de esta línea es la siguiente:

$$H = 23.4N^{0.88}B_s^{-0.10} \text{ (metros)}$$

Donde  $B_s$  es el ancho de la excavación sin soporte o la dimensión de la luz del túnel auto soportado en metros.

Entonces esta ecuación sugiere que la condición de auto-soporte se cumple cuando:

$$H < 23.4N^{0.88}B_s^{-0.10} \text{ (metros); siendo } B_s = 2Q^{0.4} \text{ (metros)}$$

### *Predicción del grado de Squeezing*

Singh *et al.* (1995) observó que el grado de *Squeezing* puede ser bien representado por la convergencia del túnel, de acuerdo a lo siguiente:

- *Squeezing* Tenue: Convergencia 1 a 3% del diámetro del túnel.
- *Squeezing* Moderado: Convergencia 3 a 5% del diámetro del túnel.
- *Squeezing* Alto: Convergencia >5% del diámetro del túnel.

Se puede añadir que la deformación unitaria tangencial  $\varepsilon_\theta$  es igual a la tasa de convergencia del túnel. Si es que este excede la deformación unitaria de falla  $\varepsilon_f$  del macizo rocoso, *Squeezing* sucederá. Sin embargo, el *Squeezing* tenue no empieza si la convergencia del diámetro del túnel es 1% o menos.

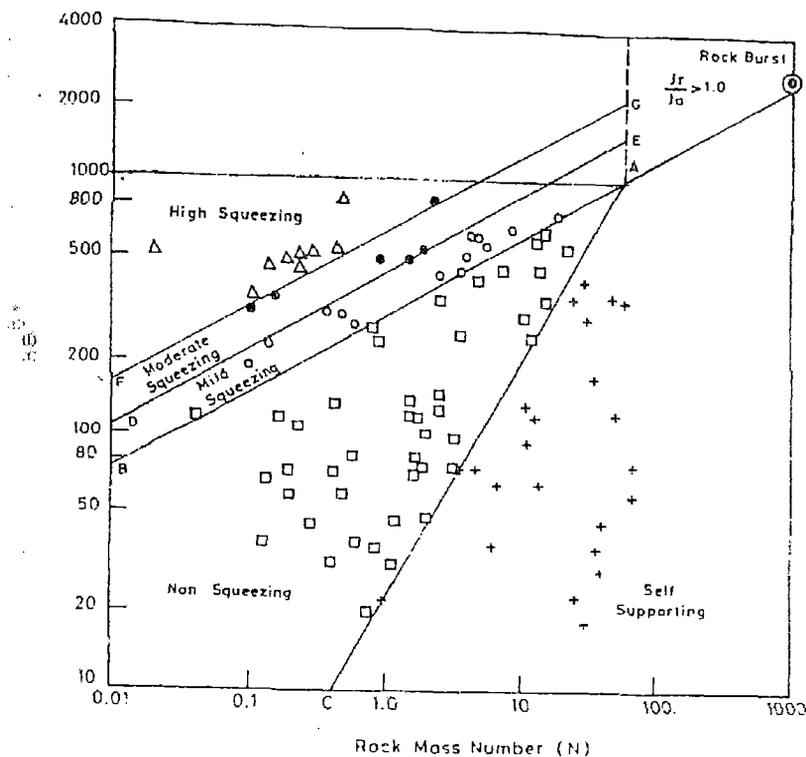
Considerando estos límites ha sido posible realizar dos demarcaciones más, las líneas DE y FG, que separan los casos de *Squeezing* tenue a moderado:

1. *Squeezing* Tenue a Moderado:  $H = 450N^{0.33}B^{-0.10}$  (metros)
2. *Squeezing* Moderado a Alto:  $H = 630N^{0.33}B^{-0.10}$  (metros)

Todos los casos son resumidos en el Cuadro N° 24. Adicionalmente, se añade que la condición *Squeezing* no fue encontrada dentro del registro de datos estudiados, cuando  $\frac{J_r}{J_a} > 0.5$ .

**Cuadro N° 24: Predicción de las condiciones de la excavación usando el índice N (Goel, 1994), [48]**

	Condiciones de la Excavación	Correlaciones para la Predicción de la Condiciones de la Excavación
1	Auto-sostenido	$H < 23.4N^{0.88}B^{-0.10}$ , $1000B^{-0.10}$ y $B < 2Q^{0.4}$
2	No-Squeezing	$23.4N^{0.88}B^{-0.10} < H < 275N^{0.33}B^{-0.10}$
3	Squeezing Tenue	$275N^{0.33}B^{-0.10} < H < 450N^{0.33}B^{-0.10}$ y $\frac{J_r}{J_a} < 0.50$
4	Squeezing Moderado	$450N^{0.33}B^{-0.10} < H < 630N^{0.33}B^{-0.10}$ y $\frac{J_r}{J_a} < 0.50$
5	Squeezing Alto	$H > 630N^{0.33}B^{-0.10}$ y $\frac{J_r}{J_a} < 0.25$



**Figura N° 55: Criterio revisado para predecir las condiciones de falla de terreno (Goel, 1994), [48]**

Hoek (1999) publicó detalles de un análisis que relaciona la relación resistencia a la compresión uni-axial del macizo rocoso y el esfuerzo in-situ, y la deformación unitaria; que puede ser usado como un indicador de la existencia de condiciones tipo *Squeezing*. Para ello se realizó una serie de análisis numéricos que permitieron asociar varias soluciones analíticas de túneles circulares y bajo condiciones de esfuerzos hidrostáticos. Todos los casos no incluyen sostenimiento y a pesar de que no puede ser usado como una herramienta de diseño, posee algunas descripciones que deberían tenerse en consideración.

### 3.5 ESTIMACIÓN DEL SOSTENIMIENTO DEL TÚNEL

Hasta el momento, se ha tratado de estimar las propiedades del macizo rocoso y predecir su comportamiento, lo cual requiere de un buen conocimiento de la clase de terreno, el tipo de falla esperado y de la utilización de medio adecuados de cálculo.

Por otro lado, la aplicación de sostenimiento a una excavación no es una solución única, ya que podemos utilizar diversos elementos de sostenimiento, o en general emplear diferentes métodos constructivos, traducándose en diferentes configuraciones de cargas posibles, que deben ser evaluadas de tal manera que la solución escogida resulte económica y efectiva.

El sostenimiento se puede dividir en dos tipos: Refuerzo y Soporte. El refuerzo (*activo*) generalmente consiste en sistemas de empernado o cables que proveen un refuerzo a la masa rocosa aumentando la resistencia friccional entre bloques que la componen. El soporte (*pasivo*), consistente en cerchas de acero o concreto, *shotcrete* o cuadros de madera, es diseñado para estabilizar la masa rocosa mediante el control del colapso progresivo o deformación de la misma. Los dos sistemas son más bien complementarios que excluyentes o alternativos, y cada uno tiene una diferente función. Estas funciones se adaptan mejor según el tipo de macizo rocoso o condición de esfuerzos.

### 3.5.1 Criterio Empírico para la Selección del Sostenimiento del Túnel

#### Criterio de Barton et al. (1974)

Barton (1974, 1975) graficó la capacidad del sostenimiento de 200 excavaciones subterráneas versus la calidad del macizo rocoso (Q), tal como se muestra en la Figura N° 57, encontrando la siguiente relación:

$$p_v = \frac{2}{J_r} Q^{-0.33} \text{ y } p_h = \frac{2}{J_r} Q_w^{-0.33}$$

Donde:

- $p_v$ : Presión de sostenimiento definitivo en el techo ( $\text{Kg/cm}^2$ )
- $p_h$ : Presión de sostenimiento definitivo en las paredes ( $\text{Kg/cm}^2$ )
- $Q_w$ : Q facturado (ver Cuadro N° 25)

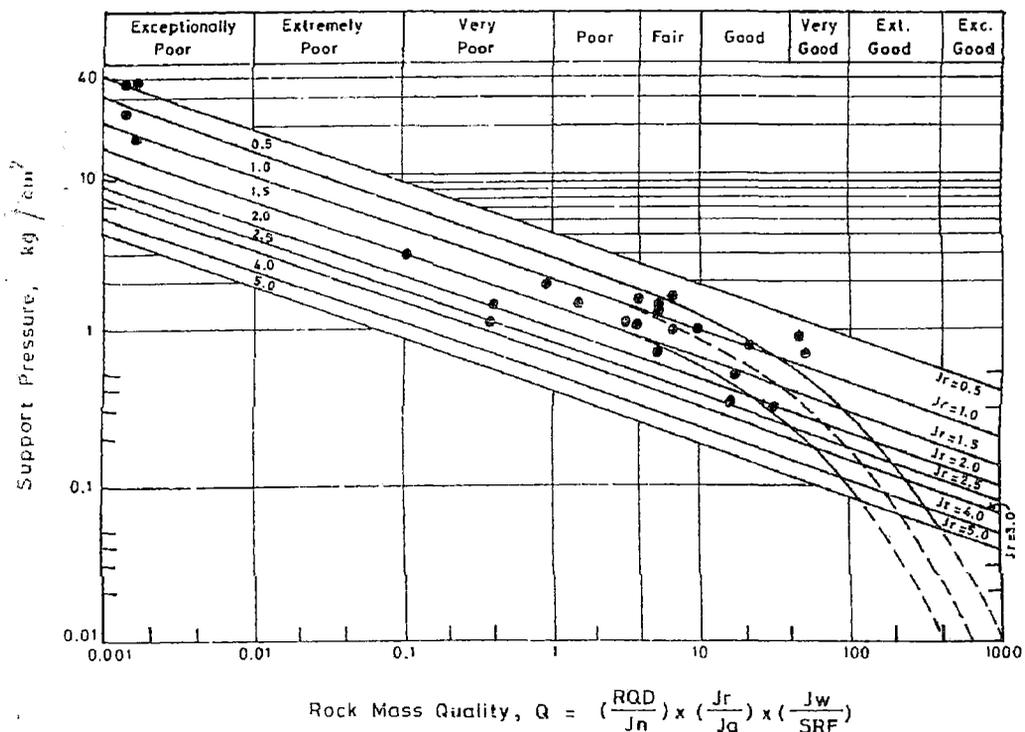


Figura N° 56: Correlación entre la presión de soporte requerida y la calidad del macizo rocoso (Barton et al., 1974), [48]

Se debe notar que la rugosidad de las discontinuidades (dilatancia representada por  $J_r$ ) tiene un papel importante en la estabilidad de la excavación subterránea. Consecuentemente la correlación sugiere que la capacidad de sostenimiento es independiente de la dimensión de la excavación.

**Cuadro N° 25: Determinación del Factor  $Q_w$ , [48]**

Rango de Q	Factor $Q_w$
>10	5 Q
0.1 a 10	2.5 Q
<0.1	Q

Asimismo, Barton sugirió que si el número de discontinuidades fuera menos de 3, las ecuaciones anteriormente descritas, deberían de ser modificadas de la siguiente manera:

$$p_v = \frac{2J^{0.5}}{3J_r} n Q^{-0.33} \text{ y } p_h = \frac{2J_n}{3J_r} Q_w^{-0.33} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

Por otro lado, la presión de sostenimiento temporal puede ser obtenida luego de sustituir, en las dos ecuaciones, 5Q en lugar de Q, concluyendo que la presión de sostenimiento permanente es 1.7 veces mayor que la presión de sostenimiento temporal.

Bhasin y Grimstad (1996) sugirieron que la siguiente correlación debe ser usada cuando se trata con macizos rocosos de mala calidad ( $Q < 4$ ):

$$p_v = \frac{40B}{J_r} Q^{-0.33} \text{ (KPa)}$$

Donde:

B: es el diámetro o la luz de la excavación subterránea (metros).

Esta última ecuación muestra que la presión de soporte incrementa con el tamaño de la excavación, en macizos rocosos de mala calidad.

*Criterio de Barton y Grimstad (1993)*

Desde principios de 1980, el *shotcrete* reforzado con fibra por vía húmeda junto con pernos de roca ha sido los principales componentes del sostenimiento de excavaciones subterráneas en roca en Noruega. Basada en esta experiencia Grimstad y Barton (1993) sugirieron una ábaco de diseño mostrado en la Figura N° 58; su uso se recomienda para roca de mala calidad.

A continuación se describen algunos parámetros definidos para este criterio:

$$D_e = \frac{\text{Diámetro o Luz de la Excavación}}{ESR}$$

La longitud de los pernos debe ser determinada de la siguiente forma:

$$L = \frac{2 + 0.15B}{ESR} \text{ (metros)}$$

Y la máxima luz de la excavación posible sin sostenimiento está determinada de la siguiente manera:

$$2(ESR)Q^{0.4}$$

Donde:

$D_e$ : es la dimensión equivalente (m)

ESR: es el factor de seguridad de la excavación (ver Cuadro N° 26)

B: es el ancho o diámetro de la excavación

**Cuadro N° 26: Estimación del parámetro ESR, [5]**

	Tipo de Excavación	ESR
A	Excavaciones mineras temporales	3-5
B	Piques verticales de sección circular	2.5
C	Excavaciones mineras permanentes, túneles hidráulicas, túneles piloto, excavaciones iniciales de gran sección.	1.6
D	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles carreteros y ferroviarios de sección media.	1.3
E	Cavernas hidroeléctricas, túneles de gran sección, excavaciones militares, emboquilles de túneles.	1.0
F	Instalaciones nucleares, estación de ferrocarril e instalaciones industriales.	0.8

*Criterio de Singh et al., (1992)*

**a) Sostenimiento Temporal**

Presión de Sostenimiento Temporal Vertical o del Techo de la Excavación

Singh observó que la presión de sostenimiento temporal en el techo (o vertical) de 30 túneles siguió la siguiente correlación:

$$p_v = \frac{2}{J_r} Q_i^{-0.33} f f' f'' \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

$$f = 1 + \frac{H - 320}{800}$$

$$f'' = \log(9.5t^{0.25})$$

Donde:

$Q_i$ : Calidad del macizo rocoso a corto plazo (Equivalente a 5 veces Q)

$p_v$ : Presión de sostenimiento temporal en el techo (Kg/cm<sup>2</sup>)

$f$ : Factor de corrección por cobertura de roca

$f'$ : Factor de corrección por convergencia (Ver CuadroN° 27)

$f''$ : Factor de corrección por el tiempo transcurrido desde la instalación del sostenimiento

H: Es la cobertura expresada en metros.

t: Es el tiempo transcurrido luego de la instalación del sostenimiento (meses)

**CuadroN° 27: Factor de corrección por convergencia  $f'$ , [48]**

	Condición de roca	Sistema de sostenimiento	Convergencia del túnel	Factor de corrección $f'$
1	No-Squeezing $H < 350Q^{0.33}$		<1%	1.1
2	Squeezing $H > 350Q^{0.33}$	Muy rígido	<2%	>1.8
		Rígido	2-4%	0.85
		Flexible	4-6%	0.70
		Muy Flexible	6-8%	1.15
		Extremadamente Flexible	>8%	1.8

Notas:

1. La convergencia del túnel depende significativamente del método de excavación.
2. Una convergencia mayor de 4% de la luz de la excavación no debe permitirse, ya que de ser así la presión de sostenimiento requerida se puede incrementar rápidamente debido a la falla del arco del macizo rocoso en la periferia de la excavación.. En tales casos, se debe instalar inmediatamente anclajes para controlar la convergencia a un valor límite.
3. Los arcos metálicos no toman más que el 2% de la convergencia del túnel. Por ello se sugiere el uso de shotcrete reforzado con fibra como soporte inmediato en el frente a ser complementado con arcos de acero en los casos donde se encuentran excesivas convergencias.

Incorporando estos tres factores, Singh *et al* (1992) propuso la siguiente correlación para la presión de sostenimiento permanente:

$$p_v = \frac{2}{J_r} Q^{-0.33} f' f'' \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

Singh *et al.*, (1992) también estudió el efecto del tamaño del túnel (2 a 22 metros de luz) en la presión del sostenimiento, no se observó algún efecto significativo de este parámetro en la presión de sostenimiento.

#### Presión de Sostenimiento Horizontal o en la Pared de la Excavación

Con respecto a la presión de sostenimiento temporal en las paredes de la excavación es obtenida reemplazando  $Q_{wi}$  en el lugar de  $Q_i$ .

La calidad temporal de la pared de la excavación  $Q_{wi}$  es obtenida luego de multiplicar  $Q_i$  por un factor que depende de Q, de acuerdo a lo siguiente:

1. Para  $Q > 10$ ;  $Q_{wi} = 5Q_i = 25Q$
2. Para  $0.1 < Q < 10$ ;  $Q_{wi} = 2.5 Q_i = 12.5Q$
3. Para  $Q < 0.1$ ;  $Q_{wi} = Q_i = 5Q$

La presión de sostenimiento temporal en la pared es generalmente no significativa en condiciones de roca con *No-Squeezing*. Por ello, se recomienda que esto se ignore en caso de rocas de buena calidad ( $Q > 10$ ).

#### **b) Sostenimiento Permanente**

Un monitoreo a largo plazo realizado en la caverna Chibro del proyecto Hidroenergético de Yamuna en la India ha permitido a los investigadores estudiar la presión de sostenimiento versus el tiempo y saturación del macizo rocoso con agua. El estudio se ha realizado en base a un monitoreo de 10 años y ha mostrado que el agua cargó el macizo rocoso, y en las discontinuidades con rellenos erodibles, la presión de sostenimiento temporal incremento hasta 6 veces (Mitra, 1990). El monitoreo sugirió que para túneles ubicados cerca de fallas (con panizo) en zonas sísmicas, la presión de sostenimiento permanente debería ser 25% mayor debido a un incremento de deformaciones del macizo rocoso a lo largo de las fallas.

Extrapolando los valores de presión de sostenimiento para 100 años, el estudio de Singh et al. (1992) muestra que la presión de sostenimiento permanente sería 1.75 veces la presión de sostenimiento temporal bajo condiciones *No-Squeezing*, mientras que bajo condiciones *Squeezing*, Jetwha (1981) estimó que la presión de sostenimiento permanente sería 2 a 3 veces la presión de sostenimiento temporal.

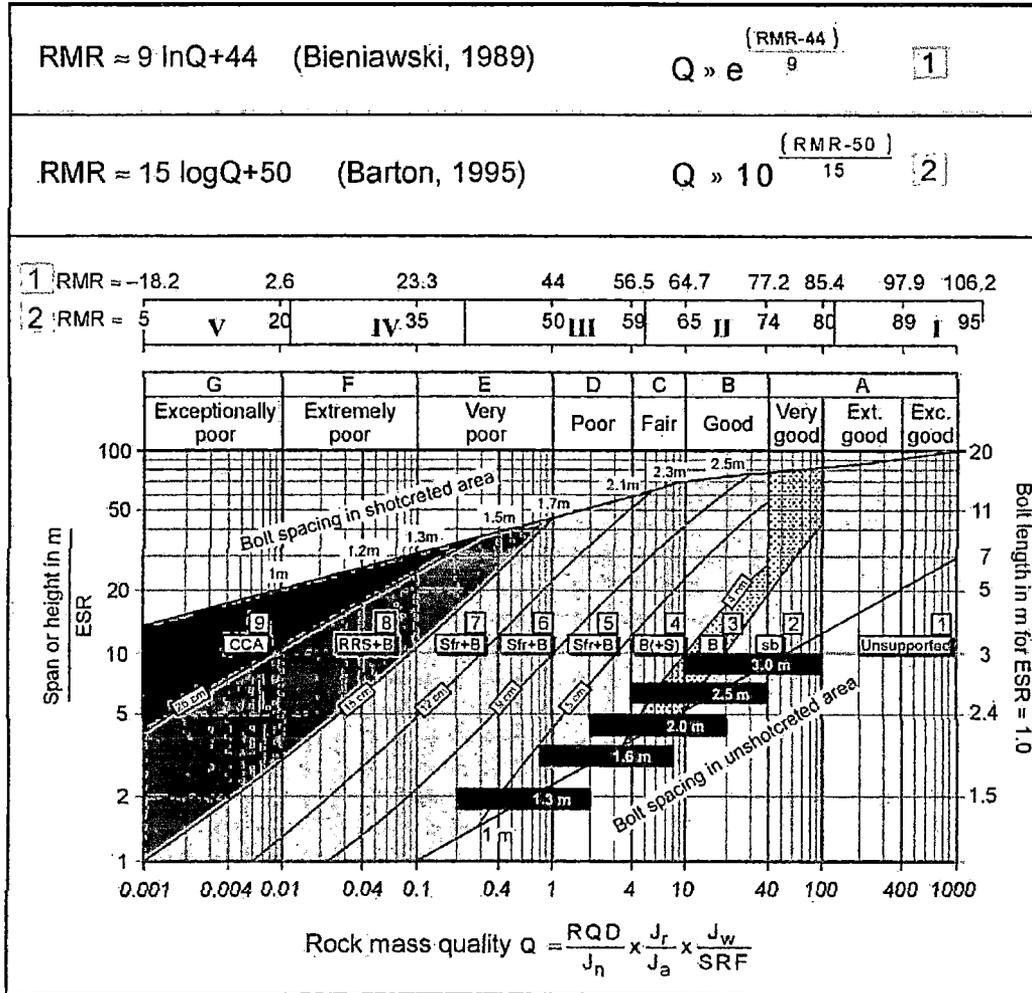


Figura N° 57: Ábaco para la estimación del sostenimiento de un túnel (Barton y Grimstad, 1993). El gráfico incluye unas barras negras, que intentan integrar la falta de disturbancia o fracturamiento causado por la excavación Perforación y Voladura en para rocas masivas de buena calidad que presentan una aparente mejora en su calidad por el procedimiento de excavación TBM,[5 y 6]

Categorías de sostenimiento:

1. Sin sostenimiento
2. Pernos puntuales, sb
3. Pernos sistemáticos, B
4. Pernos sistemáticos con shotcrete no reforzado, espesor 40 a 100mm, B(+S)
5. Shotcrete con fibra, espesor de 50 a 90 mm y pernos, Sfr+B
6. Shotcrete con fibra, espesor de 90 a 120 mm y pernos, Sfr+B
7. Shotcrete con fibra, espesor de 120 a 150 mm y pernos, Sfr+B
8. Shotcrete con fibra, espesor > 150 mm, pernos y cerchas metálicas embebidas en la capa de shotcrete, Sfr, RRS+B
9. Revestimiento de concreto armado, CCA.

### 3.6 INTERACCIÓN ENTRE EL MACIZO ROCOSO Y SOSTENIMIENTO

Considerando el comportamiento mecánico de la roca alrededor de una excavación subterránea en un campo de esfuerzos lito-estático. Modelamos el material primero como un material elástico-plástico. En la Figura N° 58, se representa un modelo realizado por Hoek *et al.*[25] que tiene las siguientes simplificaciones:

- La excavación es circular y de radio R.
- El estado de esfuerzos *in-situ* es hidrostático y está definido por la presión  $P_o$ .
- Se aplica una presión de sostenimiento aplicada en todo el perímetro de la excavación.
- El criterio de falla adoptado es el de Mohr-Coulomb.

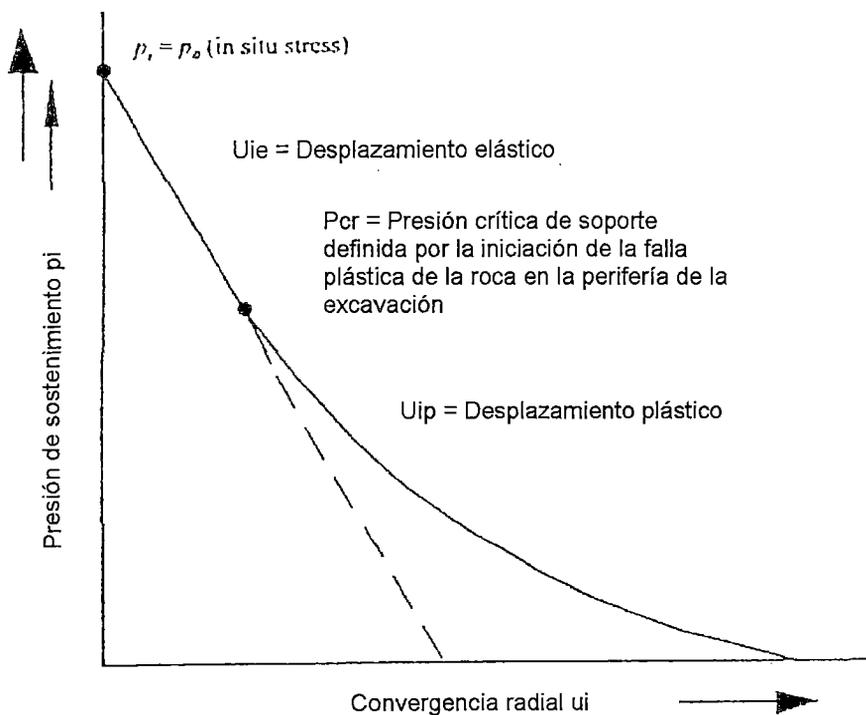


Figura N° 58: Modelo de una curva característica de una excavación subterránea (Hoek *et al.*, 1995), [25]

La curva característica presenta un tramo inicial lineal que corresponde a un comportamiento elástico, definida por:

$$u_{ie} = \frac{r_o(1+\nu)}{E}(p_o - p_i)$$

Donde:

- E: Es el módulo de deformación del macizo rocoso.  
 $\nu$ : Es el coeficiente de Poisson del macizo rocoso.  
 $p_o$ : Esfuerzo lito-estático in-situ.  
 $p_i$ : Presión de sostenimiento.

Luego, existe una transición hacia una condición de falla plástica definido por una presión de sostenimiento crítica:

$$p_{cr} = \frac{2p_o - \sigma_{cm}}{1+k}$$

$$k = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

Donde:

- $\sigma_{cm}$ : es la resistencia global del macizo rocoso.  
 $\phi$ : es el ángulo de fricción del macizo rocoso.

Cuando  $p_i$  es menor que  $p_{cr}$ , la falla ocurre y se forma una zona plástica de radio  $r_p$ :

$$r_p = r_o \left[ \frac{2(p_o(k-1)) + \sigma_{cm}}{(1+k)(k-1)p_i + \sigma_{cm}} \right]^{\frac{1}{(k-1)}}$$

La parte de la curva característica correspondiente al comportamiento plástico está definida por la siguiente expresión:

$$u_{ip} = \frac{r_o(1+\nu)}{E} \left[ 2(1-\nu)(p_o - p_{cr}) \left( \frac{r_p}{r_o} \right)^2 - (1-2\nu)(p_o - p_i) \right]$$

La curva característica del terreno puede ser construida de la siguiente manera:

1. Determinar la presión de crítica ( $P_{cr}$ ), que es la presión interna que inicia la falla en el macizo rocoso.
2. Reemplazar sucesivamente los valores de presión interna ( $P_i$ ) – en intervalos de  $0.1P_{cr}$ - para obtener la serie de valores de radio plástico ( $R_p$ ).
3. Reemplace sucesivamente los valores de  $P_i$  y  $R_p$ , para obtener los valores de deformación radial ( $U_i$ ).
4. Grafique los valores  $P_i$  versus sus valores de deformación  $U_i$ , correspondiente.

### Interacción de la Curva Característica del Terreno con los Elementos de Sostenimiento

- La curva característica varía de acuerdo a su ubicación en la periferia de excavación (i.e., gravedad, rotación de los esfuerzos principales, metodología de excavación, sostenimiento no es aplicado en toda la periferia de la excavación, etc).
- La curva característica puede indicar cuando no es necesario instalar elementos de sostenimiento, cuando interseca el eje de abscisas ( $P_i=0$ ) con una convergencia aceptable; y por otro lado puede indicar la necesidad de instalarlos, debido a que la convergencia no interseca el eje de abscisas (i.e., colapso de la excavación).
- Intentar lograr que la convergencia sea cero es impráctico: hacerlo requiere presiones y rigideces de soporte muy elevados.
- El soporte no puede ser instalado sin que exista una convergencia inicial, debido a que la respuesta elástica del terreno es instantánea.
- Diferentes tipos de soporte tienen diferentes tipos de rigideces, y esto es resultado del tipo de material de construcción, la geometría del sistema de soporte, y la calidad de construcción. Como resultado la distinta gama de soportes ofrecerán diferentes gamas de soporte a la excavación y soportarán a la roca con diferentes presiones de sostenimiento.
- Es posible que el sostenimiento luego de conseguir su resistencia pico – incluyendo algún grado de fluencia- aún posea cierta capacidad residual.

En conjunto cada curva característica dada, tiene 03 variables que determinan la eficiencia de un determinado soporte para controlar la convergencia de una excavación; el tiempo de instalación, su rigidez, y su resistencia pico. La curva característica incluso puede ser función de la metodología de excavación.

Por lo tanto nuestra tarea consiste en optimizar la interacción entre la curva característica y la línea de rigidez del soporte, de tal manera que una presión de soporte razonable genere una convergencia tolerable. Por ejemplo veamos la figura 60, en donde podemos concluir:

- Soporte Tipo 3 (anillo de shotcrete) puede ser muy rígido e instalado muy temprano; de esta manera, genera presiones de soporte innecesariamente altas.
- Soporte Tipo 4 (pernos de roca instalados muy temprano) es ideal para el techo.
- Soporte Tipo 1 (marcos de acero bien instalados) igual de eficiente que el soporte 4.
- Soporte Tipo 2 (marcos de acero mal instalados) es insuficiente debido a que los marcos fallan a una presión de soporte menor que la requerida para estabilizar el techo.
- Soporte Tipo 5 (pernos de roca instalados muy tarde) es insatisfactorio debido al peligro que los pernos puedan mantener el equilibrio de la periferia de la excavación.

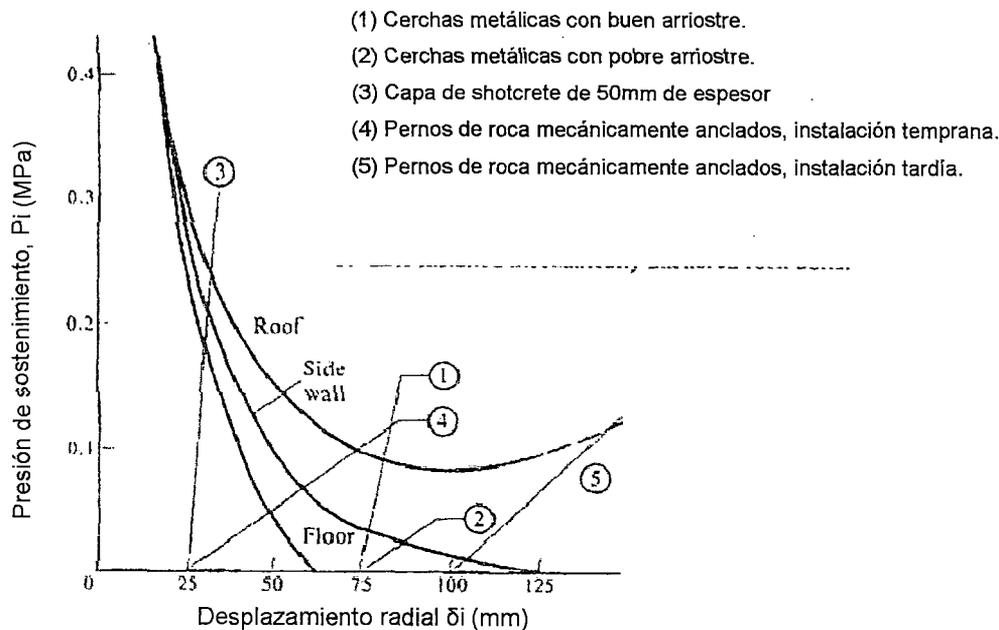


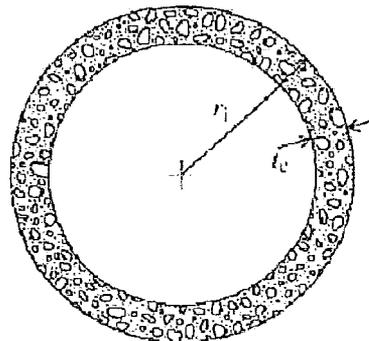
Figura N° 59: Ejemplo de la interacción de curva características y líneas de soporte, [24]

### 3.6.1 Estimación de la Línea Característica del Soporte

#### Rigidez y Presión de Soporte para una Capa de Concreto o Shotcrete

$$K_c = \frac{E_c [r_i^2 - (r_i - t_c)^2]}{(1 + \nu_c) [(1 - 2\nu_c)r_i^2 + (r_i - t_c)^2]} \text{ [MPa]}$$

$$p_{semax} = \frac{\sigma_{cc}}{2} \left[ 1 - \frac{(r_i - t_c)^2}{r_i^2} \right] \text{ [MPa]}$$



Datos de entrada:

$E_c$ : Módulo de Young del concreto o shotcrete [MPa]

$\nu_c$ : Relación de Poisson del concreto o shotcrete

$t_c$ : Espesor de la capa [m]

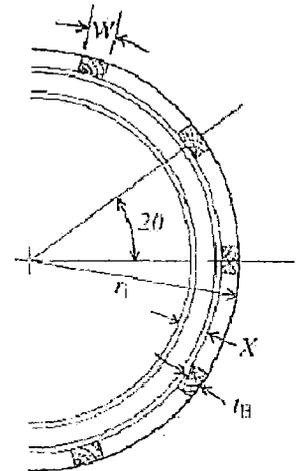
$r_i$ : Radio interno del túnel [m]

$\sigma_{cc}$ : Resistencia a la compresión uniaxial del concreto o shotcrete [MPa]

Rigidez y Presión de Soporte para Marcos de Acero

$$\frac{1}{K_s} = \frac{Sr_i}{E_s A_s} + \frac{Sr_i^3}{E_s I_s} \left[ \frac{\theta(\theta + \sin \theta \cos \theta)}{2 \sin^2 \theta} - 1 \right] + \frac{2S\theta t_b}{E_B W^2} \quad [1/\text{MPa}]$$

$$P_{ss\max} = \frac{3A_s I_s \sigma_{ys}}{2Sr_i \theta \{3I_s + XA_s [r_i - (t_b + 0.5X)](1 - \cos \theta)\}} \quad [\text{MPa}]$$



Datos de entrada:

$W$ : Ala del perfil de acero y longitud del bloque de madera [m]

$X$ : Alma del perfil de acero [m]

$A_s$ : Área de la sección transversal de acero [m<sup>2</sup>]

$I_s$ : Momento de inercia del perfil de acero [m<sup>3</sup>]

$E_s$ : Módulo de elasticidad del acero [MPa]

$\sigma_{ys}$ : Resistencia a la fluencia del acero [MPa]

$r_i$ : Radio interno del túnel [m]

$S$ : Espaciamiento de los perfiles de acero a lo largo del túnel [m]

$\theta$ : Mitad del ángulo que se forma entre los bloques de madera [radianes]

$t_b$ : Espesor del bloque de madera [m]

$E_B$ : Módulo de elasticidad del material del bloque [MPa]

Rigidez y presión de soporte para pernos de roca mecánicos o con anclaje químico o cables

$$\frac{1}{K_b} = \frac{s_c s_t}{r_i} \left( \frac{4l}{\pi d_b^2 E_b} + Q \right) \quad [1/\text{MPa}]$$

$$P_{sb\max} = \frac{T_{bf}}{s_c s_t} \quad [\text{MPa}]$$

Datos de entrada:

- $l$ : Longitud no restringida del perno o longitud del cable [m]  
 $d_b$ : Diámetro del perno o diámetro equivalente del cable [m]  
 $E_b$ : Módulo de Young del perno o cable [MPa]  
 $T_{bf}$ : Carga última evaluada mediante la prueba del Pull-out [KN]  
 $r_i$ : Radio interno del túnel [m]  
 $s_c$ : Espaciamiento circunferencial de los pernos [m]  
 $s_l$ : Espaciamiento longitudinal de los pernos [m]  
 $Q$ : Constante de determinada de la curva carga-deformación del perno o cable, dada de la siguiente forma:

$$Q = \frac{(u_2 - u_{eb2}) - (u_1 - u_{eb1})}{T_2 - T_1} \text{ [m/KN]}$$

Donde  $u_1, T_1$  y  $u_2, T_2$  son dos puntos en la parte lineal de la curva carga-deformación del perno o cable.

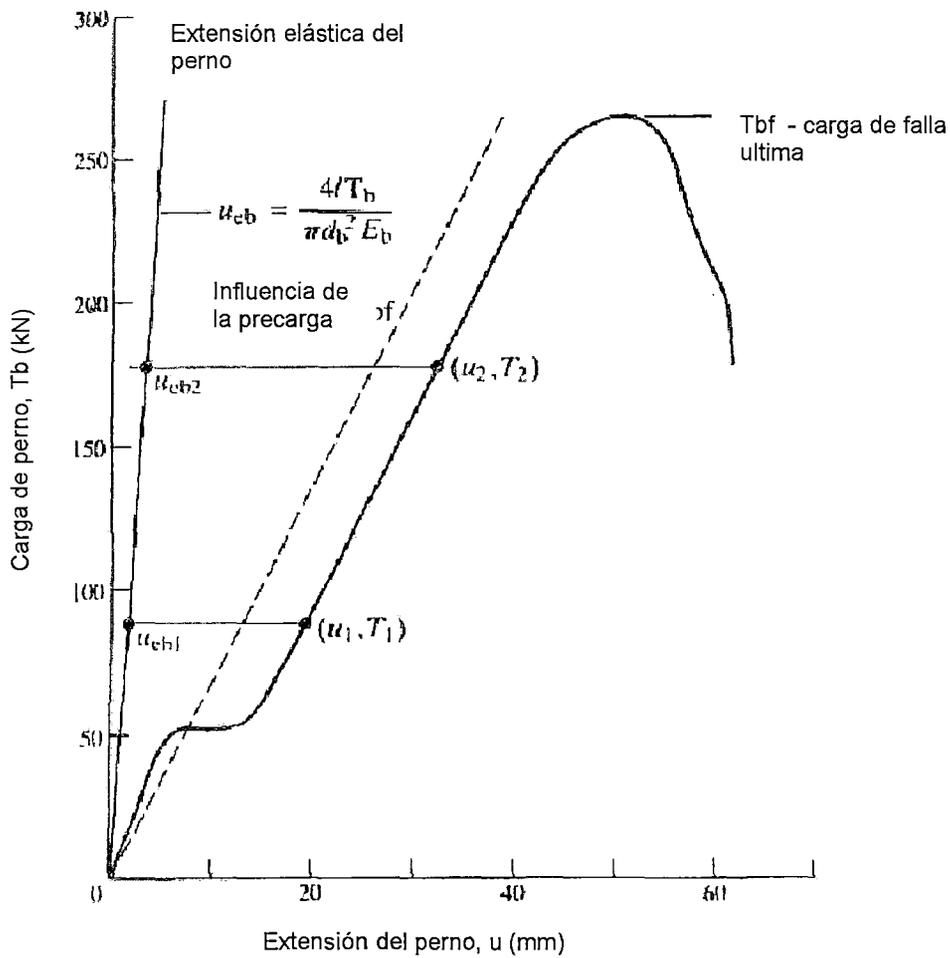


Figura N° 60: Curva Carga-Deformación de un perno mecánico, [24]

#### Línea Característica para un Solo Soporte

Si la rigidez del soporte  $p_{smax}$  es la máxima presión del soporte, y  $\delta_{i0}$  es la deformación radial del túnel antes de la instalación del sostenimiento, entonces para  $p_i < p_{smax}$ , la curva característica está dada por (ver Cuadro N° 28):

$$\frac{\delta_i}{r_i} = \frac{\delta_{i0}}{r_i} + \frac{p_i}{k}$$

En el Cuadro N° 29, se detallan algunos rangos típicos de la presión de sostenimiento para los tipos de sostenimiento más comunes.

**Cuadro N 28: Características típicas de soporte de pernos mecánicos, [24]**

Diámetro de Perno (mm)	Longitud del Perno (m)	Tipo de Anclaje	Tipo de Roca	T <sub>br</sub> (MN)	Q (m/MN)
16	1.22	Expansión	Roca competente	0.049	0.160
16	1.83	Expansión	Lutita	0.058	0.241
16	1.22	Expansión	No se sabe	0.040	0.053
16	1.22	Expansión y resina	Roca competente	0.062	0.030
19	1.83	Expansión	No se sabe	0.051	0.126
19	1.83	Expansión	No se sabe	0.089	0.024
19	1.83	Expansión y resina	No se sabe	0.098	0.029
19	3.00	Perno ranurado y cuna	No se sabe	0.098	0.074
22	3.00	Expansión	Gneiss	0.214	0.032
22	3.00	Expansión	Arenisca	0.196	0.042
22	3.00	Expansión	Lutita arenosa	0.127	0.069
22	3.00	Expansión	Lutita	0.058	0.126
25.4	6.00	Expansión	Gneiss masivo	0.323	0.051
25.4	1.83	Expansión	Granito	0.254	0.143
25.4	1.93	Anclaje de resina	Granito	0.285	0.018
25.4	1.22	Pernos ranurado y con cuna	Roca competente	0.089	0.064
25.4	1.83	Anclaje de resina	Lutita	0.160	0.020

\* Carga de desgarre última determinada mediante prueba de campo

\*\* Definida por la ecuación

**Notas:**

Los valores listados en esta tabla han sido determinados con datos de pruebas publicadas y los autores no garantizan la exactitud de los resultados. Para aplicaciones críticas es fuertemente recomendado que el desgarre y la características de carga y deformación sean determinados de pruebas de campo en los pernos de roca a ser usados.

**Cuadro N° 29: Rangos típicos de presión de sostenimiento, [22]**

Tipos de Soporte	Rango de $p_i$	Retraso de Tiempo hasta que $p_i$ es Efectivo
Pernos de roca	0 a 0.34 MPa	Varias horas
Shotcrete, 50 a 200 mm de espesor	0.34 a 1.37 MPa	Varias horas
Cerchas metálicas	0 a 2.75 MPa	1 día a 2 semanas
Revestimiento de concreto armado	0.68 a 5.51 MPa	Varias semanas a meses
Revestimiento de acero	3.44 a 20.68 MPa	Meses

**Cuadro N° 30: Características aproximadas de varios tipos de soporte para túneles de diferentes diámetros, [25]**

Tipo de Soporte	Diámetro del Túnel (m)	4	6	8	10	12
Pernos de roca (1) 16 mm de diámetro. Carga de arranque = 0.11 MN	Presión máxima (MPa)	0.25	0.11	0.06	0.04	0.03
	Desplazamiento elástico máximo (mm)	10	12	13	14	15
Pernos de roca (1) 19 mm de diámetro. Carga de arranque = 0.18 MN	Presión máxima (MPa)	0.40	0.18	0.10	0.06	0.04
	Desplazamiento elástico máximo (mm)	12	14	15	17	18
Pernos de roca (1) 25 mm de diámetro. Carga de arranque = 0.27 MN	Presión máxima (MPa)	0.60	0.27	0.15	0.10	0.07
	Desplazamiento elástico máximo (mm)	15	16	17	19	20
Pernos de roca (1) 34 mm de diámetro. Carga de arranque = 0.35 MN	Presión máxima (MPa)	0.77	0.34	0.19	0.12	0.09
	Desplazamiento elástico máximo (mm)	19	21	22	23	24
Capa de shotcrete de 01 día 50 mm (2) UCS=14MPa, Ec=8500MPa	Presión máxima (MPa)	0.35	0.23	0.17	0.14	0.12
	Desplazamiento elástico máximo (mm)	3	5	6	8	10
Capa de shotcrete de 28 días 50 mm (2) UCS=35MPa, Ec=21000MPa	Presión máxima (MPa)	0.86	0.58	0.43	0.35	0.29
	Desplazamiento elástico máximo (mm)	3	5	6	8	9
Capa de shotcrete de 28 días 300 mm UCS=35MPa, Ec=21000MPa	Presión máxima (MPa)	4.86	3.33	2.53	2.04	1.71
	Desplazamiento elástico máximo (mm)	3	4	6	7	9
Cerchas metálicas ligeras 6I12 (3) Espaciado 1.5m, bien arriostrado.	Presión máxima (MPa)	0.33	0.18	0.12	0.08	0.06
	Desplazamiento elástico máximo (mm)	7	7	8	8	9
Cerchas metálicas ligeras 8I23 (4) Espaciado 1.5m, bien arriostrado.	Presión máxima (MPa)		0.37	0.25	0.17	0.13
	Desplazamiento elástico máximo (mm)	(6)	8	9	10	10
Cerchas metálicas ligeras 12I65 (5) Espaciado 1.5m, bien arriostrado.	Presión máxima (MPa)			0.89	0.66	0.51
	Desplazamiento elástico máximo (mm)	(6)	(6)	9	11	12

Notas: (1) Los pernos de roca están mecánicamente anclados y no rellenos con cemento. La longitud de los pernos se asume igual a 1/3 del diámetro del túnel y el espaciado de los pernos equivalente a la mitad de la longitud de los pernos. (2) Estos valores aplican para capas de *shotcrete*, aplicadas en toda la periferia. Para un revestimiento de *shotcrete* aplicada en el techo y en las paredessolamente, la máxima presión de sostenimiento es al menos un orden de magnitud menor. (3) Viga I de 6 pulgadas de peralte de 12 lb/ft. (4) Viga I de 8 pulgadas de peralte de 23 lb/ft. (5) Viga W de 12 pulgadas de 65lb/ft. (6) El radio mínimo al cual las vigas pueden doblarse *in-situ* es aproximadamente 11 veces el peralte de la viga. En el caso de vigas W el radio mínimo es de aproximadamente 14 veces el peralte.

Support type	Flange width - cm	Section depth - mm	Weight - kg/m	Curve number	Maximum support pressure $P_{i,max}$ (MPa) for a tunnel of diameter $D$ (metres) and a set spacing of $s$ (metres)
Wide flange rib	305	305	97	1	$P_{i,max} = 19.9D^{-1.27}/s$
	203	202	67	2	$P_{i,max} = 13.2D^{-1.3}/s$
	150	150	32	3	$P_{i,max} = 7.0D^{-1.4}/s$
I section rib	203	254	62	4	$P_{i,max} = 17.6D^{-1.29}/s$
	152	203	52	5	$P_{i,max} = 11.1D^{-1.33}/s$
TH section rib	171	138	38	6	$P_{i,max} = 15.5D^{-1.24}/s$
	124	106	21	7	$P_{i,max} = 8.3D^{-1.27}/s$
3 bar lattice girder	220	190	19	8	$P_{i,max} = 8.6D^{-1.03}/s$
	140	130	18		
4 bar lattice girder	220	280	29	9	$P_{i,max} = 18.3D^{-1.01}/s$
	140	200	26		
Rockbolts or cables spaced on a grid of $s \times s$ metres	34 mm rockbolt			10	$P_{i,max} = 0.354/s^2$
	25 mm rockbolt			11	$P_{i,max} = 0.267/s^2$
	19 mm rockbolt			12	$P_{i,max} = 0.184/s^2$
	17 mm rockbolt			13	$P_{i,max} = 0.10/s^2$
	SS30 Split set			14	$P_{i,max} = 0.05/s^2$
	EXX Swellex			15	$P_{i,max} = 0.14/s^2$
	20mm rebar			16	$P_{i,max} = 0.17/s^2$
	22mm fibreglass			17	$P_{i,max} = 0.26/s^2$
	Plain cable			18	$P_{i,max} = 0.15/s^2$
Birdcage cable			19	$P_{i,max} = 0.30/s^2$	

Support type	Thickness - mm	Age - days	UCS - MPa	Curve number	Maximum support pressure $P_{i,max}$ (MPa) for a tunnel of diameter $D$ (metres)
Concrete or shotcrete lining	1m	28	35	20	$P_{i,max} = 57.8D^{-0.92}$
	300	28	35	21	$P_{i,max} = 19.1D^{-0.92}$
	150	28	35	22	$P_{i,max} = 10.6D^{-0.92}$
	100	28	35	23	$P_{i,max} = 7.3D^{-0.94}$
	50	28	35	24	$P_{i,max} = 3.8D^{-0.91}$
	50	3	11	25	$P_{i,max} = 1.1D^{-0.97}$
	50	0.5	6	26	$P_{i,max} = 0.6D^{-1.0}$

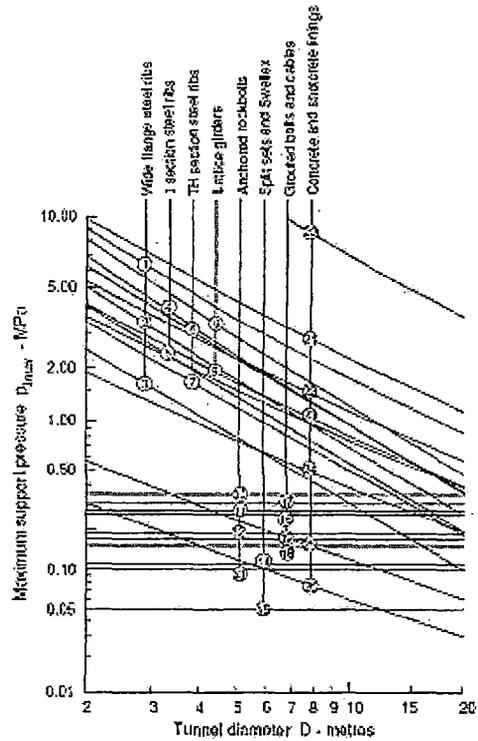


Figura N° 61: Presión de soporte para diferentes configuraciones de sostenimiento, [26 y 27]

### Línea Característica para una Combinación de Varios Soportes

- $k_1$  Rigidez del soporte 1
- $P_{s\max 1}$  Máxima presión del soporte 1
- $k_2$  Rigidez del soporte 2
- $P_{s\max 2}$  Máxima presión del soporte 2
- $\delta_{i0}$  Deformación inicial del túnel antes de la instalación del soporte (se asume que ambos sistemas son instalados simultáneamente).

Entonces la línea característica del soporte está definida por las siguientes ecuaciones:

$$(1) \delta_{\max 1} = \frac{r_i P_{s\max 1}}{k_1}$$

$$(2) \delta_{\max 2} = \frac{r_i P_{s\max 2}}{k_2}$$

$$(3) \delta_{12} = \frac{r_i p_i}{k_1 + k_2}$$

$$(4) \text{ Para } \delta_{12} < \delta_{\max 1} < \delta_{\max 2}$$

$$\frac{\delta_i}{r_i} = \frac{\delta_{i0}}{r_i} + \frac{p_i}{k_1 + k_2}$$

$$(5) \text{ Para } \delta_{12} > \delta_{\max 1} < \delta_{\max 2}$$

$$P_{\max 12} = \frac{\delta_{\max 1} (k_1 + k_2)}{r_i}$$

$$(6) \text{ Para } \delta_{12} > \delta_{\max 2} < \delta_{\max 1}$$

$$P_{\max 12} = \frac{\delta_{\max 2} (k_1 + k_2)}{r_i}$$

Para terrenos con problemas de *Squeezing*, la instalación del sostenimiento pesado lo más rápido posible es vital para controlar las convergencias del túnel y evitar el colapso. En estos terrenos complicados se usa mucho las cerchas metálicas con juntas de fricción (ver Figura N° 61) y/o capas de *shotcrete* con ventanas de compresión (ver Figura N° 62).

