



Universidad de Oviedo

# CONSIDERACIONES GEOMECÁNICAS EN EL DISEÑO DE SECCIONES TIPO PARA UN TÚNEL MINERO

---

Máster de Recursos Geológicos e Ingeniería Geológica

*Pablo Daniel Hergenrether Pérez*

*7 de Junio de 2017*

TRABAJO DE FIN DE MÁSTER



D. Pablo Daniel Hergenrether Pérez, autor del Trabajo Fin de Máster titulado “*Consideraciones geomecánicas en el diseño de secciones tipo para un túnel minero*”, confirma que es un trabajo original y solicita su presentación en el Máster Universitario Recursos Geológicos e Ingeniería Geológica de la Universidad de Oviedo.

En Oviedo, a 7 de Junio de 2017.

Fdo. Pablo Daniel Hergenrether Pérez

La Dra. M<sup>a</sup> Belarmina Díaz Aguado y el Dr. Carlos López Fernández, del Departamento de Explotación y Prospección de Minas y del Departamento de Geología de la Universidad de Oviedo, respectivamente, confirman que han tutelado el trabajo “*Consideraciones geomecánicas en el diseño de secciones tipo para un túnel minero*”, realizado por D. Pablo Daniel Hergenrether Pérez, y autoriza/n su presentación y defensa como Trabajo Fin de Máster en el Máster Universitario en Recursos Geológicos e Ingeniería Geológica de la Universidad de Oviedo.

En Oviedo, a 7 de Junio de 2017.

Fdo. M<sup>a</sup> Belarmina Díaz Aguado

Fdo. Carlos López Fernández



*Consideraciones geomecánicas en el diseño de secciones tipo para un túnel minero.*



*A todas las personas que me apoyaron, cerca o lejos.*

*A quien me acompañó en un largo camino.*

*A mis padres.*



## **RESUMEN**

En este trabajo de fin de máster analiza el comportamiento del macizo rocoso ante la ejecución de labores de excavación de un túnel con sección en herradura y gradiente inclinado negativo, diseñado para la extracción de mineral en una mina subterránea de gran tonelaje.

La finalidad del trabajo es aplicar los diferentes conceptos geomecánicos implicados en el diseño de secciones tipo a diferentes profundidades, considerando el efecto de un campo de esfuerzos anisotrópico sobre la excavación y ajustándose a las limitaciones propias del análisis por elementos finitos en 2D del programa Phase2 v. 8.0.

Se ha planteado como base del diseño el uso de clasificaciones geomecánicas, asumiendo sus particularidades y valorando sus diferentes recomendaciones. El objetivo final es diseñar y valorar el comportamiento del sostenimiento según diferentes recomendaciones de longitud de pase y método de excavación, considerando un comportamiento elasto-plástico del macizo.

**Palabras clave:** túnel, sostenimiento, simulación numérica, elementos finitos, secciones tipo.

## **ABSTRACT**

In this work, the behavior of the rock mass is analyzed because of the execution of excavation works in a tunnel considering a horseshoe cross section and a negative inclined gradient, designed for mineral extraction in a large tonnage underground mine.

The purpose of the work is to apply different geomechanical concepts involved in the design of type sections at different depths, considering the effect of an anisotropic stress field on the excavation and adjusting to the limitations of the 2D finite element analysis of the Phase2 v. 8.0 software.

The use of geomechanical classifications has been considered as the basis of the design, assuming its particularities and evaluating its recommendations. The final objective is to design and evaluate the behavior of the support according to different recommendations of length of pass and method of excavation, considering an elasto-plastic behavior of the rock mass.