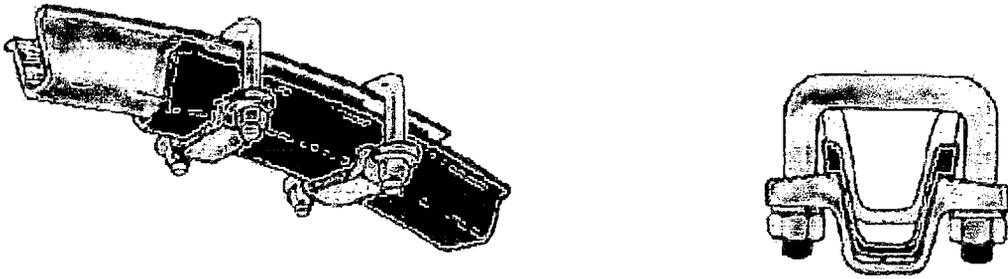


Figura N° 62: Esquema de Cerchas metálicas con juntas de fricción, [26 y 27]

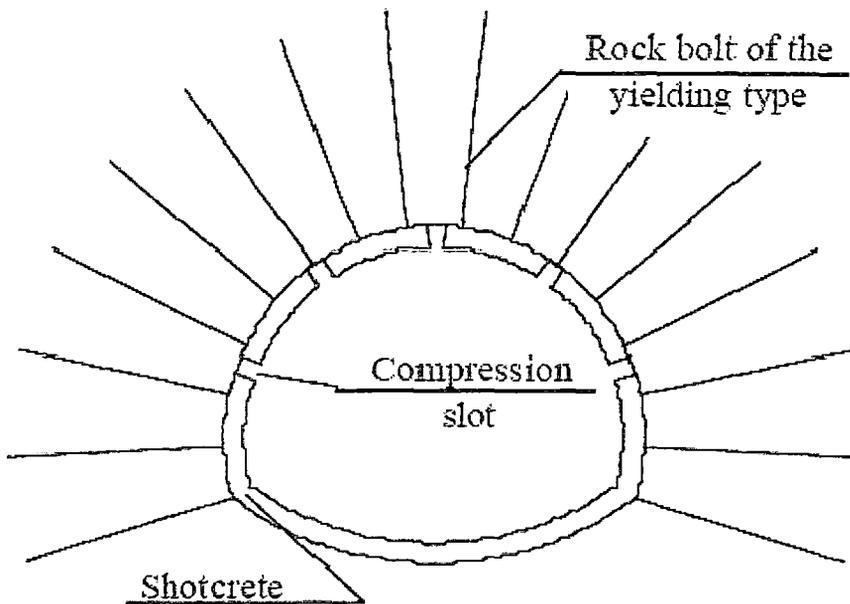
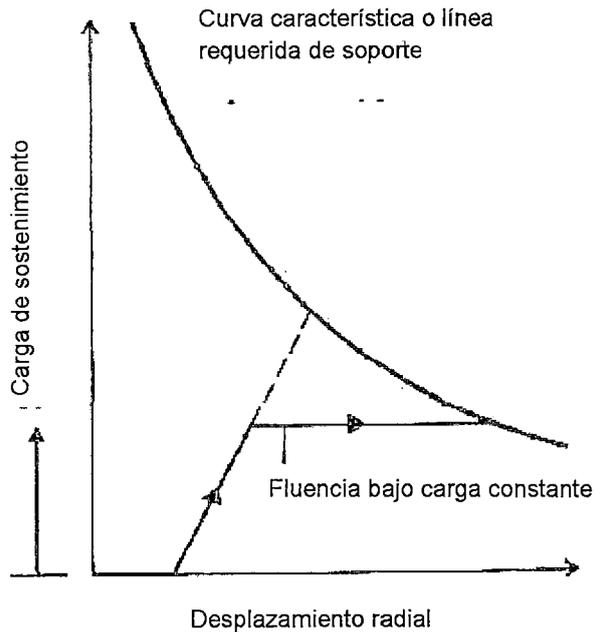


Figura N° 63: Capa de shotcrete con ventanas de compresión, [2]

Estas dos últimas aplicaciones (ver Figuras N° 61 y 62) pueden ser representadas por la curva característica de la Figura N° 63, cuando el sostenimiento alcanza cierta presión interna, se deforma manteniendo la misma presión de sostenimiento hasta un límite, a partir de este momento el soporte retoma su rigidez.



**Figura N° 64:** Interacción terreno-soporte para cerchas metálicas con juntas de fricción y capa de *shotcrete* con ventanas de compresión,[11]

### 3.6.2 Estimación del Perfil de Deformación Longitudinal

Para diseñar el tiempo apropiado para la instalación de un soporte o la instalación óptima del soporte con cierta capacidad de deformación específica, es importante determinar el perfil de deformación longitudinal del túnel.

Una parte de la deformación radial máxima en la periferia de la excavación se desarrolla antes que el frente avance, por el efecto de confinamiento que el frente desarrolla en la periferia de la excavación.

Panet (1995) derivó la siguiente relación para determinar el perfil de deformación longitudinal, para un análisis elástico.

$$\frac{U_r}{U_{\max}} = 0.25 + 0.75 \left[ 1 - \left( \frac{3}{3 + 4d_t} \right)^2 \right]$$

Donde  $d_t = \frac{X}{R_t}$ ; y  $U_r$  es la deformación radial para una deformación longitudinal

para la posición  $X$ ,  $U_{\max}$  es la deformación radial máxima,  $R_t$  es el radio del túnel; y  $X$  es positivo.

Unlu y Gercek (2003) derivaron una relación para determinar el perfil para  $X < 0$  y  $X > 0$ , también para un análisis elástico.

$$\begin{array}{l} X < 0 \\ \frac{U_r}{U_{\max}} = \frac{U_o}{U_{\max}} + A_a (1 - e^{B_a d_t}) \end{array} \quad \begin{array}{l} X > 0 \\ \frac{U_r}{U_{\max}} = \frac{U_o}{U_{\max}} + A_b \left( 1 - \left( \frac{B_b}{(A_b + d_t)} \right)^2 \right) \end{array}$$

Donde  $U_o$  es la deformación para  $X=0$  y  $A_a$ ,  $A_b$ ,  $B_a$  y  $B_b$  son función del módulo de Poisson.

$$A_a = -0.22\nu - 0.19, \quad B_a = 0.73\nu + 0.81$$

$$A_b = -0.22\nu + 0.81, \quad B_b = 0.39\nu + 0.65$$

Asimismo, varios autores han derivado diversas relaciones para análisis plástico. Chern et al (1998) derivó una ecuación empírica que se ajusta bien a los datos medidos disponibles.

$$\frac{U_r}{U_{\max}} = \left( 1 + e^{\frac{-d_t}{1.1}} \right)^{-1.7}$$

Sin embargo, se debe notar que el desarrollo de la deformación radial está directamente relacionado con el desarrollo de una zona plástica a medida que el túnel avanza.

Los primeros dos casos son buenas aproximaciones para análisis plásticos cuando  $R_p < 2R_t$ .

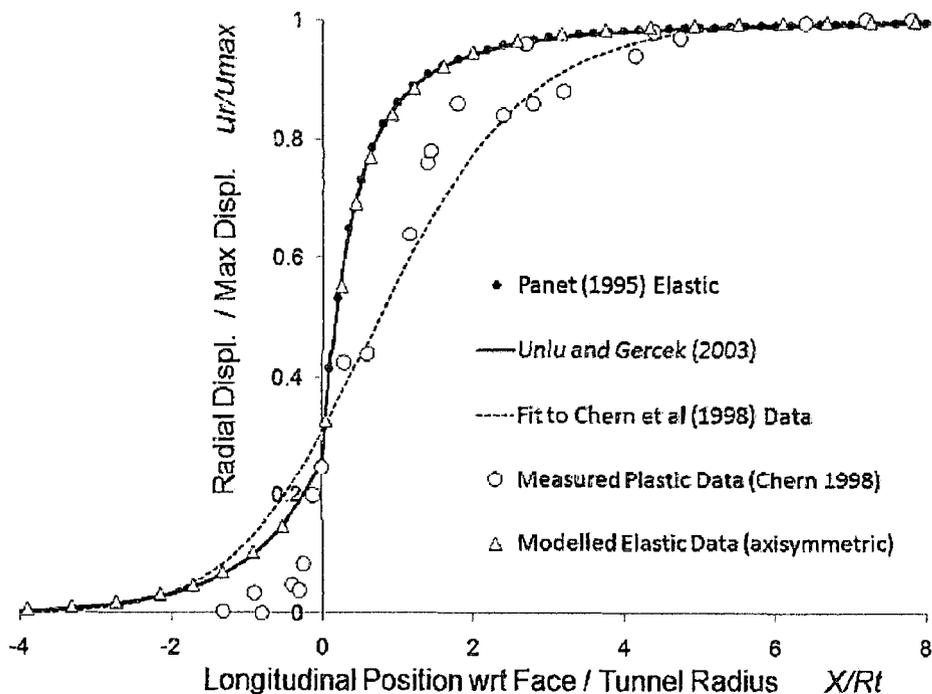


Figura N° 65: Perfil de deformación longitudinal de un túnel, [31]

Por lo tanto sabiendo que el frente de excavación limita la deformación sin sostenimiento de la excavación subterránea, nosotros instalamos el soporte cuando la convergencia sea tal que una vez que se continúe el ciclo de excavación, el soporte comience a funcionar de acuerdo con la curva interacción terreno-soporte.

### 3.7 MONITOREO DE LA EXCAVACIÓN

De acuerdo a como hemos revisado hasta el momento el nivel de incertidumbre en este tipo de proyectos es alto, muchos de los problemas en túneles se deben a cambios inesperados en los parámetros de resistencia y deformación del macizo rocoso. Por ello, y aplicando el método observacional de Peck, el monitoreo geotécnico de la excavación y del macizo rocoso, nos puede permitir realizar un diagnóstico del comportamiento de la excavación, de tal manera que se pueda comprobar, si durante la excavación, los criterios de diseño se están manejando dentro de lo planificado.

El principal propósito para el monitoreo del terreno es detectarlo mientras sea controlable, para modificar los procedimientos constructivos antes que las deformaciones sean tales que constituyan un verdadero problema, afectando el avance de la excavación. El sostenimiento de la excavación en campo se basa en la condiciones encontradas *in-situ*, el monitoreo confirma la idoneidad del sostenimiento e indica la necesidad de sostenimiento adicional o aplicación de otro tipo de sostenimiento.

Las principales ventajas de su implementación e interpretación son:

- Validación y calibración de las hipótesis de diseño,
- Estimación y validación de los factores de seguridad,
- Verificación de las condiciones geológicas y prevención de riesgos, y
- Mejorar el conocimiento del comportamiento geotécnico del terreno.

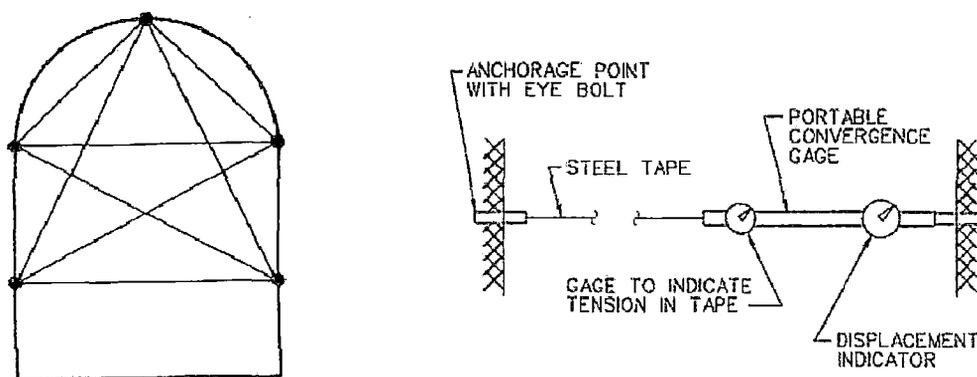
Los parámetros que usualmente monitoreamos son: deformaciones y esfuerzos. Pero debido a las excentricidades de los movimientos propios de los diversos sistemas de sostenimiento, tales como cerchas metálicas, que hacen que las mediciones de esfuerzos y cargas sean complicadas de interpretar, es común usar mediciones de deformaciones.

### 3.7.1 Mediciones de Convergencia

Son mediciones de uno o más pares de puntos de referencias típicamente instalados para mediciones periódicas de distancias a lo largo del túnel, usando una cinta extensométrica y registrada en función del tiempo, o la distancia al frente de excavación u otros parámetros.

En las gráficas de convergencia, la pendiente de esta curva muestra la velocidad con la que la convergencia cambia y la pendiente de la velocidad, la aceleración con la que la convergencia cambia. En la interpretación de resultados, la magnitud y la velocidad de la convergencia son parámetros fuertemente dependientes de la naturaleza de los materiales geológicos. Magnitudes y velocidades considerables no son indicativos, por si mismos, de una posible falla.

La aceleración de la convergencia por otro lado es independiente de las características del material. Por otro lado, si la aceleración continua, inevitablemente conducirá a la falla de la excavación.



**Figura N° 66:** Sección típica de una estación de monitoreo de 05 puntos e instrumentos de medición usados para medir entre pares de puntos de convergencia, [11]

Las mediciones de convergencia están sujetas a errores sistemáticos debido a variaciones en temperatura y pandeo de la cinta. Los efectos de pandeo pueden ser minimizados, en mediciones consecutivas, realizando mediciones en la misma dirección (i.e., izquierda-derecha o derecha-izquierda). La temperatura no es usualmente una gran fuente de error, sin embargo los datos pueden ser ajustados usando los factores de corrección administrados por los fabricantes.

### 3.7.2 Extensómetros

La disturbación del macizo rocoso está influenciada por factores geológicos o estructurales que se desarrollan desde la periferia hasta cierta distancia en el macizo rocoso. Las mediciones de convergencia detectan la disturbación en la periferia de la excavación, pero fallan en facilitar información de su naturaleza, o desarrollo. En tales casos, los instrumentos de medición instalados en taladros pueden ser de gran ayuda para alcanzar distancias de varios metros y proveer una buena distribución de datos de la zona de influencia de falla del macizo rocoso.

Existen otros instrumentos de medición no menos importantes, para su referencia, se recomienda ver Brady y Brown (1993).

### 3.7.3 Aplicación del Monitoreo en el Diseño

La comparación de los registros de convergencia medidos durante la excavación, y la convergencia calculada durante la fase de diseño, nos permite evaluar la idoneidad de los valores seleccionados para los parámetros geotécnicos de entrada usados en los modelos numéricos, y de ser necesario, modificarlos para que se adapten mejor a las condiciones del terreno encontradas.

En caso de que sea necesario cambiar los parámetros geotécnicos de entrada, Jeon y Yang (2004) desarrollaron un algoritmo para realizar un retro-análisis, ver figura 68. En donde  $X_i$ , son los parámetros de entrada que deseamos modificar (i.e., Módulo de elasticidad E, relación de esfuerzo horizontal respecto del vertical  $K_0$ , otros) y  $F(X_i)$  es la función que será optimizada de tal forma que coincida con los valores medidos en campo (i.e., deformación medido en un punto, esfuerzo medido en un punto, otros).

Las metodologías de optimización pueden ser el método univariado, el método de patrón de búsqueda y el método alternativo univariado, para referirse a ellos se recomienda la lectura de Rao (2009), [35 y 47].

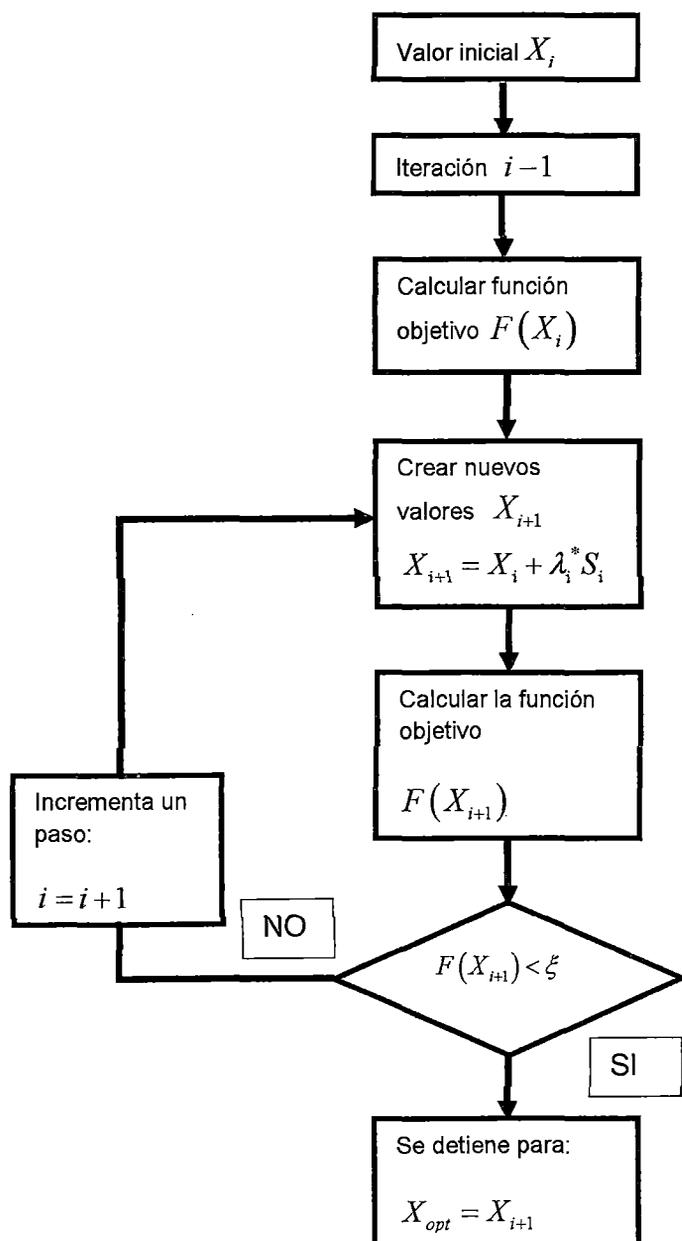


Figura N° 67: Algoritmo para el retro-análisis, [35]

En donde:

$$\xi = \frac{\sum_{k=1}^N [U_k - U_k^*]}{\sum_{k=1}^N U_k^*} \text{ y } \lambda_i^* = \frac{U_k}{U_k^*}$$

$U_k$  Desplazamiento calculado en el punto  $i$

$U_k^*$  Desplazamiento medido en el punto  $i$ .

$S_i$  Es la dirección de búsqueda (depende de la metodología usada).

## CAPÍTULO IV: CASO DE APLICACIÓN: TÚNEL TRASANDINO OLMOS

### 4.1 INTRODUCCIÓN

El Proyecto Olmos considera el uso de los recursos hídricos del río Huancabamba y de otros ríos que drenan hacia la cuenca atlántica para la generación eléctrica y la irrigación de la Pampa de Olmos, ubicada en el departamento de Lambayeque. A este efecto, se requiere el trasvase de las aguas atlánticas hacia la vertiente occidental de los Andes.

El esquema de desarrollo del proyecto comprende dos etapas. La primera, que contempla la construcción de las obras de trasvase (la presa Limón y el túnel Trasandino) y las obras iniciales de irrigación y de generación hidroeléctrica (ver Figura N° 68). En la segunda etapa, en la que se logrará el desarrollo pleno del Proyecto, se incrementará la disponibilidad del recurso hídrico en la vertiente occidental derivando las aguas de los ríos Tabaconas, Huancabamba Bajo y Chotano.

Las obras de derivación de la primera etapa, que comprenden al túnel Trasandino y otras excavaciones subterráneas auxiliares, así como la primera fase de la presa Limón y sus obras conexas, fueron licitadas para su concesión en junio del 2003, otorgándose la Buena Pro al Consorcio Trasvase Olmos (CTO), de la constructora Norberto Odebrecht S.A.

Anteriormente, se ha realizado la excavación de 1,921 metros de túnel de acceso y 2,800 metros del lado oriental del proyecto; mientras que en el lado occidental 1,501 metros ya fueron excavados por perforación y voladura. Por lo que CTO está comprometido a excavar 12,981 metros de túnel en roca con coberturas que exceden los 1,500 metros en aproximadamente 8,000 metros de túnel (ver Figura N° 68).

Contractualmente, como mínimo el 70% de los casi 14 km deben ser excavados mediante la TBM, [34]. Para cumplir con los requerimientos hidráulicos (caudal máximo de 90.83 m<sup>3</sup>/s) se necesita un diámetro interior mínimo de 4.8 m, por lo que se estuvo considerando TBM con diámetros en un rango de 5.1 a 5.2 m,

considerando el rango de convergencias que el túnel experimentará cuando cruce las diferentes clases de roca estimadas.

#### 4.2 ALINEAMIENTO, PENDIENTE Y DIMENSIONES DEL TÚNEL

Las coordenadas de ingreso del túnel o progresiva 0+000 (frente oriental) es 684,403.368 Este y 9'347,049.519 Norte y las coordenadas de salida del túnel o progresiva 20+109.34 (frente occidental) es 664,446.953 Este y 9'344,583.385 Norte. El túnel tiene dos pendientes:  $-0.86\%$ <sup>11</sup> entre las progresivas 0+000 a 4+719.93 y  $+1.13\%$  para el tramo restante 4+719.93 a 20+109.34. La diferencia de cotas entre la entrada y salida es de 13.40 metros a favor del flujo de agua.

El frente de excavación con la TBM será por el frente occidental, es decir por la salida del túnel. Para el tramo de excavación del túnel con TBM se ha preparado una sección con un radio de excavación de 2.65 m (5.30 m de diámetro).

El frente de excavación por perforación y voladura será por el frente oriental, o el ingreso del túnel.

#### 4.3 REVISIÓN DE LA INFORMACIÓN GEOTÉCNICA

Un programa de investigaciones geológicas en un túnel de esta importancia requiere de perforaciones diamantinas (un promedio de 1-4 taladros por un kilómetro de túnel y un número de taladros adicionales en los portales), levantamientos geológicos en superficie, prospecciones geofísicas, ensayos de permeabilidad, ensayos para determinar el estado de esfuerzos in-situ, ensayos de laboratorio varios.

La tecnología y práctica actual para realizar prospecciones directas (perforaciones) o indirectas (geofísica) para coberturas mayores a 1000 metros es escasa. En algunos casos se ha realizado túneles piloto y de esta manera reducido las incertidumbres del proyecto, esto mayormente se aplica en la construcción de las casas de máquinas de proyectos hidroeléctricos.

---

<sup>11</sup> Entiéndase como gradiente negativa en contra del flujo de agua.

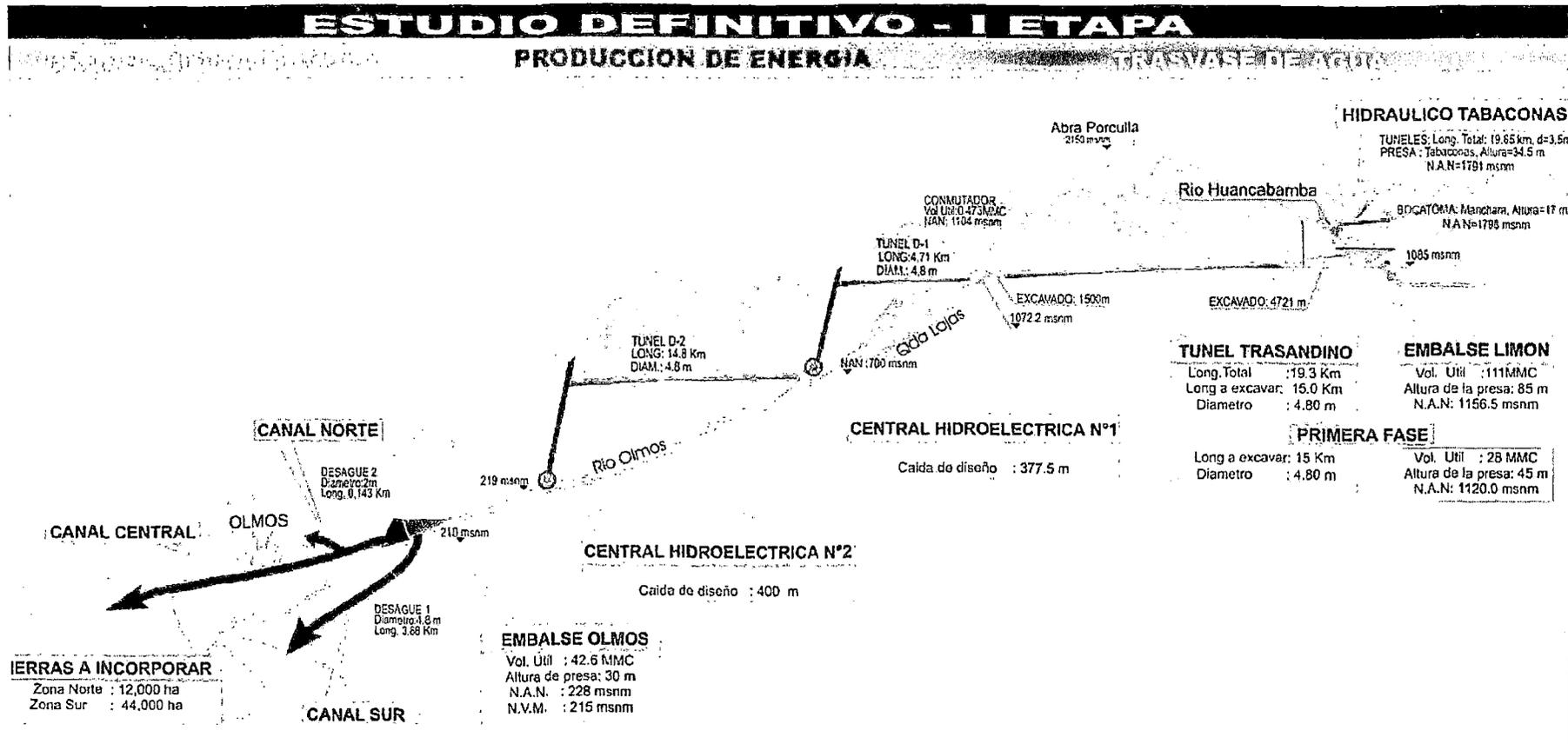


Figura N° 68: Esquema detallado de la Etapa I del Proyecto Hidro-energético Olmos, [34]

A nivel de rasante, la longitud remanente de excavación atravesará potencialmente las siguientes formaciones: rocas volcánicas o extrusivas tipo dacitas, andesitas bien competentes, las mismas que están intruídas por tobas ácidas y brechas piroclásticas o granitos.

Estructuralmente ya se han registrado fallas en los primeros 2,800 metros excavados previos al año 2005. Las fallas generalmente tuvieron un rumbo NE y NW (90% de los casos) y con buzamiento sub-verticales.

De acuerdo con la experiencia tenida en los primeros metros de ambos frentes, la zona de influencia de la quebrada Burro (frente oriental) y quebrada Lajas (frente occidental) son complicadas y requerirán un sostenimiento robusto. Así mismo se espera que la longitud de excavación remanente sea generalmente en roca de buena calidad, razón por la cual eligieron optar por métodos mecanizados de excavación (TBM).

De acuerdo con los documentos de licitación, previo al año 2005, se definieron los siguientes tipos de fallas tectónicas: (1) 1er orden, ancho total de 65 metros, (2) 2do orden, ancho total de 20 metros, (3) 3er orden, ancho total de 5.5 metros y (4) 4to orden, ancho total de 1.0 metro.

Asimismo en el plano de sección geológica preparada por el contratista (plano número VII-01-02) se ha realizado una subdivisión en 04 tramos: (1) Desde la progresiva 3+918.93 a 8+250, (2) Desde la progresiva 8+250 a 10+750, (3) Desde la progresiva 10+750 a 13+250 y (4) Desde la progresiva 13+250 a 17+807.50. Realizando una evaluación a esta caracterización geológica se puede concluir los siguientes:

- (1) De acuerdo con los registros de excavación de los primeros 2,800 metros, se ha corregido la prospección de encontrar rocas metamórficas en el frente oriental.
- (2) La división descrita anteriormente es esencialmente litológica.
- (3) Hay 06 fallas de primer orden en todo el tramo de excavación faltante. La zona de influencia ha sido actualizada de 65 a 50 metros.

- (4) Para los primeros tres tramos, desde la progresiva 3+918.93 a 13+250 proyecta condiciones hidrogeológicas moderadas (se espera que las discontinuidades se encuentren cerradas). En este tramo las coberturas de roca van en un rango de 1,000 a 2,000 metros aproximadamente. En el último tramo, desde la progresiva 13+250 a 17+807.50 se proyecta condiciones hidrogeológicas desfavorables (asociados con los planos de falla). En este tramo las coberturas de roca van en un rango 1,000 a 450 metros aproximadamente.
- (5) Desde el punto de vista de la calidad del macizo rocoso, se ha realizado una división de 04 tipos de terreno. Rocas Tipo I y II, con un RMR>50, Roca Tipo III, como zona de influencia de la falla tectónica, con un RMR de 32 y la Roca Tipo IV, o zona de falla tectónica con RMR<32.

La cobertura de roca promedio es 1,220 metros, con una máxima de 1,950 metros. En el Cuadro N° 31, se resume el rango de cobertura por sectores.

**Cuadro N° 31: Rango de cobertura de roca para cada tramo del Túnel Trasandino por excavar**

Tramo	Longitud Km (%)	Rango de cobertura (m)
03+918.93-08+250.0	4.33 Km (31%)	1,100-1,500
08+250.00-10+750.0	2.50 Km (18%)	1,500-1,750
10+750.00-13+250.0	2.50 Km (18%)	1,040-1,950
13+250.00-17+807.5	4.56Km (33%)	450-1,040

**Cuadro N° 32: Configuración asumida de esfuerzos para el modelamiento del Túnel Trasandino por excavar**

Escenario	Esfuerzo Vertical (MPa)	Esfuerzo Horizontal (MPa)
1 (H=2000m)	55	40
2 (H=1220m)	30	60
3 (H=750m)	20	20

Nota: La configuración 3 corresponde a zonas de debilidad. Debido a que este tipo de zonas no puede resistir altos esfuerzos de corte de tal manera que de acuerdo con su tiempo geológico, los esfuerzos anisotrópicos tenderán a igualarse ( $K=1$ ).

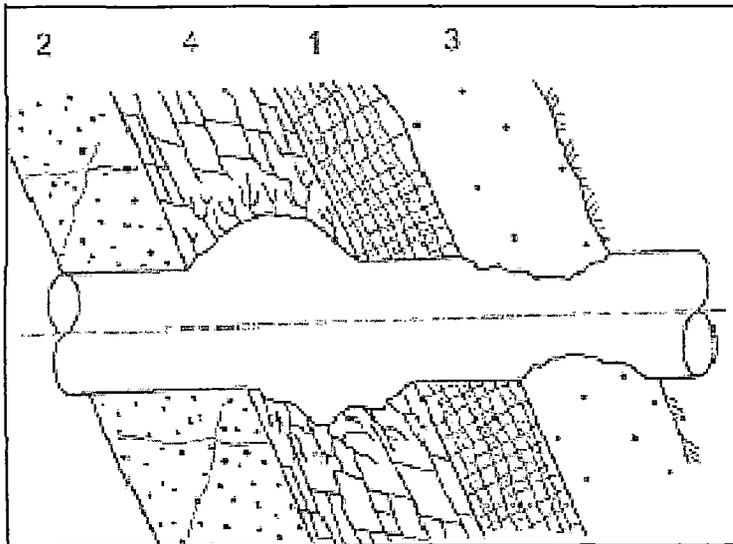
De acuerdo con lo visto en el Capítulo III, la falla en la roca competente y poco fracturada puede desarrollarse por lajamiento hasta estallido de rocas y en rocas de mala calidad por *squeezing*. Lo cual depende principalmente de la calidad del macizo rocoso y la cobertura de roca.

Como crítica se puede decir que los valores asignados en el Cuadro N° 33 son limitados, debido a que se basan en poca información. Pero ya de por sí podemos identificar dos problemas que estaremos analizando: (1) La roca de buena calidad y bajo presiones de coberturas altas tiene potencial de estallido de rocas, y no necesariamente conllevaría a un escenario ideal para la excavación del túnel con TBM, (2) La roca de mala calidad y bajo presiones de cobertura alta tiene potencial de *squeezing*, que puede ser muy difícil de controlar.

**CuadroN° 33: Categorización del macizo rocoso de acuerdo al plano número VII-01-02, [6]**

Complejos litológico		Complejo intrusivo y efusivo (andesita, dacita y graniodorita)			Complejo metamórfico del Paleozoico (eventual)						
					Areniscas, cuarcitas			Esquistos			Zona de Fallas y Fracturas.
Elemento estructural		Fuera de zona tectónica.	Zona de influencia de falla.	Fuera de zona tectónica.	Zona de influencia de falla.	Fuera de zona tectónica.	Zona de influencia de falla.				
Tipo de roca		I	II	III	I	II	III	I	II	III	IV
Clasificación Q		7.40	1.95	0.26	7.40	1.95	0.26	7.40	1.95	0.26	<0.26
Clasificación RMR		62	50	32	62	50	32	62	50	32	<32
Propiedades físico-mecánicas	Peso volumétrico (T/m <sup>3</sup> )	2.70	2.70	2.68	2.72	2.72	2.68	2.76	2.76	2.69	2.00
	Resistencia a la compresión (MPa)	140	120	80-108	100	80	50	80	60	35	<10
	Módulo de deformación (E3 MPa)	20	10	2	20	9	2	18	7.7	1.5	0.5-2
	Coefficiente de Poisson	0.23	0.24	0.28	0.23	0.24	0.28	0.23	0.24	0.30	0.40

Esto puede ser mejor explicado en la Figura N° 69, en donde solo el tipo de terreno 1 es favorable para la excavación con TBM. El tipo de terreno 2 implica un cambio muy frecuente de los discos de corte y bajos ritmos de avance (sin tomar en cuenta los potenciales estallidos de roca), el tipo de terreno 3 o zona de falla podría representar convergencias considerables por efecto del mecanismo de falla *squeezing*, y el tipo de terreno 4 implica erosión y caída de bloques en zona de falla, con problemas de infiltración de agua subterránea. Los tipos 3 y 4 pueden bloquear y atrapar la TBM, cuando las condiciones sean severas. En el terreno tipo 4, la erosión de la arcilla y el desate de bloques de roca debido al agua subterránea potencialmente pueden causar considerables atrasos, en estos casos la aplicación de técnicas de pre-inyección puede ser esencial, siempre y cuando el terreno lo permita, [6].



**Figura N° 69:** Esquematación de posibles escenarios para la excavación del túnel trasandino Olmos, [6]

Con referencia al metrado de clase de terreno por longitud, la suposición realizada por Barton [6] es que la longitud remanente por excavar tiene una distribución similar de calidad geotécnica registrada en la excavación de los 4.7 km (en el frente oriental) y 1.5 km (en el frente occidental) ya excavados por perforación y voladura.

No se ha revisado el reporte que detalla cómo se ha realizado esta extrapolación, pero preliminarmente se puede criticar que la distribución asumida puede estar fuertemente influenciada por un macizo afectado en sus dos frentes por las quebradas Burro y Lajas (menor calidad geotécnica), a medida que la cobertura comience a incrementarse, el macizo rocoso tenderá a estar menos influenciados por los fenómenos de meteorización superficial.

**Cuadro N° 34: Categorización del macizo rocoso de acuerdo al plano VII-01-02, [6]**

Tipo de terreno	Valor promedio de Q asumido	Longitud acumulada (aproximada)
I	18.1 (2.5)	8.57 km (60%)
II	3.4 (5)	3.68 km (25%)
III	0.35 (5)	1.28 km (10%)
IV	0.027 (10)	0.43 km (5%)
Falla	0.001 (15)	incluido en IV

Nota: Los valores entre paréntesis son los valores SRF asumidos en el cálculo de Q.

Estudiando más en detalle la condición de terreno tipo I. Ensayos realizados muestran que la roca tiene una densidad seca de 2.55 a 2.68 Tn/m<sup>3</sup>, densidad saturada de 2.57 a 2.69 Tn/m<sup>3</sup>, resistencia a la compresión (UCS<sub>i</sub>) de 140-155 MPa y una resistencia a la tensión indirecta (UTS<sub>i</sub>) de 8.61-12.72 MPa. Usando la simplificación de m<sub>i</sub> como UCS<sub>i</sub>/UTS<sub>i</sub> [13], m<sub>i</sub> podría variar entre 10 y 20.

Para la condición de terreno tipo I, asumiendo de que estamos tratando con rocas con GSI>75, para el rango de coberturas de Z=1000 a 2000 metros, estamos en un rango de esfuerzos intermedios ( $0.17 < \sigma_1/UCS_i < 0.37$ ), que de acuerdo con la Figura N° 48 [13] presume un potencial mecanismo de falla frágil en la periferia de la excavación.

Para la condición de terreno tipo IV, depende mucho de la calidad geotécnica del macizo rocoso localmente y ver como interactúa con la presión de vertical. Pero podemos inferir que el potencial mecanismo de falla es el de *squeezing*, en toda la periferia de la excavación.

Las condiciones de terreno II y III, son dependientes de la interacción de los bloques o medios discontinuos. Estos tipos de mecanismos de inestabilidad se encuentran fuera del alcance del presente estudio.

Teniendo en cuenta la poca información disponible, para estimar los parámetros de entrada hay dos criterios disponibles:

- (1) Selección de parámetros de clasificación del macizo rocoso, bajo criterio de las condiciones esperadas. Esta requiere mucha experiencia, y es el preferido (ver Cuadro N° 35).
- (2) En base al ábaco preliminar de determinación de sostenimiento por el método Q, para una dimensión equivalente definir el rango de índice Q que determina un tipo de sostenimiento diferente. No requiere mucha experiencia (ver Figura N° 70 y Cuadro N° 36).

**Cuadro N° 35: Estimación de la posible distribución del índice de Q para los 13.9 km restantes de acuerdo al diseño final realizado por los rusos e interpretaciones alternativas de realizadas por Barton de manera ampliar el criterio para la interpretación y predicción de los posible modos de falla, [6]**

Clase de Roca	Longitud (Km/%)	Calidad del Macizo Rocosó			
Ia	8.59km (64%)	$\frac{75-90}{4-6} \times \frac{2-3}{0.75} \times \frac{1}{2-2.5}$ = 13 - 45	Ib	5km (check?)	$\frac{90-100}{2-4} \times \frac{3}{0.75} \times \frac{1}{0.5}$ = 180 - 400
			Ic	3.59km (check?)	$\frac{75-100}{2-4} \times \frac{3}{0.75} \times \frac{1}{400-800}$ = 0.1 - 0.5
II	3.68km	$\frac{50-75}{4-6} \times \frac{1.5-3}{1} \times \frac{0.66}{5} = 1.6 - 7.4$			
III	1.28km	$\frac{25-50}{4-6} \times \frac{1-2}{2-4} \times \frac{0.5}{5} = 0.1 - 1.3$			
IVa	0.43km (3.1%)	$\frac{10-25}{12-20} \times \frac{0.5-2}{2-10} \times \frac{0.1-0.5}{10-15}$ = 0.001 - 0.1	IVb	0.35km	$\frac{15-25}{12-15} \times \frac{0.5-1}{3-4} \times \frac{0.1-0.2}{5}$ = 0.002 - 0.03
			IVc	0.05km	$\frac{10}{20} \times \frac{1}{10} \times \frac{0.5}{10}$ = 0.003

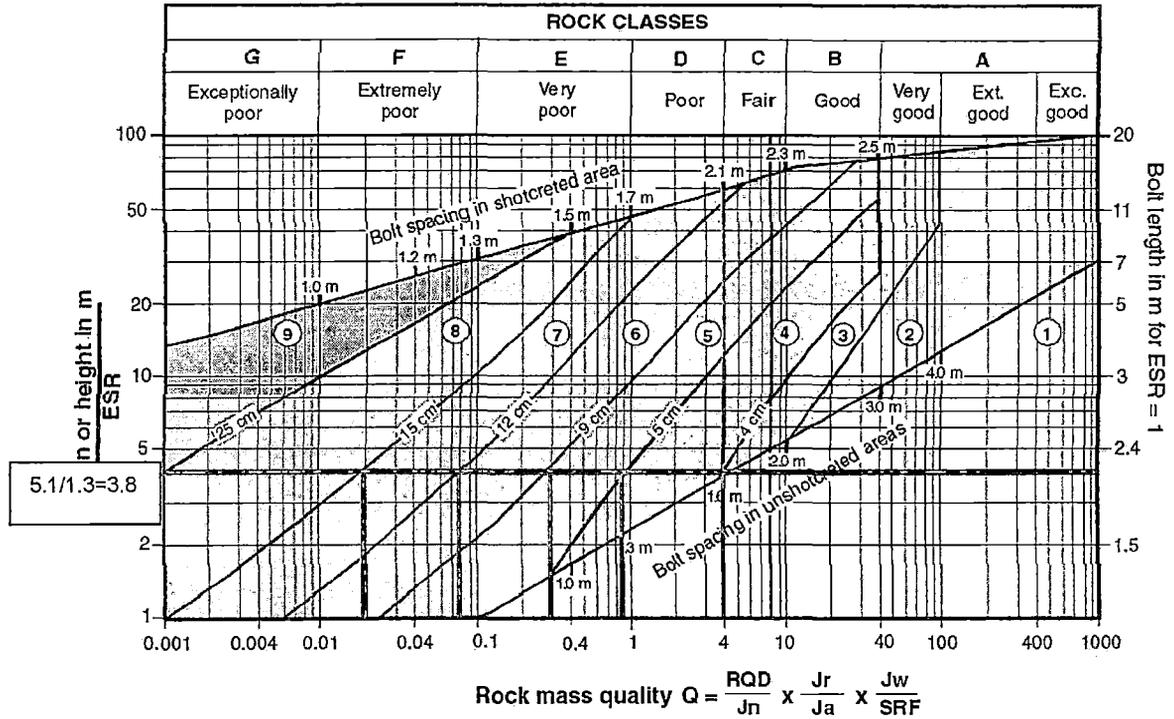


Figura N° 70: Rangos de Q que definen diferentes tipos de sostenimiento, para la dimensión equivalente del Túnel Trasandino Olmos

Cuadro N° 36: Categorías de sostenimiento definidos de acuerdo con la Figura 70

Categoría de Sostenimiento	Rango de Q	Descripción del Tipo de Sostenimiento Recomendado
CS1	4-1000	Pernos aislados
CS2	0.9-4	P(1.7 m) + S (0.05)
CS3	0.3-0.9	P(1.4 m) + Sfr (0.09)
CS4	0.08-0.3	P(1.2 m) + Sfr (0.12)
CS5	0.02-0.08	P(1.1m) + Sfr (0.15)
CS6	0.001-0.02	RRS (>0.15)

Nota: En la CS6 los pernos de roca no son muy efectivos.

#### 4.4 EVALUACIÓN DEL SOSTENIMIENTO INICIAL DEL TÚNEL

En la sección anterior ya hemos identificado los potenciales mecanismos de inestabilidad para las condiciones de terreno I y IV. Ahora plantaremos las siguientes preguntas para ambos tipos de terreno, ya sea mecanismo de inestabilidad por falla frágil (lajamiento o estallido de rocas) o falla tipo squeezing:

- (1) ¿cuál será la severidad del fenómeno?,
- (2) ¿el sostenimiento inicial proyectado soportará?,
- (3) ¿Es probable que el fenómeno suceda en el frente de excavación, cuál sería su efecto en el cabezal de corte de la TBM?, y
- (4) ¿Es probable que el fenómeno se tardío o alejado del frente de excavación, cuál sería su efecto?
- (5) ¿cuál será la convergencia final, es compatible con el requerimiento hidráulico?,
- (6) Algunas discusiones acerca del efecto del agua, y la presión (uniforme y transiente) que podría tener el sostenimiento durante la vida de servicio.

A continuación se resume los cálculos realizados para los dos mecanismos de inestabilidad planteados.

##### 4.4.1 Mecanismo de Inestabilidad 1: Deslajamiento y Estallido de Rocas

El estallido de roca se origina por la liberación de energía almacenada en el macizo rocoso, producto de los esfuerzos *in-situ* cuando pierde confinamiento (por la excavación) y libera energía súbitamente por medio de una falla frágil. Martin et al. (1999) ha estudiado este mecanismo de falla y en base a sus observaciones en el laboratorio subterráneo de Manitoba, Canadá ha establecido relaciones empíricas para determinar la extensión de falla.

Empíricamente, la extensión de falla por deslajamiento puede variar entre 1.45m a 2.2 m (ver Figura N° 71).

Adicionalmente, se ha realizado modelos semi-empíricos en el programa Phases, con los parámetros de resistencia residuales para considerarla pérdida de la cohesión, como consecuencia de la falla frágil, de acuerdo con los criterios

estudiados en la Sección 3.3. Semi-empíricamente, la extensión de falla es 1.20m.

Teniendo en cuenta de que los pernos de roca que van a usar son de 3.0 m de longitud, 25.4mm de diámetro y espaciados 2 x 2m, se puede calcular el factor de seguridad para tomar estáticamente esta carga. La longitud de empotramiento del perno sería como mínimo 0.80m y como máximo 1.80m.

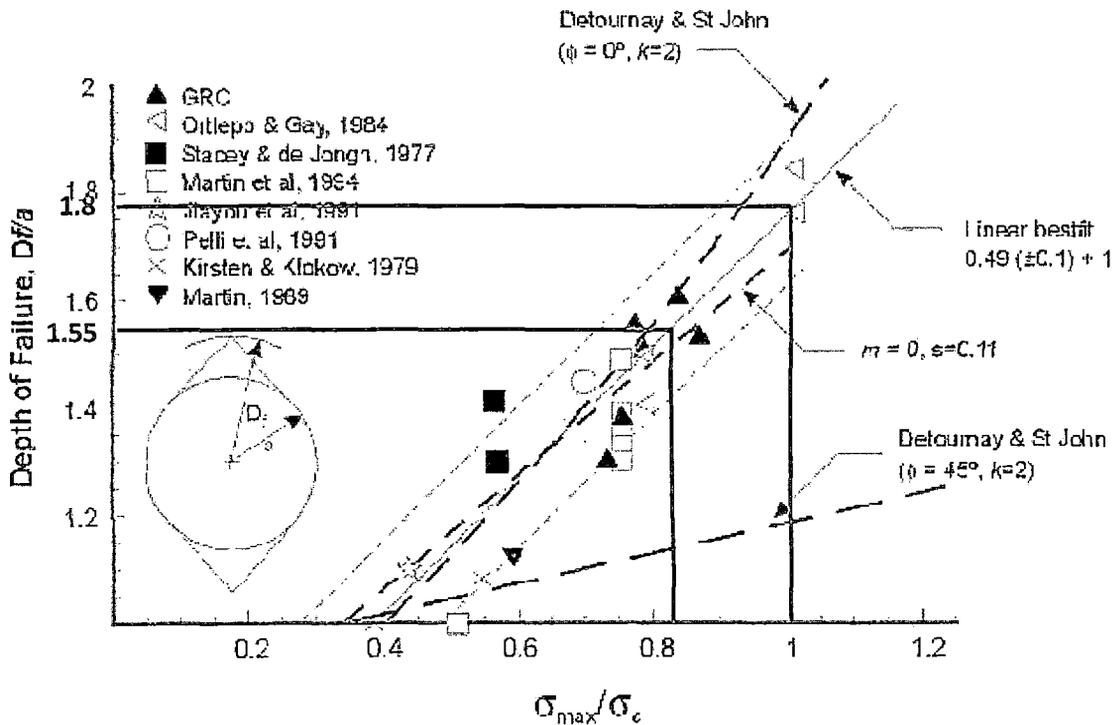


Figura N° 71: Estimación de la extensión del fracturamiento por concentración de esfuerzos en el Túnel Trasandino Olmos

Para el cálculo del factor de seguridad se va a usar la siguiente relación:

$$FS = \frac{\sigma_{adm} L_e \pi D}{P_{servicio}}$$

Donde:

- σ<sub>adm</sub> es el esfuerzo admisible en la interface de falla.
- L<sub>e</sub> es la longitud de empotramiento
- D es el diámetro de la interfase de falla.
- P<sub>servicio</sub> es la carga de servicio

Las interfaces de falla pueden ser tres: primero entre la roca y la lechada, segundo entre la lechada y la barra de acero y tercero en la barra de acero. Para esta condición se considera que la falla en la interface de la lechada con la barra y lechada con la roca como el más crítico. En ambos gobierna la resistencia al corte de la lechada que puede estimarse en 2 MPa.

Lo que resulta en un factor de seguridad mínimo de 2, lo cual es aceptable solo teniendo en cuenta sollicitaciones estáticas.

Asimismo de acuerdo con el criterio de Goel, para  $HB^{0.1} = 750 \times 5.1^{0.1} = 882.7$ , se estaría en el límite de problemas de estallido de rocas (ver Figura N° 72).

**Cuadro N° 37: Roca tipo I - Estimación del número del macizo rocoso N**

Tipo de Roca/Categoría de Sostenimiento	N Calculado (SRF=1)	
	min.	max.
la	33	90
lb	90	200
lc	75	200

**Cuadro N° 38: Roca tipo I – Resumen de los resultados obtenidos para la roca tipo Ia**

Ko	Di (m)	Δ (mm)	Pi (Tn/m <sup>2</sup> )
0.7	0.7 (90°) – 1.25 (0°)	3.56	3.02 (0.03MPa)
2	1.2 (90°) – 0.30 (0°)	4.42	2.24

Donde:

Ko es la relación de esfuerzo horizontal versus vertical.

Di es la extensión de falla de acuerdo con lo discutido en el ítem 3.3 (pág. 115).

Δ es la convergencia radial del túnel.

Pi es la carga de roca suelta producto de la falla frágil.

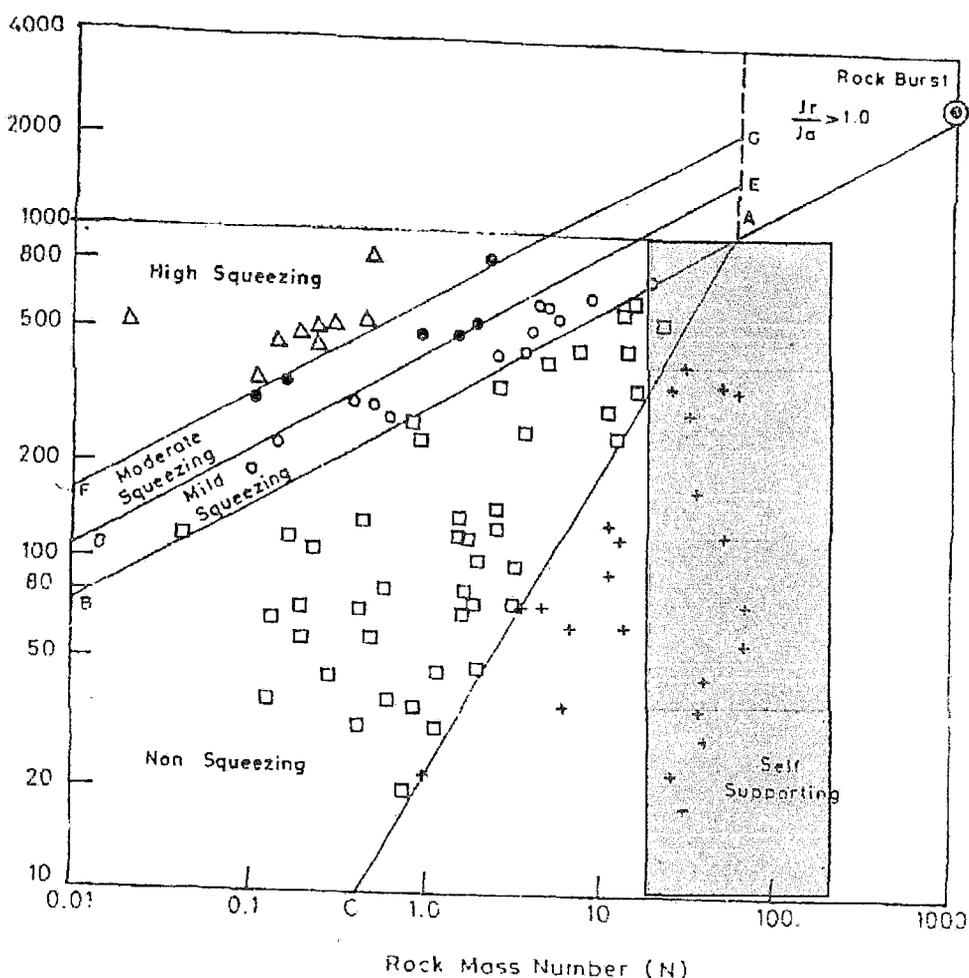


Figura N° 72: Predicción del mecanismo de falla para las rocas tipo I

La presión de sostenimiento obtenida de los cálculos empíricos y semi-empíricos es controlable, pero no se debe descontar la amplificación de la carga por la liberación dinámica de energía. La cual puede hacer que cualquier soporte falle [44].

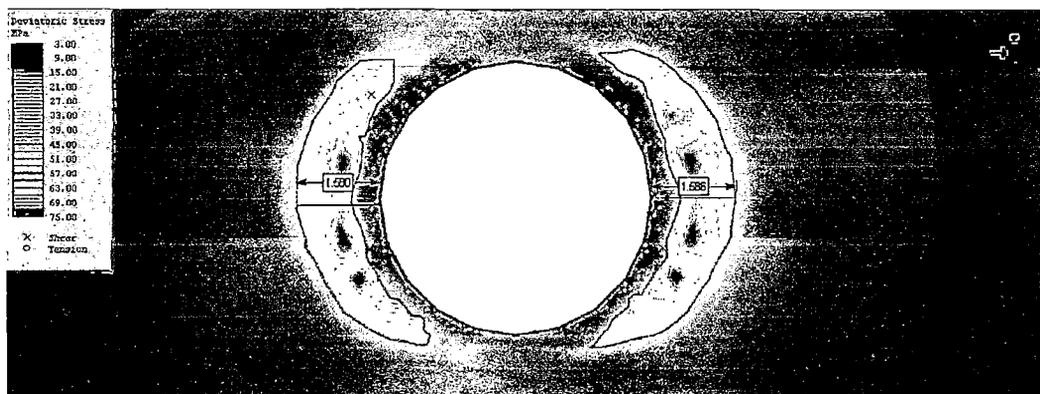
En general, el mecanismo de estallido de rocas es un daño de la excavación asociado con un evento sísmico, y para ello necesitamos determinar la potencial energía liberada y luego evaluar la capacidad del sostenimiento para absorber la energía liberada. Esto depende de la fábrica de la roca y de los esfuerzos, parámetros muy inciertos y difíciles de estimar antes de iniciar la excavación.

La diferencia en túneles civiles es que regularmente solo modifican los esfuerzos *in situ*, una sola vez (en minas esta condición es más dinámica, ya que la configuración de minado es la que cambia el régimen de estado de esfuerzos constantemente).

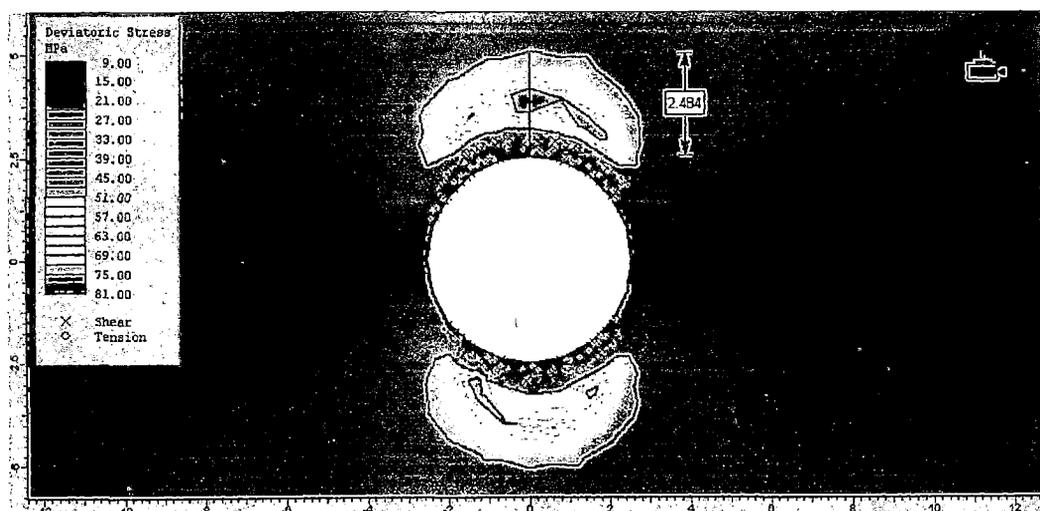
Una forma en la que los mineros controlan estos terrenos es con la ejecución de taladros largos, con cargas de explosivos al final de ellos. De esta forma fracturan la roca a cierta distancia del frente, permitiendo que el terreno libere *energía anticipadamente*. Así mismo se han fabricado aleaciones de metal, capaces de absorber mayor energía y no fallar frágilmente ante sollicitaciones mayores, como las experimentadas en estallidos de rocas. Por último se ha investigado e implementado sistemas de monitoreo de ruido para la predicción de estos mecanismos, pero no son 100% infalibles. En este campo queda mucho por desarrollar.

Es de entendimiento del autor que en el túnel Olmos se está usando perfiles de acero reforzado con barras de acero en la boveda y invert para controlar los estallidos de roca, los que regularmente suceden a cierta distancia del frente de excavación (perdida de confinamiento). Así mismo se está intentando realizar taladros largos, similar a la experiencia minera para fracturar el macizo rocoso adelante del cabezal de corte y liberar energía previo al paso de la TBM.

- (1) ¿cuál será la severidad del fenómeno? – De acuerdo con la figura 48, las condiciones de esfuerzo son intermedias a altas.
- (2) ¿el sostenimiento inicial proyectado soportará? - Los resultados muestran la necesidad de considerar un sostenimiento preventivo, lo cual no se detalla en los planos de sostenimiento de proyecto. No se ha evaluado la severidad de las sollicitaciones dinámicas en este sostenimiento.
- (3) ¿Es probable que el fenómeno suceda en el frente de excavación, cuál sería su efecto en el cabezal de corte de la TBM?– Es muy improbable debido al confinamiento otorgado longitudinalmente por la excavación y en menor escala por la TBM.
- (4) ¿Es probable que el fenómeno sea tardío o alejado del frente de excavación, cuál sería su efecto?– Sí, esto es muy probable que pase.



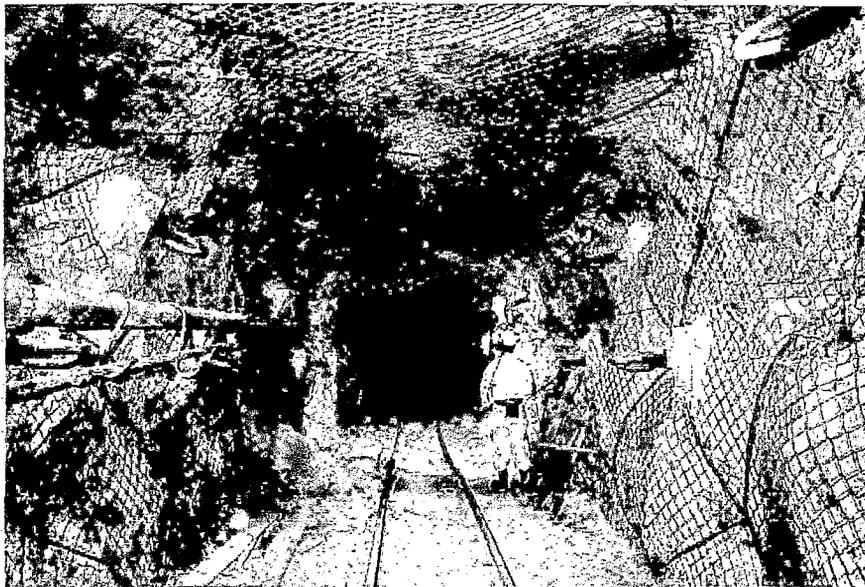
**Figura N° 73:** Tipo la (K=0.7)\_Grafica de contours del esfuerzo deviatorico en donde se dibuja el límite  $0.33\sigma_{ci}$  (49.5MPa) que se extiende 1.60 metros en ambos hastiales. Este desprendimiento de la roca (que puede expresarse por medio de estallidos de roca), muy aparte de las sollicitaciones dinámicas que puede ocasionar en el sostenimiento generaría un peso muerto en un solo hastial de la excavación de aproximadamente 15 Tn por metro.



**Figura N° 74:** Tipo la (K=2)\_Grafica de contours del esfuerzo deviatorico en donde se dibuja el límite  $0.33\sigma_{ci}$  (49.5MPa) que se extiende 2.5 metros en la clave y el invert

- (5) ¿cuál será la convergencia final, es compatible con el requerimiento hidráulico? – La convergencia no sería un problema.
- (6) Algunas discusiones acerca del efecto del agua, y la presión (uniforme y transiente) que podría tener el sostenimiento durante la vida de servicio – No se ha evaluado la línea de energía hidráulica, en relación con la rasante del túnel. En general la presión interna de agua (durante la vida de servicio) aumentaría la presión de sostenimiento, solo habría que verificar

que no existan puntos de presión negativa que puedan causar cavitación y generar cavernas inducidas.



**Figura N° 75:** (a) Excavación con problemas de estallidos de rocas, (b) Sostenimiento pesado con malla y cables para controlar el estallido de rocas en minas sudafricanas,[44]

#### 4.4.2 Mecanismo de Inestabilidad 2: *Squeezing*

El otro mecanismo de falla revisado corresponde al esperado cuando se atraviese zonas de falla que en zonas de alta cobertura puede provocar que el material tenga convergencias y extrusiones muy difíciles de controlar.

Primero se asumió que los esfuerzos horizontal y vertical están equilibrados ( $K=1$ ) y de acuerdo con las Figuras N° 52 y 53, podemos estimar preliminarmente que para los tipos de roca IV, se espera una deformación unitaria de 5 a 15% >> 2%.

Segundo podemos realizar una predicción de las condiciones de terreno, por medio de las relaciones empíricas de Singh *et al.* (1992). De acuerdo con la Figura N° 76 para una cobertura de 750 m, para el tipo de roca IV podríamos esperar mecanismo de inestabilidad tipo *squeezing*.

Así mismo de acuerdo con el criterio revisado por Goel (1994), en el Cuadro N° 39 se ha estimado el número del macizo rocoso  $N$ , variando entre 0.01 y 1, que junto con  $HB^{0.1} = 750 \times 5.1^{0.1} = 882.7$ , determina que para estas condiciones tendremos los tres niveles de *squeezing*.

Adicionalmente se ha realizado modelos semi-empíricos en el programa Rocsupport y Phases, con los parámetros de resistencia de Mohr-Coulomb, de acuerdo con los criterios estudiados en la sección 3.4 y modelando la relajación del terreno de acuerdo con los criterios recomendados en la referencia 16. En el Cuadro N° 40, se resume los resultados obtenidos para la roca tipo IVa, en donde se tiene convergencias del orden de 25% sin sostenimiento, confirmando condiciones de inestabilidad severas.

En nuestro caso de estudio para controlar estas convergencias: primero se estimó las propiedades de terreno mejorado por inyecciones de lechada, en un ancho de 1 metro y en toda la periferia de la excavación. Se debe resaltar que en la práctica asegurar una capa uniforme de material mejorado con inyecciones es muy difícil, por lo tanto esto significa que el halo de mejoramiento debe tener una extensión mucho mayor.

Se modificó los coeficientes del índice Q, a criterio de tal manera de considerar el efecto de las inyecciones en el mejoramiento de la periferia de la excavación.

$$Q_{IVa-preconsolidado} = \frac{20-50}{9-15} \times \frac{1.5-4}{1-10} \times \frac{0.66-1}{5-10} = 0.013-4.44$$

$$Q_{IVb-preconsolidado} = \frac{30-50}{9-12} \times \frac{1.5-3}{2-3} \times \frac{1}{5} = 0.25-1.67$$

$$Q_{IVc-preconsolidado} = \frac{10-75}{1-15} \times \frac{1-4}{0.75-4} \times \frac{0.66-1}{5-10} = 0.011-80$$

Nota: para el presente estudio se tomaran los valores promedios. Los valores asumidos en la categoría IVc pueden ser inviables a medida que la presencia de arcillas se vuelva más dominante.

Con esto se redujo la plastificación del terreno en casi en un 32% y una convergencia radial de 0.20m. A pesar de esto, los esfuerzos causan trituración de la capa de shotcrete y marcos de acero (ver figuras 80 y 81), lo que obliga el uso de marcos de acero con juntas de fricción o capas de shotcrete con ventanas de compresión, de acuerdo a lo estudiado en el ítem 3.6. Dándole la capacidad al marco de acero de converger 0.5m diametralmente (6%), lo que evita la trituración del sostenimiento y estabiliza el túnel, tal como se puede ver en las Figuras N° 83 a 87.

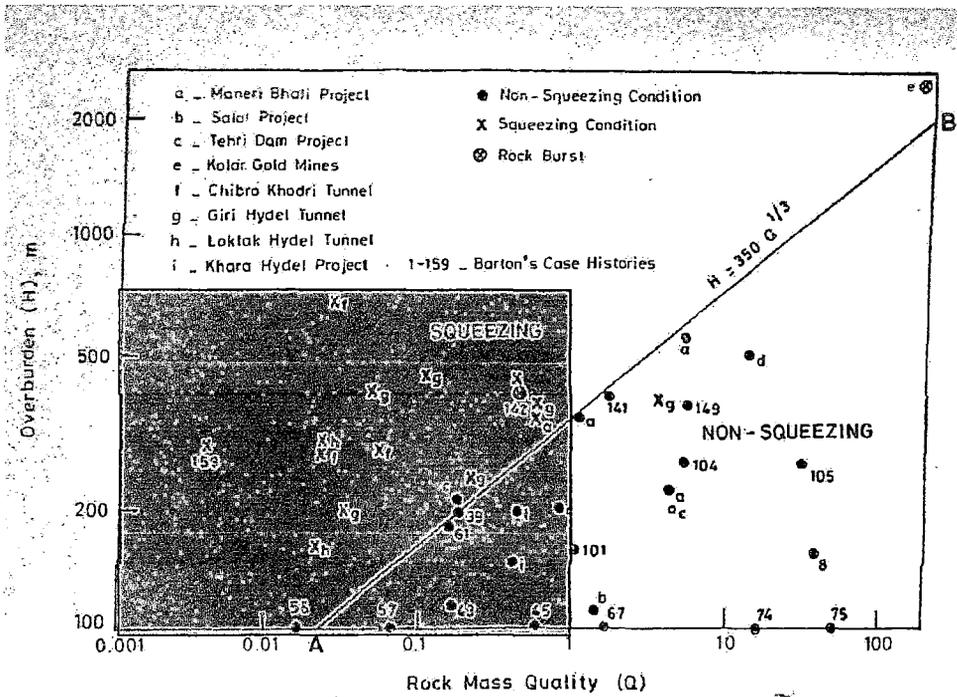


Figura N° 76: Predicción del mecanismo de falla para las rocas tipo IV, de acuerdo con el criterio de Singh

Cuadro N° 39: Roca tipo IV - Estimación del número del macizo rocoso N

Tipo de Roca/Categoría de Sostenimiento	N calculado (SRF=1)	
	min.	max.
IVa	0.00	1.04
IVb	0.01	0.14
IVc	0.03	0.03

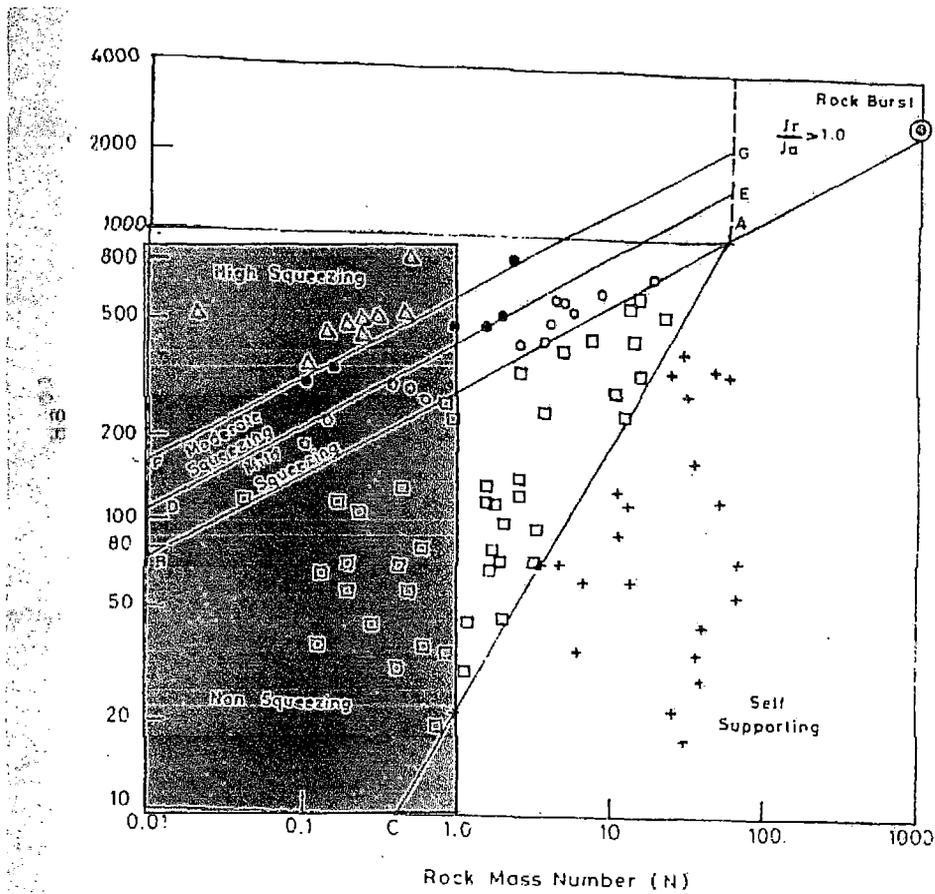


Figura N° 77: Predicción del mecanismo de falla para las rocas tipo IV, de acuerdo con el criterio de Goel

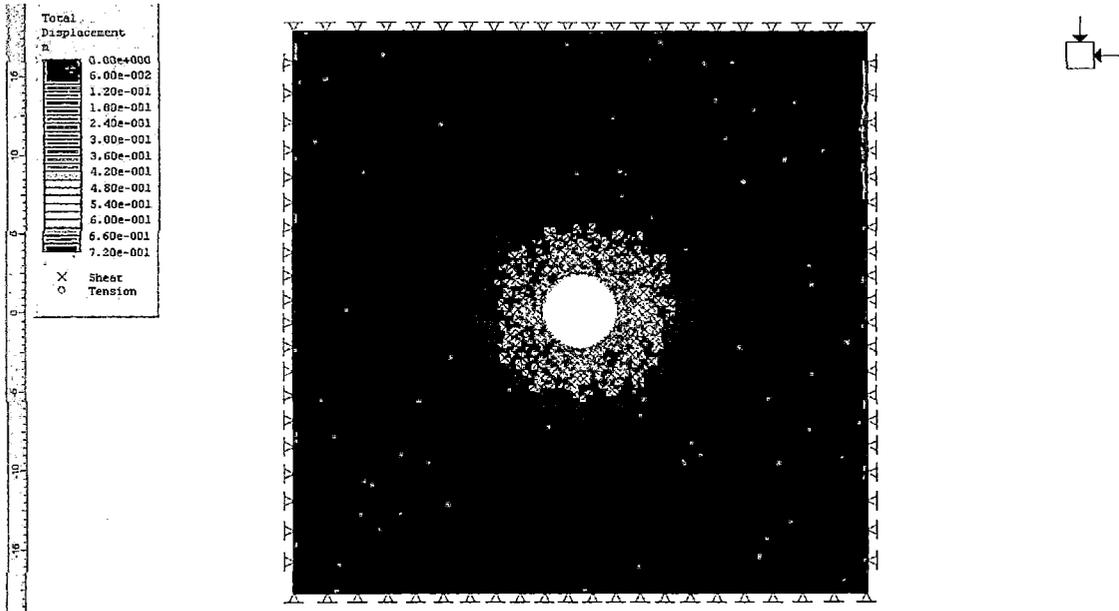
Cuadro N° 40: Roca tipo IV - Resumen de los resultados obtenidos para la roca tipo IVa

Tipo	Sin sostenimiento		Con sostenimiento	
	$\Delta$ (m)	Rp (m)	$\Delta$ (m)	Rp (m)
IVa	0.67	5.2	0.20	3.6

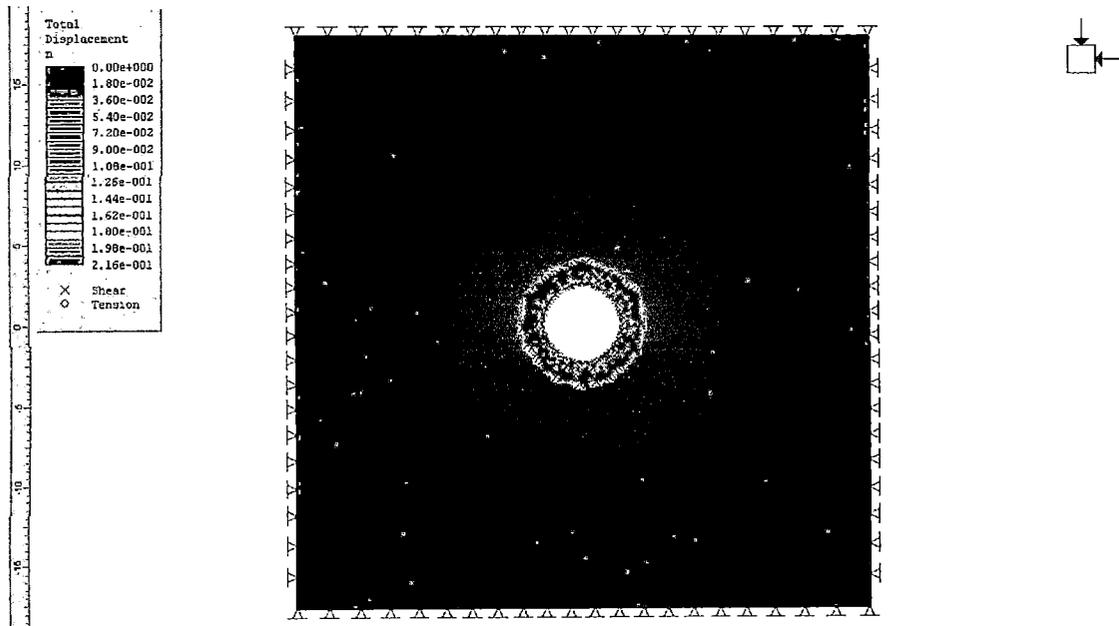
Donde:

$\Delta$  es la convergencia radial del túnel (metros).

Rp es el radio de plastificación (metros).



**Figura N° 78:** Modelo bidimensional Roca Tipo IVa ( $K=1$ ). Modelo 1-Sin sostenimiento, con una convergencia del 25% y radio plástico de 5.2 m



**Figura N° 79:** Modelo bidimensional Roca Tipo IVa ( $K=1$ ). Modelo 2 - Con tratamiento de pre-inyecciones. El radio plástico es 3.55m y perpendicular al frente de excavación. La convergencia promedio es 0.2067m (8.10%)

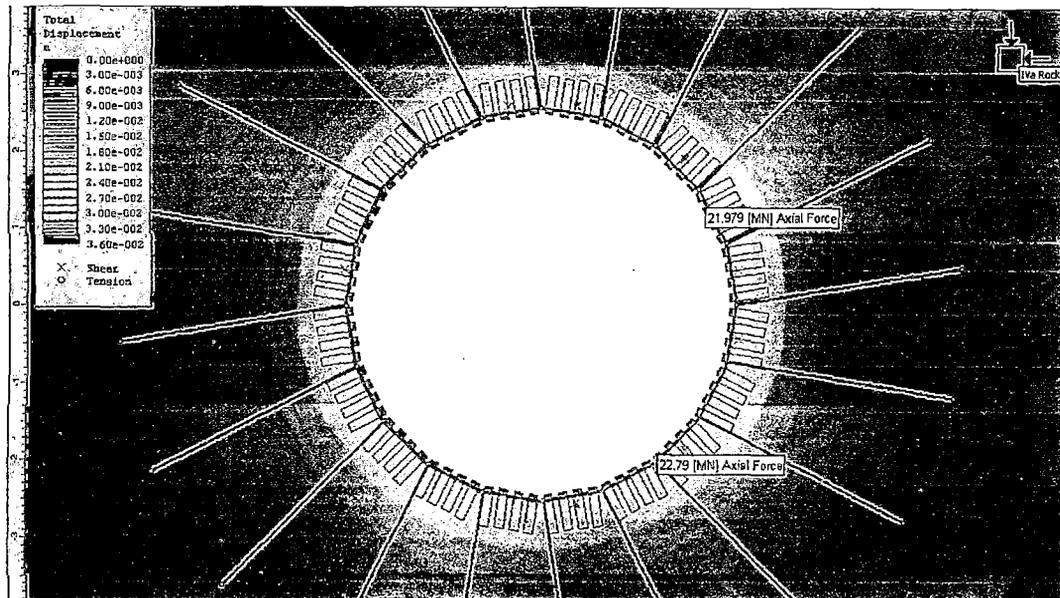


Figura N° 80: Modelo bidimensional Roca Tipo IVa (K=1). Modelo 3 - con refuerzo de pre-inyecciones y sostenimiento proyectado de acuerdo al plano VII-01-04

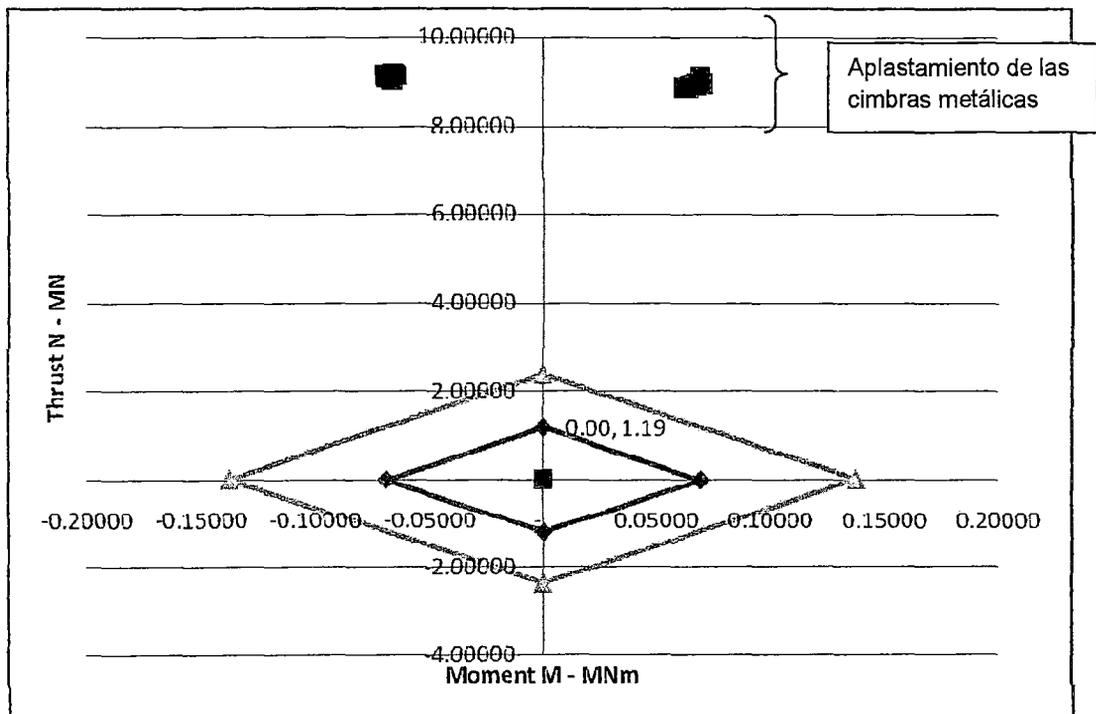
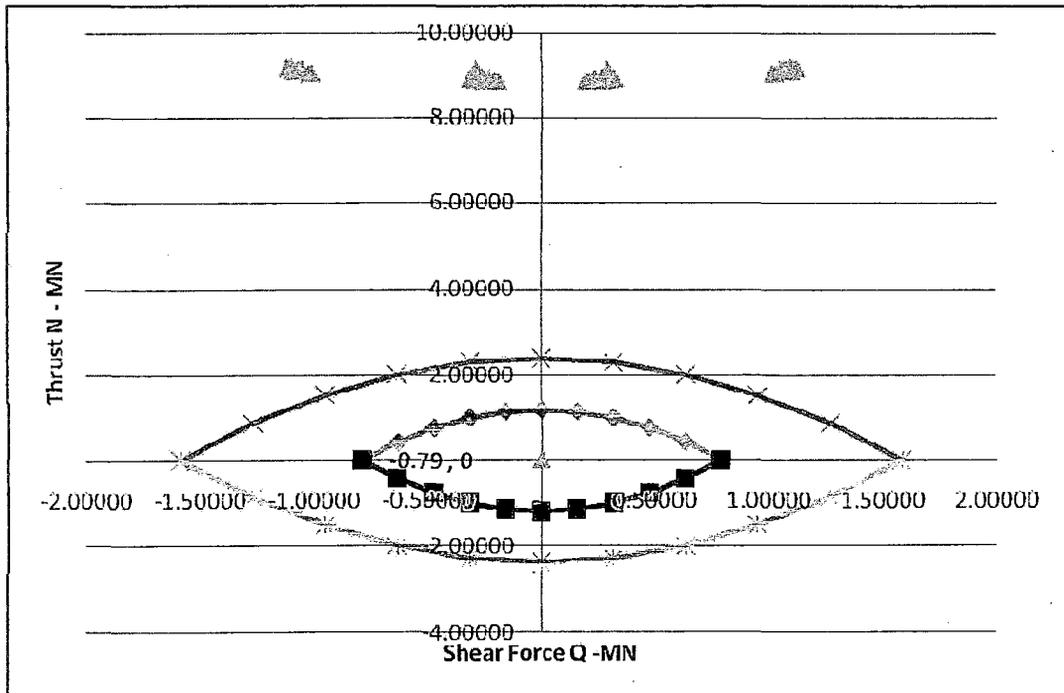
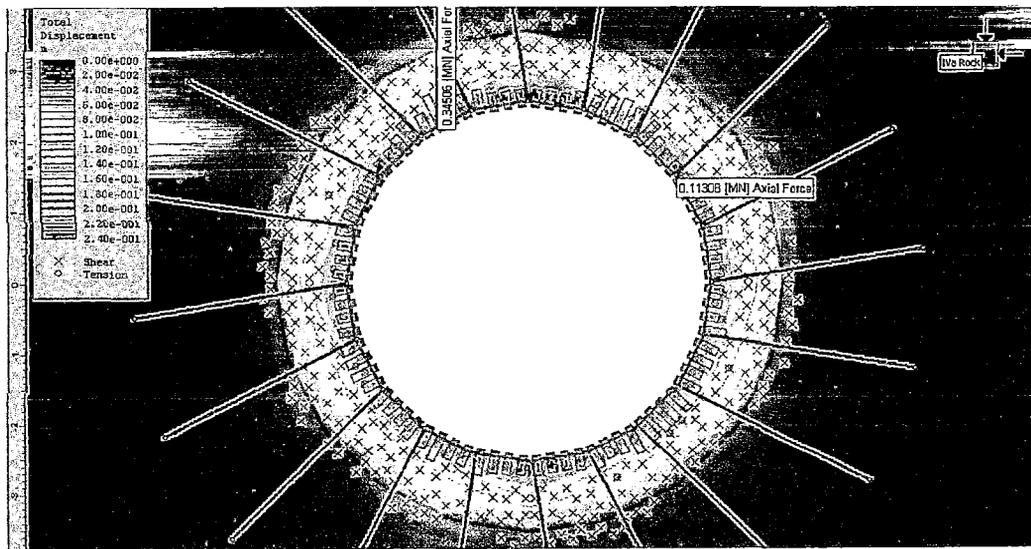


Figura N° 81: Modelo 3 Roca Tipo IVa (K=1). Curva de capacidad Momento Flector-Carga Axial en las cerchas metálicas (Para FS= 1 y 2)



**Figura N° 82:** Modelo 3 Roca Tipo IVa (K=1). Curva de capacidad Carga Cortante-Carga Axial en las cerchas metálicas (Para FS= 1 y 2)



**Figura N° 83:** Modelo bidimensional Roca Tipo IVa (K=1). Modelo 4 - con refuerzo de pre-inyecciones y sostenimiento proyectado de acuerdo al plano VII-01-04, con adición de juntas de fricción en las cerchas metálicas

Nota: Los pernos instalados en estos modelos no están trabajando debido a la convergencia alta que se desarrolla en este tipo de terreno.

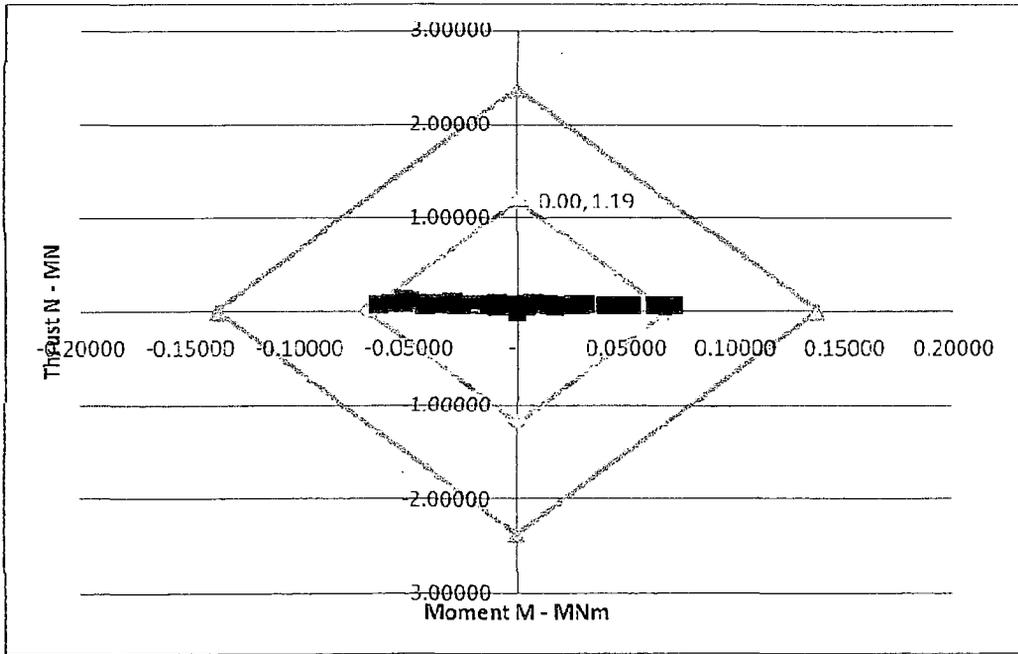


Figura N° 84: Modelo 4 Roca Tipo IVa (K=1). Modelo 4 - Curva de capacidad Momento Flector-Carga Axial para la cercha metálica con la junta de fricción de 6% (Para FS= 1 y 2)

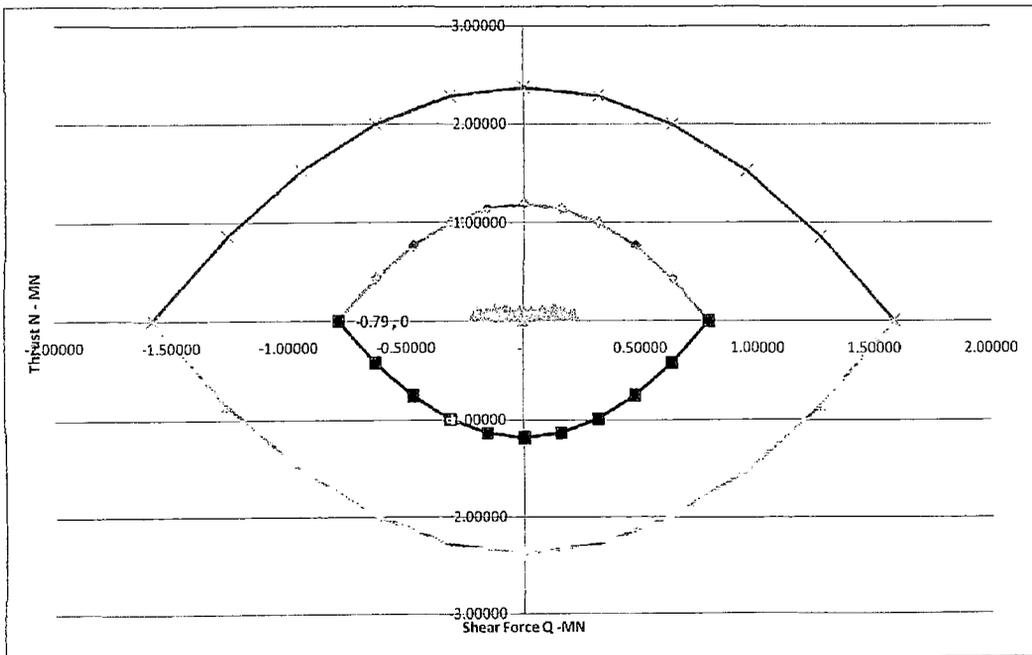


Figura N° 85: Modelo 4 Roca Tipo IVa (K=1)\_Curva de capacidad Carga Cortante-Carga Axial para la cercha metálica con la junta de fricción de 6% (Para FS= 1 y 2)

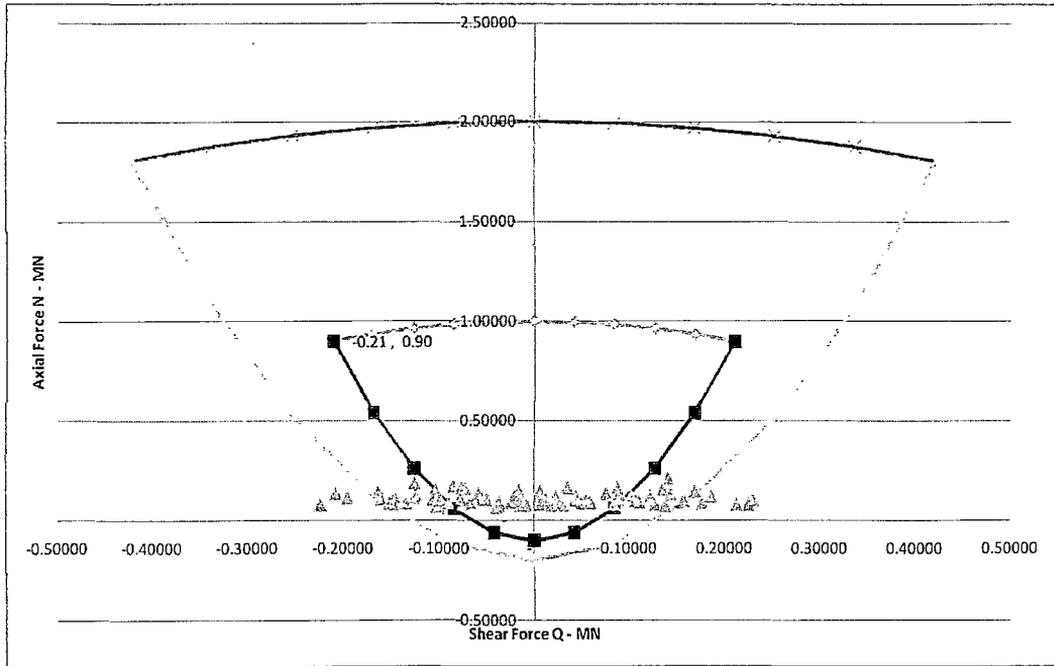


Figura N° 86: Modelo 4 Roca Tipo IVa (K=1)\_Curva de capacidad Carga Cortante-Carga Axial para la capa de shotcrete (Para FS= 1 y 2)

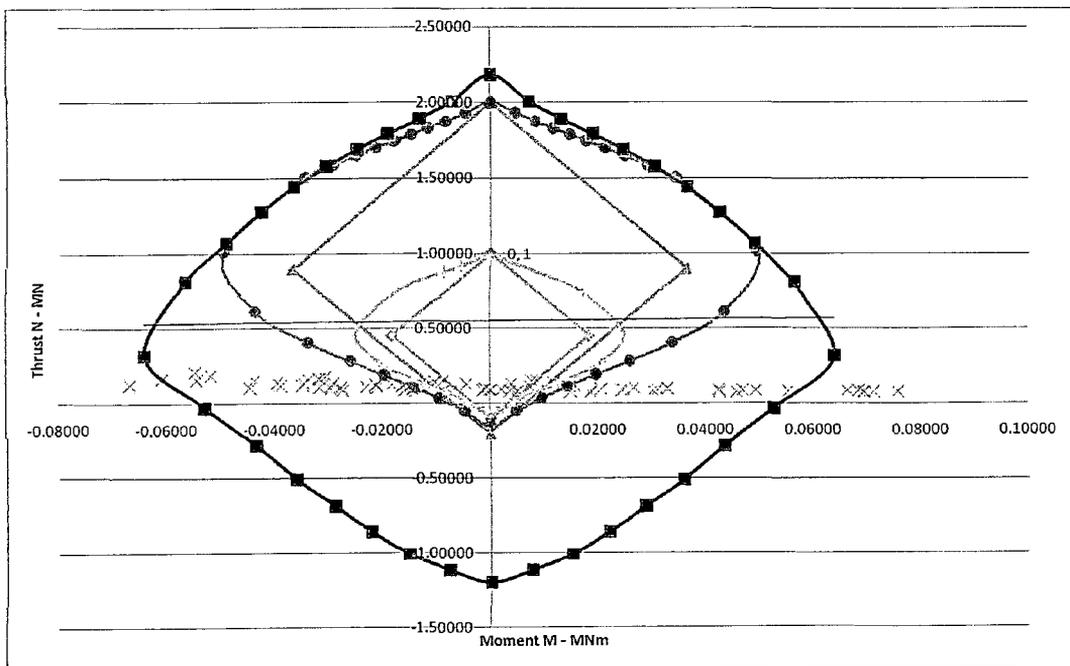


Figura N° 87: Modelo 4 Roca Tipo IVa (K=1)\_Curva de capacidad Momento Flector – Carga Axial para la capa de shotcrete (Para FS= 1 y 2)

No es del entendimiento del autor si es que la TBM efectivamente ha atravesado este tipo de terreno.

- (1) ¿Cuál será la severidad del fenómeno? – De acuerdo con la geología las zonas de debilidad más importantes a esperar tienen que ver con fallas de 50 metros de ancho de influencia y con buzamiento semi-verticales. Las cuales de encontrarse bajo coberturas altas muy probablemente presenten mecanismos de fallas tipo *squeezing* severas.
- (2) ¿El sostenimiento inicial proyectado soportará? – No, necesariamente. Depende de la cobertura de material encima de él. Lo cual puede demandar cerchas con juntas de fricción o capas de *shotcrete* con *ventanas de compresión*.
- (3) ¿Es probable que el fenómeno suceda en el frente de excavación, cuál sería su efecto en el cabezal de corte de la TBM? – Si, la plastificación se extiende por delante del frente de excavación. La presión del material empujando sobre el cabezal de corte puede igualar el empuje del sistema de la TBM causando atoros que pueden durar meses.
- (4) ¿Es probable que el fenómeno sea tardío o alejado del frente de excavación, cuál sería su efecto? – Sí, de acuerdo con lo observado en la construcción del túnel Yacambu-Quibor [32], la reptación del material puede ser muy lenta que puede desarrollarse lentamente.
- (5) ¿Cuál será la convergencia final, es compatible con el requerimiento hidráulico? – La convergencia final está en el orden de los 0.20 m de convergencia radial, más el espesor del sostenimiento de 0.20 m, resulta en un radio adicional de 0.40 m. Si requerimos como mínimo 2.4 m de radio como mínimo (4.8 m de diámetro), estamos hablando de un diámetro de excavación del orden de 5.6 m. **La TBM usada por el contratista para la construcción del túnel trasandino Olmos es de 5.33 metros de diámetro, lo que en caso de suceder tales convergencias exigiría una re-excavación de estos tramos para alcanzar el diámetro mínimo.**
- (6) Algunas discusiones acerca del efecto del agua, y la presión (uniforme y transiente) que podría tener el sostenimiento durante la vida de servicio – el autor piensa de que si se asegura un buen contacto entre el

sostenimiento y el terreno, la presión de agua puede aliviar parte de las presiones ejercidas por el terreno hacia el sostenimiento.

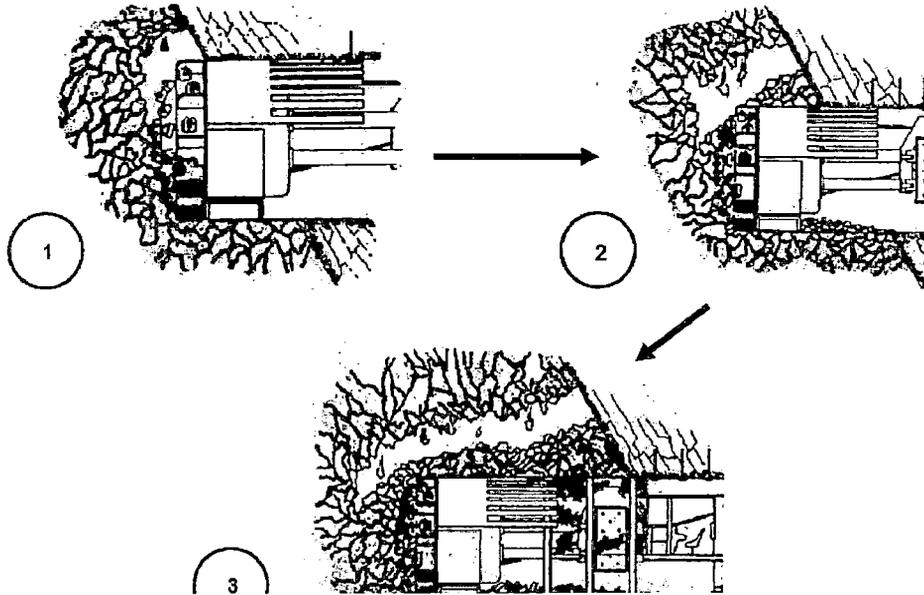


Figura N° 88: Problema típico de las TBM en zonas de falla, [6]



Figura N° 89: Empuje del terreno en el invert del Túnel Yacambu-Quibor en Venezuela, [32]



**Figura N° 90:** Excavación del remanente de la TBM atrapada en el TúnelYacambu-Quibor en Venezuela, [32]

## CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1 CONCLUSIONES

1. El diseño de obras civiles y mineras se cimenta fuertemente en los procedimientos de clasificación del macizo rocoso (Q, RMR y GSI), no solo como una herramienta de evaluación de sostenimiento sino también estableciendo el alcance de las investigaciones geotécnicas y la caracterización del macizo rocoso.
2. Debido a las limitaciones en las investigaciones geotécnicas, la estimación de parámetros de entrada es inevitable. Adicionalmente, teniendo en cuenta el proceso constructivo rudo y empírico de este tipo de obras, el uso de modelos numéricos debe restringirse solo cuando sea necesario y por profesionales con experiencia.
3. El diseño de túneles requiere de un gran conocimiento del procedimiento constructivo, es común observar que lo proyectado en los planos de diseño difiere totalmente de lo construido. Se demanda entonces una buena comunicación de los profesionales teóricos y prácticos, desde la fase inicial del proyecto. Existe una gran oportunidad de mejora en este tipo de obras, que por lo general se exceden en tiempo y costos.
4. El acompañamiento técnico durante la ejecución de la obra, es muy importante y se basa en el registro diario de las actividades de construcción, la instrumentación y monitoreo. Frecuentemente las oportunidades de mejoras son estropeadas por la incapacidad del equipo técnico o de los consultores para aprovechar esta información y convertirlo en un recurso valioso.
5. De acuerdo al presente estudio, para la roca Tipo I, con un GSI > 75 y sujeto a coberturas de 1,000 a 2,000 metros y con disturbancia nula tiene el potencial de producir estallidos de roca.

6. Para determinar la extensión de falla frágil se ha usado un modelo elástico con parámetros modificados de Hoek-Brown:  $m=0$  y  $s=0.11$ , de acuerdo al procedimiento recomendado por Martin et al (1999).
7. Para evaluar el sostenimiento y posibles deformaciones se ha usado un modelo elástico-plástico con parámetros residuales de Hoek-Brown:  $m_r=1.0$  y  $s_r=0.01$ , de acuerdo al procedimiento sugerido por Hoek et al (1995). La convergencia estimada en la roca tipo la es del orden de 10 mm.
8. La extensión de falla frágil puede extenderse hasta 2.2 m, desde la periferia del túnel. Estáticamente pernos de 3 m de longitud y 25.4 mm de diámetro, en un patrón de 2 x 2 metros es suficiente para controlar, estáticamente, el peso de la roca que potencialmente puede desprenderse.
9. Sin embargo la amplificación de la carga, por el efecto dinámico puede ser considerable y demandar un sostenimiento más robusto. Es de entendimiento del autor que en el túnel Olmos se está usando un sostenimiento por estado del arte, hecho de perfiles de acero, reforzado con barras de acero de construcción pesadas en la boveda para controlar los estallidos de roca, los que regularmente suceden a cierta distancia del frente de excavación (perdida de confinamiento).
10. A medida que el fracturamiento aumenta, los problemas de concentración de esfuerzos disminuyen ya que el macizo puede liberar la energía con la extensión del fracturamiento. Es por esto que la ejecución de taladros largos (voladura adelante del frente de excavación) puede ayudar a resolver el problema.
11. En el caso que la TBM quedase atrapada, se puede realizar un túnel piloto paralelo de menor dimensión que permita recuperar y reparar el equipo. Adicionalmente si las condiciones siguen malas en el frente de excavación, se puede continuar este túnel piloto adelante de la TBM e ir avanzando de tal manera que la TBM solo haga un re-minado, necesario para implementar el túnel con las dimensiones mínimas requeridas, pero bajo condiciones menos severas.

12. Para el túnel Trasandino Olmos, los análisis realizados en la roca Tipo IV, con  $UCSi < 15 \text{ MPa}$ , y para presiones equivalentes a coberturas de 750 metros necesitan el uso de una campana de pre-inyecciones y un sostenimiento con juntas de fricción, que permita absorber considerables deformaciones.
13. Cuando se tratan con macizos rocosos de mala calidad (casi suelo) y bajo coberturas considerables, es necesario analizar el problema tridimensionalmente. Debido a que se ha usado un programa bi-dimensional, se ha usado el procedimiento desarrollado por Curran et al (2003). Este procedimiento considera usar un modelo axi-simétrico para determinar el perfil de deformación longitudinal, registrando la plastificación del terreno (para ver si el procedimiento puede aplicarse) y la convergencia a la distancia a partir del frente de excavación en donde se va a colocar el sostenimiento. Posteriormente en un modelo plano de esfuerzos se modela el túnel con un núcleo interior con propiedades de deformación tales que reproduzcan el efecto del frente de excavación y que resulten en una deformación similar a la producida antes de la colocación del sostenimiento. Una vez realizado esto el modelo es simplemente realizado en fases.
14. Para la evaluación del tipo de roca IVa, se realizaron 04 modelos. El primero sin sostenimiento o mejoramiento del terreno previo, resultando en una deformación considerable de 0.67m y un radio de plastificación de 5.5 metros. Un segundo modelo fue creado asumiendo un mejoramiento del terreno con pre-inyecciones, resultando en una deformación de 0.20m. Un tercer modelo fue creado en base al segundo modelo más el sostenimiento proyectado para este tipo de terreno, cerchas metálicas, shotcrete y pernos, resultando en una deformación de 0.025m, pero la presión del terreno sobrecarga los elementos de sostenimiento, aplastando las cerchas metálicas y triturando el shotcrete. Para ello un cuarto modelo fue realizado considerando juntas de fricción con 6% de convergencia, como resultado se obtiene 0.20m de deformación y un sostenimiento que ya no se encuentra sobrecargado.

15. Teniendo en cuenta que el diámetro libre mínimo requerido por conducción hidráulica es de 4.8 m. El diámetro de cabeza de corte del TBM debería estar en el orden de 5.6 m.

## 5.2 RECOMENDACIONES

1. La aplicación del criterio de Hoek y Brown está limitada a macizos rocosos con valores de GSI entre 30 y 75, aproximadamente. Fuera de este rango el criterio no es confiable y requiere de un mayor juicio para seleccionar los parámetros adecuados para análisis.
2. Las listas facilitadas para la estimación preliminar de los parámetros de Hoek y Brown, deben ser usados preliminarmente hasta que se tenga mayor confianza de que verdaderamente representan las condiciones de campo.
3. Para el dimensionamiento de obras subterráneas, hay dos métodos de cálculo de estabilidad: cargas implícitas y cargas espontáneas. El método de cargas implícitas consiste en estimar las cargas impuestas por el terreno al sostenimiento, esto se puede realizar por medio de la teoría de carga de roca propuesta por Terzaghi (1946). El método de cargas espontáneas considera la resistencia del macizo, por ende los resultados son menos conservadores. El uso de modelos por cargas implícitas puede ayudar a darle al diseñador mayor sensibilidad, manejando parámetros menos sofisticados e inciertos que los planteados en los modelos numéricos.
4. Dentro de los modelos con cargas espontáneas es necesario estudiar los modelos constitutivos, comprender sus suposiciones y ventajas. Estos modelos requieren mayor conocimiento y experiencia del diseñador.
5. Algo que se debe estudiar es como el tamaño y forma de la excavación afecta la extensión de falla frágil. La forma circular del túnel debería ayudar a reducir la extensión de falla o lajamiento.
6. Dentro del cálculo de sostenimiento se requiere estudiar la capacidad estructural del *shotcrete*. Teniendo en cuenta que su resistencia varia

enfunción del tiempo y la secuencia constructiva, su aplicación debe realizarse con cuidado.

7. Se requiere conocer más acerca de las solicitaciones dinámicas ejercidas en el sostenimiento, a causa de estallidos de rocas. Determinar la capacidad de absorción de energía de los elementos de sostenimiento y su compatibilidad con la cantidad de energía del terreno es un enfoque que no ha sido revisado en este estudio.
8. El análisis realizado para el tipo de roca IVa requiere de mayor trabajo. Como se ha observado una vez que se usa cerchas con juntas de fricción la sobrecarga en los elementos de sostenimiento desaparece. A continuación se recomienda optimizar la convergencia de estas juntas de fricción y la robustez del sostenimiento. Es posible reducir la capacidad de deformación de las juntas de fricción y permitir de que el sostenimiento tome carga e incluso si es que hay limitaciones con la elección del diámetro del cabezal de corte del TBM, buscar reducir las deformaciones a la mitad.
9. En la actualidad la ingeniería de túneles en el Perú tiene un acercamiento empírico y necesita de la participación de los profesionales para aprender de las experiencias y enfocar las investigaciones hacia los puntos que lo requieran. Es imperativo dar un enfoque analítico al diseño de túneles y para ello se requiere de un seguimiento riguroso de las actividades de construcción y sus costos.

## BIBLIOGRAFÍA

1. Barla, G. y Barla M., Continuum and discontinuum modelling in tunnel engineering, 9th International congress on rock mechanics, 1999.
2. Barla, G., Tunnelling under squeezing conditions, Eurosummer School, Innsbruck, 2001.
3. Barton, N., The Shear Strength of Rock and Rock Joints, NGI Publication No 119, 1976.
4. Barton, N. and Choubey, V., The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice, Springer-Verlag, 1977.
5. Barton, N., Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 39 (2002) 185-216, 2002.
6. Barton, N., An evaluation of potential stress, rock deformation, water and fault problems on performance of the planned Olmos-trans Andean TBM tunnel, and recommendations for reducing their impact on progress, Odebrecht Internal Report, 2005.
7. Benko, B., Numerical modelling of complex slope deformations, Phd Thesis, University of Saskatchewan, 1987.
8. Bickel, J. O., Kuesel, T.R. y King E. H., Tunnel Engineering Handbook, Kluwer Academic Publishers, 2nd Edition, 1996.
9. Bieniawski, Z.T., Engineering rock mass classifications: A complete manual for engineers and geologist in Mining, Civil and Petroleum Engineering, Wiley Interscience, 1989.
10. Bieniawski, Z.T., Towards a creative design process in mining, *Mining Engineering* 40, 1988.
11. Brady, B.H.G. y Brown, E. T., Rock mechanics for underground mining, Chapman & Hall, 2nd edition, 1994.
12. Brown, E., Estimating the mechanical properties of rock masses, SHIRMS, 2008.

13. Brown, E., Putting the NATM into Perspective, Tunnels & Tunnelling, Edición del mes de noviembre, 1981.
14. Carter, T.G., Diederichs, M.S. y Carvalho, J.L., Application of modified Hoek-Brown transition relationships for assessing strength and post yield behaviour at both ends of the rock competence scale, Proceedings 6th International Symposium on Ground Support in Mining and Civil Engineering Construction, Stacey and Malan (editors), SAIMM, Johannesburg, pp 37-60, 2008.
15. Crowder, J. y Badwen, W., The estimation of post peak rock mass properties: Numerical Back Analysis calibrated using in situ instrumentation data, Lasonde Institute, Department of Civil Engineering of University of Toronto, 2006.
16. Curran, J., Hammah, R. y Yacoub, T., A two-dimensional approach for designing tunnel support in weak rock, pagina web de Rocscience, 2003.
17. Diederichs, M.S., Kaiser, P.K. y Eberhardt, E., Damage initiation and propagations in hard rock during tunneling and the influence of near-face stress rotation, 41th International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, pp. 785-812, 2004.
18. EWI, Informe de la misión del ingeniero Phillipe Chamot del 11 al 19 de octubre de 1995, Proyecto Olmos Tinajones, 1995.
19. Golder Associates, Informe de diseño geotécnico y memorias de cálculo Túnel La Guardia Base, Reporte interno de Minera Los Pelambres, 2004.
20. Golder Associates, La Granja Project proposed bulk simple exploration tunnel: description of anticipated ground conditions and preliminary estimates of ground support requirements, Rio Tinto internal report, Version 1, 2008.
21. Golder Associates, A21 underground excavation and ground support design, Diavik Diamonds Mines Inc, Versión 0, 2007.
22. Goodman, R., Introduction to Rock Mechanics, John Wiley and Sons, 1989.
23. Hammah, R. y Yacoub, T., The influence of Young's modulus on numerical modeling results, 41<sup>st</sup>. U.S Symposium Rock Mechanics, 2006.
24. Hoek, E. y Brown, E. T., Excavaciones subterráneas en roca, McGraw-Hill de México, 1985.

25. Hoek, E., Kaiser. P.K y Badwen. W.F, Support of underground excavation in hard rock, A.A. Balkema, 1995.
26. Hoek, E., Support for very weak rocks associated with faults and shear zones, Balkema, 1999.
27. Hoek, E., Tunnel support in weak rock, Opening lecture for the International Symposium on Rock Support and Reinforcement Practice in Mining, 1999.
28. Hoek, E., Rock Engineering: Course notes by Evert Hoek, Rocscience web page, 1999.
29. Hoek, E., Model to demonstrate how rock bolts work, Division paper No 5, Página web Rocscience, 2004.
30. Hoek, E., Uniaxial compressive strength versus global strength in the Hoek-Brown criterion, Rocscience web page, 2005.
31. Hoek, E., Carranza, C., Diederichs, M. y Corkum, B., The 2008 KerstenLectureintegration of geotechnical and structural design in tunnelling, Rocscience webpage, 2008.
32. Hoek, E., Guevara., Overcoming Squeezing in the YacambuQuibor Tunnel Venezuela, Springer-Verlag, 2009.
33. Hudson, J. y Harrison, J., Engineering rock mechanics: an introduction to the principles, Elsevier science ltd, 1997.
34. INADE, Expediente técnico de construcción del túnel trasandino y conmutador No 1 del proyecto hidroenergetico y de irrigación Olmos primera etapa, Licitación pública internacional, 1996.
35. Jeon, Y.S. y Yang, H.S., Development of back analysis algorithm using Flac, Sinorock Symposium, 2004.
36. Karluzovic, A., Presentación: Geomecánica aplicada a la minería, 2001.
37. Ladanyi, B. y Archambaul, G., Simulation of shear behavior of a jointed rock mass, Proceedings 11th symposium on rock mechanics (AIME), pp. 105-125, 1970.

38. Løset, F., Kveldsvik, V., Coughlin, P. y Grimstad, E., *Engineering geology: Practical use of the Q-method*, Norwegian Geotechnical Institute, 1997.
39. López, C., *Manual de túneles y obras subterráneas*, Entomo Gráfico, 3ra Edición, 2000.
40. Martin, C. D., Kaiser, P. K. y McCreath, D. R., Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels, *Can. Geotech J.* 36, pp 136-151, 1999.
41. MHSC, *Numerical modeling handbook*, Updated edition, 2000.
42. Muraki, Y., *The Umbrella Method in Tunnelling*, MSc thesis, MIT, 1997.
43. Möller, S., *Tunnel induced settlements and structural force in linings*, Phd thesis, UniversitätStuttgart, 2006.
44. Ortlepp, D., *Rock Fracture and Rockburst*, South African Institute of Mining, Johannesburg, 1997.
45. Palmstrom, A. y Broch, E., *Use and misuse of rockmass classification systems with particular reference to the Q system*, 2006.
46. Proyecto ICS-II, Área 4, *Guías geotécnicas para una transición de rajo abierto a minería subterránea: Caracterización geotécnica*, 2003.
47. Rao, S.S., *Engineering Optimization: Theory and Practice*, 4ta edición, Wiley and Sons, 2009.
48. Singh, B. y Goel, R. K., *Rock mass classification: A practical approach in civil engineering*, Elsevier, 1999.
49. Terzaghi, K., *Rock tunneling with steel supports: Introduction to tunnel geology*, The commercial shearing & stamping Co, 1946.
50. US. Army Corps of Engineers, *Engineering and design: Tunnels and shafts in rock*, 1997.
51. Zhang, L., *Estimating Properties of Rocks*, Elsevier Geoengineering Book Series. Series Editor John Hudson Volume 4, 2005.

52. Zhu, W. y Zhao, J, Stability analysis and modeling of underground excavations in fractured rocks, ElsevierGeoengineering Book Series. Series Editor John Hudson Volume 1, 2004.

## ANEXOS

## **Anexo A – Parámetros de resistencia del macizo rocoso para el Túnel Trasandino Olmos**

## Anexo A: Parámetros de resistencia del macizo rocoso para el Túnel Trasandino Olmos

### A.1 Estimación de las posibles categorías de sostenimiento en función del índice Q

Para un túnel de 5.1 metros de diámetro y considerando un factor ESR conservador de 1.3, se obtiene un diámetro efectivo de aproximadamente 4.0 metros. De acuerdo con el ábaco de Barton et al (1993), pueden definirse 06 posibles categorías de sostenimiento (ver Figura A-1). En la siguiente tabla son descritas:

Categoría de sostenimiento	Rango de Q	Descripción del tipo de sostenimiento recomendado
CS1	4-1000	Pernos aislados
CS2	0.9-4	P(1.7 m) + S (0.05)
CS3	0.3-0.9	P(1.4 m) + Sfr (0.09)
CS4	0.08-0.3	P(1.2 m) + Sfr (0.12)
CS5	0.02-0.08	P(1.1m) + Sfr (0.15)
CS6	0.001-0.02	RRS (>0.15)

Nota: En la CS6 los pernos de roca no son muy efectivos.

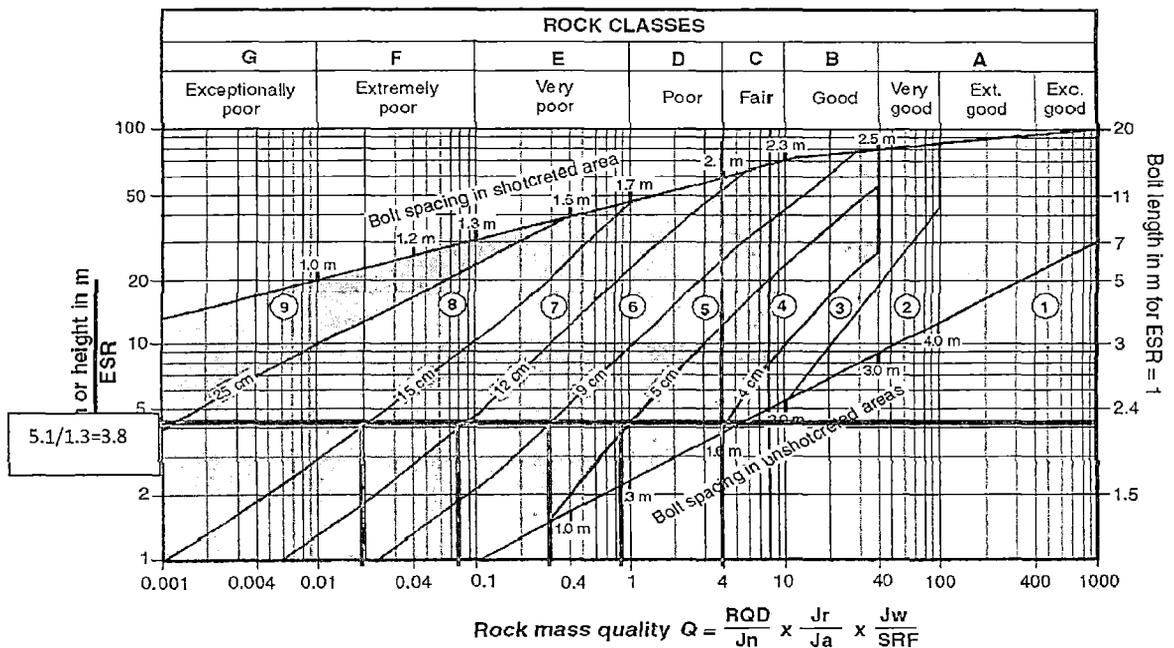


Figura A-1: Abaco de Barton con la posible distribución del índice y sus respectivas categorías de sostenimiento.

De acuerdo con Palmstrom et al (2006), las categorías de sostenimiento CS1, CS4, CS5 y CS6 son categorías de sostenimiento con gran incertidumbre ya que se encuentra en áreas donde hay pocas experiencias registradas. Es por esto que Barton crea la categoría de sostenimiento Ic, en donde el parámetro SRF se encuentra dentro de un rango de 400-800, y de esta manera considerar los posibles problemas de estallidos de roca en rocas competentes y excavados sin disturbancia.

En la Tabla A-1 se presenta la posible distribución del índice Q, estimada para los 13.9 Km restantes del Túnel Olmos (Barton, 2005).

**Tabla A-1: Posible distribución del índice de Q para los 13.9 km restantes (Barton, 005)**

CS	Longitud (Km/%)	Calidad del macizo rocoso	
Ia	8.59km (64%)	$\frac{75-90}{4-6} \times \frac{2-3}{0.75} \times \frac{1}{2-2.5}$ = 13 - 45	Ib 5km (check?) $\frac{90-100}{2-4} \times \frac{3}{0.75} \times \frac{1}{0.5}$ = 180 - 400
			Ic 3.59km (check?) $\frac{75-100}{2-4} \times \frac{3}{0.75} \times \frac{1}{400-800}$ = 0.1 - 0.5
II	3.68km	$\frac{50-75}{4-6} \times \frac{1.5-3}{1} \times \frac{0.66}{5} = 1.6 - 7.4$	
III	1.28km	$\frac{25-50}{4-6} \times \frac{1-2}{2-4} \times \frac{0.5}{5} = 0.1 - 1.3$	
IVa	0.43km (3.1%)	$\frac{10-25}{12-20} \times \frac{0.5-2}{2-10} \times \frac{0.1-0.5}{10-15}$ = 0.001 - 0.1	IVb 0.35km $\frac{15-25}{12-15} \times \frac{0.5-1}{3-4} \times \frac{0.1-0.2}{5}$ = 0.002 - 0.03
			IVc 0.05km $\frac{10}{20} \times \frac{1}{10} \times \frac{0.5}{10}$ = 0.003

## A.2 Evaluación de los parámetros del índice Q para cada categoría de sostenimiento

A continuación se hace una interpretación de los valores asumidos en la Tabla A-1.

Roca Tipo Ia:

- 8-12 discontinuidades por m<sup>3</sup>
- De 2 familias hasta 2 familias y 1 familiar aleatoria de diaclasas.
- La superficie de las discontinuidades es ondulada y variando de suave a rugosa e irregular.
- Las paredes de las discontinuidades se encuentran bien sellada, dura, presentan relleno no-blando y impermeable.
- Excavación seca o infiltraciones menores i.e., menor a 5lt/min, localmente (húmedo o algunas pocas gotas).
- Esfuerzos varían de menores, poca cobertura, discontinuidades abiertas hasta Alto esfuerzo, estructura muy sellada. Usualmente favorable para la estabilidad, pero puede ser desfavorable para la estabilidad de las paredes de excavación.

$$Q_{1a} = \frac{75-90}{4-6} \times \frac{2-3}{0.75} \times \frac{1}{2-2.5} = 13-45$$

Roca Tipo Ib:

- 0-7 discontinuidades por m<sup>3</sup>.
- De 1 familia hasta 2 familias de diaclasas.
- La superficie de las discontinuidades es ondulada y rugosa o irregular.
- Las paredes de las discontinuidades se encuentran bien sellada, dura, relleno no-blando y impermeable.
- Excavación seca o infiltraciones menores i.e., menor a 5lt/min, localmente (húmedo o algunas pocas gotas).
- Esfuerzos Alto, estructura muy sellada. Usualmente favorable para la estabilidad, pero puede ser desfavorable para la estabilidad de las paredes de excavación. (Esfuerzo principal alto).

$$Q_{1b} = \frac{90-100}{2-4} \times \frac{3}{0.75} \times \frac{1}{0.5} = 180-400$$

#### Roca Tipo Ic:

- 8-12 discontinuidades por m<sup>3</sup>.
- De 1 familias hasta 2 familias de diaclasas.
- La superficie de las discontinuidades es ondulada y rugosa o irregular.
- Las paredes de las discontinuidades se encuentran bien selladas, duras, relleno no-blando y impermeable.
- Excavación seca o infiltraciones menores i.e., menor a 5lt/min, localmente (húmedo o algunas pocas gotas).
- Estallido de rocas fuerte y deformación dinámica inmediata en roca masiva. (Esfuerzo extremo o estallido de rocas).

$$Q_{Ic} = \frac{75-100}{2-4} \times \frac{3}{0.75} \times \frac{1}{400-800} = 0.1-0.5$$

#### Roca Tipo II:

- 0-12 discontinuidades por m<sup>3</sup>
- De 2 familias hasta 2 familias y 1 familiar aleatoria de diaclasas.
- La superficie de las discontinuidades es de plana a ondulada y rugosa, irregular.
- Las paredes de las discontinuidades se encuentran inalteradas, solo superficies manchadas.
- *Infiltraciones medianas o con presión, ocasional lavado del relleno (muchas goteras)*
- Lajamiento moderado después de más de 1 hora en roca masiva.

$$Q_{II} = \frac{50-75}{4-6} \times \frac{1.5-3}{1} \times \frac{0.66}{5} = 1.6-7.4$$

#### Roca Tipo III

- 13-19 discontinuidades por m<sup>3</sup>.
- De 2 familias hasta 2 familias y 1 familiar aleatoria de diaclasas.
- La superficie de las discontinuidades es plana a ondulada y suave.
- Las paredes de las discontinuidades se encuentran ligeramente alteradas, con revestimiento de minerales no-blandos, partículas de arena, roca

triturada libre de arcilla, etc. Hasta rellenos con partículas de arena, roca triturada libre de arcilla, etc.

- Infiltraciones considerables o con presión alta en roca competente con discontinuidades sin relleno
- Lajamiento moderado después de más de 1 hora en roca masiva.

$$Q_{III} = \frac{25-50}{4-6} \times \frac{1-2}{2-4} \times \frac{0.5}{5} = 0.1-1.3$$

#### Roca Tipo IVa

- Más de 27 discontinuidades por m<sup>3</sup>.
- De 3 familias y 1 familia aleatoria hasta roca triturada, casi como suelo.
- *La superficie de las discontinuidades es de plana a ondulada y de estriada a suave.*
- Las paredes de las discontinuidades están ligeramente alteradas, rellenos con minerales no-blandos, partículas de arena, roca triturada libre de arcilla, etc. Hasta rellenos de espesor considerable o bandas de arcilla; altamente sobre-consolidado.
- Infiltraciones excepcionalmente altas o con presión luego de la voladura, *decreciendo con el tiempo; hasta Infiltraciones considerables o con presión alta en roca competente con discontinuidades sin relleno.*
- Presión alta Squeezing.

$$Q_{IVa} = \frac{10-25}{12-20} \times \frac{0.5-2}{2-10} \times \frac{0.1-0.5}{10-15} = 0.001-0.1$$

#### Roca Tipo IVb

- Más de 27 discontinuidades por m<sup>3</sup>.
- De 3 familias y 1 familiar aleatoria hasta 4 o más familias de diaclasas, fracturado como cubos de azúcar.
- La superficie de las discontinuidades es plana y varía entre suave a estriada.
- Las paredes de las discontinuidades tienen revestimiento de limos o arcillas-arenosas, fracción pequeña de arcillas (no-blandos) hasta revestimiento con partículas de arena, roca triturada libres de arcilla, etc.
- Infiltraciones excepcionalmente altas o con presión luego de la voladura, decreciendo con el tiempo.

- Presión *squeezing* medio, o zonas de debilidad con material suelto, discontinuidades abiertas, altamente fracturado o en forma de cubos de azúcar.

$$Q_{IVb} = \frac{15-25}{12-15} \times \frac{0.5-1}{3-4} \times \frac{0.1-0.2}{5} = 0.002-0.03$$

#### Roca Tipo IVc

- Más de 27 discontinuidades por m<sup>3</sup>.
- Roca triturada, como suelo.
- Relleno de minerales de arcilla o relleno con arenas, gravas o roca triturada de espesor suficiente como para que no haya contacto entre las paredes de las discontinuidades.
- El relleno es de espesor continuo o bandas de arcilla. Altamente sobreconsolidado.
- Infiltraciones considerables o con presión alta en roca competente con discontinuidades sin relleno
- Múltiples ocurrencias de zonas de debilidad conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, muy suelta

$$Q_{IVc} = \frac{10}{20} \times \frac{1}{10} \times \frac{0.5}{10} = 0.003$$

En la tabla A-2 se muestra la categorización realizada para el tramo del Túnel Trasandino por excavar, de la cual se ha extraído información para los modelos. De acuerdo con las guías de selección de Hoek,  $m_i$  puede variar de 14 a 28, usando el promedio de 21. Si tuviéramos datos de laboratorio podríamos usar la

siguiente relación  $m_i = \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_{ti}}$ .

**Tabla A-2: Caracterización del macizo rocoso para la excavación del Túnel Olmos (Odebrecht, 2005)**

Complejos litológico		Complejo intrusivo y efusivo (andesita, dacita y granodiorita)			Complejo metamórfico del Paleozoico (eventual)						Zona de Fallas y Fracturas
					Areniscas, cuarcitas			Esquistos			
Elemento estructural		Fuera de zona tectónica		Zona de influencia de falla	Fuera de zona tectónica		Zona de influencia de falla	Fuera de zona tectónica		Zona de influencia de falla	
Tipo de roca		I	II	III	I	II	III	I	II	III	IV
Clasificación Q		7.40	1.95	0.26	7.40	1.95	0.26	7.40	1.95	0.26	<0.26
Clasificación RMR		62	50	32	62	50	32	62	50	32	<32
Propiedades físico-mecánicas	Peso volumétrico (T/m <sup>3</sup> )	2.70	2.70	2.68	2.72	2.72	2.68	2.76	2.76	2.69	2.00
	Resistencia a la compresión (MPa)	140	120	80-108	100	80	50	80	60	35	<10
	Modulo de deformación (E3 MPa)	20	10	2	20	9	2	18	7.7	1.5	0.5 -2
	Coefficiente de Poisson	0.23	0.24	0.28	0.23	0.24	0.28	0.23	0.24	0.30	0.40

### A.3. Cobertura de roca

La cobertura promedio es de 1220 metros, con una máxima de 1950 metros.

**Tabla A-3: Rango de cobertura de roca para cada tramo del Túnel Trasandino por excavar.**

Tramo	Rango de cobertura (m)
03+918.93-08+250.0	1,100-1,500
08+250.00-10+750.0	1,500-1,750
10+750.00-13+250.0	1,040-1,950
13+250.00-17+807.5	450-1,040

### A.4. Estimación del régimen de esfuerzos in-situ

**Tabla A-4: Configuración asumida de esfuerzos para el modelamiento del Túnel Trasandino por excavar**

Escenario	Esfuerzo vertical (MPa)	Esfuerzo horizontal (MPa)
1 (H=2000m)	55	40
2 (H=1220m)	30	60
3 (H=750m)	20	20

Nota: La configuración 3 corresponde a zonas de debilidad. Debido a que este tipo de zonas no puede resistir altos esfuerzos de corte de tal manera que de acuerdo con su tiempo geológico, los esfuerzos anisotrópicos tenderán a igualarse ( $K=1$ ).

### A.5. Estimación de los parámetros de resistencia y deformación del macizo rocoso

A continuación se presenta la estimación de las propiedades de deformación del macizo rocoso en base a las relaciones empíricas de Barton (2000).

**Tabla A-5: Parámetros de resistencia y deformación calculados en función del índice Q cada categoría de sostenimiento predeterminado.**

Material	GSI calculado		Emass calculado (Gpa) <sup>1</sup>		Deformación Calculada (mm) <sup>2</sup>		Presión de Soporte calculado (Mpa) <sup>3</sup>		Presión de Soporte calculado (Mpa) <sup>4</sup>	
	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
Ia	75.56	84.50	36.00	52.41	0.11	0.38	0.02	0.04	0.0187	0.04217
Ib	84.50	91.68	50.13	68.40	0.01	0.03	0.01	0.01	0.009	0.01181
Ic	82.86	91.68	39.15	68.40	10.20	51.00	0.08	0.14	0.1465	0.08567
II	66.73	80.27	24.66	43.86	0.69	3.00	0.03	0.11	0.057	0.11172
III	44.37	66.73	9.41	24.66	3.92	48.96	0.09	0.43	0.2168	0.18692
IVa	10.80	50.61	0.79	5.93	51.00	5,100.00	0.22	4.00	1.02	0.87901
IVb	25.29	40.72	1.36	4.11	170.00	2,040.00	0.64	2.95	1.5031	1.31307
IVc	17.04	17.04	1.00	1.71	1,700.00	1,700.00	1.39	1.39	1.4145	1.41446

Notas:

1. El modulo de elasticidad fue calculado en función de  $E = 10Q_c^{-0.333}$ , donde  $Q_c = Q \frac{\sigma_c}{100}$
2. La deformación fue calculada de acuerdo con la relación empírica  $\Delta(mm) = \frac{Span}{Q}$
3. La presión de sostenimiento fue calculada de acuerdo con la relación empírica  $P_v = 0.2 \frac{J_n^{0.5}}{3J_r} Q^{-0.333}$
4. Y fue corregida cuando  $Q < 4$  con la relación empírica  $P_v = \frac{40.Span}{J_r} Q^{-0.333}$

**Tabla A-6: Parámetros de resistencia y deformación calculados de acuerdo con el criterio de Hoek y Brown**

Material	UCSi (Mpa)	GSI	mi	D	Ei (GPa)	Sigt (Mpa)	Sigc (Mpa)	Sigcm (Mpa)	Erm (Mpa)	$V_{rm}$
Ia	150.00	80.03	21	0	49.00	-1.585	49.397	73.398	61647.26	0.185
Ib	150.00	88.09	21	0	49.00	-2.91	77.372	93.504	46443.05	0.17
Ic	120.00	87.27	21	0	28.00	-2.188	59.138	72.823	26394.56	0.172
II	135.00	73.50	21	0	42.00	-0.872	30.877	55.862	33320.03	0.198
III	100.00	55.55	21	0	28.00	-0.167	8.302	27.95	11766.18	0.234
IVa	50.00	30.70	10	0	3.50	-0.027	0.903	5.582	298.04	0.29
IVb	50.00	33.00	10	0	3.50	-0.032	1.055	5.918	346.87	0.284
IVc	50.00	17.04	10	0	3.50	-0.010	0.305	3.642	139.07	0.327

Nota:

1. Los parámetros fueron calculados de acuerdo con el criterio generalizado de Hoek y Brown, usando el programa Roclab.

**Tabla A-7.1: Parámetros de Mohr-Coulomb para los tipos de roca la a III**

Material	H=1220m		H=2000m	
	c (Mpa)	Phi (°)	c (Mpa)	Phi (°)
Ia	9.471	52.28	11.923	48.88
Ib	12.546	53.82	15.029	50.68
Ic	10.521	52.29	12.899	48.98
II	7.506	50.08	9.797	46.46
III	4.737	43.02	6.461	39.11

**Tabla A-7.2: Parámetros de Mohr-Coulomb para los tipos de roca IV**

Material	H=750m	
	c (Mpa)	Phi (°)
IVa	1.385	27.17
IVb	1.453	28.42
IVc	0.959	23.15

Nota:

1. Los parámetros fueron calculados de acuerdo con el criterio generalizado de Hoek y Brown, usando el programa Roclab

Como se puede notar la deformación estimada (calculada en función de Q - tabla A-5) para el tipo de roca Ia, Ib y Ic varía de 10 a 51 mm; para la roca II de 0.69 a 3 mm; la roca tipo III de 3 a 50 mm (Existe también un ábaco elaborado por Hoek que permite determinar la presión de soporte requerido en función de la deformación unitaria) y en la tipo IV hay colapso total de la excavación. Los tipos de rocas I, II y III tienen deformaciones que pueden ser contraladas con pernos, shotcrete simple o reforzado con fibra y malla. Pero la categoría IV presenta propiedades del macizo rocoso que deben ser mejoradas antes de excavarlas, esto es factible con las pre-inyecciones (inyecciones de cemento o con resina), otras medidas que pueden involucrar el uso de Spilling Bars, o modificación de la metodología de excavación.

Para considerar el efecto de las inyecciones de cemento o si fuese necesario inyecciones con resina cuando exista un flujo de agua tal que lave la mezcla de cemento (muy improbable para el caso en estudio). A continuación se ha estimado el efecto de las pre-inyecciones en el mejoramiento de la calidad del macizo rocoso, de tal manera de estimar las propiedades del macizo rocoso.

$$Q_{IVa-preconsolidado} = \frac{20-50}{9-15} \times \frac{1.5-4}{1-10} \times \frac{0.66-1}{5-10} = 0.013 - 4.44$$

$$Q_{IVb-preconsolidado} = \frac{30-50}{9-12} \times \frac{1.5-3}{2-3} \times \frac{1}{5} = 0.25 - 1.67$$

$$Q_{IVc-preconsolidado} = \frac{10-75}{1-15} \times \frac{1-4}{0.75-4} \times \frac{0.66-1}{5-10} = 0.011 - 80$$

Nota: para el presente estudio se tomarán los valores promedios. Los valores asumidos en la categoría IVc pueden ser inviábiles a medida que la presencia de arcillas se vuelva más dominante.

**Tabla A-8: Parámetros de resistencia y deformación calculados en función del índice Q para los tipos de roca IV, reforzado con pre-inyecciones de cemento**

Material	GSI calculado		Emass calculado (Gpa) <sup>1</sup>		Deformación Calculada (mm) <sup>2</sup>		Presión de Soporte calculado (Mpa) <sup>3</sup>		Presión de Soporte calculado (Mpa) <sup>4</sup>	
	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
IVa-pc	29.51	71.91	4.64	22.31	1.1475	386.36	0.0304	0.564 1	0.2157	0.5641
IVb-pc	46.01	63.08	8.55	16.09	3.06	20.4	0.0562	0.211 6	0.1079	0.1147
IVc-pc	27.87	97.92	4.368	58.48	0.06375	463.636	0.0116	0.899 2	0.2293	0.8992

Notas:

1. El modulo de elasticidad fue calculado en función de  $E = 10Q_c^{-0.333}$ , donde  $Q_c = Q \frac{\sigma_c}{100}$
2. La deformación fue calculada de acuerdo con la relación empírica  $\Delta(mm) = \frac{Span}{Q}$
3. La presión de sostenimiento fue calculada de acuerdo con la relación empírica  $P_v = 0.2 \frac{J_n^{0.5}}{3J_r} Q^{-0.333}$
4. Y fue corregida cuando  $Q < 4$  con la relación empírica  $P_v = \frac{40Span}{J_r} Q^{-0.333}$

**Tabla A-9: Parámetros de resistencia y deformación calculados de acuerdo con el criterio de Hoek y Brown para el tipo de roca IV, reforzado con pre-inyecciones de cemento.**

Material	UCSi (Mpa)	GSI	Sigt (Mpa)	Sigc (Mpa)	Sigcm (Mpa)	Erm (Mpa)	$V_{rm}$
IVa-pc	70	50.71	-0.100	4.394	15.986	3205.78	0.244
IVb-pc	70	54.54	-0.134	5.484	17.314	3983.96	0.236
IVc-pc	70	62.89	-0.251	8.823	20.693	5853.07	0.218

Nota:

1. Los parámetros fueron calculados de acuerdo con el criterio de Hoek y Brown ( $m_i = 17$ ,  $D=0$  y  $E_i = 10\text{GPa}$ )

**Tabla A-10: Parámetros de Mohr-Coulomb para dos configuraciones de confinamiento, para el tipo de roca IV, reforzado con pre-inyecciones de cemento**

Material	H=750m	
	c (Mpa)	Phi (°)
IVa-pc	2.669	40.85
IVb-pc	2.842	41.96
IVc-pc	3.291	44.30

Nota:

1. Los parámetros fueron calculados de acuerdo con el criterio de Hoek y Brown, cálculos fueron realizados usando el programa Roclab.

## A.6. Parámetros de resistencia y deformación de los elementos de sostenimiento

### A.6.1 Pernos de roca

Se consideran pernos pasivos, es decir pernos movilizarán su resistencia a medida que se produzca las deformaciones del macizo rocoso en las cercanías de la excavación subterránea. El acero de los pernos es A615-grado 60, con resistencia a la tracción de 630 MPa y punto de fluencia mínimo de 420 MPa. Las barras tienen una protección galvanizada.

Las placas de sujeción tienen una dimensión de 0.20 x 0.20 metros y  $\frac{1}{4}$ " de pulgada de espesor. El acero de la placa será A36, con una resistencia a la tracción de 250 MPa y un punto de fluencia mínima de 400 MPa. Las placas tienen una protección galvanizada.

Para el dimensionamiento del sistema de soporte se consideraron pernos con barras de acero de 25mm de diámetro, de tal forma que su carga de rotura característica es de 30 Ton.

El pre-dimensionamiento de los pernos se realizo partir de la siguiente formula empírica desarrollada por Barton.

$$L = \frac{2 + 0.15B}{ESR} = 2.13m$$

Adicionalmente se ha usado la relación  $L = B^{2/3} = 2.96$  (Lang y Bischoff, 1982).

Asimismo se define una longitud adicional de 0.15m para tener en cuenta la ocurrencia de protuberancias en la superficie de excavación, la instalación de la platina de sujeción, la tuerca y la longitud de pernos necesaria para realizar la tensión del perno. Debido a la presencia de discontinuidades con orientación desfavorable se ha adoptado por pernos con una longitud de 3.0m

#### A.6.2 Shotcrete

El espesor y tipo de shotcrete considerado para el diseño del túnel atendía las recomendaciones generales previstas por Barton (figura A-1). El shotcrete tendrá una resistencia a la compresión uni-axial de 28 MPa, a los 28 días y cuando se requiera será reforzado con fibra de acero con una dosificación de fibras del orden de 45 Kg/m<sup>3</sup>. El espesor de la capa de shotcrete varía entre 50 a 200 mm dependiendo de la categoría de sostenimiento.

Se asume que el shotcrete, al cabo de un día, tendrá una resistencia a la compresión uniaxial de 5 MPa, para shotcrete simple y 8 MPa para shotcrete reforzado con fibra; su modulo de elasticidad será de 7,000 MPa, para shotcrete simple y 10,000 MPa, para shotcrete con fibra. Y al cabo de 28 días, alcanzará una resistencia a la compresión uniaxial de 28 MPa; y un modulo de elasticidad de 30,000 MPa

#### A.6.3 Cimbra metálica (W6x25)

Las cimbras metálicas cumplen con la especificación A53GradoB o A501. Las dimensiones y propiedades de resistencia y deformación son las siguientes:

**Tabla A-11.1: Propiedades geométricas de la cercha metálica**

A (m <sup>2</sup> )	0.00473547
d (m)	0.162052
Ix (m <sup>4</sup> )	2.22268E-05
Sx (m <sup>3</sup> )	0.000273664
Zx (m <sup>3</sup> )	0.000309716

**Tabla A-11.2: Propiedades de resistencia de la cercha metálica**

E (GPa)	200
$\nu$	0.25
$\sigma_c$ (MPa)	500
$\sigma_T$ (MPa)	-500

**Anexo B – Análisis de convergencia confinamiento para las  
categorías de sostenimiento Tipo I, II, III y IV del Túnel  
Trasandino Olmos**

## Anexo B: Análisis de convergencia-confinamiento para las categorías de sostenimiento Tipo I, II, III y IV del Túnel Trasandino Olmos

### B.1 Estimación del tipo de comportamiento de la excavación sin sostenimiento

Asumiendo condiciones elásticas e isotrópicas y de acuerdo a lo establecido en la sección 4.1.1, para la roca Tipo I, la relación esfuerzo/resistencia excede el límite de falla, por lo que se espera cause problemas de concentración de esfuerzos, representado lajamiento, y/o estallido de roca. A medida que el fracturamiento tenga mayor frecuencia (tipo II, III y IV), este puede ayudar a redistribuir estas altas concentraciones de esfuerzos fuera de la periferia de la excavación.

Para la configuración de régimen de esfuerzo, mostrada en la tabla A-4 y de acuerdo con los datos de roca tipo I,  $\frac{3\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{ci}}$  varía entre 0.833 a 1.25. Y de acuerdo con la figura B-1, la extensión de falla puede variar de 1.5 a 2.6 m de profundidad, teniendo en cuenta de que tenemos pernos de 3.0 m, los pernos ante un escenario de estallido de rocas estarían empotrados 0.4 m como mínimo, lo cual está bien para movilizar toda su capacidad, e incluso no asegura su comportamiento bajo sollicitaciones dinámicas, que requieren evaluaciones adicionales. El uso de mallas es importante en estos casos, en el análisis numérico se evaluará la extensión de falla de acuerdo con el criterio usado por Martin (1999).

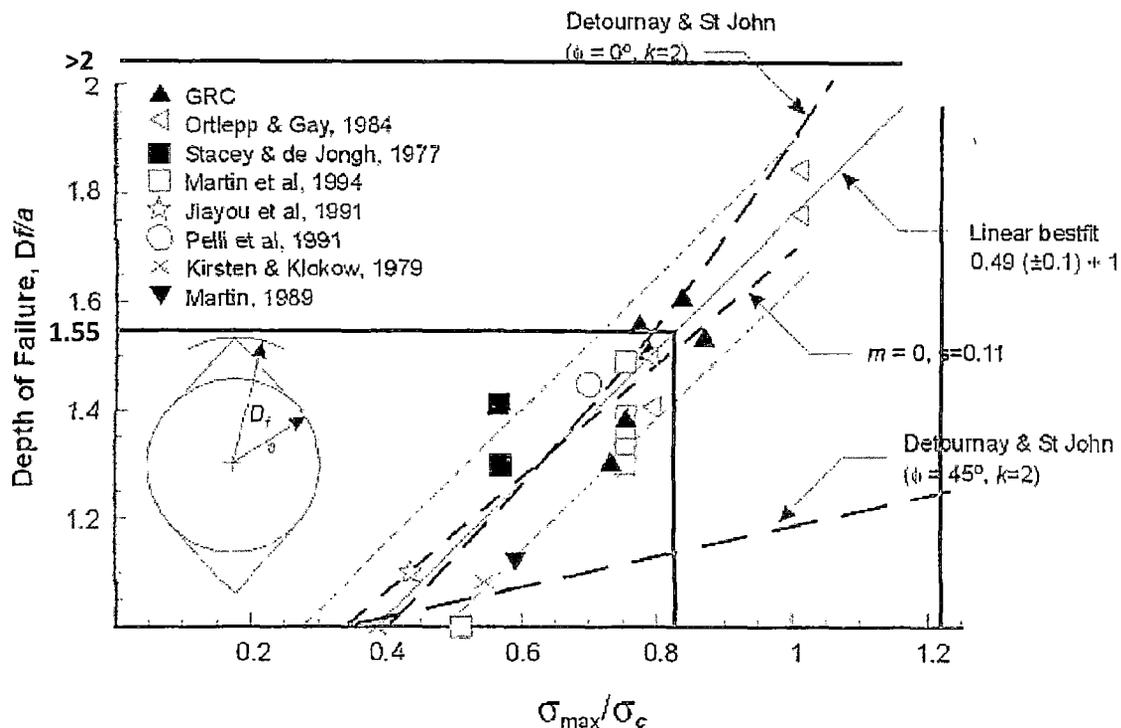
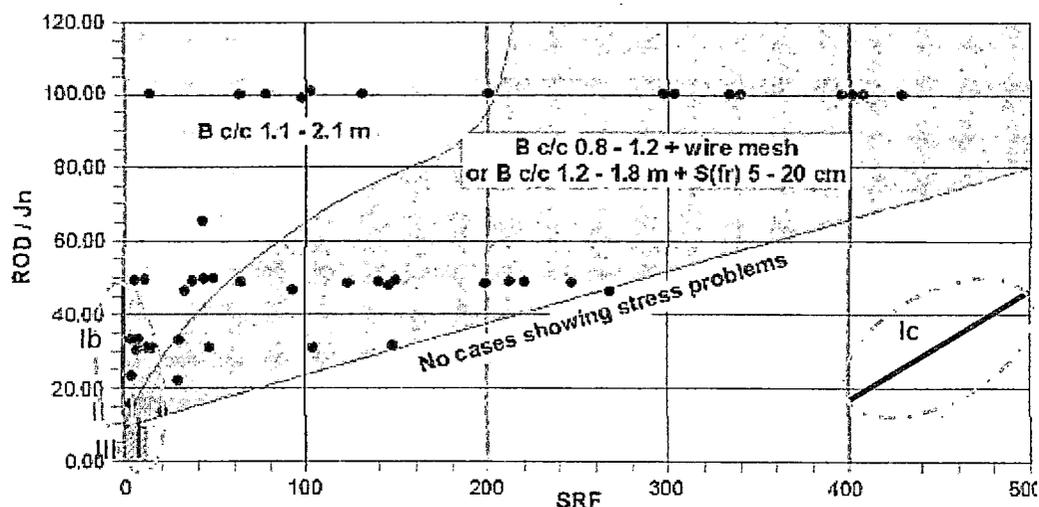


Figura B-1: Estimación de la extensión del fracturamiento por concentración de esfuerzos en el túnel trasandino Olmos

Asimismo de la figura B-2 y la tabla B-1 se puede apreciar que para la categoría de sostenimiento Ib, II y parte del III pueden exhibir problemas por concentración de esfuerzos, mediante fallas conocidas como lajamientos y hasta estallidos de rocas. La roca tipo Ic tiene suficientes fracturas y su nivel de esfuerzos in-situ es tal que no permite iniciar la falla de la roca por concentración de esfuerzos.

Tabla B-1: Relación del parámetro RQD/Jn y SRF extraído de la tabla A-1

Tipo de roca	RQD/Jn	SRF
Ib	22.5–50	0.50
Ic	18.75–50	400–800
II	8.33–18.75	5
III	4.16–12.5	5
IVb	1–2.08	5
IVc	0.5	10



**Figura B-2:** Registro de casos de falla por concentración de esfuerzos, cuando  $Q'$  es muy alto (sin SRF), y los esfuerzos son lo suficientemente mayores como para iniciar la falla se requiere pernos con poco espaciamiento (primero anclados en el extremo para permitir la deformación sin que entre al corte o falle por tensión). Las primeras capas de shotcrete, que deben estar reforzadas con fibra de acero, pueden sufrir daño, debido al fracturamiento por concentración de esfuerzos y la re-distribución de esfuerzos necesaria. (Grimstad y Barton, 1993). De acuerdo con la investigación realizada por Barton y Grimstad, cuando  $RQD/J_n$  es menor que 10 no existen problema de concentración de esfuerzos.

Mediante el programa ROCSUPPORT se determinó la convergencia (%) y el radio plastificación (m), para cada categoría de sostenimiento definida anteriormente, a continuación se presentan los resultados.

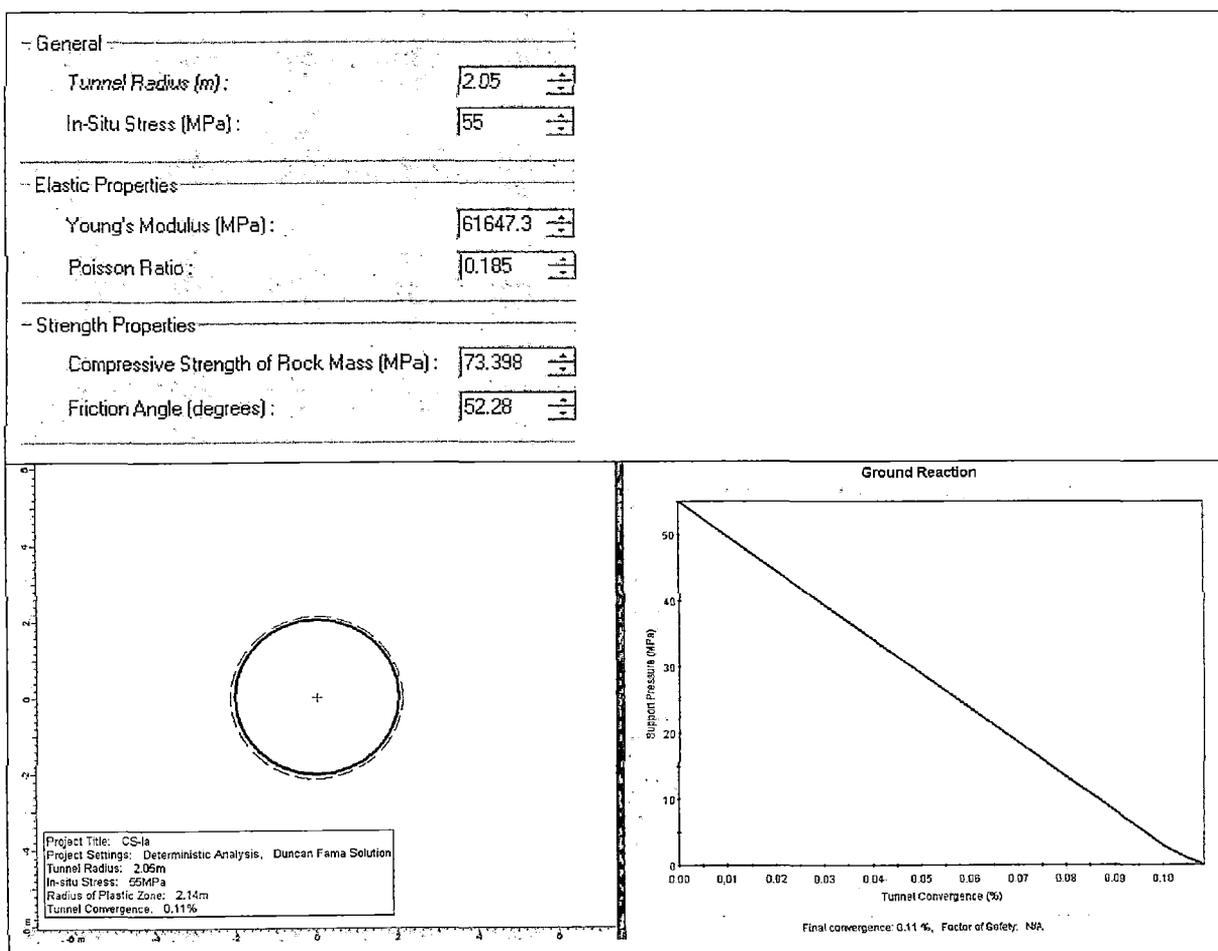
**Tabla B-2:** Resultados de los análisis de interacción terreno-sostenimiento para las diferentes categorías de sostenimiento

Categoría deSostenimiento	Rp (m)	Convergencia (%)
la	2.14	0.11
lb	2.08	0.14
lc	2.14	0.25

Categoría de Sostenimiento	Rp (m)	Convergencia (%)
II	2.23	0.21
III	2.65	0.82
IVa	4.55	28.51
IVb	4.24	21.83
IVc	7.02	100

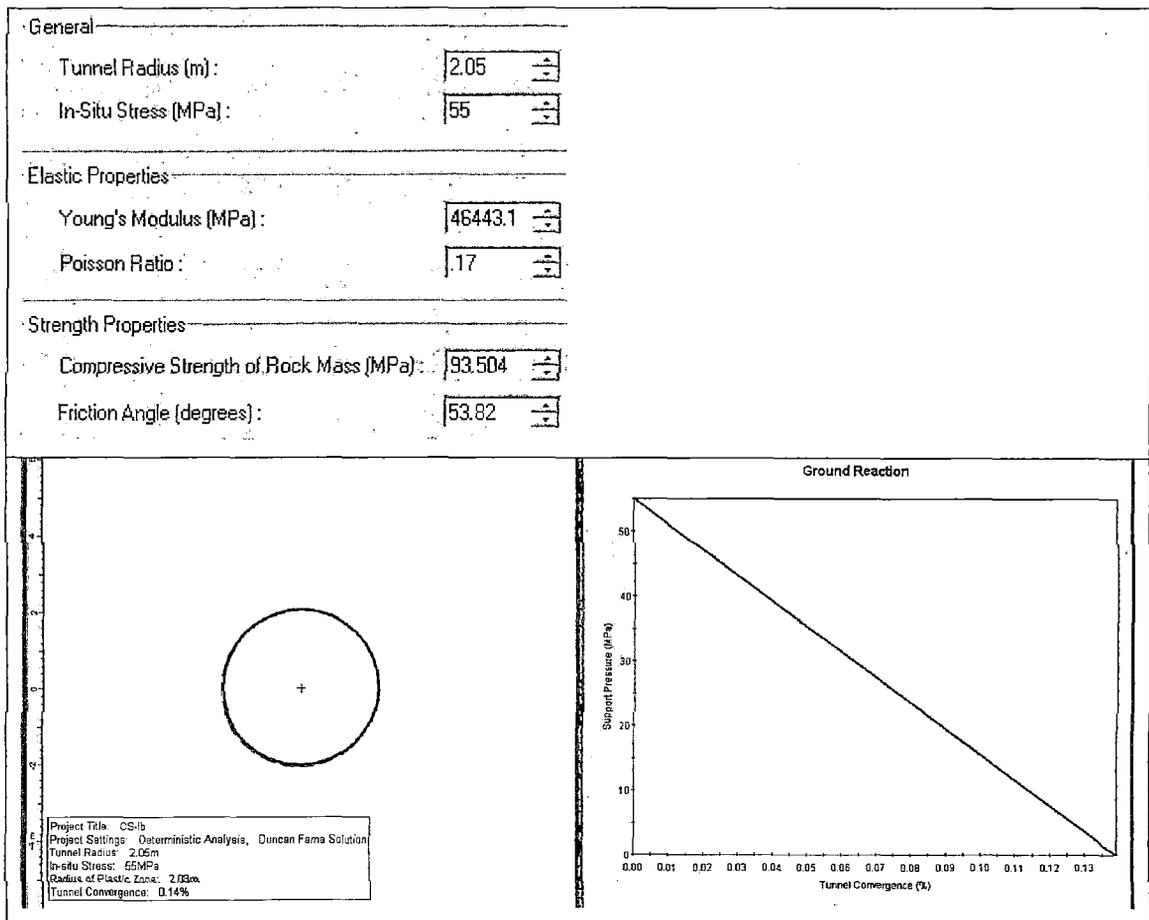
A continuación se detalla los análisis resumidos en la tabla B-2.

Tipo Ia



**Figura B-3: Análisis de convergencia-confinamiento para la roca tipo Ia**

**Tipo Ib**



**Figura B-4: Análisis de convergencia-confinamiento para la roca tipo Ib**

Tipo Ic

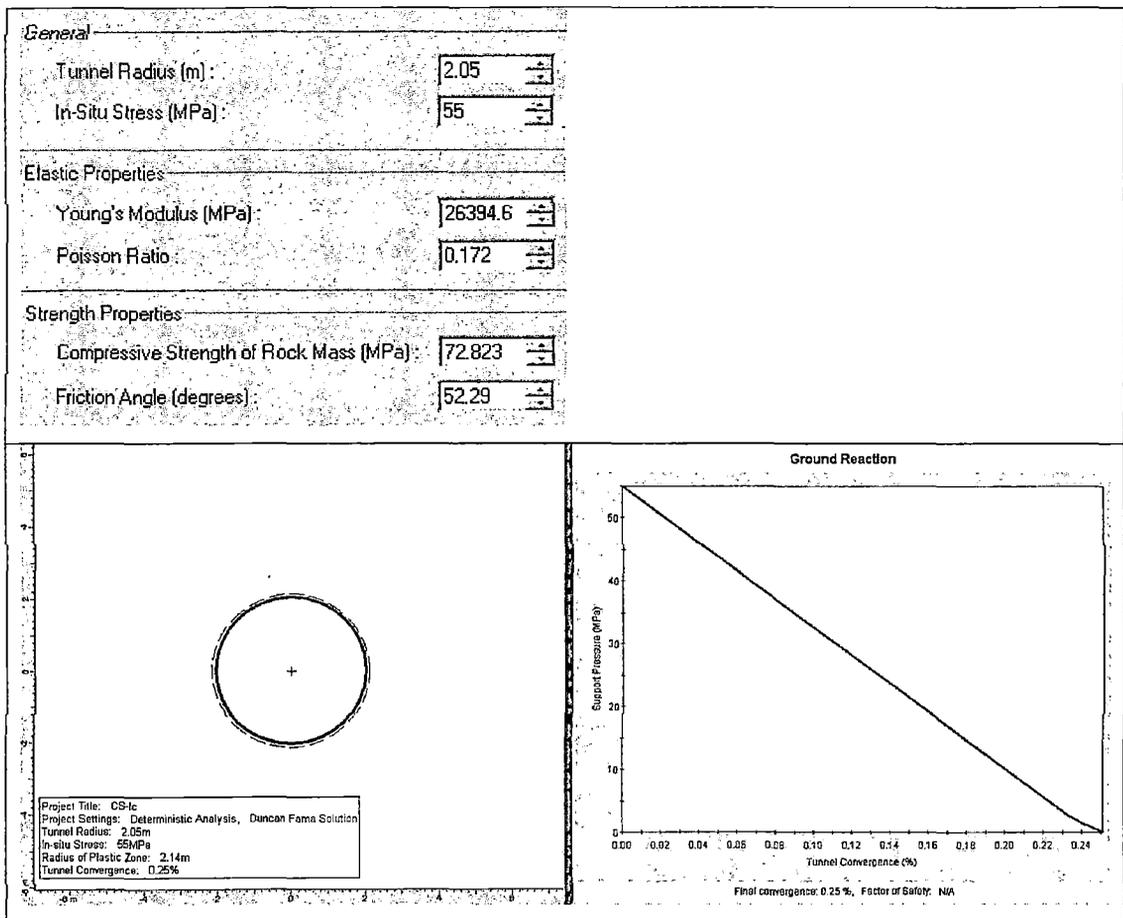
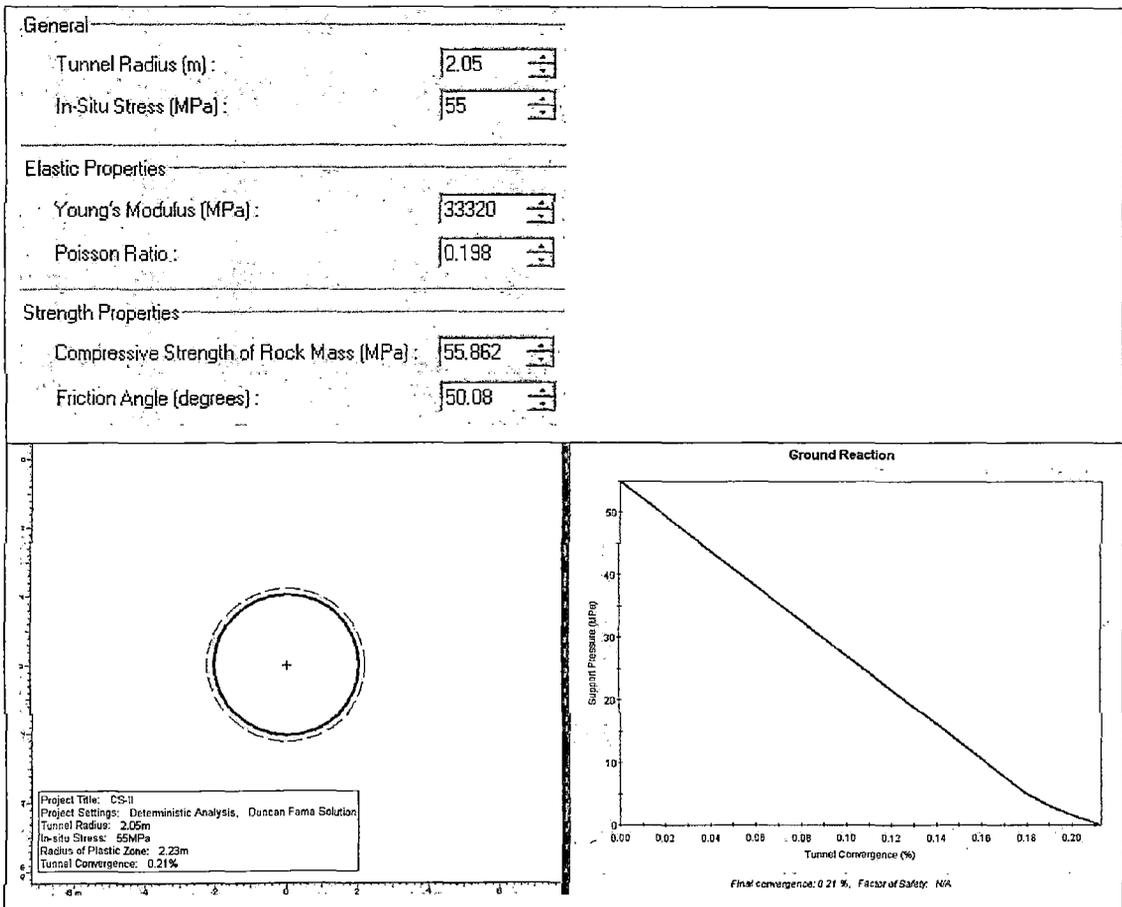


Figura B-5: Análisis de convergencia-confinamiento para la roca tipo Ic

**Tipo II**



**Figura B-6: Análisis de convergencia-confinamiento para la roca tipo II**

Tipo III

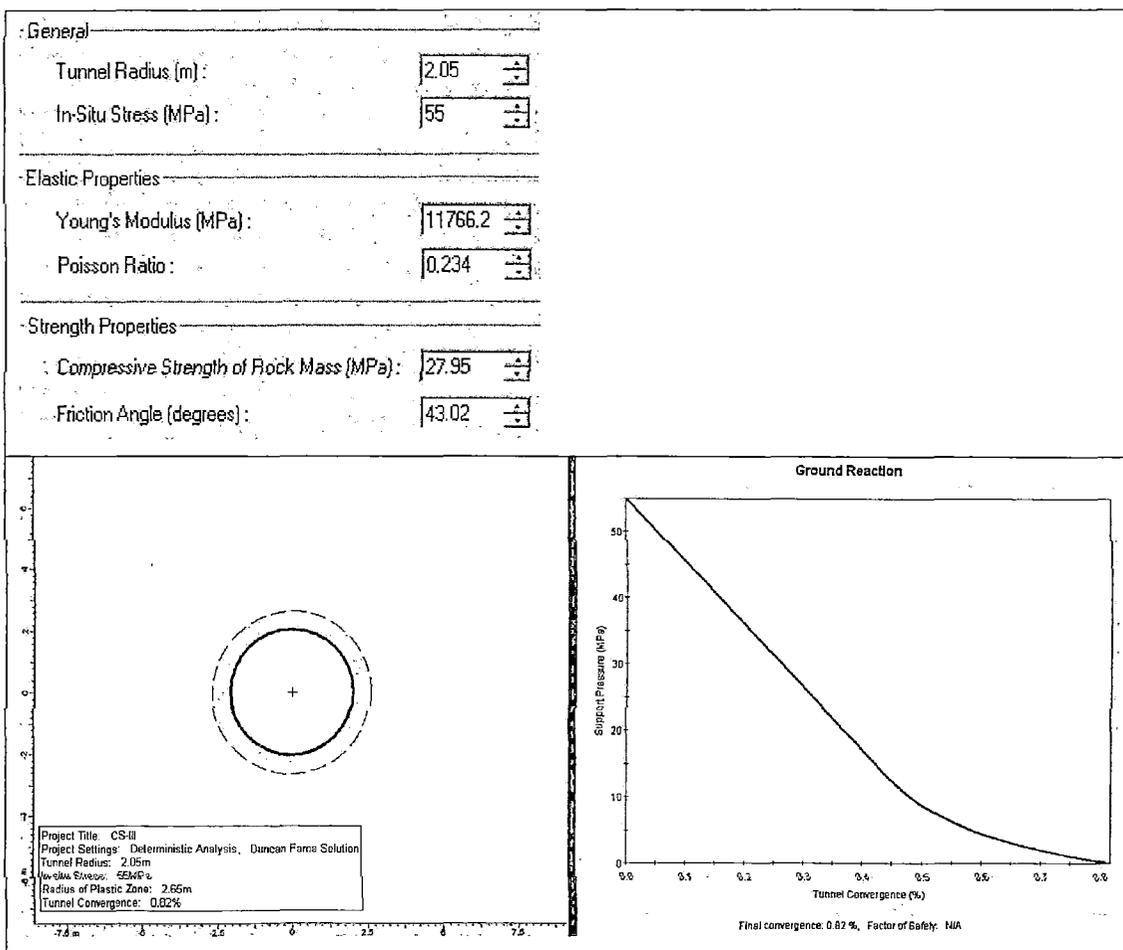


Figura B-7: Análisis de convergencia-confinamiento para la roca tipo III

### Tipo IVa

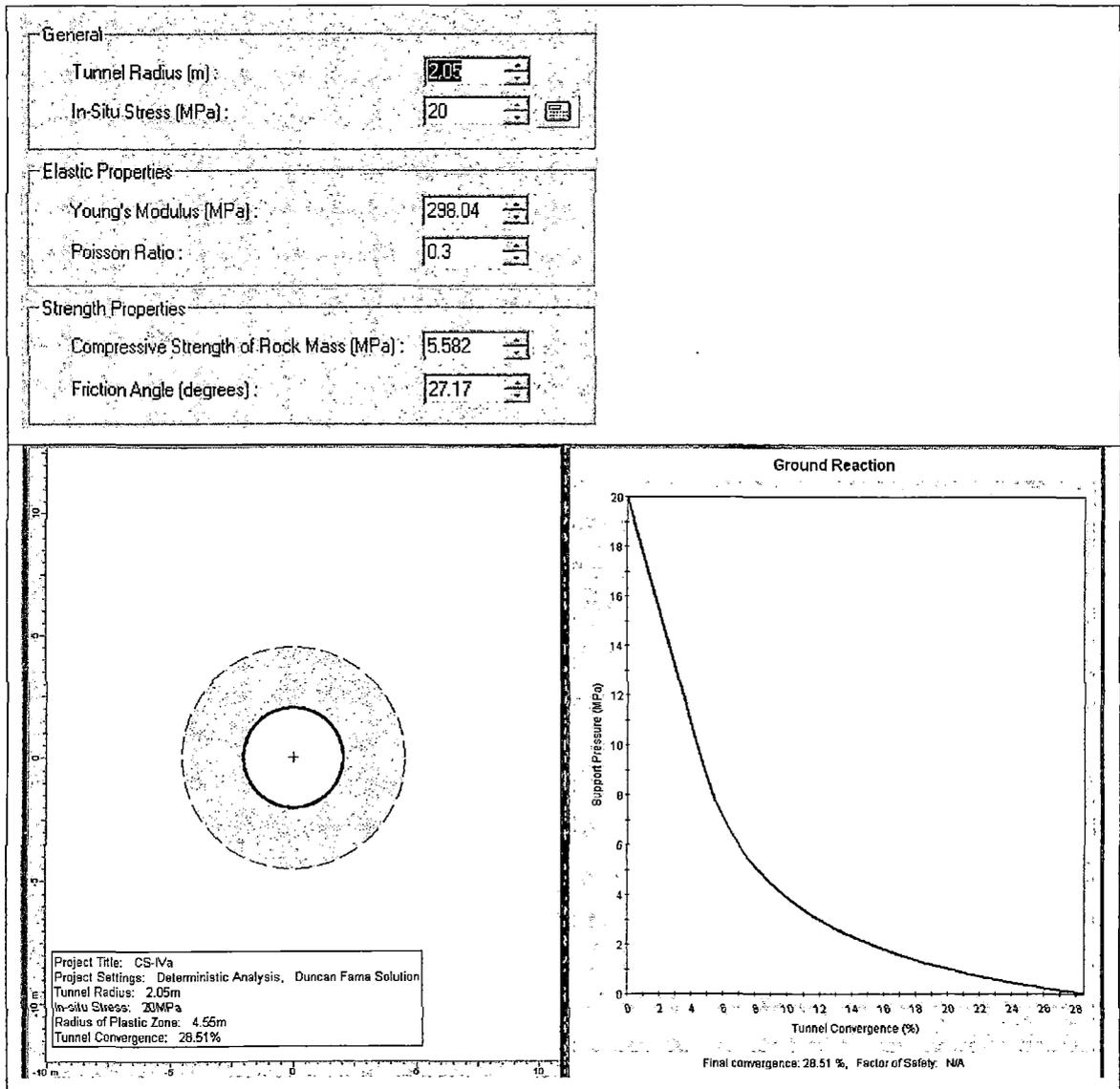


Figura B-8: Análisis de convergencia-confinamiento para la roca tipo IVa

### Tipo IVb

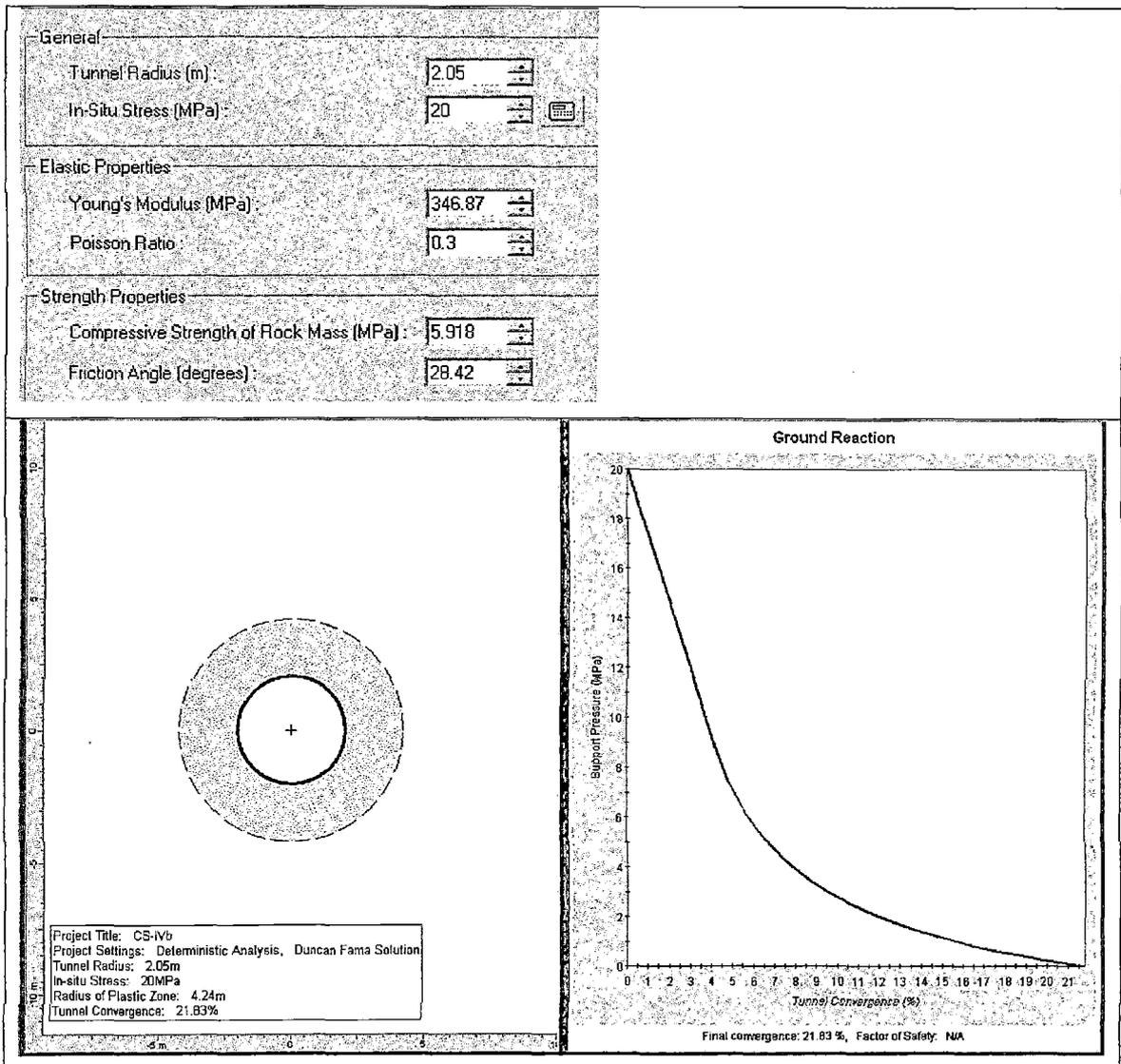
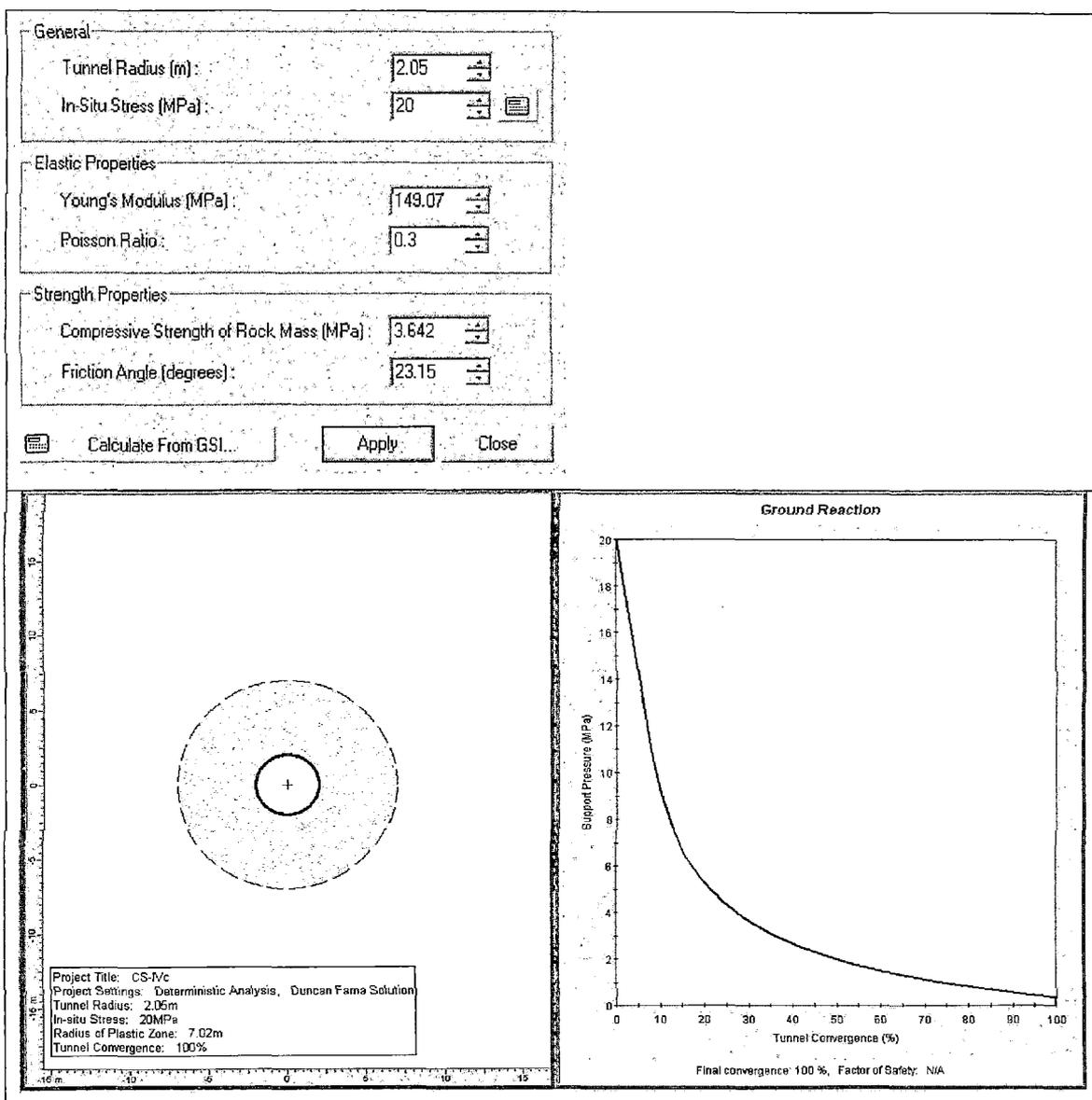


Figura B-9: Análisis de convergencia-confinamiento para la roca tipo IVb

### Tipo IVc



**Figura B-10: Análisis de convergencia-confinamiento para la roca tipo IVc**

El tipo de sección Ia, Ib, Ic, II y III tienen una deformación unitaria menor a 1, por lo que de acuerdo con la figura 44 puede presentar algunos problemas de estabilidad estructural para los que se puede usar métodos muy simples de sostenimiento.

De acuerdo con el ábaco de Barton et al (1993) para la categoría de sostenimiento Ia, Ib no se requiere sostenimiento, sin embargo muy poco se sabe del comportamiento de un material tan competente a ser excavado con TBM y con altas esfuerzos insitu; la categoría de sostenimiento Ic requiere de

pernos sistemáticos espaciados 1.4 m y de 0.09-0.12 m de shotcrete reforzado con fibra; la categoría II requiere de pernos sistemáticos espaciados 1.8 m y 0.05 de shotcrete reforzado con fibra; la categoría III requiere de pernos sistemáticos espaciados de 1.3 a 1.7 m y de 0.12 a 0.05 de shotcrete reforzado con fibra.

La categoría de sostenimiento IVa, IVb y IVc tienen una deformación unitaria que varía en un rango de 20 a 100%, lo cual requiere de un pre-tratamiento del terreno; tal como se estimó anteriormente.

En este trabajo se considera que la extensión de la zona pre-consolidada puede extenderse por más de 1 metros y de acuerdo al terreno.

## B.2 Estimación del comportamiento de la excavación con sostenimiento

Se ha determinado la presión de sostenimiento para cada categoría de sostenimiento de acuerdo con lo estudiado en la sección 4.6.1, el sostenimiento evaluado corresponde al detallado en la tabla B-4.

**Tabla B-4: Tipo de soporte seleccionado para las categorías de roca estimadas**

Categoría de sostenimiento	Rango de valores Q	Métodos de sostenimiento estimado
Ib	180 a 400	Ninguno o pernos aislados.
Ic	0.2 a 0.25	Pernos sistemáticos espaciados 1.4m + malla electrosoldada (inicial) + 0.10 shotcrete reforzado con fibra.
II	1.6 a 7.4	Pernos sistemáticos espaciados 2m + malla electrosoldada + 0.05m de shotcrete reforzado con malla.
III	0.1 a 1.3	Pernos sistemáticos espaciados 1.3m a 1.7m + malla electrosoldada + 0.10 a 0.05m de shotcrete reforzado con malla.
IVb	0.002 a 0.03	Pernos sistemáticos espaciados 0.80m a 1.2m + malla electrosoldada + cerchas metálicas + 0.20 a 0.15m de shotcrete reforzado con fibra. Sondajes exploratorios y técnicas de pre-inyección son muy importantes para las clases de roca IVb y c.
IVc	0.003	Cerchas metálicas pesadas en toda la sección, y consiguiente re-minado en casos de deformación excesiva, de tal manera de permitir la expansión o reemplazo del anillo de soporte. Revestimiento final de 0.2m de shotcrete reforzado con fibra.

### B.2.1 Parámetros de resistencia y deformación del sostenimiento

El autor desconoce los detalles la influencia de la cabeza de corte del TBM en el perfil de deformación longitudinal y transversal.

Aun con sus limitaciones, este análisis (e.g. instalación simultanea de los elementos del sostenimiento) nos permite tener un orden de magnitud del tipo de sostenimiento necesario, y de la amplitud de la zona de plastificación.

**Tabla B-5: Resumen del análisis de confinamiento y convergencia para los tipos de roca estimados**

Material	Sin sostenimiento		Sostenimiento			
	Rp (m)	%Convergencia	Rp (m)	%Convergencia	FS	Comentarios
Ia	2.14	0.11	-	-	-	-
Ib	2.08	0.15	-	-	-	-
Ic	2.14	0.25	2.14	0.25	2.14	Sostenimiento instalado 2 m del frente.
II	2.23	0.21	2.23	0.21*	2.23	
III	2.65	0.82	2.62	0.79	2.62	Sostenimiento instalado 4.5 m del frente
IVa	4.55	28.51	3.17	12.54	1.26	Sostenimiento instalado 1m del frente
IVb	4.24	21.89	2.98	9.70	1.20	
IVc	7.02	100.00	4.23	43.30	1.34	

Nota:

(\*) Es el resultado obtenido para el tipo de roca pre-consolidado. Se ha considerado en el análisis que el mejoramiento de las características se extiende infinitamente.

#### Tipo de sostenimiento Ic

Se ha tomado en consideración que el perno de 25 mm de diámetro, espaciado cada 1.4m y la malla serán los elementos que actuarán inicialmente, la capa de shotcrete será colocada mucho después, por lo cual no se tomará en cuenta en la presión de sostenimiento aportada por el shotcrete.

$$P_{perno} = 0.13MPa, Strain_{perno} = 0.31\%$$

### Tipo de sostenimiento II

Se ha tomado en consideración que el perno de 25 mm de diámetro, espaciado cada 2.0m y la capa de shotcrete de 0.05m será instalado como soporte inicial.

$$P_{perno} = 0.065MPa, \text{ Strain}_{perno} = 0.31\%$$

$$P_{shotcrete} = 0.15MPa, \text{ Strain}_{shotcrete} = 0.075\%$$

De acuerdo a lo estudiado en la sección 4.6.1 (la presión de sostenimiento para una combinación de varios soportes), la deformación unitaria de la combinación es del mismo orden de la deformación unitaria del shotcrete (la menor). Sin embargo existen otros criterios, por ejemplo Hoek et al (2005) recomienda la acumulación de las presiones de sostenimiento, para la presión de la combinación y el promedio de las deformaciones unitarias, para la deformación de la combinación. Este último será el considerado para el análisis.

$$P_{II} = 0.22MPa, \text{ Strain}_{II} = 0.192\%$$

### Tipo de sostenimiento III

Se ha tomado en consideración que el perno de 25 mm de diámetro, espaciado cada 1.3m y la capa de shotcrete de 0.15m será instalado como soporte inicial.

$$P_{perno} = 0.15MPa, \text{ Strain}_{perno} = 0.41\%$$

$$P_{shotcrete} = 0.45MPa, \text{ Strain}_{shotcrete} = 0.073\%$$

$$P_{III} = 0.60MPa, \text{ Strain}_{III} = 0.242\%$$

### Tipo de sostenimiento IV

Se ha tomado en consideración que el perno de 25 mm de diámetro, espaciado cada 0.8m y la capa de shotcrete de 0.20m y cimbras metálicas tipo H 6x6-25lb/pie, espaciados cada 1.0m y será instalado como soporte inicial.

$$P_{perno} = 0.40MPa, \text{ Strain}_{perno} = 0.61\%$$

$$P_{shotcrete} = 0.60MPa, \text{ Strain}_{shotcrete} = 0.070\%$$

$$P_{CM} = 2.45MPa, Strain_{CM} = 0.33\%$$

$$P_{IV} = 3.45MPa, Strain_{IV} = 0.337\%$$

### B.2.2 Resultados de los análisis de interacción terreno-sostenimiento

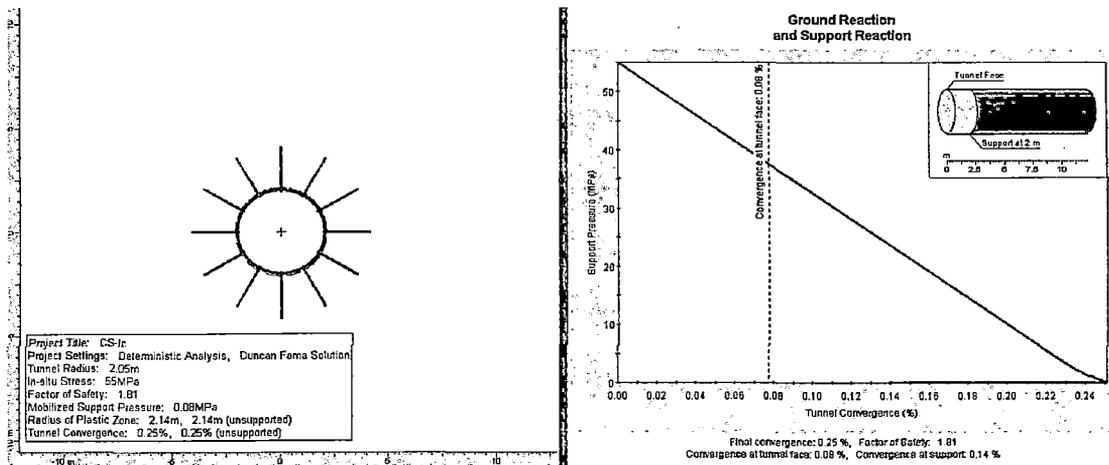


Figura B-14: Análisis de convergencia y confinamiento para la categoría de roca Ic, con sostenimiento

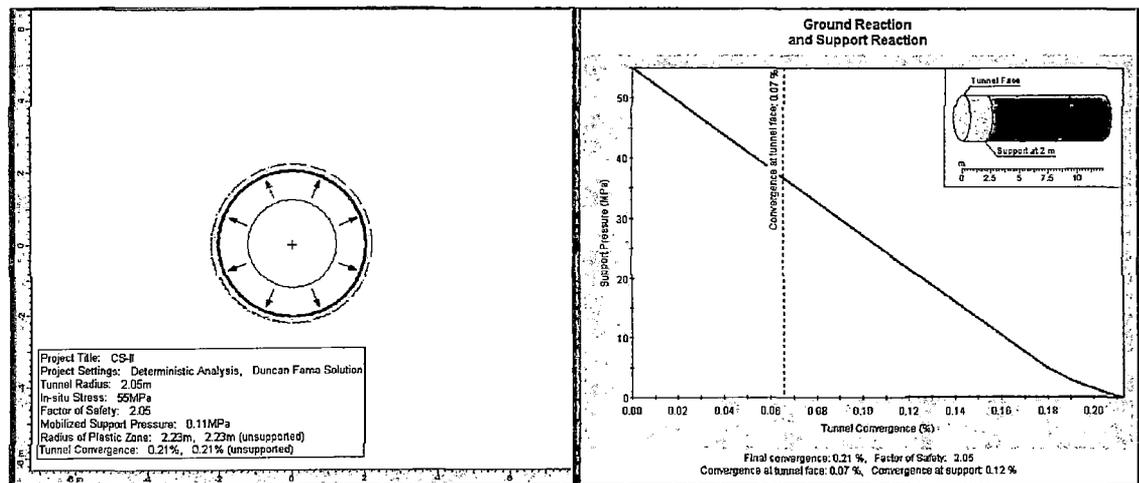


Figura B-15: Análisis de convergencia y confinamiento para la categoría de roca II, con sostenimiento

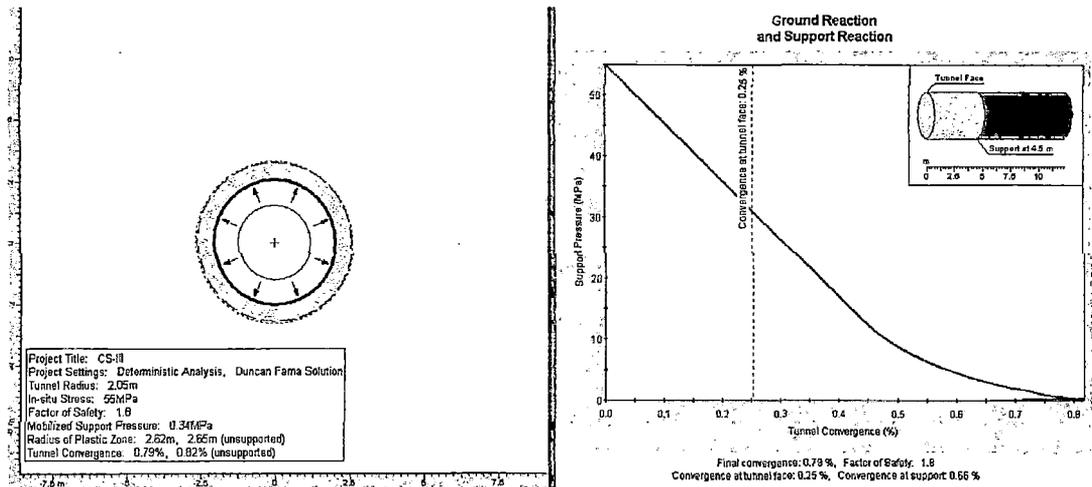


Figura B-16: Análisis de convergencia y confinamiento para la categoría de roca III, con sostenimiento

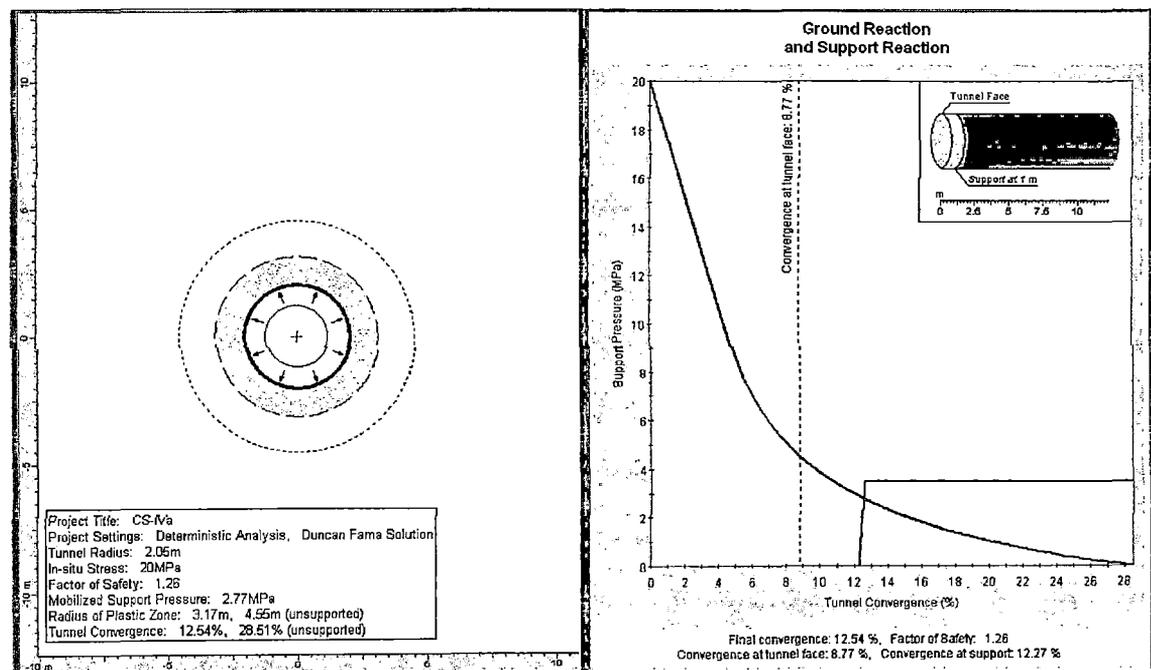


Figura B-17: Análisis de convergencia y confinamiento para la categoría de roca IVa, con sostenimiento

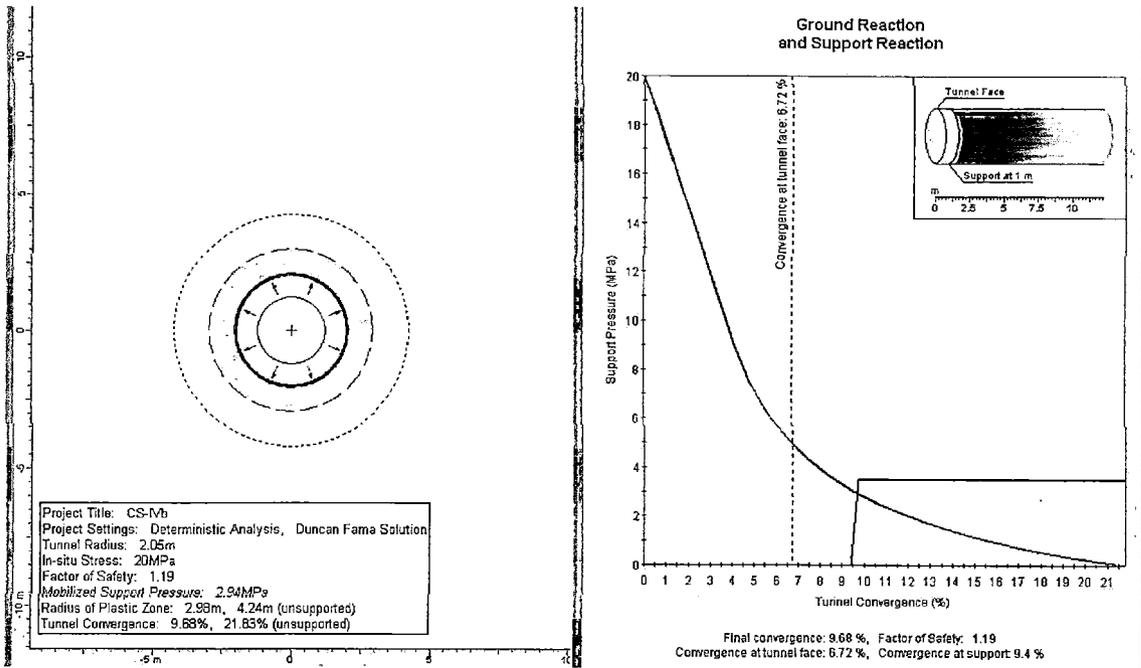


Figura B-18: Análisis de convergencia y confinamiento para la categoría de roca IVb, con sostenimiento

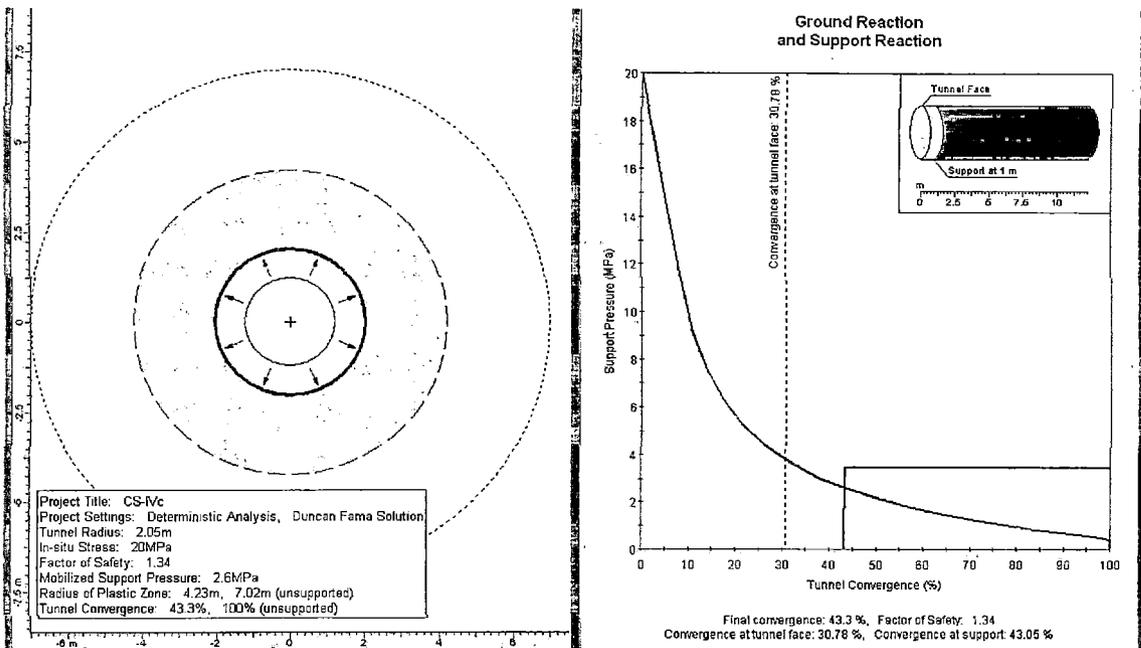


Figura B-19: Análisis de convergencia y confinamiento para la categoría de roca IVc, con sostenimiento. La incorporación de una presión de soporte equivalente a pernos de roca, sería irreal ya que en este tipo de terrenos los pernos pueden ser de poca ayuda por la considerable convergencia esperada

## **Anexo C – Resultados de la modelación numérica de las excavaciones con tipo de roca I y IV del Túnel Trasandino Olmos**

## Anexo C: Resultados de la modelación numérica de las excavaciones con tipo de roca I y IV del Túnel Trasandino Olmos

### C.1 Modelamiento numérico de las categorías de sostenimiento I

Se ha llevado a cabo un análisis elástico-frágil-plástico, asumiendo los parámetros residuales ( $m = 1$  y  $s = 0.01$ , para la falla frágil).

#### Tipo Ia (K=0.7)

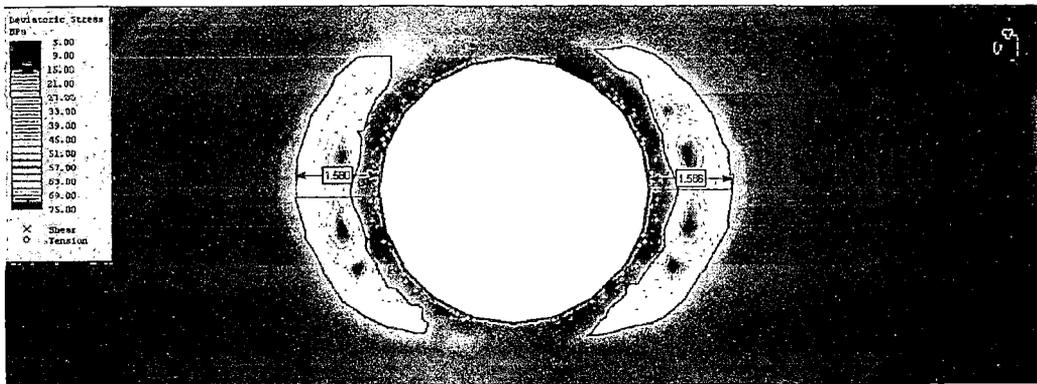


Figura C-1: Tipo Ia (K=0.7)\_Grafica de contours del esfuerzo deviatorico en donde se dibuja el límite  $0.33\sigma_{ci}$  (49.5MPa) que se extiende 1.60 metros en ambos hastiales. Este desprendimiento de la roca (que puede expresarse por medio de estallidos de roca), muy aparte de las sollicitaciones dinámicas que puede ocasionar en el sostenimiento generaría un peso muerto en un solo hastial de la excavación de aproximadamente 15 Tn por metro

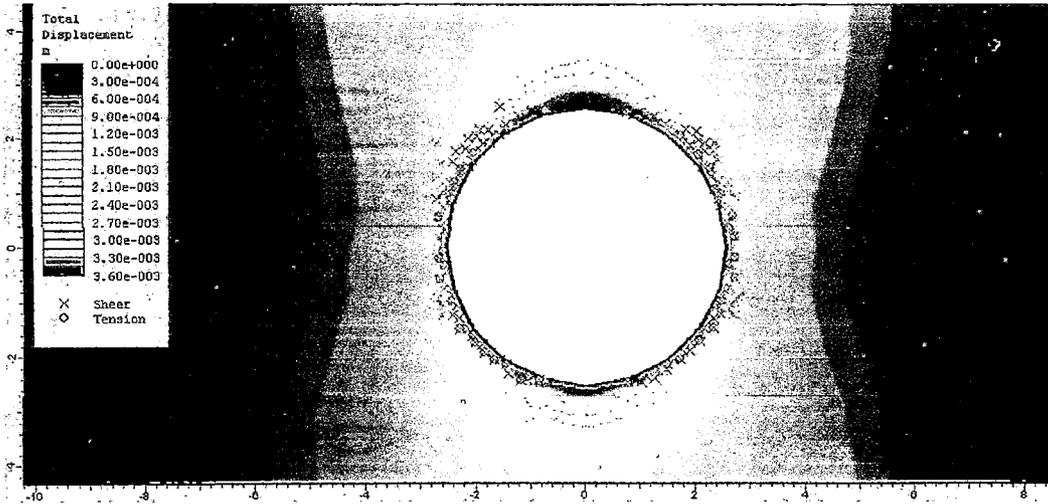


Figura C-2: Tipo la (K=0.7)\_Desplazamiento totales (D max=3.56mm). La plastificación es de aproximadamente 0.3m en ambos hastiales

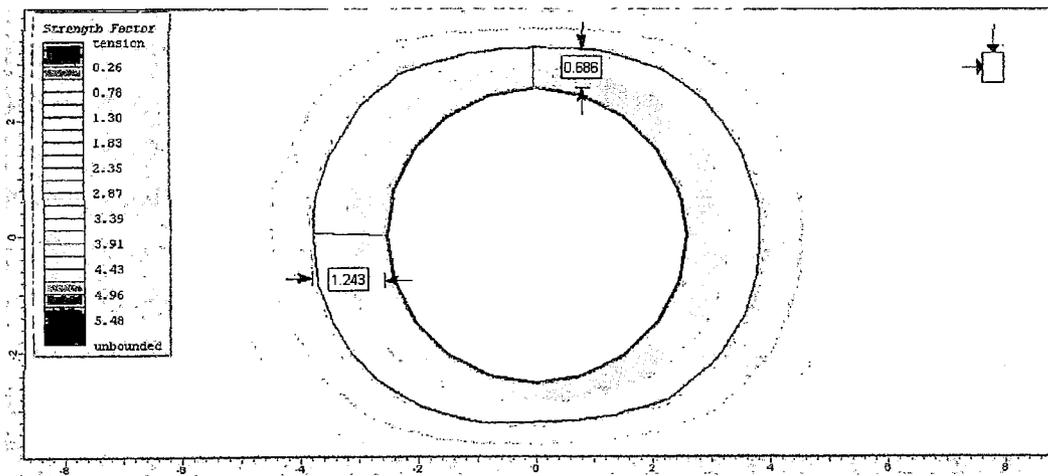


Figura C-3: Tipo la (K=0.7)\_Contours del factor resistencia para análisis elástico con los parámetros de Martin ( $m = 0$  y  $s = 0.11$ ). El contour de factor de resistencia con valor 1.0, cuya extensión es 1.25 m en los hastiales; y 0.7 m en la clave y el invert

Tipo la (K=2)

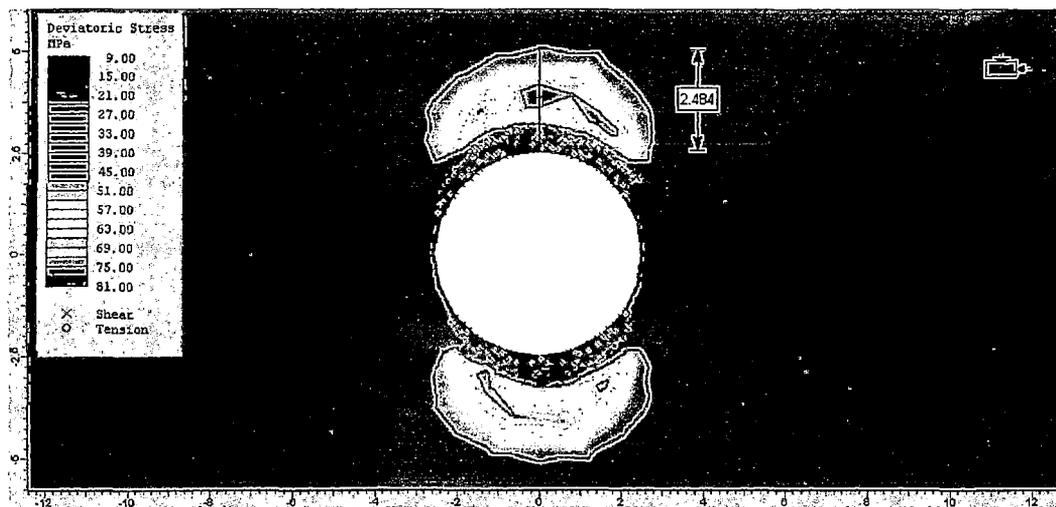


Figura C-4: Tipo la (K=2)\_Grafica de contours del esfuerzo deviatórico en donde se dibuja el límite  $0.33\sigma_{ci}$  (49.5MPa) que se extiende 2.5 metros en la clave y el invert

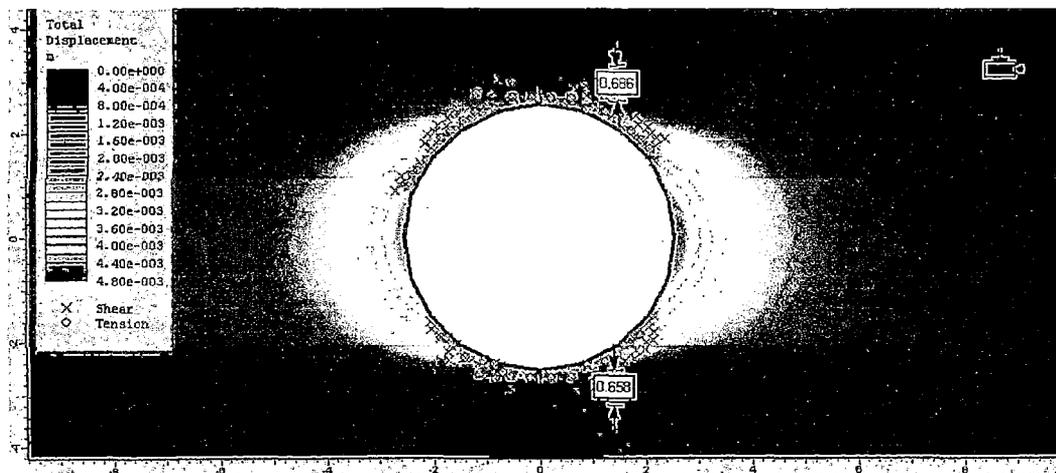


Figura C-5: Tipo la (K=2)\_Desplazamiento totales (D max=4.42 mmm). La extensión de la plastificación es aproximadamente 0.7 m en la clave y el invert

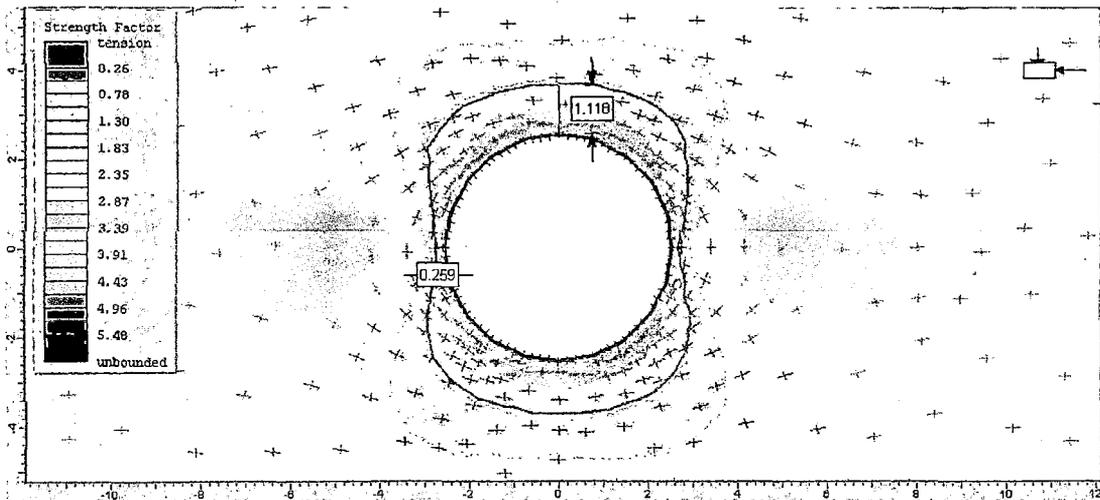


Figura C-6: Tipo Ia (K=2)\_Contours del factor resistencia para análisis elástico con los parámetros de Martin ( $m = 0$  y  $s = 0.11$ ). El contour de factor de resistencia con valor 1.0, cuya extensión es 0.25 m en los hastiales; y 1.2 m en la clave y el invert

Tipo Ib (K=0.7)

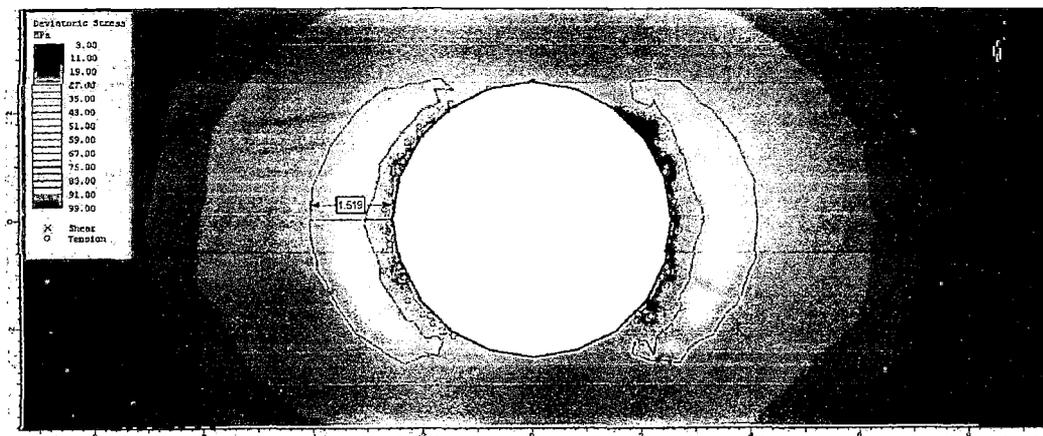


Figura C-7: Tipo Ib (K=0.7)\_Grafica de contours del esfuerzo deviatorico en donde se dibuja el límite  $0.33\sigma_{ci}$  (49.5MPa) que se extiende 1.5 metros en los hastiales

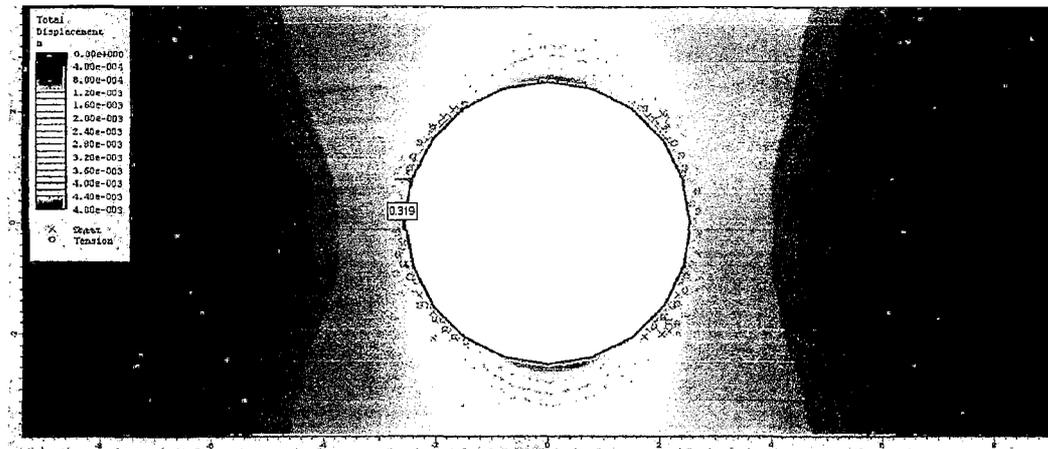


Figura C-8: Tipo Ib (K=0.7)\_Desplazamiento totales (D max=4.57mm). La extensión de la plastificación es aproximadamente 0.3 m en los hastiales

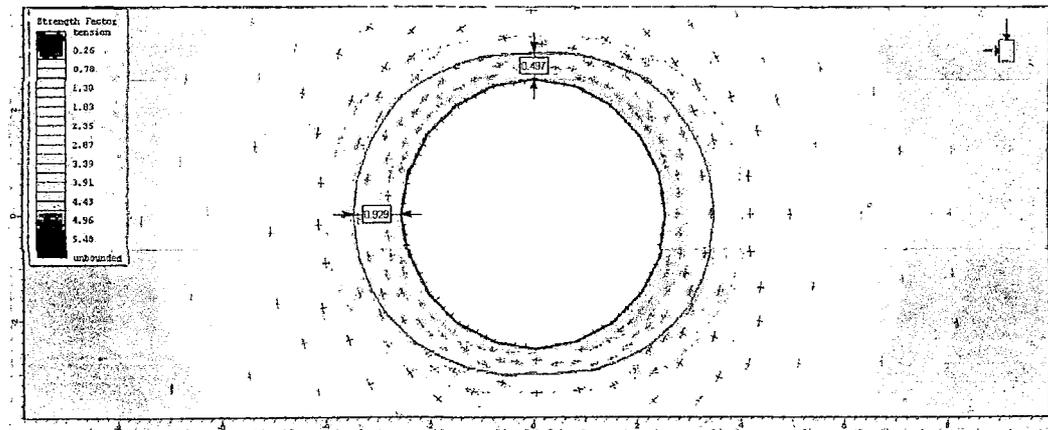


Figura C-9: Tipo Ib (K=0.7)\_Contours del factor resistencia para análisis elástico con los parámetros de Martin ( $m = 0$  y  $s = 0.11$ ). El contour de factor de resistencia con valor 1.0, cuya extensión es 0.93 m en los hastiales; y 0.50 m en la clave y el invert

Tipo Ib (K=2)

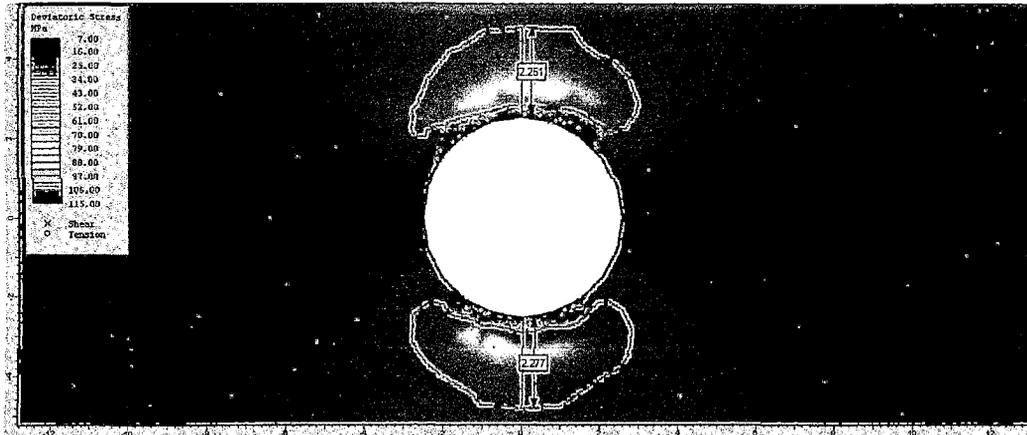


Figura C-10: Tipo Ib (K=2)\_ Grafica de contours del esfuerzo deviatorico en donde se dibuja el limite  $0.33\sigma_{ci}$  (49.5MPa) que se extiende 2.3 metros en la clave y los hastiales

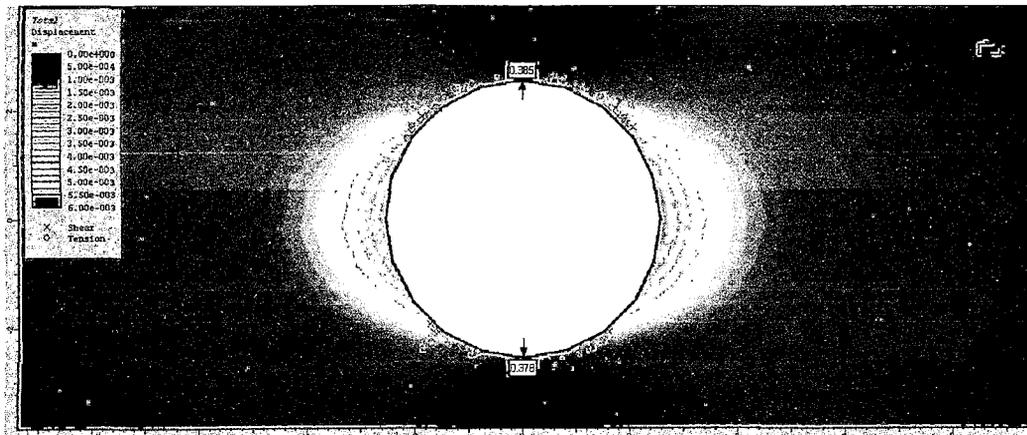


Figura C-11: Tipo Ib (K=2)\_Desplazamiento totales (D max=5.41mm). La extensión de la plastificación es aproximadamente 0.4 m en la clave y el invert

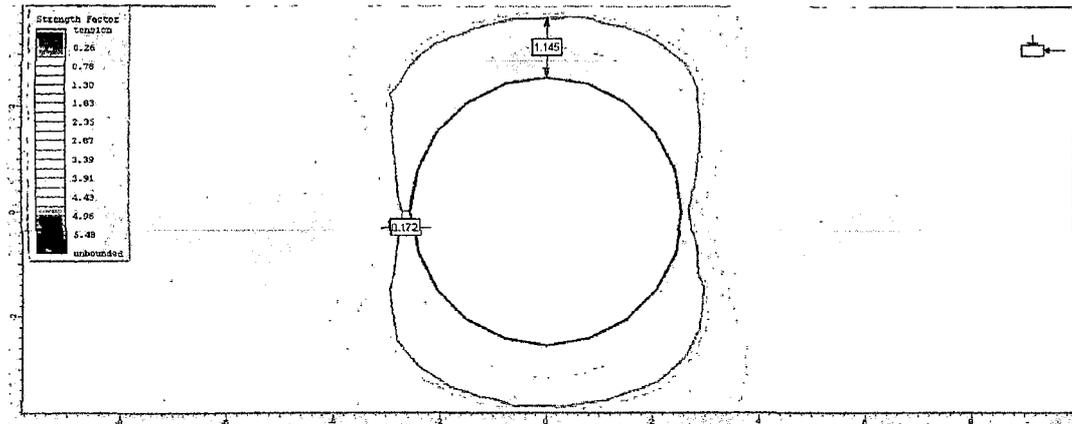


Figura C-12: Tipo Ib (K=2)\_Contours del factor resistencia para análisis elástico con los parámetros de Martin ( $m=0$  y  $s=0.11$ ). El contour de factor de resistencia con valor 1.0, cuya extensión es 0.2 m en los hastiales; y 1.15 m en la clave y el invert

Tipo Ic (K=0.7)

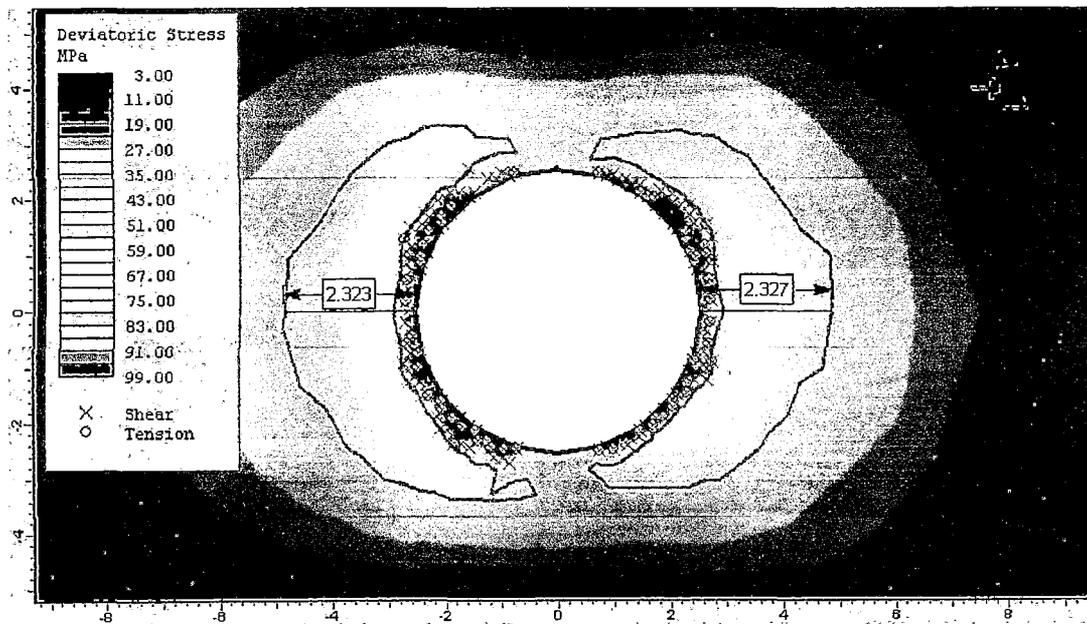


Figura C-13: Tipo Ic (K=0.7)\_Grafica de contours del esfuerzo deviatórico en donde se dibuja el límite  $0.33\sigma_{ci}$  (49.5MPa) que se extiende 2.35 metros en los hastiales

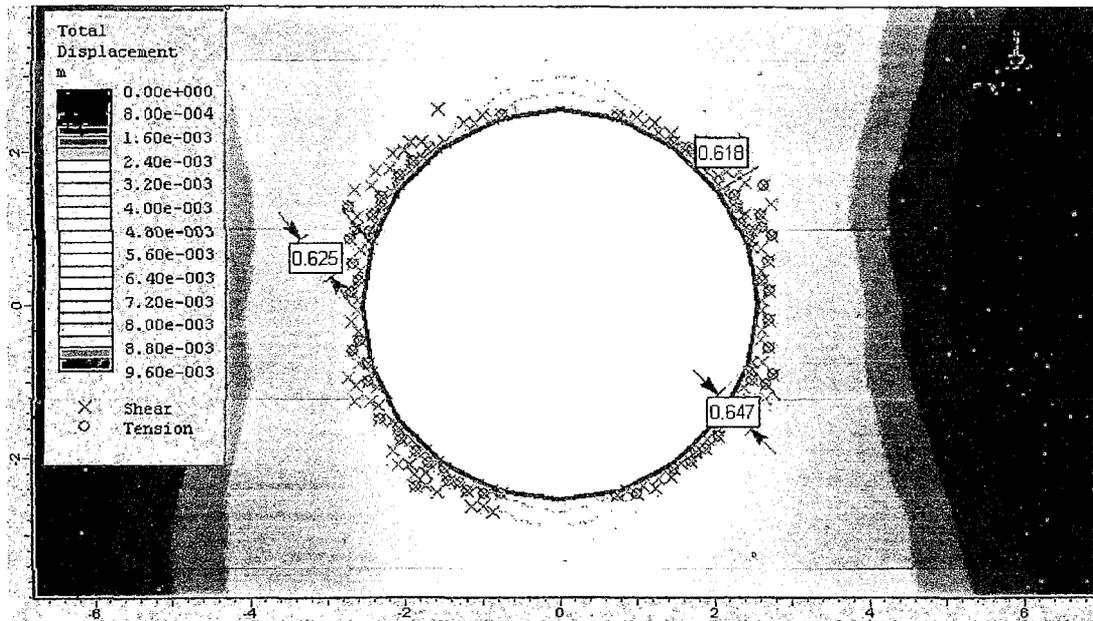


Figura C-14: Tipo Ic (K=0.7)\_Desplazamiento totales (D max=8.50mm). La extensión de la plastificación es aproximadamente 0.60 m en los hastiales

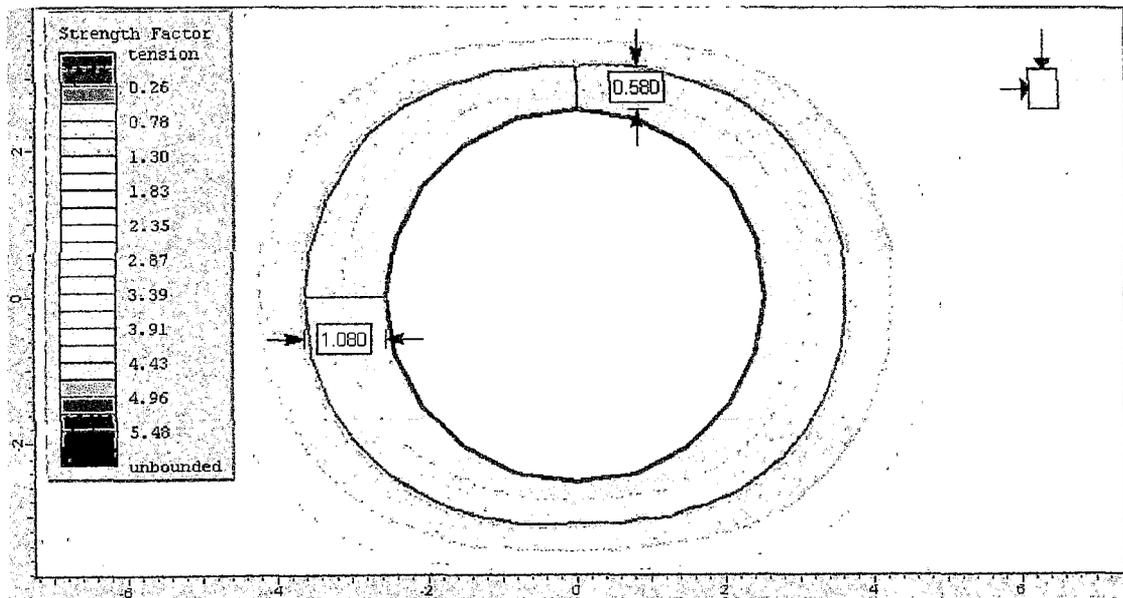


Figura C-15: Tipo Ic (K=0.7)\_Contours del factor resistencia para análisis elástico con los parámetros de Martin ( $m = 0$  y  $s = 0.11$ ). El contour de factor de resistencia con valor 1.0, cuya extensión es 1.0 m en los hastiales; y 0.60 m en la clave y el invert

Tipo Ic (K=2.0)

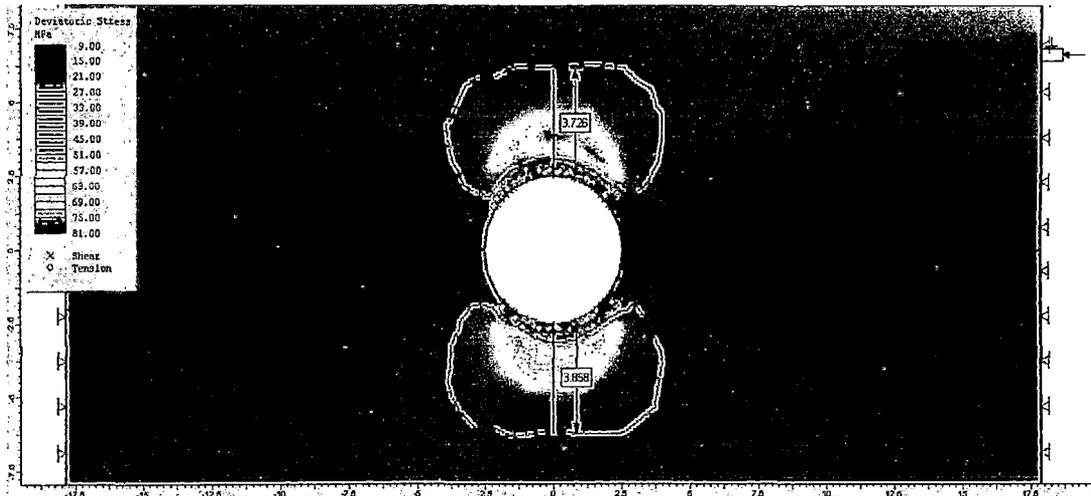


Figura C-16: Tipo Ic (K=2)\_Grafica de contours del esfuerzo deviatorico en donde se dibuja el límite  $0.33\sigma_{ci}$  (39.6MPa) que se extiende 3.9 metros en la clave y los hastiales

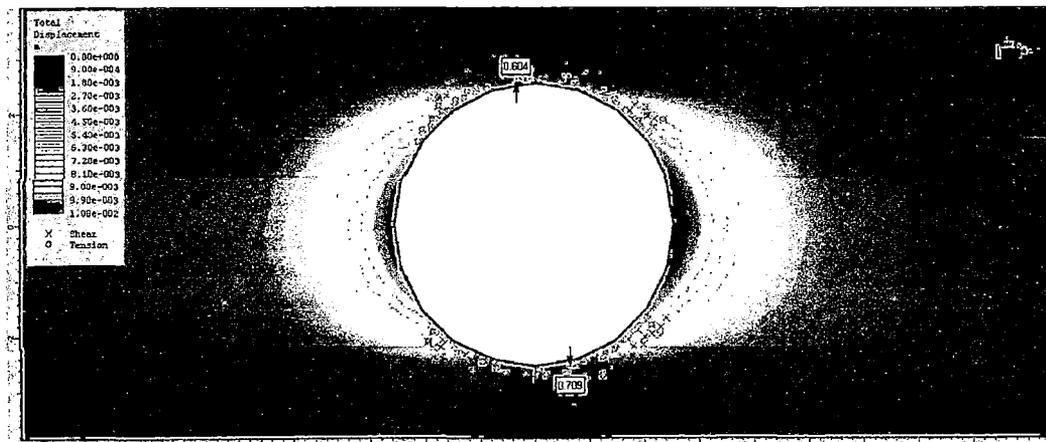
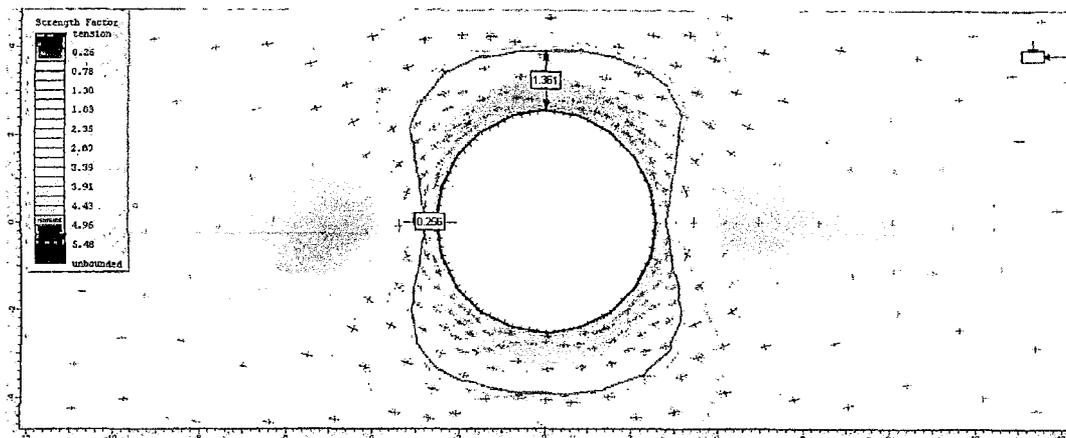


Figura C-17: Tipo Ic (K=2)\_Desplazamiento totales (D max=10.48mm). La extensión de la plastificación es aproximadamente 0.7 m en la clave y el invert



**Figura C-18: Tipo Ic (K=2)\_Contours del factor resistencia para análisis elástico con los parámetros de Martin ( $m = 0$  y  $s = 0.11$ ). El contour de factor de resistencia con valor 1.0, cuya extensión es 0.25 m en los hastiales; y 1.36 m en la clave y el invert**

Se necesita evaluar el mecanismo de eyección violenta de piezas de roca (estallido de roca) y la posibilidad de que el sostenimiento falle ante sollicitaciones dinámicas importantes

## **C.2 Modelamiento numérico de las excavaciones con categoría de sostenimiento Ic, IVa, IVb y IVc**

Un aspecto importante en el diseño del sostenimiento es el cambio de la presión de interna que toma lugar antes de la colocación del sostenimiento. Si no se realiza cambio alguno, las cargas actuantes en los elementos de sostenimiento serán sobre-dimensionadas. Si se asume que la relajación de la periferia del túnel es total, no se transmitirá carga alguna a los elementos de sostenimiento. El diseñador debe estudiar la interacción entre el terreno, y la secuencia constructiva de excavación e instalación del sostenimiento. Es difícil cuantificar la relajación con un modelo bi-dimensional, debido a que este depende de la distancia desde el frente en donde el sostenimiento es instalado y esto es un problema tridimensional.

Una forma de modelar esta relajación, es colocar un material en el área de excavación con un modulo de elasticidad tal que produzca una deformación de la periferia de excavación que corresponda a la deformación estimada en la distancia del frente donde se instalará el sostenimiento. Este criterio es típico

para los elementos finitos. El principal problema es como estimar la reducción del módulo de elasticidad. Curran et al (2003) ha abordado el problema de la siguiente manera:

Paso 1: *Determinar la sección circular equivalente para secciones no circulares.*

Paso 2: Estimar la deformación del túnel previo a la instalación del sostenimiento. Para esto se debe llevar a cabo un análisis axi-simétrico, que permita evaluar las deformaciones versus la variable distancia desde el frente. Se determina la deformación esperada en el momento en que se instalará el sostenimiento.

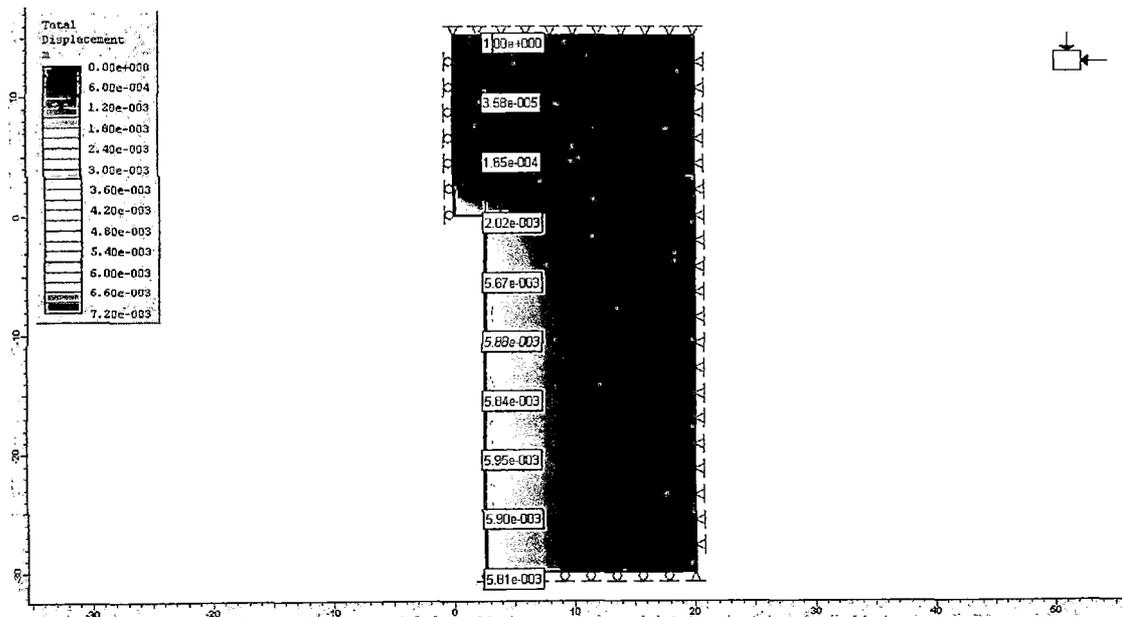
Paso 3: Determinar el tipo de sostenimiento requerido.

Paso 4: *Determinar la reducción del módulo de elasticidad del núcleo de roca a excavar.* Esto se realiza determinando que módulo de elasticidad produce la deformación esperada en el que se instalará en sostenimiento.

Paso 5: Modelar el túnel y sostenimiento en dos etapas.

Tipo Ic (K=0.70)

Para el análisis axi-simétrico se ha representado el material para representar el tipo de falla elástico-frágil-plástico.



**Figura C-19: Modelo Axi-simétrico Roca Tipo Ic (K=0.7): Deformación total de la pared de la excavación versus la distancia al frente de excavación: No hay elementos en fluencia**

**Tabla C-2: Modelo Axi-simétrico Roca Tipo Ic (K=0.7): Deformación unitaria de la pared de la excavación versus la distancia al frente de excavación**

Distancia (m)	$\Delta$ (m)	Strain (%)
30	0.0058	0.228%
25	0.0059	0.232%
20	0.0059	0.233%
15	0.0058	0.229%
10	0.0059	0.230%
5	0.0057	0.222%
3	0.0052	0.205%
2	0.0048	0.188%
0	0.0020	0.079%
-5	0.0002	0.006%
-10	0.0000	0.001%
-15	0.0000	0.000%

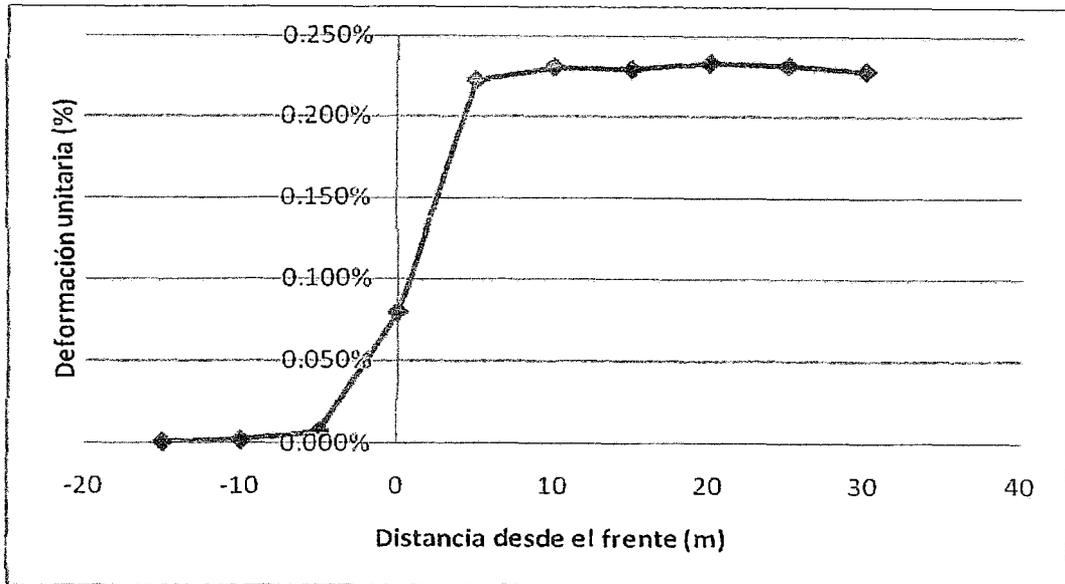
La deformación sin sostenimiento en la clave, 90° (1) y en los hastiales, 0° y 180° (2) es:

$$\Delta_1 = 0.0084419\text{m} (0.41\%)$$

$$\Delta_2 = 0.00484346\text{m} (0.24\%)$$

$$\Delta_{\text{Prom}} = 0.00664\text{m} (0.32\%)$$

Nota: El modelo elástico Mohr -Coulomb determino una convergencia de 0.25% y un radio plástico de 2.14 m. Si se realiza un modelo Hoek-Brown con los mismos parámetros de resistencia residual usado en el modelo de estado plano de esfuerzos, la convergencia es de 0.36% y un radio plástico de 3.05 m. Esta última coincide mejor con los resultados del modelo de estado plano de esfuerzos (Esto puede ser la clave para compatibilizar mejor la búsqueda del modulo de elasticidad requerido para simular el frente de excavación).



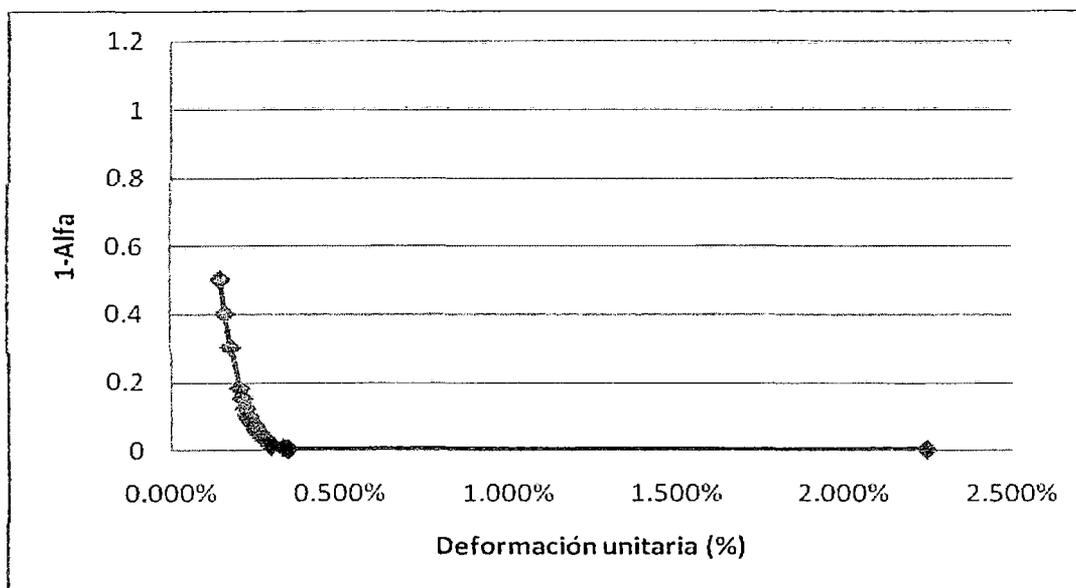
**Figura C-20: Modelo Axi-simétrico Roca Tipo Ic (K=0.7)\_Deformación unitaria de la pared de la excavación versus la distancia al frente de excavación**

Ahora procederemos a calcular la deformación de la pared de excavación para diferentes modulos de deformación, de tal manera de poder determinar el modulo de deformación que produzca la deformación registrada a 3m del frente de excavación, de acuerdo a lo sugerido por el análisis de interacción terreno-soporte.

**Tabla C-3: Modelo bidimensional Roca Tipo Ic (K=0.7)\_Deformación unitaria de la excavación correspondiente a diferentes módulo de elasticidad del material colocado en el núcleo de la excavación**

Alfa	1-Alfa	E (MPa)	$\delta$ (m)	Strain (%)
0.91	0.09	2375.5	0.00589	0.231%
0.9	0.1	2639.5	0.00579	0.227%
0.88	0.12	3167.3	0.00562	0.221%
0.85	0.15	3959.2	0.00541	0.212%
0.82	0.18	4751.0	0.00521	0.204%
0.7	0.3	7918.4	0.00455	0.179%
0.6	0.4	10557.8	0.00412	0.162%
0.5	0.5	13197.3	0.00376	0.148%

Nota: se puede observar que el terreno puede autosostener los esfuerzos inducidos por los esfuerzos in-situ. El sostenimiento debe controlar las cuñas de roca y las sollicitaciones dinámicas producto de los estallidos de roca de diferente intensidad.



**Figura C-21: Modelo bidimensional Roca Tipo Ic (K=0.7)\_Deformación unitaria de la pared de la excavación versus la tasa de reducción del módulo de elasticidad del material colocado en el núcleo de excavación**

Ahora se procede a modelar la excavación en 2 fases, la primera fase se permite al modelo deformarse, la cantidad necesaria para representar la deformación a 3 metros del frente y luego se instala el sostenimiento y a continuación se remueve el material colocado en el núcleo de excavación. El desplazamiento final es 8.6 mm (0.337%) y de acuerdo con este modelo, la excavación es estable. La máxima deformación se produce en los hastiales, paralelo a la dirección principal de esfuerzos.

Ahora procederemos a estudiar las fuerzas desarrolladas en los pernos de roca y la capa de shotcrete (las propiedades asignadas a la capa de shotcrete corresponden a las desarrolladas en 1 día, a 3 metros de la excavación).

Los pernos de roca están funcionando bien (ver figura C-23 y C-24), ninguno sobrepasa su capacidad máxima en fluencia del perno de 28 Ton (0.28MN). Los pernos con mayor sollicitación son los ubicados en la clave y el piso.

La capa de shotcrete está funcionando bien al corte (ver figura C-25). La resistencia al corte desarrollado por el shotcrete en 1 día, puede estar en el orden de 2MPa. Para una sección de 0.10 m de espesor y 1 metro de longitud, la fuerza admisible sería del orden de 0.2 MN. De acuerdo con el análisis las mayores sollicitaciones se dan en la clave y el piso.

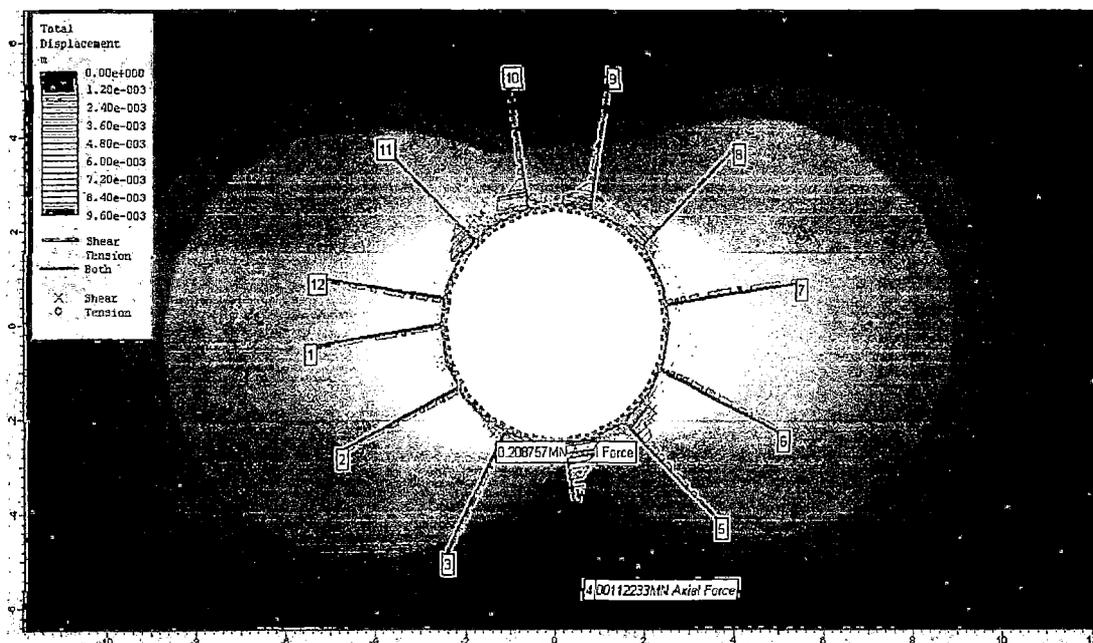


Figura C-22: Modelo bidimensional Roca Tipo Ic (K=0.7)\_Fuerza axial en los pernos, note que los pernos instalados en la clave y el piso son los más solicitados

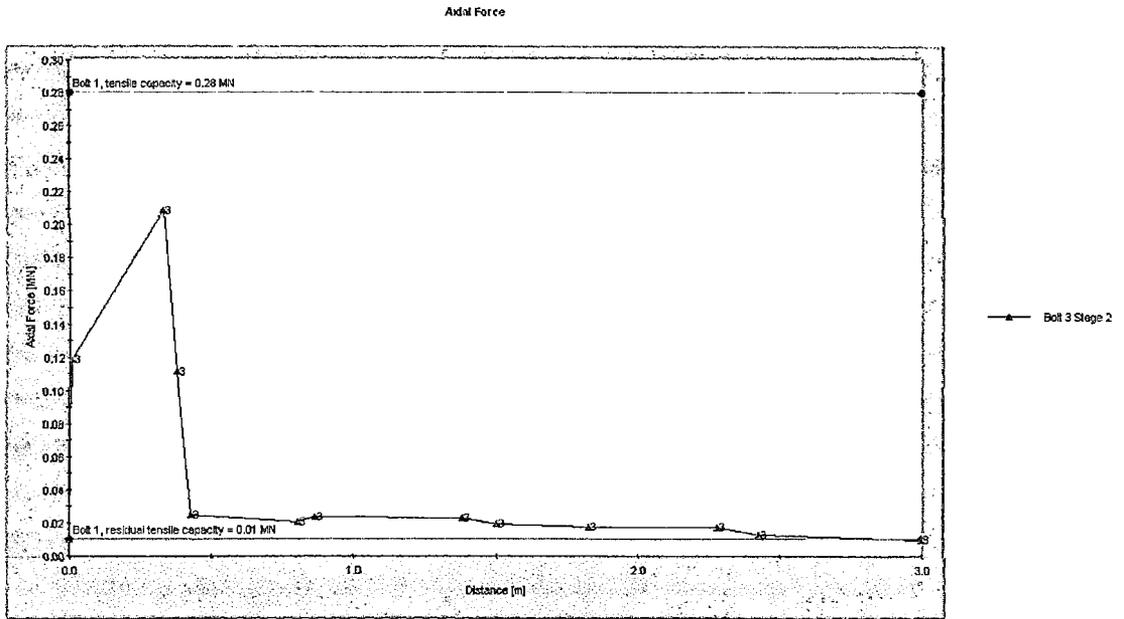


Figura C-23: Modelo bidimensional Roca Tipo Ic (K=0.7)\_Fuerza axial en el perno 3, ubicado en el piso (FS = 1.33)

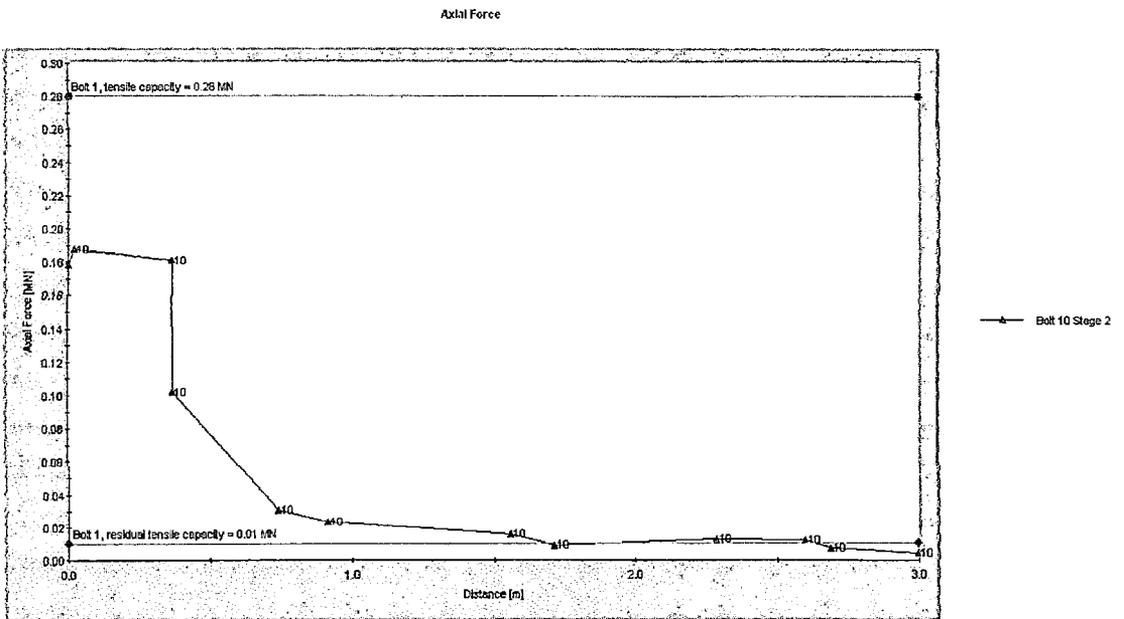


Figura C-24: Modelo bidimensional Roca Tipo Ic (K=0.7): Fuerza axial en el perno 10, ubicado en la clave (FS= 1.47)

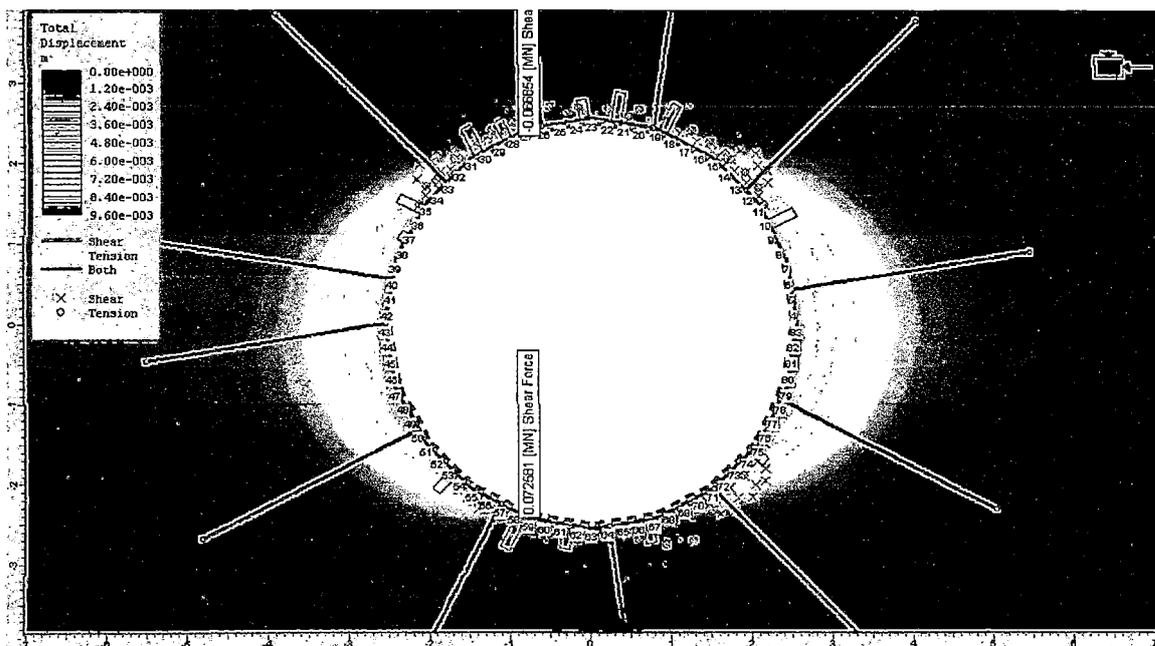


Figura C-25: Modelo bidimensional Roca Tipo Ic (K=0.7): Fuerza de corte aplicado en la capa de shotcrete de 0.10 m

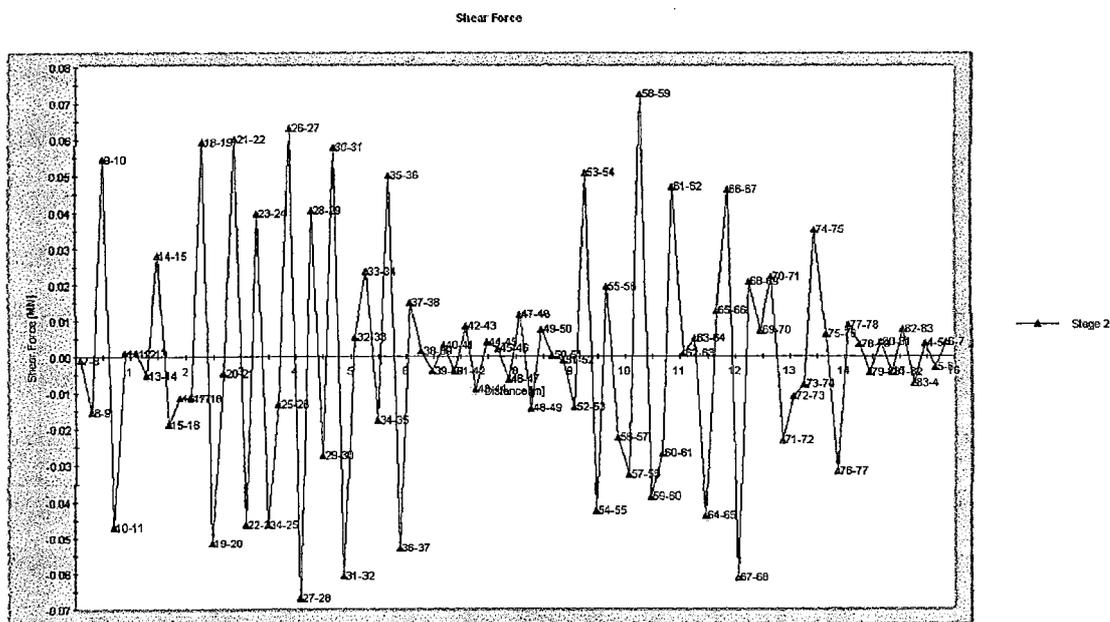


Figura C-26: Modelo bidimensional Roca Tipo Ic (K=0.7): Fuerza de corte aplicado en la capa de shotcrete de 0.10m (FS=2.8)

La fuerza axial máxima es 2.17MN/m esto se traduce en un esfuerzo axial máximo de 21.7MPa/m. Aquí vemos que estamos en problemas ya que el esfuerzo a la compresión uni-axial es de 10 MPa/m (desarrollado en 1 día). Se



No es recomendable analizar independientemente los esfuerzos producidos en el shotcrete, de acuerdo con FHWA (2009) se deben usar las curvas de capacidad límite para evaluar la sollicitación estructural de los elementos de sostenimiento. Como referencia los lectores pueden ver la deducción de las fórmulas de curvas de capacidad límite elástica, en Hoek et al (2008). También se ha hecho uso del programa Response 2000, de la Universidad de Toronto; para el cálculo de las curvas de capacidad límite no elástica.

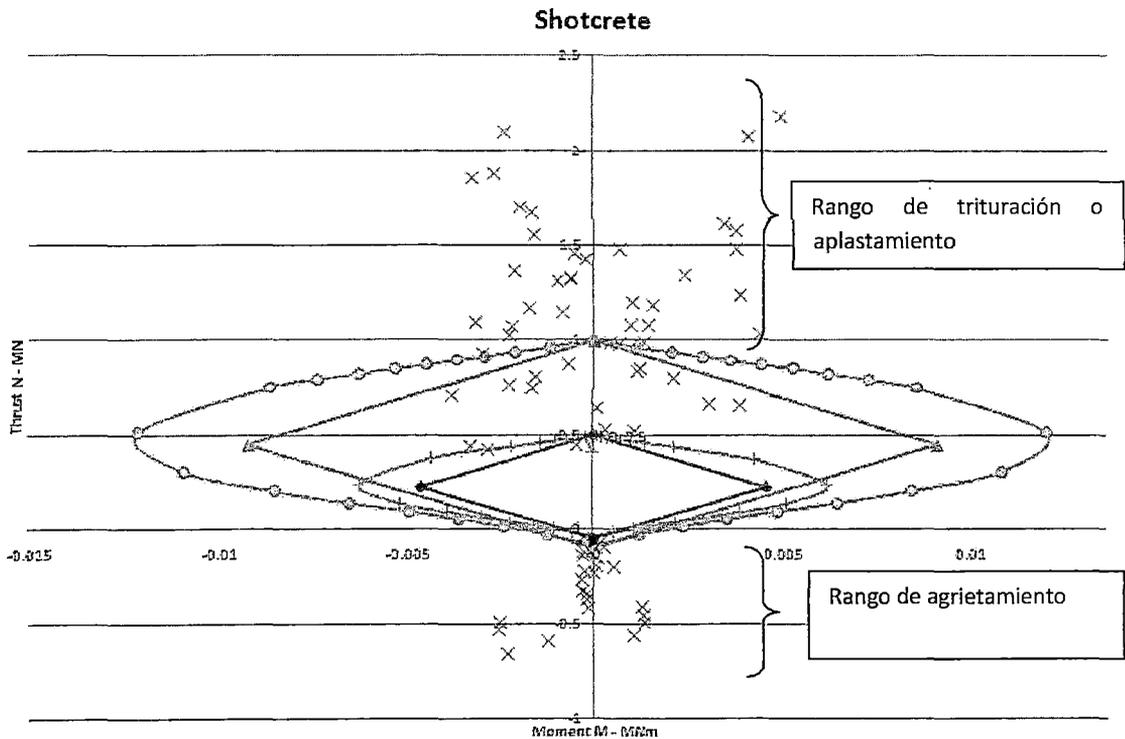
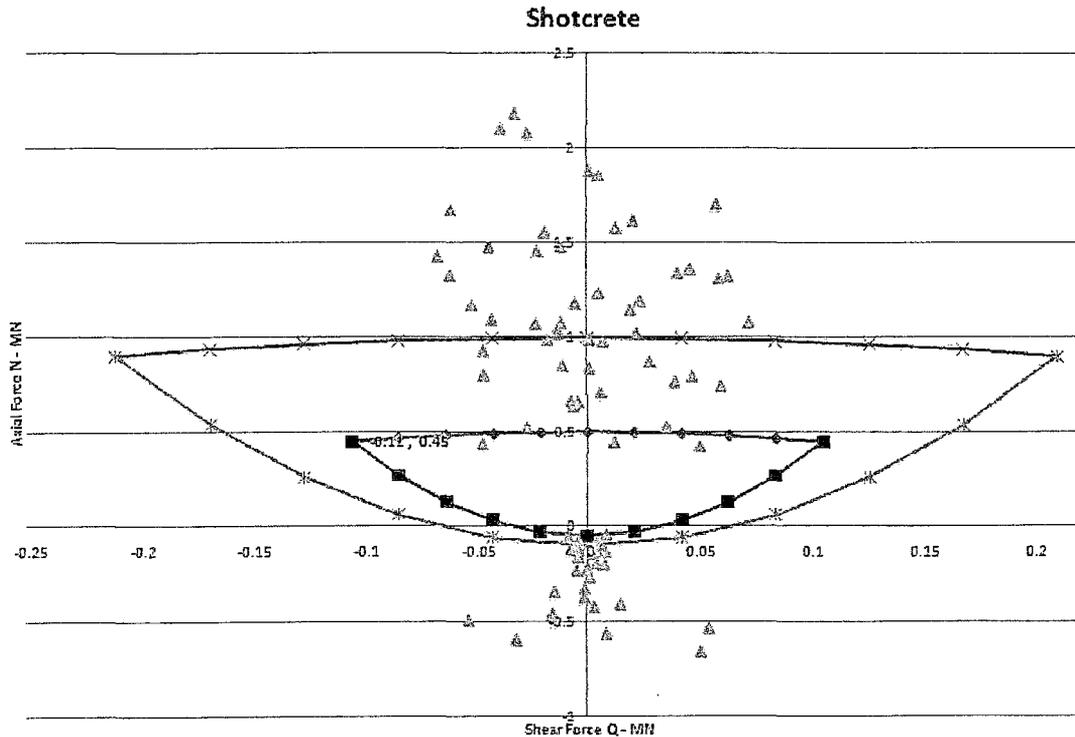


Figura C-29: Modelo bidimensional Roca Tipo Ic (K=0.7)\_Curva de capacidad Momento – Fuerza Axial (Para FS= 1 y 2)



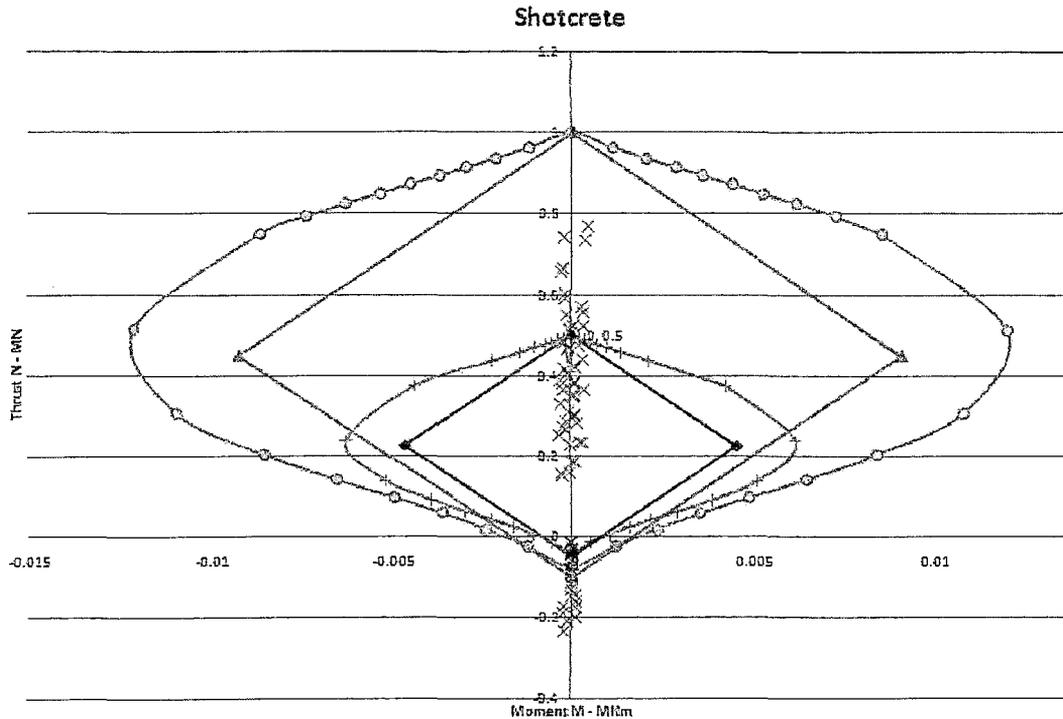
**Figura C-30: Modelo bidimensional Roca Tipo Ic (K=0.7)\_Curva de capacidad Fuerza Axial-Fuerza Cortante (Para FS= 1 y 2)**

Como se puede ver en las figuras C-29 y C-30 el esfuerzo axial es excesivo generando trituración y agrietamiento.

Modificar la resistencia del shotcrete no tendría el resultado esperado ya que esto causaría el aumento de la fuerza axial (Por aumento de rigidez). Por ejemplo si llegáramos a instalar un shotcrete con propiedades de 28 días a 3 metros del frente, la fuerza axial aumentaría a 6.5 MN/m, lo que resulta en un esfuerzo axial de 65 MPa (FS=0.43). Ante este problema y bajo este análisis podemos instalar el sostenimiento a una distancia mayor del frente o podríamos aplicar el shotcrete, dejando ventanas de compresión para permitir cierta convergencia (lo suficiente como para simular una mayor distancia al frente) pero manteniendo la zona de trabajo con sostenimiento controlado, por seguridad.

Si instalamos cimbras metálicas W6x25, solo se produce agrietamiento (falla por tensión, habría que analizar la deformación unitaria producida para ver si las fibras de acero pueden tomar la carga). Pero esta alternativa es extremadamente

cara, y debe ser descartada. Note que los momentos flectores de la capa de shotcrete son casi cero.



**Figura C-31: Modelo bidimensional Roca Tipo Ic (K=0.7)\_Curva de capacidad Fuerza Axial-Fuerza Cortante (Para FS= 1 y 2). Capa de Shotcrete ha sido reforzada con cimbras metálicas W6x25 cada 1 metro**

Para este tipo de roca y bajo la condición de esfuerzos seleccionada ( $K=0.7$ ) se recomienda instalar una malla electrosoldada inicial y pernos de roca, a 2 a 3 metros del frente de excavación lo que permitirá tener una deformación máxima de 8.62 mm (0.338%). Este tipo de sostenimiento preventivo permitirá mantener segura el área contra la caída de lajas de roca y/o estallido de rocas. Observe que la zona fallada está en la clave y en el piso pero la formación de lajas se dará paralelo a la dirección máxima de esfuerzos (vertical).

La capa de shotcrete puede ser instalada a 10 metros del frente y actuaría como una protección final contra caída de rocas y estallido de rocas.

**Tipo IV**

De acuerdo con el criterio de Hoek (2000) se ha estimado la deformación unitaria y el radio plástico de la excavación subterránea para la categoría de roca IV.

La deformación unitaria varía de 5 a 15%, lo que predice condiciones de *Squeezing* Severo a Extremo.

**Tabla C-4: Estimación de las condiciones de la excavación subterránea para la categoría IV**

Categoría	IVa	IVb	IVc
$\sigma_{cm}$ (MPa)	5.582	5.918	3.642
$\varepsilon$ (%)	6.42	5.71	15.08
Rp(m)	13.19	12.76	16.83

Adicionalmente de acuerdo con el criterio de arco de Terzaghi, y en función del ángulo de fricción, las presiones requeridas para estabilizar la excavación son de la siguiente magnitud:

**Tabla C-5: Estimación de la presión del terreno sobre la clave de la excavación subterránea**

Categoría	IVa	IVb	IVc
$\phi$	27.17	28.42	23.15
$\gamma h_o$ (MPa)	0.23	0.22	0.29

**Tipo IVa**

Modelo 1: Sin sostenimiento (axi-simétrico)

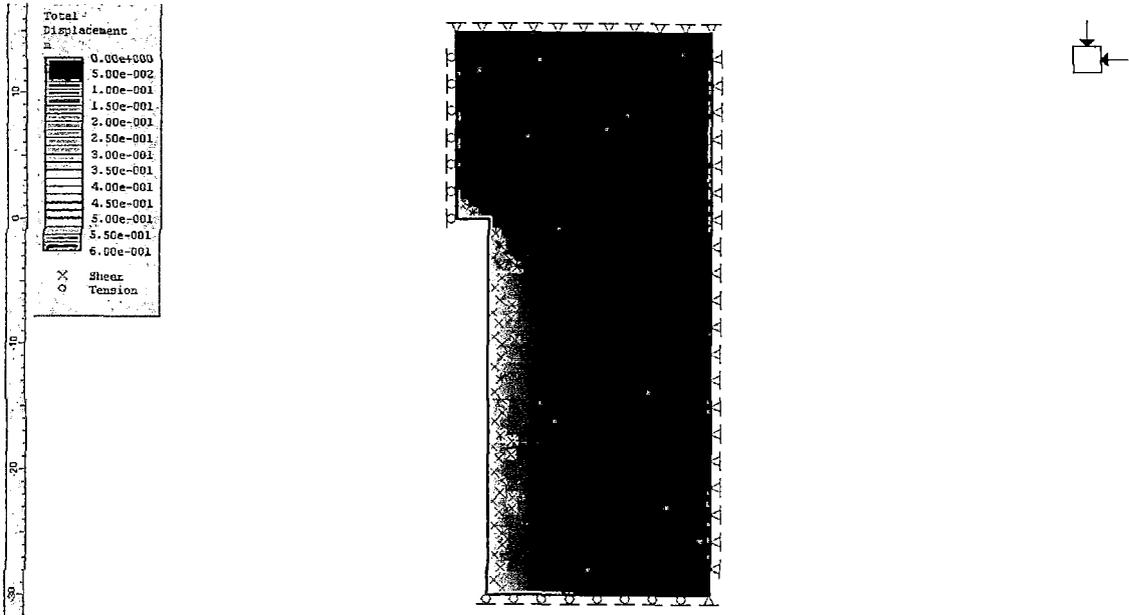


Figura C-32: Modelo Axi-simétrico Roca Tipo IVa (K=1). El radio plástico es 4.53m y perpendicular al frente de excavación, 2.0 metros de material en fluencia. La convergencia promedio es 0.4205 m (16.49%)

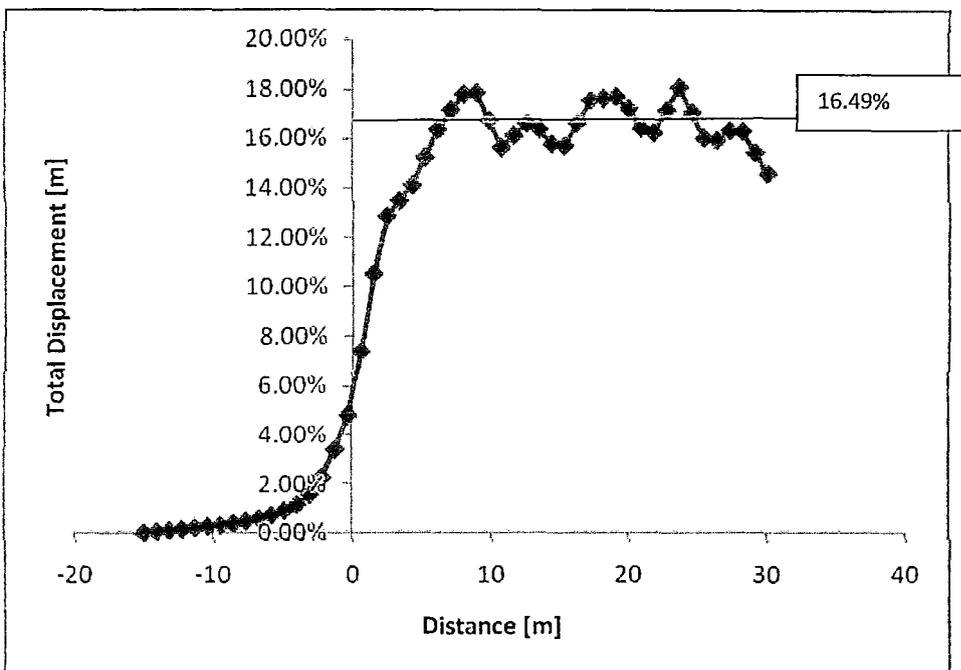


Figura C-33: Perfil de deformación longitudinal, sin sostenimiento

Modelo 1: Sin sostenimiento (Estado plano de esfuerzos)

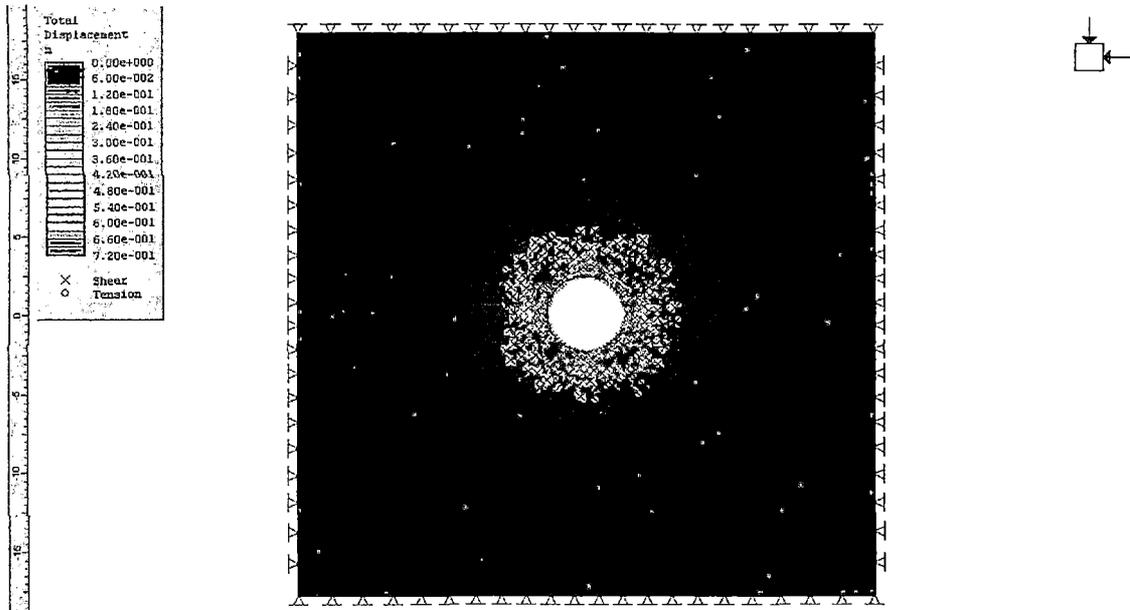


Figura C-34: Modelo bidimensional Roca Tipo IVa (K=1). Con un radio plástico de 5.2 m

La deformación sin sostenimiento en la clave, 90° (1) y en los hastiales, 0° y 180° (2) es:

$$\Delta_1 = 0.68630039\text{m (26.9\%)}$$

$$\Delta_2 = 0.65866378\text{m (25.8\%)}$$

$$\Delta_{\text{Prom}} = 0.6725\text{m}$$

Hay una diferencia de convergencias de 0.20 m, entre ambos modelos (con los mismo parámetros).

Modelo 2: Tratamiento de pre-inyecciones (axi-simétrico)

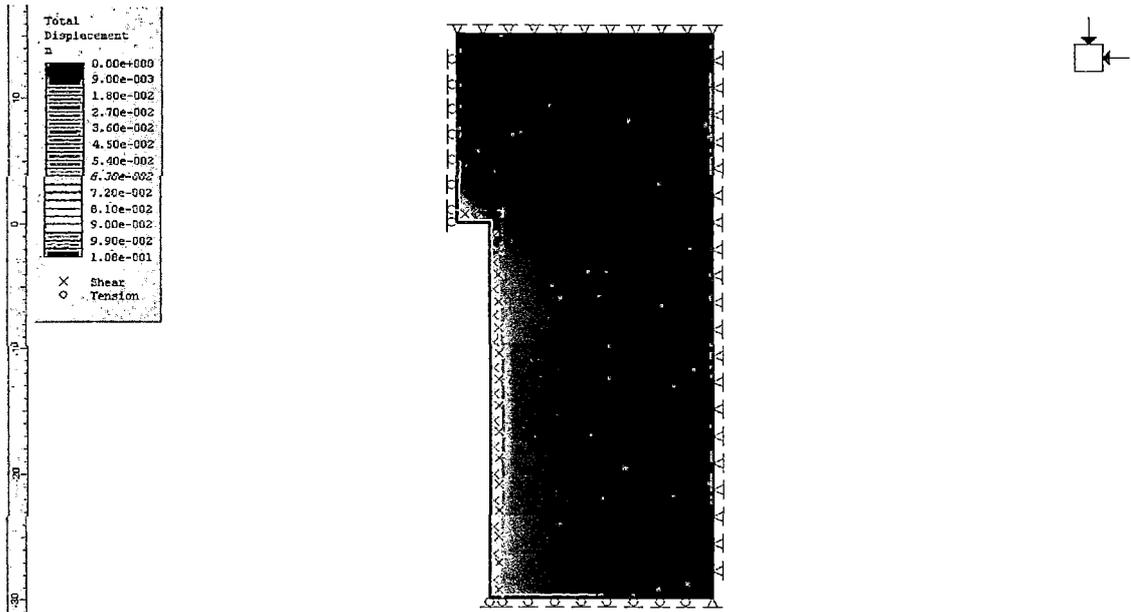


Figura C-35: Modelo Axi-simétrico Roca Tipo IVa (K=1). El radio plástico es 3.55 m y perpendicular al frente de excavación, 1.0 metros de material en fluencia (amplitud de la zona pre-inyectada). La convergencia promedio es 0.0895 m (3.51%)

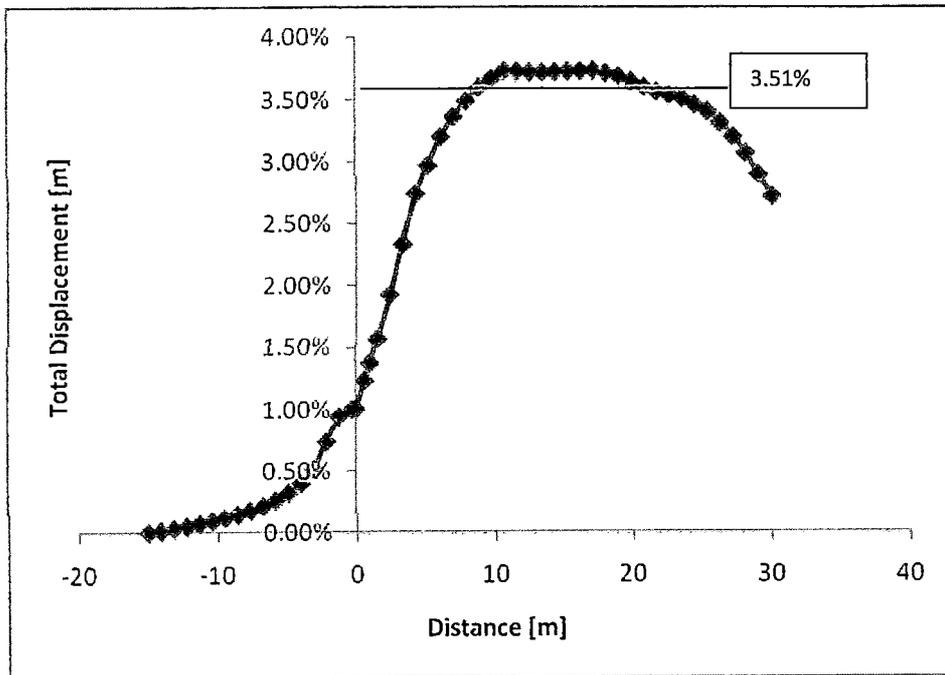
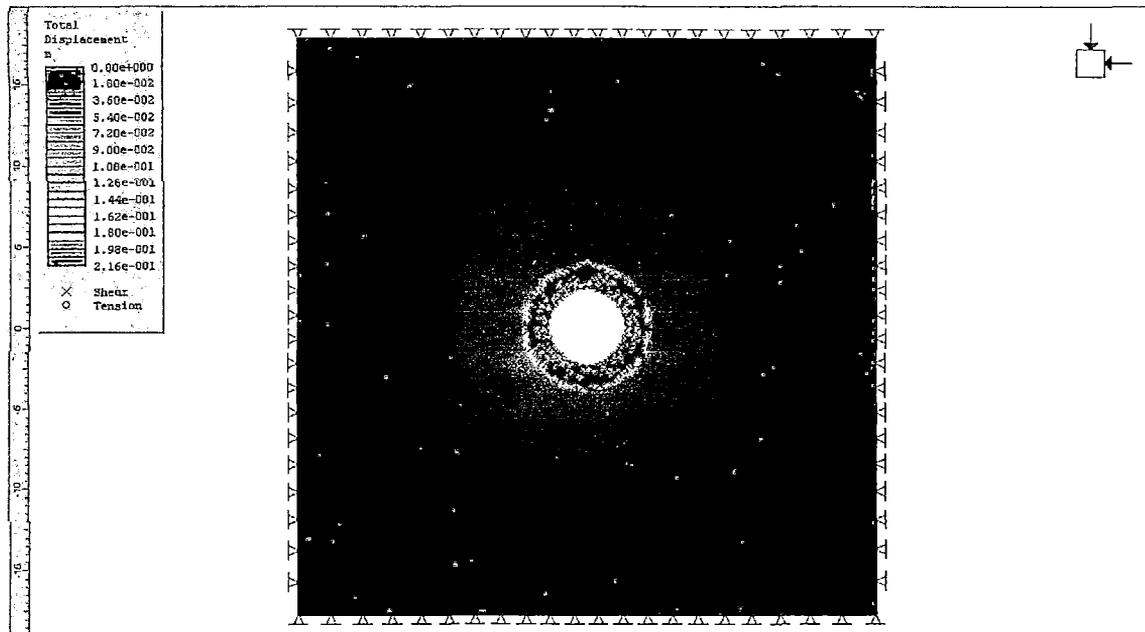


Figura C-36: Perfil de deformación longitudinal, con refuerzo de pre-inyecciones

Modelo 2: Tratamiento de pre-inyecciones (Estado plano de esfuerzos)



**Figura C-37: Modelo bidimensional Roca Tipo IVa (K=1)\_Con tratamiento de pre-inyecciones. El radio plástico es 3.55 m y perpendicular al frente de excavación. La convergencia promedio es 0.2067 m (8.10%)**

La deformación sin sostenimiento en la clave, 90° (1) y en los hastiales, 0° y 180° (2) es:

$$\Delta_1 = 0.20776008 \text{ m (8.15\%)}$$

$$\Delta_2 = 0.20566421 \text{ m (8.07\%)}$$

$$\Delta_{\text{Prom}} = 0.2067 \text{ m}$$

Hay una diferencia de convergencias de 0.12m, entre ambos modelos (con los mismos parámetros).

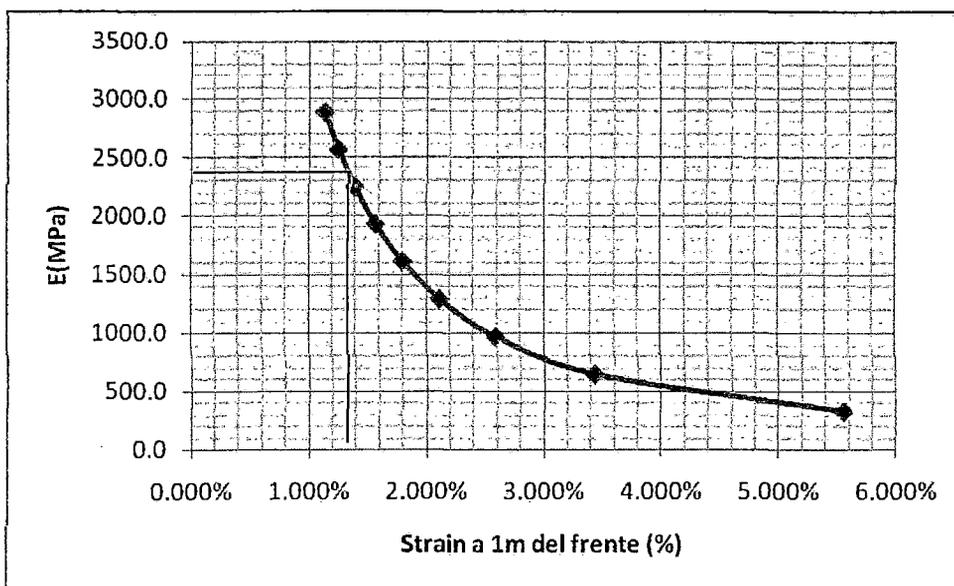


Figura C-38: Curva modulo de elasticidad del núcleo central relajado (2244MPa) versus la deformación unitaria a 1 metro del frente (1.391%)

Modelo 3: Refuerzo del terreno con pre-inyecciones y sostenimiento proyectado (Estado plano de esfuerzos)

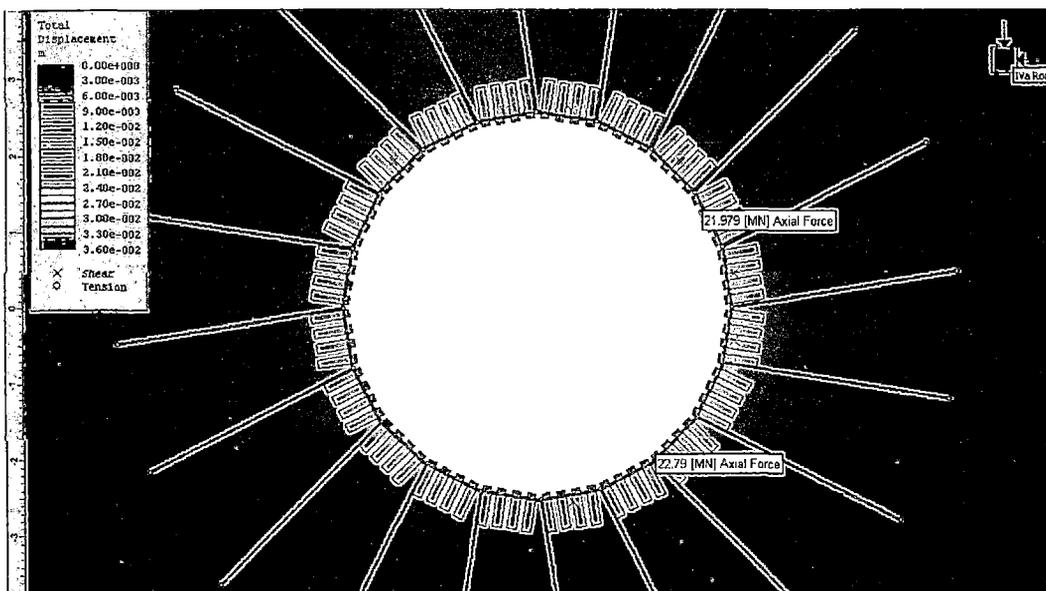


Figura C-39: Modelo bidimensional Roca Tipo IVa (K=1), con refuerzo de pre-inyecciones y sostenimiento proyectado

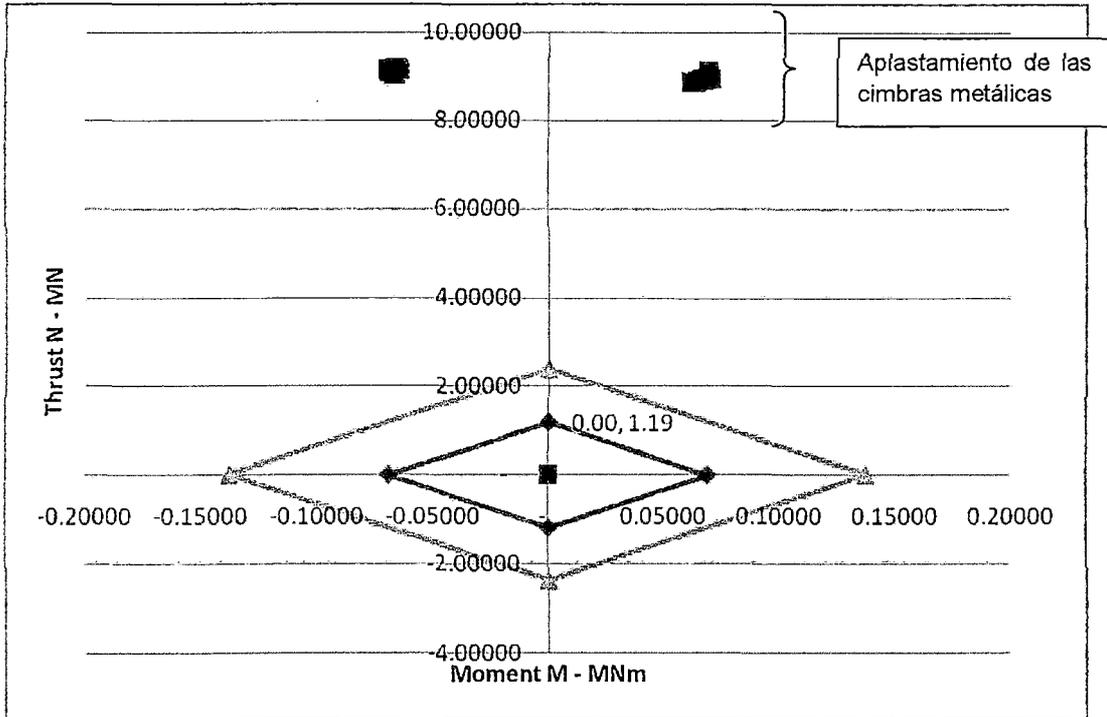


Figura C-40: Modelo 3 Roca Tipo IVa (K=1)\_Curva de capacidad Momento Flector-Carga Axial en las cerchas metálicas (Para FS= 1 y 2)

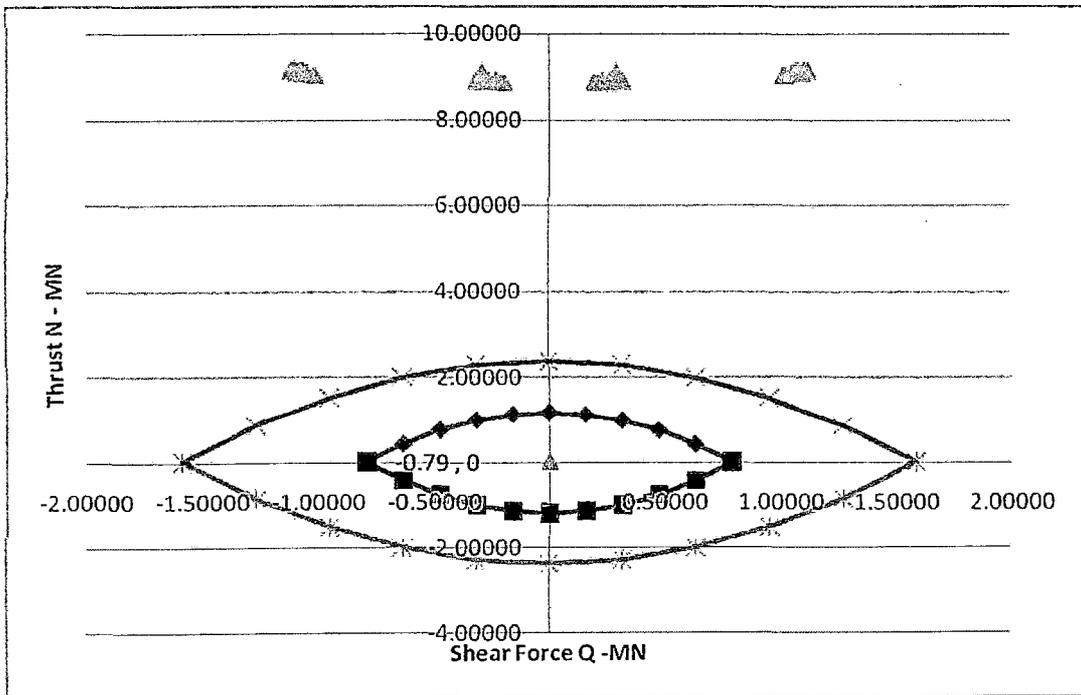


Figura C-41: Modelo 3 Roca Tipo IVa (K=1)\_Curva de capacidad Carga Cortante-Carga Axial en las cerchas metálicas (Para FS= 1 y 2)

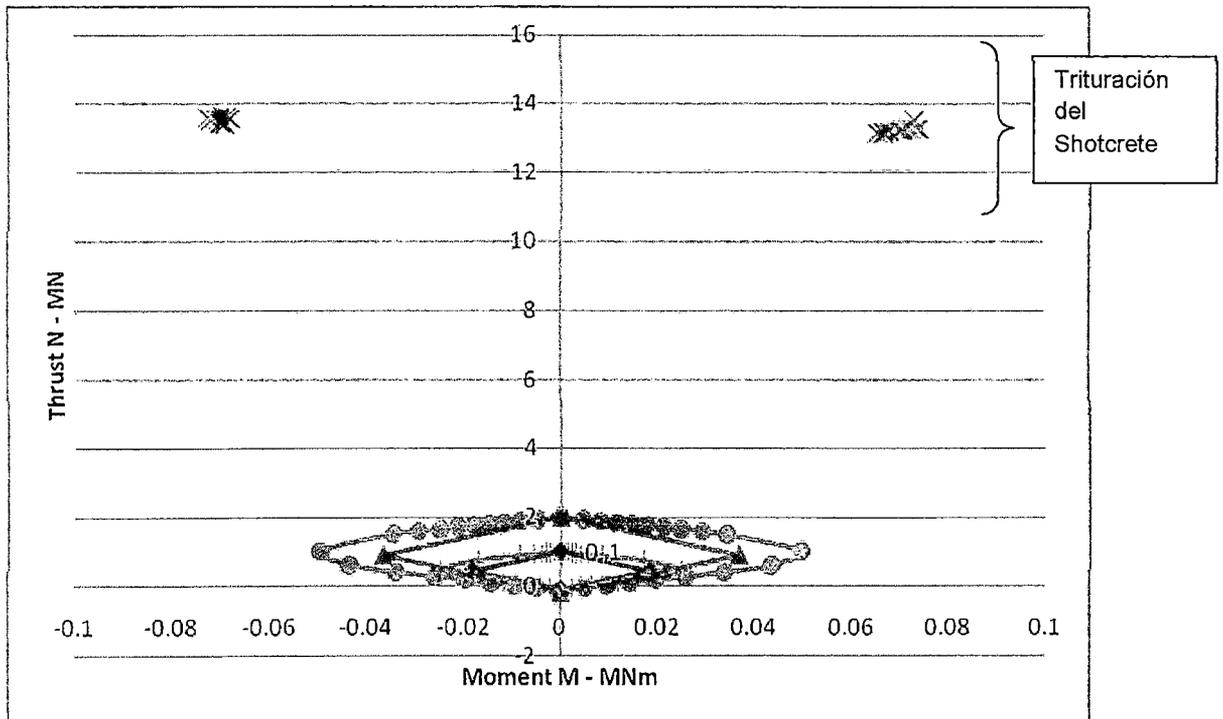


Figura C-42: Modelo 3 Roca Tipo IVa (K=1)\_Curva de capacidad Momento Flector-Carga Axial en la capa de shotcrete (Para FS= 1 y 2)

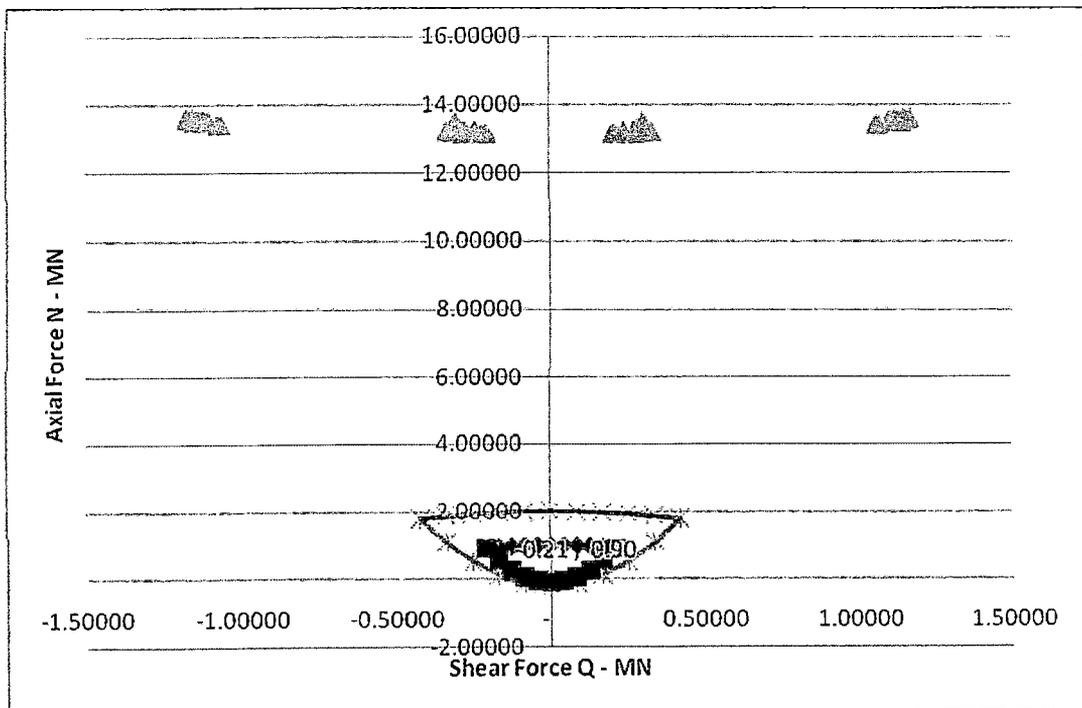
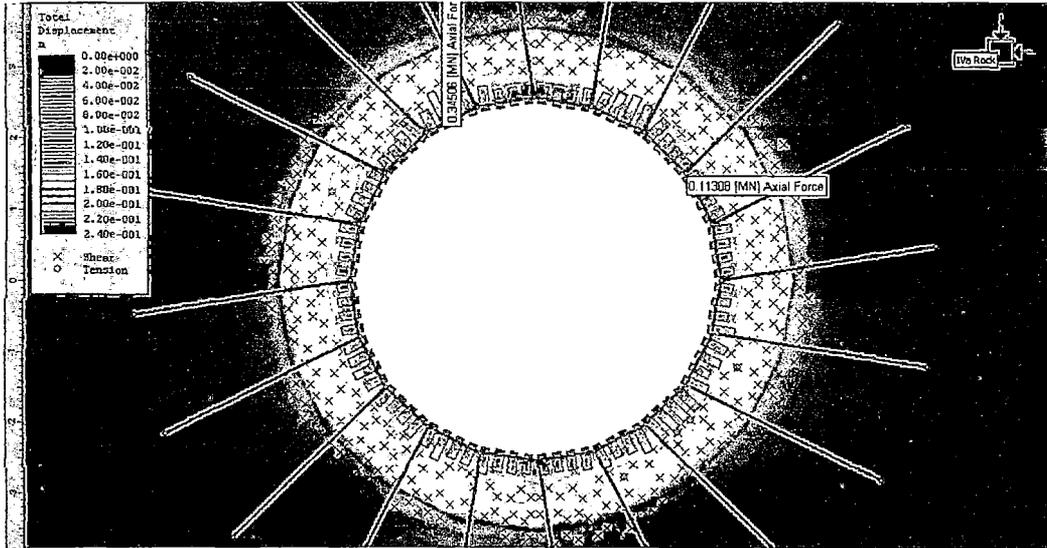


Figura C-43: Modelo 3 Roca Tipo IVa (K=1)\_Curva de capacidad Carga Cortante-Carga Axial en la capa de Shotcrete (Para FS= 1 y 2)

Modelo 4: Refuerzo del terreno con pre-inyecciones y sostenimiento proyectado – cerchas metálicas con juntas de fricción (Estado plano de esfuerzos)



Nota: Los pernos instalados en estos modelos no están trabajando debido a la convergencia alta que se desarrolla en este tipo de terreno.

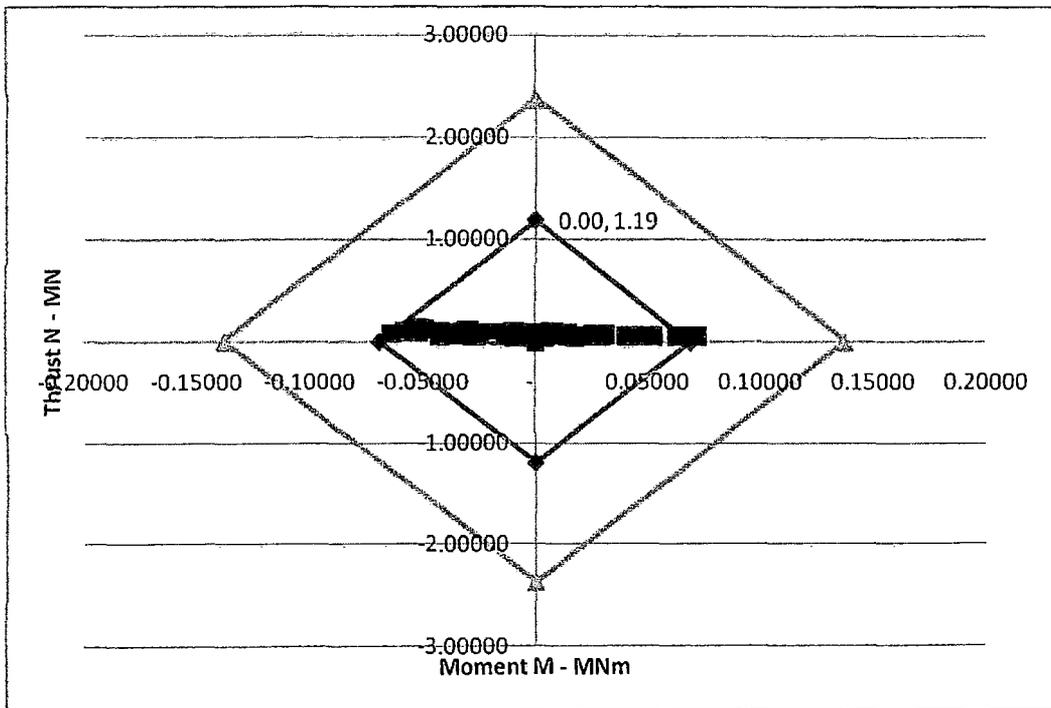
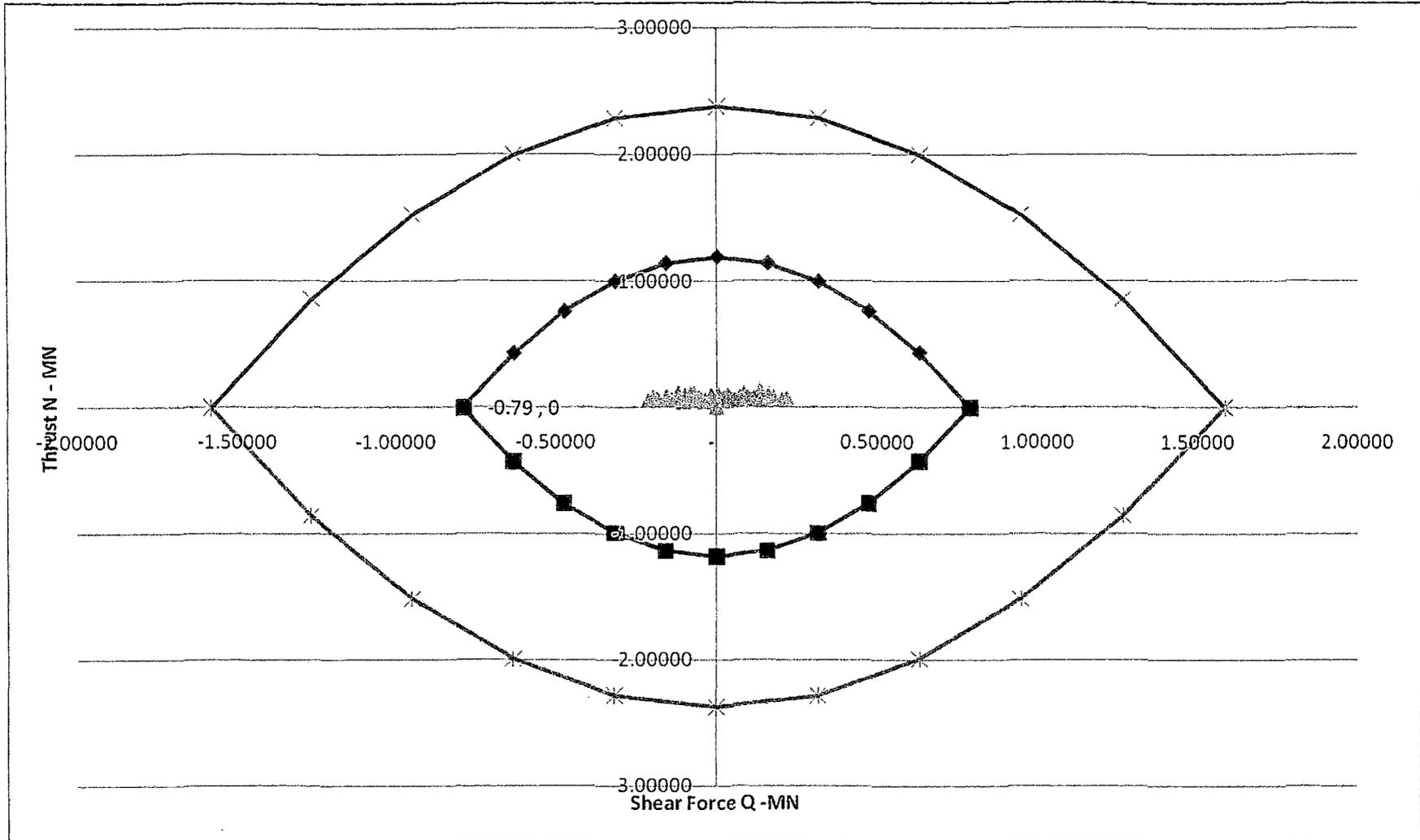


Figura C-44: Modelo 4 Roca Tipo IVa (K=1)\_Curva de capacidad Momento Flector-Carga Axial para la cercha metálica con la junta de fricción de 6% (Para FS= 1 y 2)



**Figura C-45: Modelo 4 Roca Tipo IVa (K=1)\_Curva de capacidad Carga Cortante-Carga Axial para la cercha metálica con la junta de fricción de 6 (Para FS= 1 y 2)**

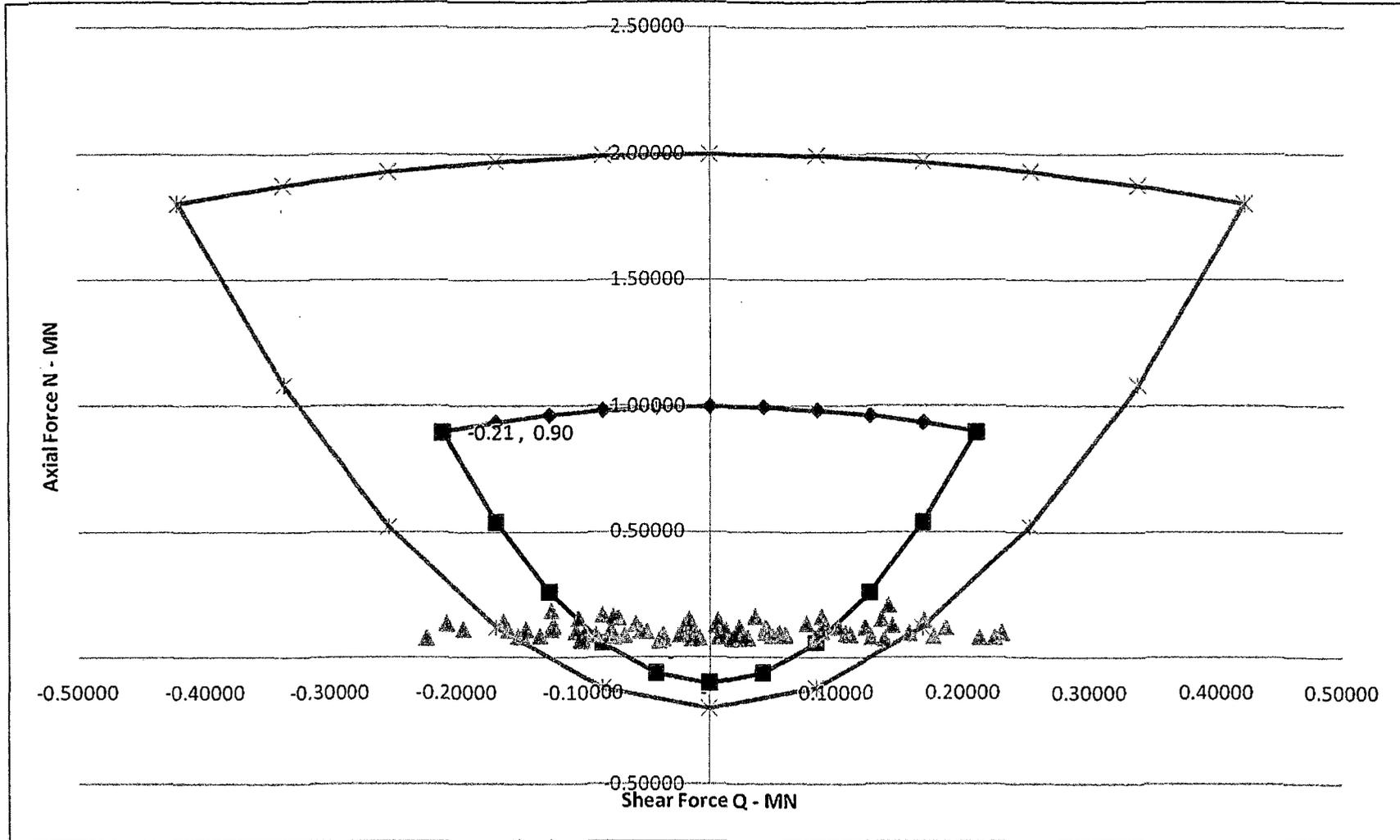


Figura C-46: Modelo 4 Roca Tipo IVa (K=1)\_Curva de capacidad Carga Cortante-Carga Axial para la capa de shotcrete (Para FS= 1 y 2)

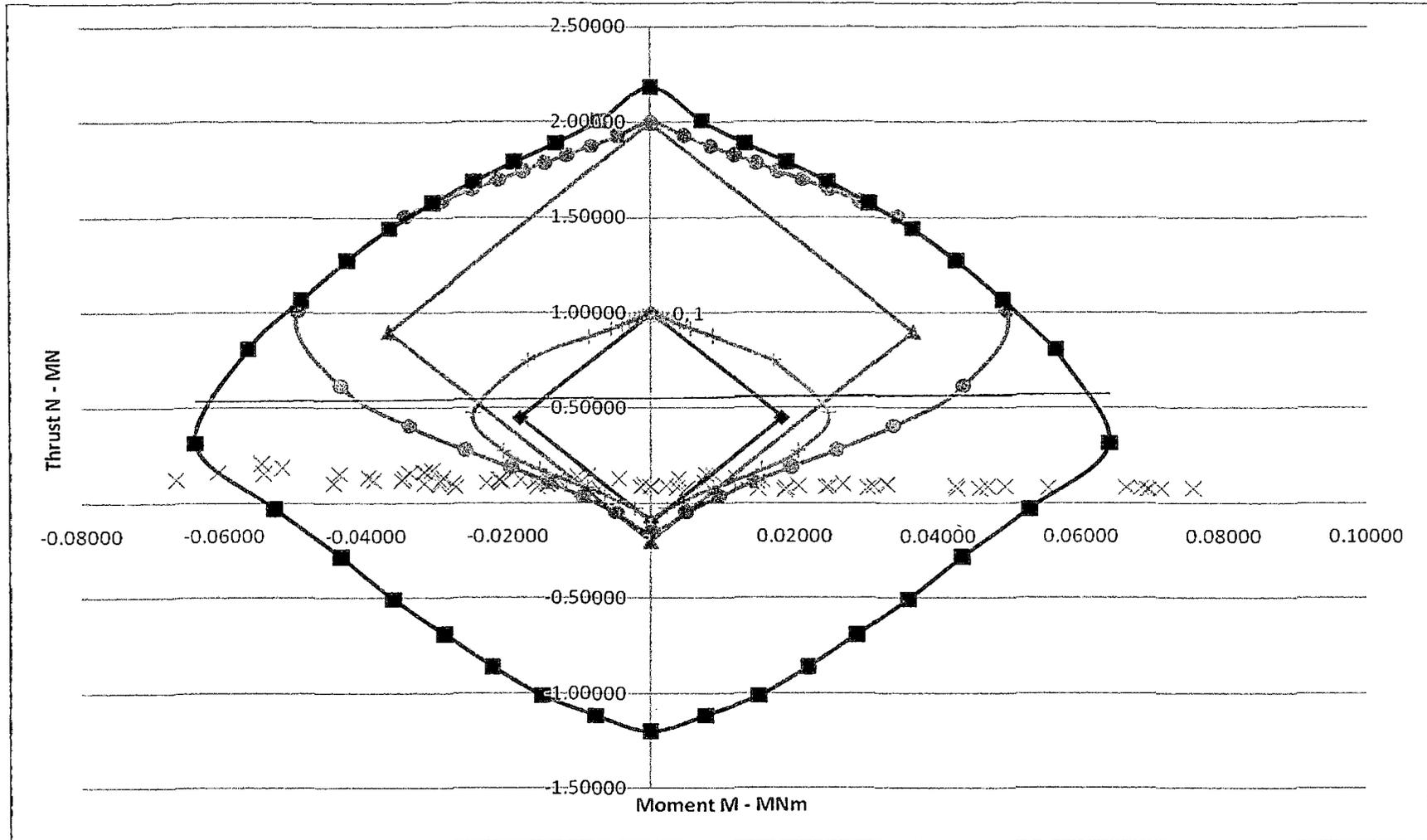


Figura C-47: Modelo 4 Roca Tipo IVa (K=1)\_Curva de capacidad Momento Flector-Carga Axial para la capa de shotcrete (Para FS= 1 y 2)

**Tabla C-6: Resultados de los modelos analizados para la categoría de roca IVa**

Modelo	Desplazamiento radial máximo (m)	Extrusión máxima (m)	Carga axial máxima en el sostenimiento(MN)	Número de elementos del modelo en fluencia
1	(1)0.6725 (2)0.4205	(2)0.523	-	(1)501 (2)45
2	(1)0.2067 (2)0.0895	(2)0.107	-	(1)460 (2)30
3	(1)0.024221	-	(1)22.79	(1)9
4	(1)0.22916	-	(1)0.345	(1)510

**Nota:**

- (1) Modelo estado plano de esfuerzos
- (2) Modelo axi-simétrico

Para que los modelos sean congruentes en el modelo 2, Deformación máxima modelo plano de esfuerzos con núcleo central 30%E es 0.0289529 m (1.135%), y la deformación máxima a 1 metro del frente de excavación del modelo axi-simétrico es 0.03502561 m. Hay una diferencia de 6 mm, lo cual se puede considerar como despreciable, teniendo en consideración las incertidumbres existentes en los parámetros de entrada.

La deformación sin sostenimiento y con el núcleo central 30%E, en la clave, 90° (1) y en los hastiales, 0° y 180° (2) es:

$$\Delta_1 = 0.011511\text{m}$$

$$\Delta_2 = 0.0108085\text{m}$$

$$\Delta_{\text{Prom}} = 0.0112\text{m} (0.43\%)$$

Como se puede ver el modelo 3, y debido a que el sostenimiento es modelado como elástico (no falla) este se encuentra sobre-cargado. Las cerchas metálicas son aplastadas y el shotcrete es triturado, los esfuerzos son inmanejables.

Por ello se preparo el modelo 4, al cual se le ha introducido una junta de deformación, capaz de absorber una deformación unitaria circunferencial de 6% , lo que equivale aproximadamente a dos gaps de 0.50 m aproximadamente.

Con esto las cargas axiales son reducidas considerablemente, las cerchas metálicas se comporta con un factor de seguridad de 2. Por otro lado el shotcrete, tiene momentos flectores que inducen a la falla. Para ello tenemos dos opciones, aumentar la rigidez de la capa de shotcrete (aumentando su resistencia a corto plazo 10MPa, o aumentado su espesor) y/o reducir la deformación unitaria permitida de la junta de fricción, esto aumentaría el esfuerzo axial, llevando los puntos hasta un nivel en donde los momentos flectores sean manejables por confinamiento.

Aunque la sección se presenta estable, necesitamos corregir los parámetros y dimensiones de la excavación y del sostenimiento, para asegurar el diámetro mínimo de la excavación 4.8m (requerimiento hidráulico). De acuerdo con el presente análisis, la deformación máxima equivale a un diámetro final de 4.6m. Ahora definitivamente para este tipo de terreno bajo las cargas asumidas en este análisis, el sostenimiento proyectado debería fallar, como aplastamiento de las cimbras metálicas y trituración del shotcrete.

### Calculating Strain at Locking for a Liner with Sliding Gaps

The strain at locking refers to the circumferential strain that the liner goes through after installation to the point of locking. This strain is calculated by:

$$\frac{\Delta L}{L} = \frac{\Sigma(\text{gap lengths})}{\text{initial circumference}}$$

For a steel set with two sliding gaps as shown, the strain at locking is calculated as follows:

$$\frac{\Delta L}{L} = \frac{g_1 + g_2}{\pi D} \times 100\%$$

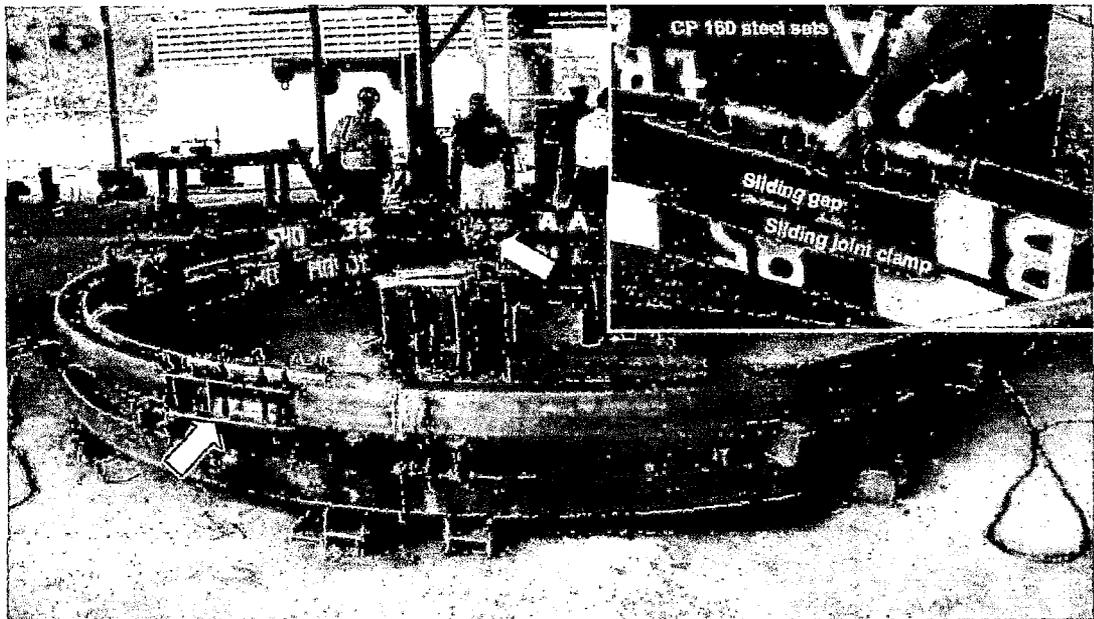
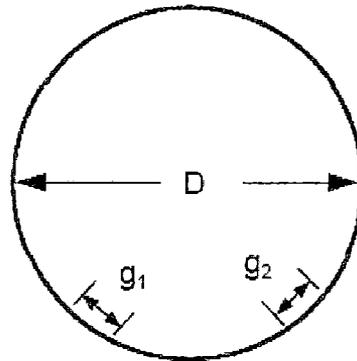


Figura C-48: Cercha metálica con junta de fricción

### Tipo IVc

Modelo 1: Sin sostenimiento (axi-simétrico)

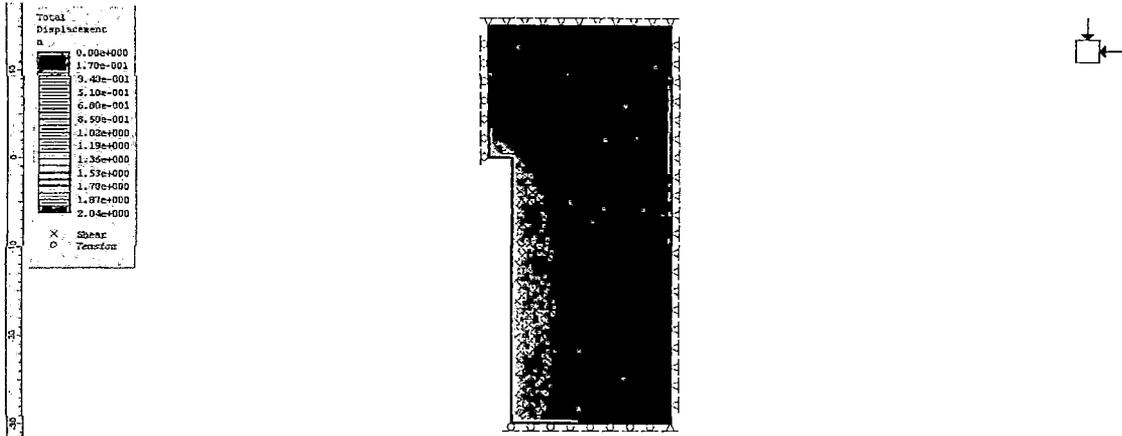


Figura C-49: Modelo Axi-simétrico Roca Tipo IVc (K=1)

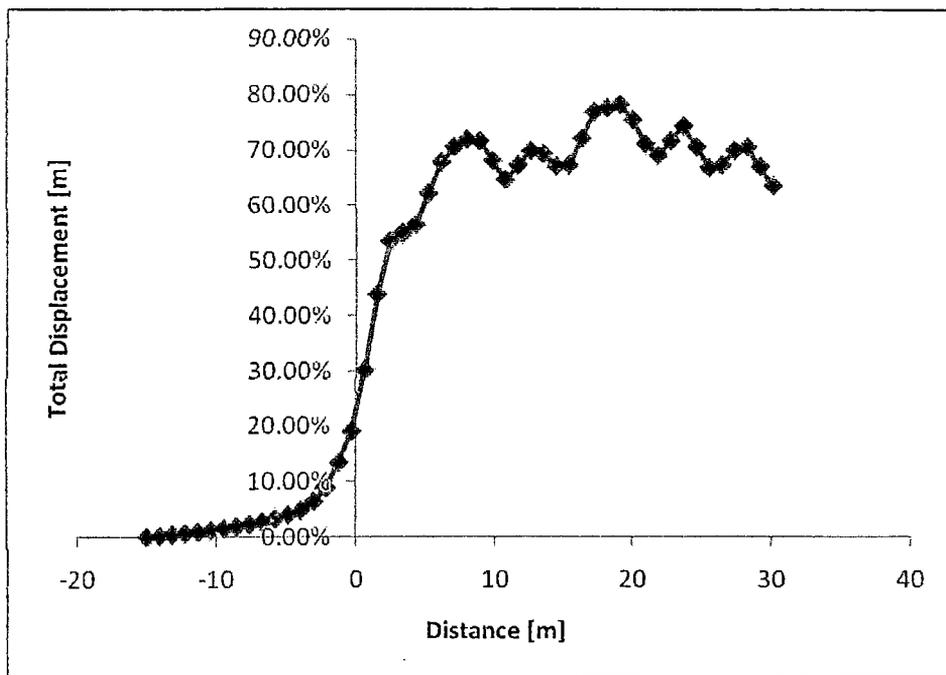


Figura C-50: Perfil de deformación longitudinal, sin sostenimiento

Modelo 1: Sin sostenimiento (Estado plano de esfuerzos)

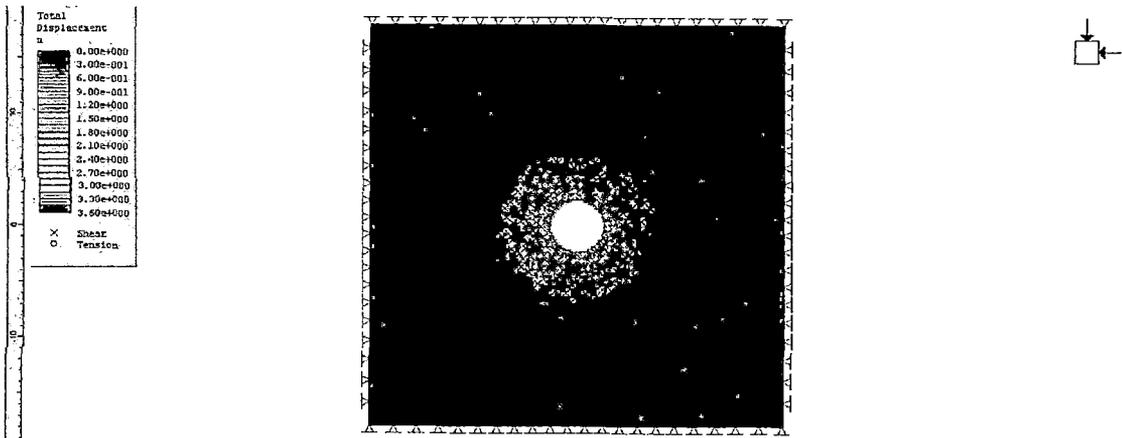


Figura C-51: Modelo bidimensional Roca Tipo IVc (K=1)

Modelo 2: Tratamiento de pre-inyecciones (axi-simétrico)

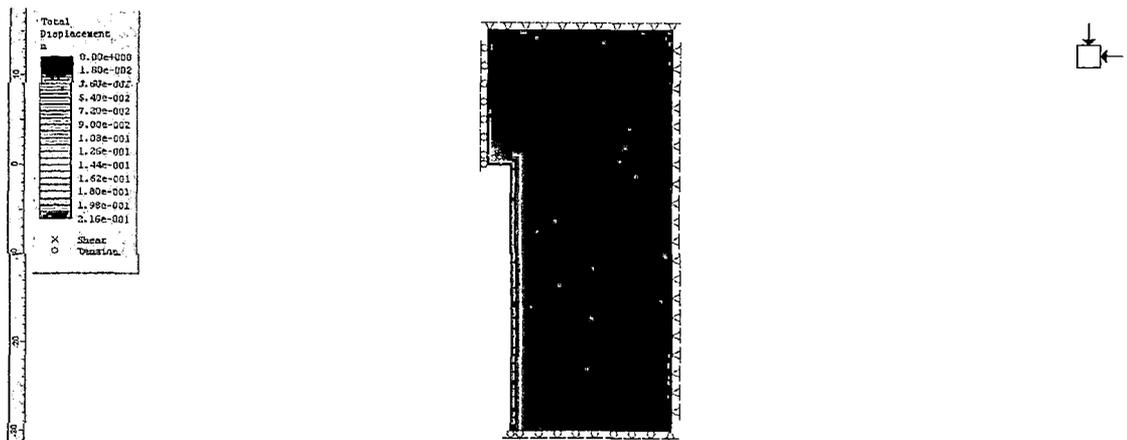


Figura C-52: Modelo Axi-simétrico Roca Tipo IVc (K=1)

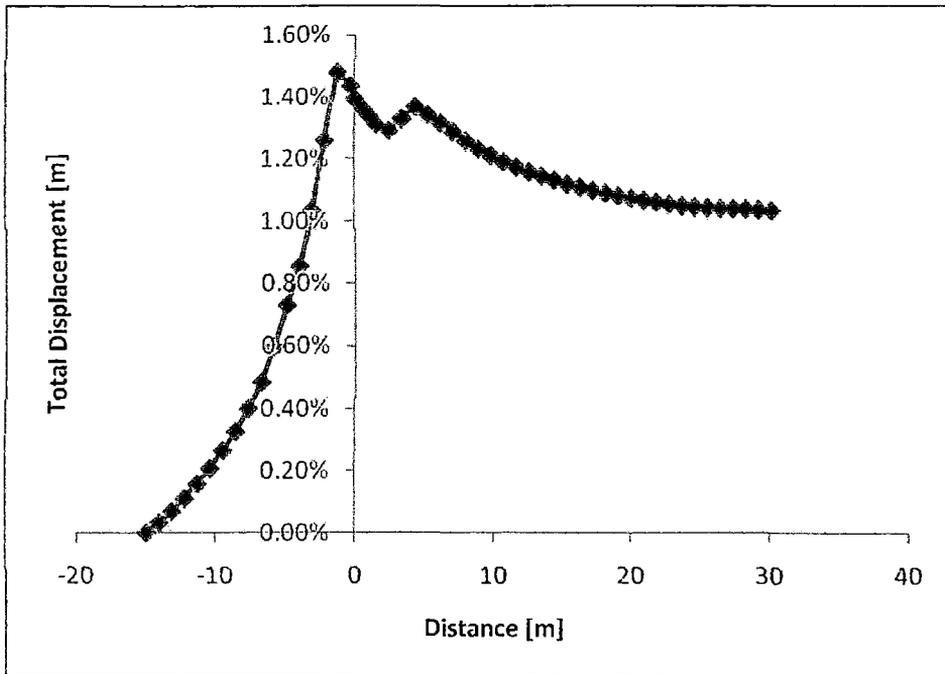


Figura C-53: Perfil de deformación longitudinal, con refuerzo de pre-inyecciones

Modelo 2: Tratamiento de pre-inyecciones (Estado plano de esfuerzos)

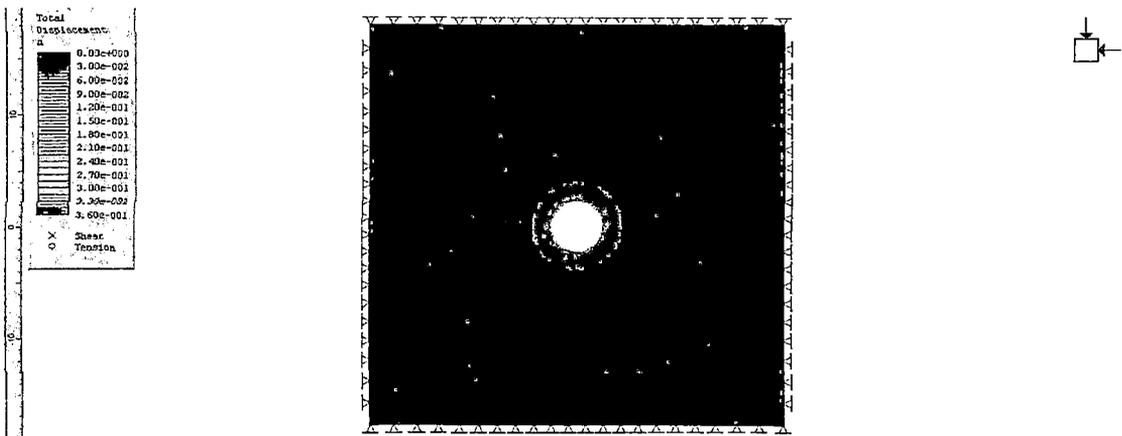
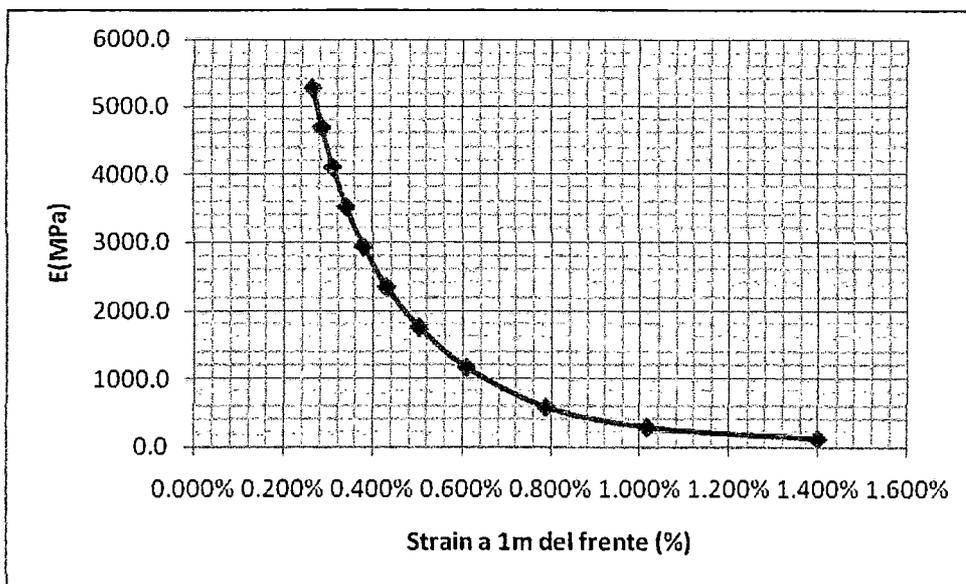
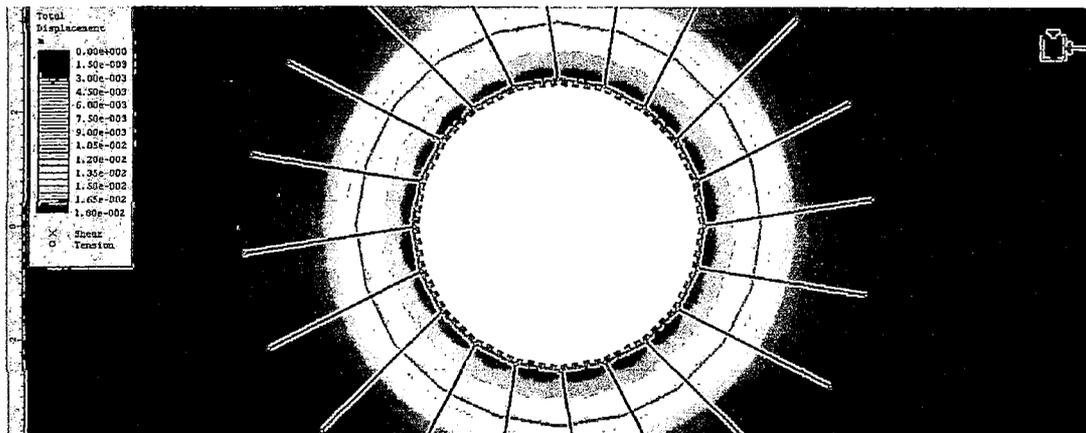


Figura C-54: Modelo bidimensional Roca Tipo IVc (K=1)\_Con tratamiento de pre-inyecciones



**Figura C-55: Curva módulo de elasticidad del núcleo central relajado versus la deformación unitaria a 1 metro del frente**

Modelo 3: Refuerzo del terreno con pre-inyecciones y sostenimiento proyectado (Estado plano de esfuerzos)



**Figura C-56: Modelo bidimensional Roca Tipo IVc (K=1), con refuerzo de pre-inyecciones y sostenimiento proyectado**

### Steel Reinforcement

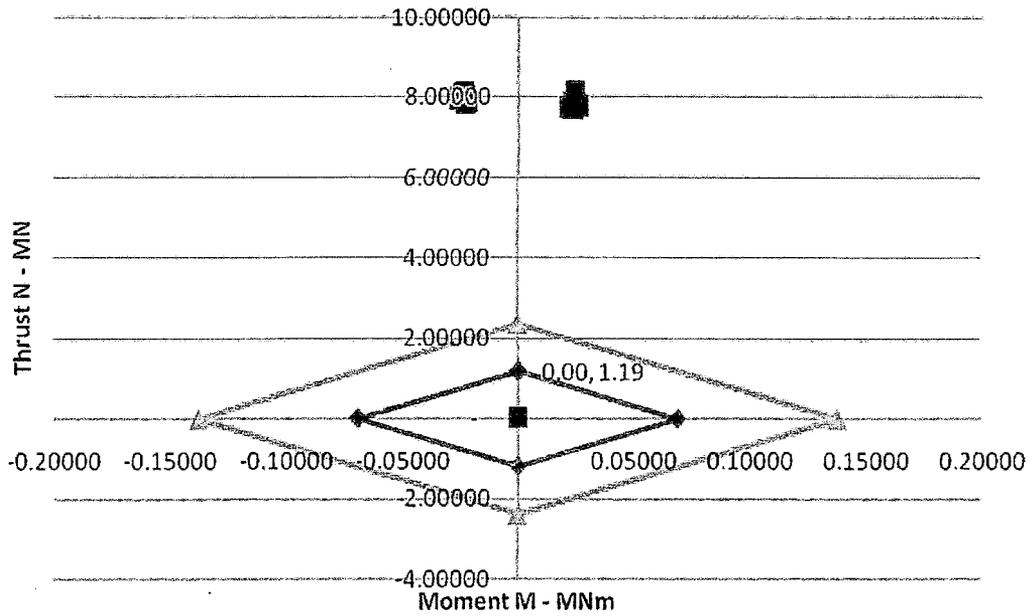


Figura C-57: Modelo bidimensional Roca Tipo IVc (K=1)\_Curva capacidad Momento flector-Carga Axial para la cercha metálica. Note el aplastamiento de los perfiles

### Steel Reinforcement

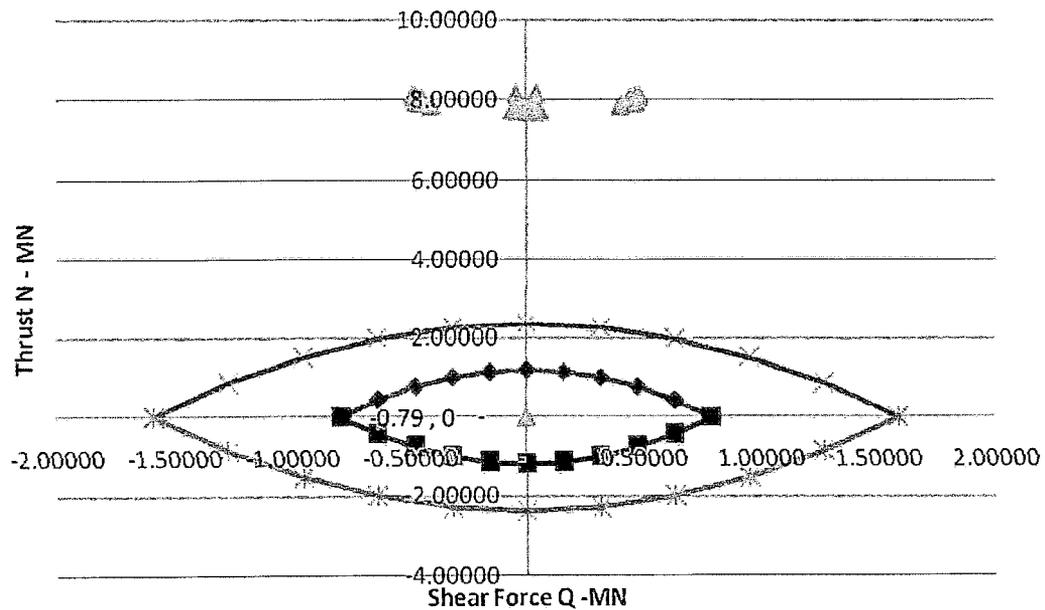
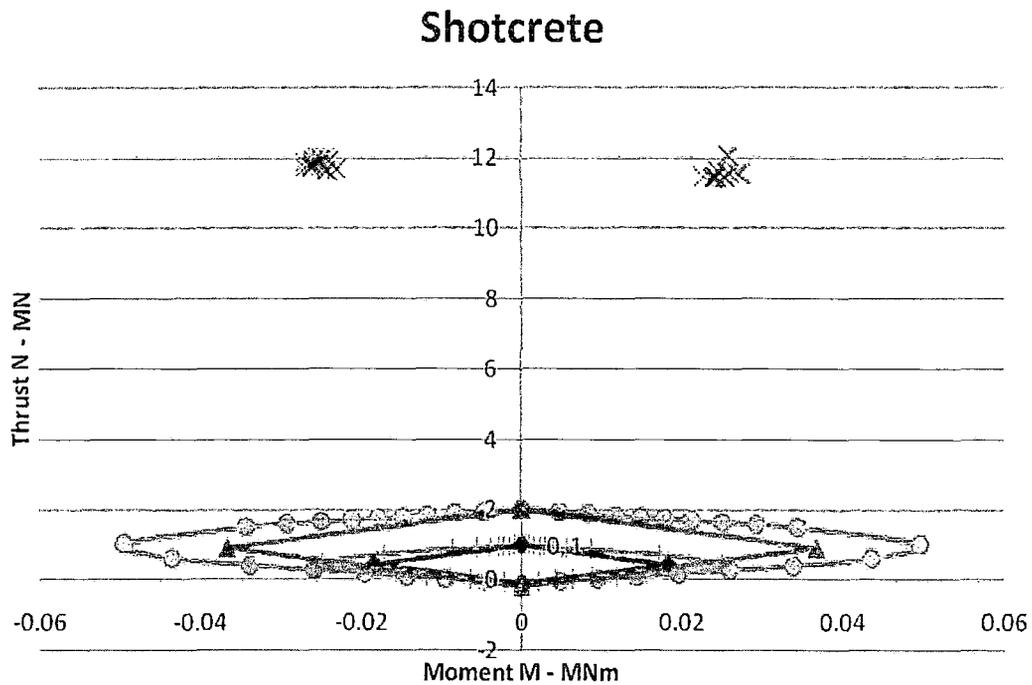
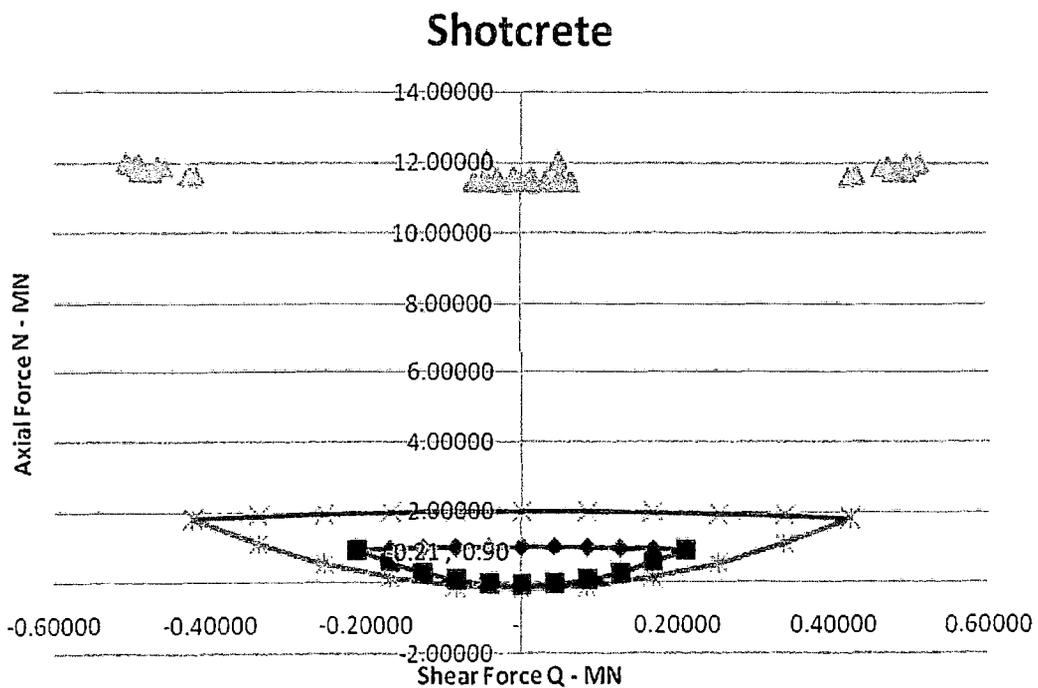


Figura C-58: Modelo bidimensional Roca Tipo IVc (K=1)\_Curva capacidad carga cortante-carga axial para la cercha metálica



**Figura C-59: Modelo bidimensional Roca Tipo IVc (K=1)\_Curva capacidad Momento flector-Carga Axial para la capa de shotcrete. La capa de shotcrete también es aplastada por los esfuerzos**



**Figura C-60: Modelo bidimensional Roca Tipo IVc (K=1)\_Curva capacidad carga cortante-Carga Axial para la capa de shotcrete**

Modelo 4: Refuerzo del terreno con pre-inyecciones y sostenimiento proyectado – cerchas metálicas con juntas de fricción (Estado plano de esfuerzos)

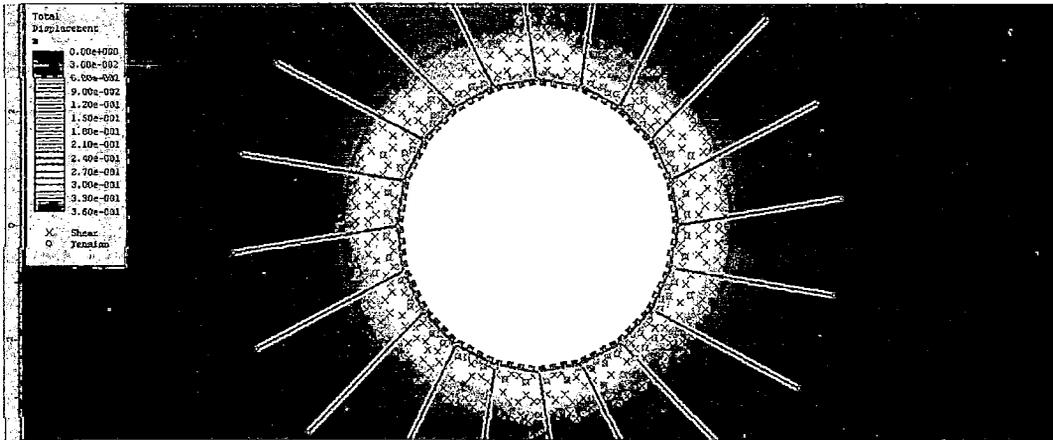


Figura C-60: Modelo bidimensional Roca Tipo IVc (K=1), con el sostenimiento plástico

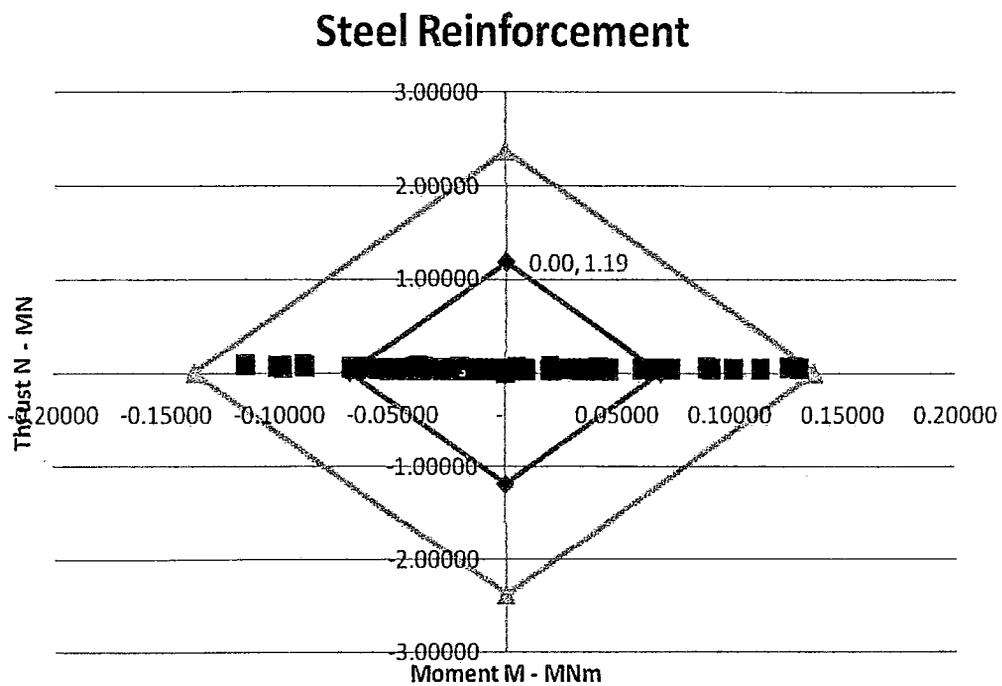


Figura C-61: Modelo bidimensional Roca Tipo IVc (K=1)\_Curva capacidad Momento flector-Carga Axial para la cimbra metálica. Se encuentra dentro del FS=1

### Steel Reinforcement

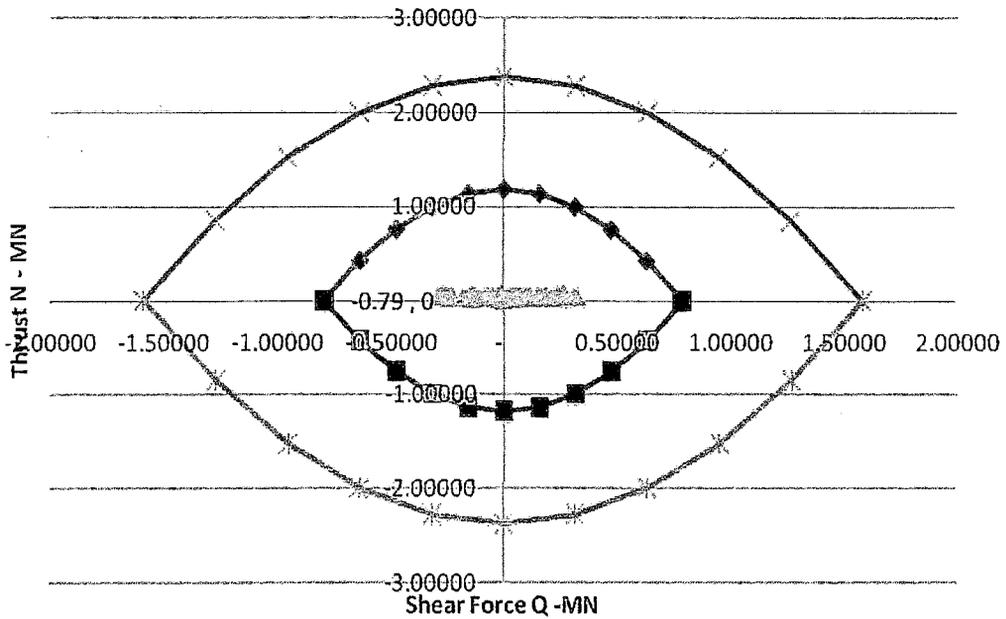


Figura C-62: Modelo bidimensional Roca Tipo IVc (K=1)\_Curva capacidad Carga Cortante-Carga Axial para la cimbra metálica

### Shotcrete

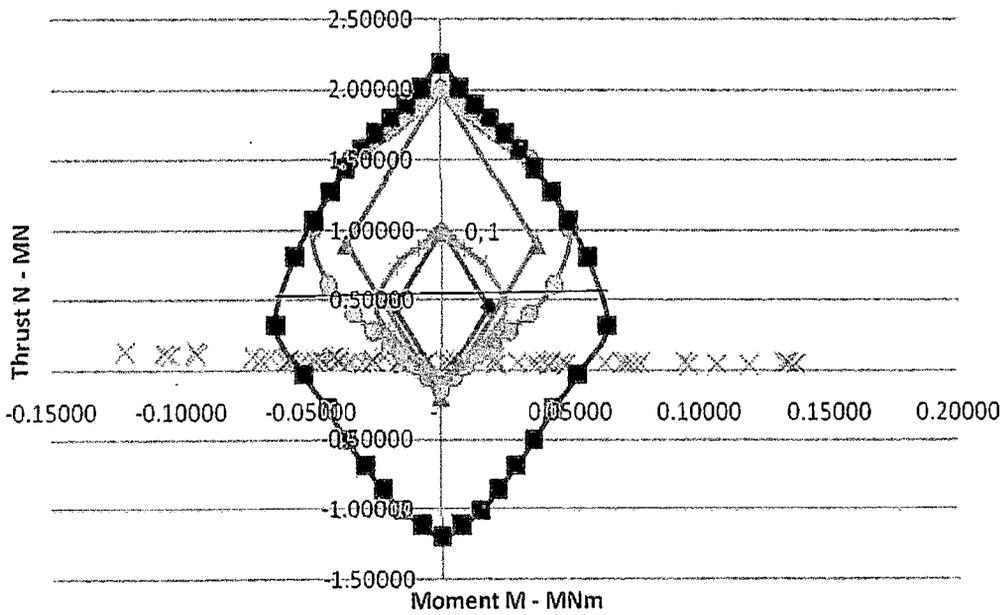
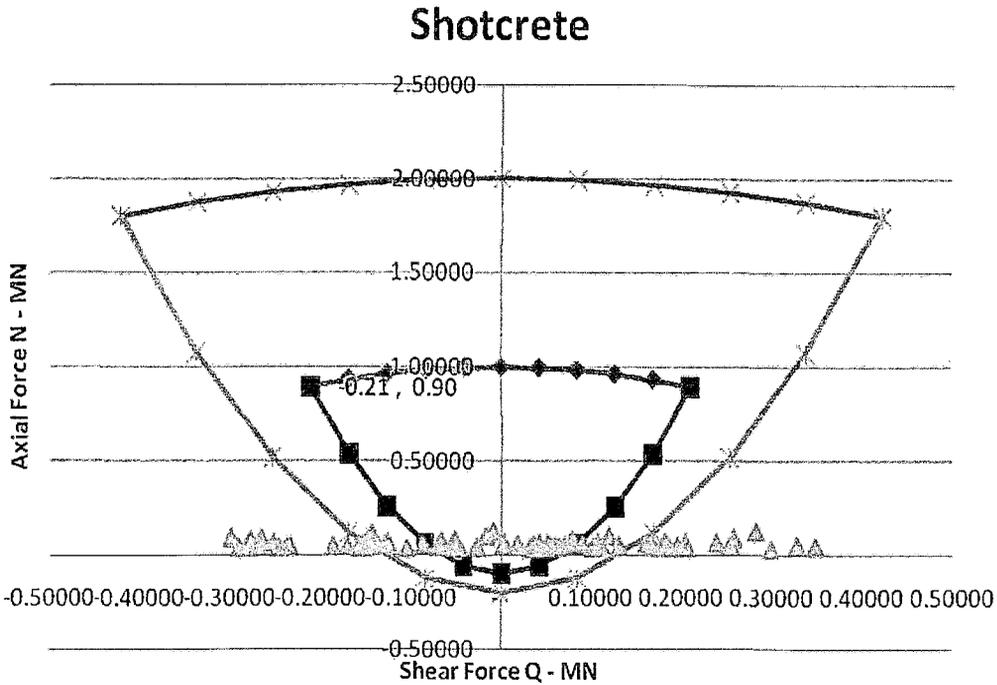


Figura C-63: Modelo bidimensional Roca Tipo IVc (K=1)\_Curva capacidad Momento Flector-Carga Axial para la capa de shotcrete



**Figura C-64: Modelo bidimensional Roca Tipo IVc (K=1)\_Curva capacidad Carga Cortante-Carga Axial para la capa de shotcrete**

**Tabla C-7: Resultados de los modelos analizados para la categoría de roca IVc**

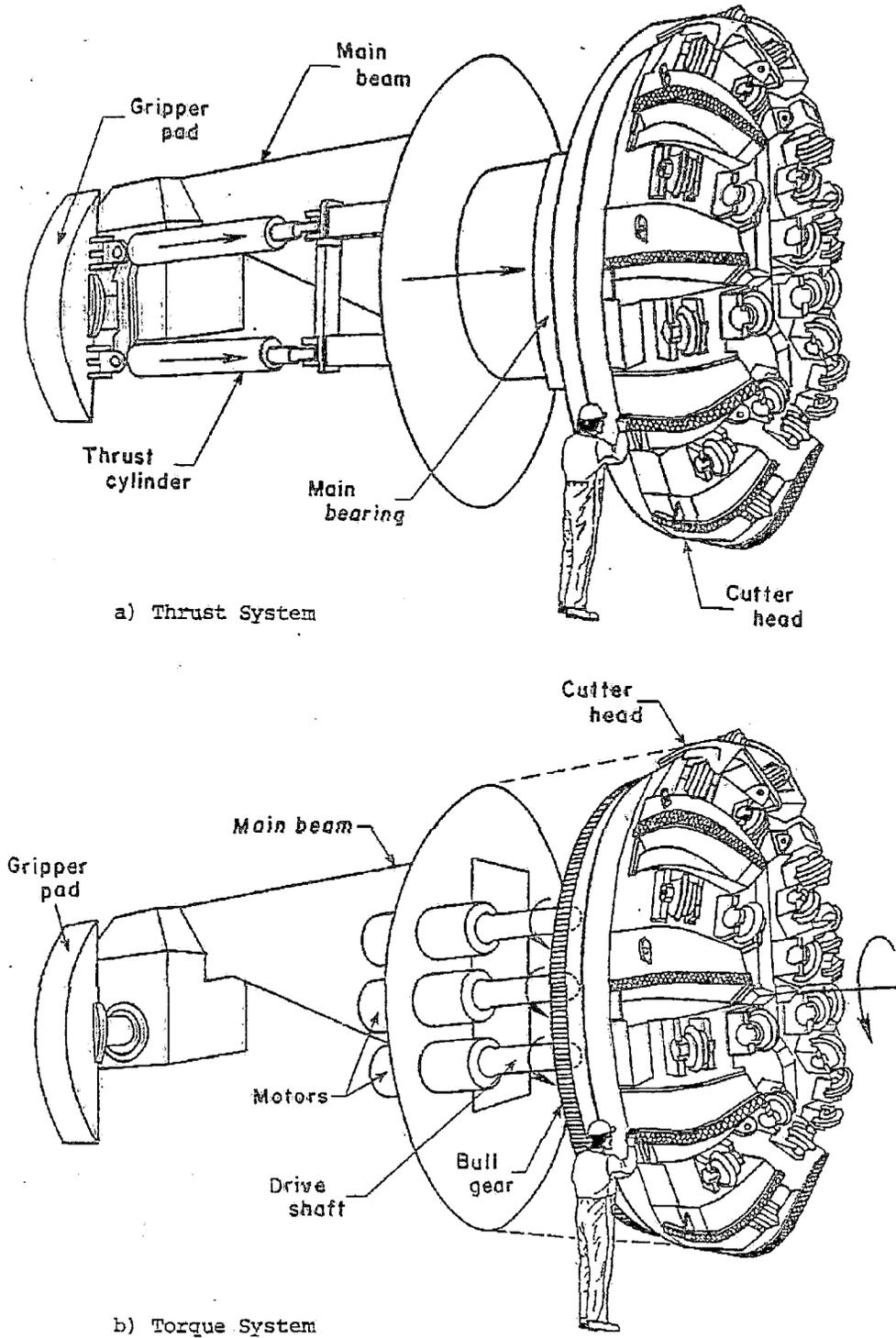
Modelo	Desplazamiento radial máximo (m)	Extrusión máxima (m)	Carga axial máxima en el sostenimiento(MN)	Número de elementos del modelo en fluencia
1	(1)2.9398 (2)1.8207	(2)1.76	-	(1)660 (2)118
2	(1)0.2670 (2)0.0265	(2)0.206	-	(1)427 (2)3
3	(1)0.0174	-	(1)18.304	(1)14
4	(1)0.3184	-	(1)0.2114	(1)434

**Nota:**

- (1) Modelo estado plano de esfuerzos
- (2) Modelo axi-simétrico

Estabilidad del frente de excavación para la roca Tipo IV

Como se puede apreciar en la figura C-65, un TBM está compuesto por dos sistemas, de empuje y torque.



Dicho de esta manera es importante verificar que los grippers (sistema de empuje) no dañe el sostenimiento ya instalado, y también verificar que el terreno que se esté atravesando no genere presiones de terreno que el TBM no pueda manejar. Cuando sucede esto es necesario realizar un laborioso rescate del TBM, que puede tomar hasta 6 meses (Ver figura C-66 y C-67).

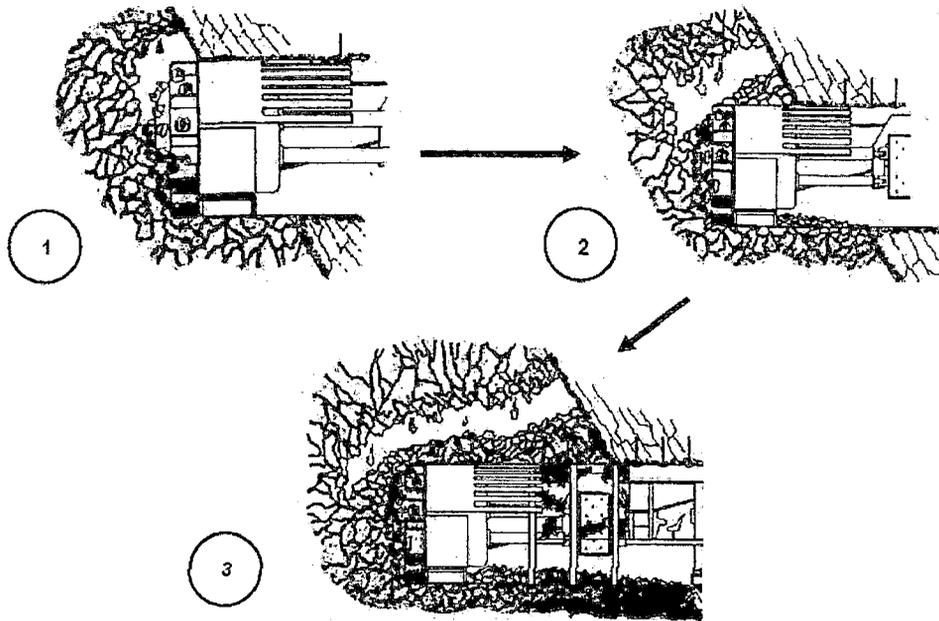
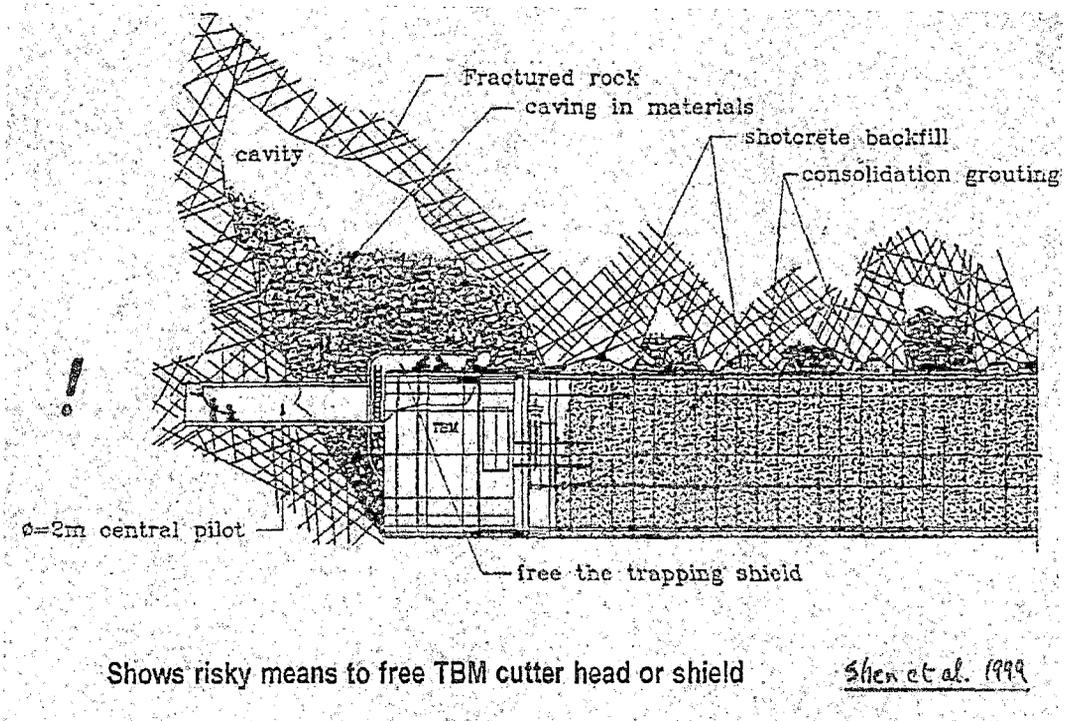


Fig. 27: Typical TBM problems in faulted rock with very short stand-up time [Barton, 2000]



Lamentablemente no se cuenta con mucha información acerca del tipo TBM y su interacción con el terreno y sostenimiento, pero para evaluar la estabilidad del frente y la interacción del terreno-sostenimiento tridimensional.

## **Anexo D – Planos del Túnel Trasandino Olmos**

***ENSAYOS DE COMPRESIÓN SIMPLE  
ENSAYOS DE TRACCIÓN INDIRECTA  
ENSAYOS DE PROPIEDADES FÍSICAS***

Solicitado por:  
Constructora Norberto Odebrecht Perú S.A.

Muestra:  
Rocas

Febrero 26, 2004

### ENSAYOS DE COMPRESIÓN SIMPLE

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM D 2938

Se ensayó dos testigos de rocas de las muestras entregadas, obteniéndose los siguientes resultados:

Muestra	Diámetro (cm)	Longitud (cm)	Carga (kgf)	Resistencia a la Compresión Simple (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia a la Compresión Simple (MPa)
M-01	6.94	13.55	54100	1426.01	139.85
M-02	6.94	14.27	60100	1588.79	155.81

Nota: De la muestra 01, no se pudo obtener un testigo con relación L/D = 2. Para este caso se utilizó la corrección de la Norma ASTM D 2938

### ENSAYOS DE TRACCIÓN INDIRECTA

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM D3967-95

Los resultados son los siguientes:

Muestra	Unid.	Diámetro (cm)	Longitud (cm)	Carga (kgf)	Resistencia a la Tracción Indirecta (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia a la Tracción Indirecta (MPa)
M-01	A	6.94	5.00	5800	106.41	10.44
	B	6.94	5.02	7100	129.74	12.72
	C	6.94	4.70	4500	87.83	8.61
					<b>Promedio</b>	<b>10.59</b>
M-02	A	6.94	4.68	6100	119.57	11.73
	B	6.94	4.52	5100	103.50	10.15
	C	6.94	4.86	5900	111.36	10.92
					<b>Promedio</b>	<b>10.93</b>

**ENSAYOS DE PROPIEDADES FÍSICAS**

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM C 97 - 02

Obteniéndose los siguientes resultados:

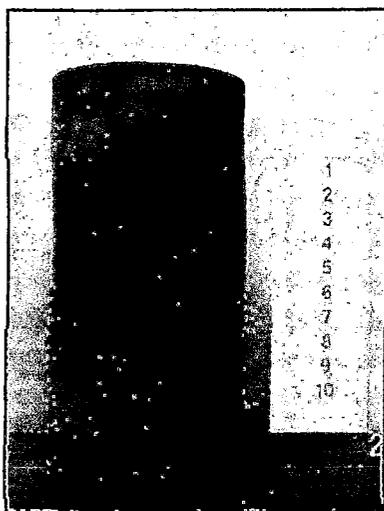
Muestra	Densidad Seca (g/cm <sup>3</sup> )	Densidad Saturada (g/cm <sup>3</sup> )	Porosidad %	Absorción %	
M1	1	2.663	2.683	1.98	0.74
	2	2.690	2.705	1.51	0.56
	3	2.683	2.695	1.26	0.47
	4	2.685	2.697	1.19	0.44
	5	2.692	2.705	1.31	0.49
	<b>Promedio 2.681</b>	<b>Promedio 2.695</b>	<b>Promedio 1.44</b>	<b>Promedio 0.54</b>	
M2	1	2.569	2.584	1.56	0.61
	2	2.526	2.561	3.45	1.37
	3	2.543	2.574	3.18	1.25
	4	2.565	2.579	1.47	0.57
	5	2.551	2.572	2.14	0.84
	<b>Promedio 2.557</b>	<b>Promedio 2.578</b>	<b>Promedio 2.09</b>	<b>Promedio 0.82</b>	

Nota:

- La información que identifica a la muestra ha sido proporcionada por el Cliente.
- La obtención de la muestra y su transporte al laboratorio ha sido efectuada por el Cliente.

*FIRMADO EN EL ORIGINAL*  
 Ing. Mario Cedrón Lassús  
 Coordinador del Área de Minas  
 Pontificia Universidad Católica del Perú  
 Sección Ingeniería de Minas

ENSAYOS DE COMPRESIÓN SIMPLE



Muestra 1



Muestra 2

ENSAYOS DE TRACCIÓN INDIRECTA



Muestra 1



Muestra 2



## Laboratory Test Report Nr. A0403.2406

**Client:** GEO 96  
Dr Ernst Büchi  
Oberlandstrasse 61  
3700 Spiez

**Object:** Olmos, Peru

**Job:** Rock Materials Testing

**Date of delivery:** 3 March 2004

Report Contents	
P1	Cover sheet
P2	Cerchar Abrasivity Index
	A

Report Contents	

A = accredited test

The test results apply only to the tested samples. The report or part thereof may only be copied with permission of the test laboratory.

Laboratory head: M. Vollenhals

Responsible person: Dr. B. Huber

.....  
(Signature)

.....  
(Signature)

Supervisor: Dr. H.R. Keusen

.....  
(Signature)

Zollikofen, 4 March 2004

F9520100 / 24.02.1995

GEOTEST AG  
Birkenstrasse 15  
CH-3052 Zollikofen / Switzerland

Phone +41 31 910 01 01  
Fax +41 31 910 01 00  
E-Mail zollikofen@geotest.ch

P1

Contract No.	<b>A0303</b>	Date	<b>04.03.04</b>
Object	<b>Ojmos</b>		
Sign	<b>Hu</b>		
<b>Rock Testing</b> <b>CERCHAR ABRASIVITY INDEX</b> accredited testing after A-Nr. 95.052			
			 STS 123

Type of test surface: fracture plane

sample No. 10856		andesite
test No.	results	remarks
1	4.0	
2	4.0	
3	3.6	
4	3.6	
5	3.8	
6	3.8	
mean value	3.8	standard dev 0.2

sample No. 10857		volcanic breccia
test No.	results	remarks
1	2.4	
2	2.2	
3	2.2	
4	2.4	
5	2.4	
6	2.6	
mean value	2.4	standard dev 0.1

sample No.		
test No.	results	remarks
1		
2		
3		
4		
5		
6		
mean value	#DIV/0!	standard dev #DIV/0!

sample No.		
test No.	results	remarks
1		
2		
3		
4		
5		
6		
mean value	#DIV/0!	standard dev #DIV/0!

empirical mean values for various rock types								
[CAI]	1	2	3	4	5	6	mean value	legend
Rock type								
Sandstone *1	—○—						0.8	*1: with carbonate or caly cementation
Limestone	—○—						1.2	
Sandstone *2			—○—				3.4	*2: with siliceous (SiO2) cementation
Basalt		—○—					2.7	
Andesite		—○—					3.0	
Amphibolite			—○—				3.7	
Crist. Schist		—○—					3.2	
Gneiss			—○—				4.4	
Diorite/Syenite				—○—			4.6	
Granite				—○—			4.9	