**Key words:** tunnel, support, numerical simulation, finite elements, typical tunnel cross sections.



## Índice.

1.	Introducción, problemática, metodología y objetivos. ....	15
1.1.	Introducción.....	15
1.2.	Descripción de la problemática. ....	15
1.3.	Metodología.....	16
1.4.	Objetivos. ....	18
2.	Diseño, antecedentes y análisis previos. ....	19
2.1.	Características técnicas del túnel proyectado. ....	20
2.2.	Método de avance.....	21
2.3.	Consideraciones de diseño. ....	21
2.4.	Geología. ....	22
2.4.1.	Contexto geológico general.....	22
2.4.2.	Marco geológico del proyecto.....	23
2.4.3.	Unidades litológicas. ....	24
2.4.3.1.	Unidades cuaternarias.....	24
2.4.3.2.	Unidades neógenas. ....	24
2.4.3.3.	Complejo Metaplutónico del Pérmico Inferior. ....	24
2.4.4.	Procesos de alteración. ....	25
2.4.5.	Caracterización estructural. ....	25
2.4.5.1.	Estructuras principales. ....	26
2.4.5.2.	Estructuras intermedias. ....	26
2.4.5.3.	Análisis estructural. ....	27
2.5.	Hidrogeología.....	29
2.5.1.	Caracterización hidrogeológica.....	29
2.6.	Caracterización geotécnica.....	36
2.6.1.	Unidad Geotécnica Ortogneises. ....	38
2.6.2.	Unidad Geotécnica Anfibolitas. ....	38
2.6.3.	Unidad Geotécnica Anfibolitas Silicificadas. ....	39



2.6.4.	Unidad Geotécnica Lixiviado Estructural. ....	40
3.	Caracterización del macizo rocoso. ....	40
3.1.	Criterios de rotura. ....	41
3.1.1.	Criterio de Rotura de Mohr – Coulomb. ....	41
3.1.2.	Criterio de rotura de Hoek y Brown. ....	43
3.1.3.	Consideraciones geomecánicas. ....	45
3.1.3.1.	Excavabilidad del macizo. ....	45
3.1.3.2.	Factor de perturbación por voladura. ....	46
3.1.3.3.	Estimación de la resistencia a la compresión uniaxial a partir del criterio de rotura de Hoek y Brown. ....	48
3.1.3.4.	Estimación del módulo de deformación del macizo rocoso. ....	49
3.1.3.5.	Estimación del módulo de Poisson del macizo rocoso. ....	50
3.1.4.	Determinación de los parámetros de resistencia. ....	51
4.	Clasificaciones geomecánicas. ....	53
4.1.	<i>RQD (Rock Quality Designation)</i> . ....	53
4.2.	<i>Rock Mass Rating (RMR)</i> . ....	54
4.3.	Sistema de clasificación <i>Q</i> de Barton (Barton, Lien & Lunde, 1974). ....	54
4.4.	<i>GSI (Geological Strength Index)</i> . ....	56
4.5.	Índice de comportamiento elástico, <i>ICE</i> . ....	58
5.	Estado tensional: tensiones naturales. ....	60
5.1.	Métodos empíricos. ....	61
5.2.	Método directo o instrumental. ....	65
5.3.	Modelo de estado tensional. ....	66
6.	Metodología de diseño de la excavación y el sostenimiento. ....	70
6.1.	Métodos empíricos de sostenimiento. ....	70
6.1.1.	Bieniawski (1989). ....	71
6.1.2.	Grimstad y Barton (1993). ....	73
6.1.3.	Romana (2001). ....	75
6.1.4.	Celada et al. (2010). ....	76
6.2.	Métodos de cálculo analítico y numérico. ....	77



6.2.1.	Modelo bidimensional: método de elementos finitos.....	78
6.2.2.	Análisis de convergencia-confinamiento en rocas con comportamiento elasto-plástico.....	79
6.2.2.1.	Perfil de desplazamiento longitudinal. ....	81
6.2.2.2.	Curva de convergencia del macizo rocoso. ....	83
6.2.2.3.	Curvas de confinamiento.....	84
6.2.2.3.1.	Hormigón proyectado.....	86
6.2.2.3.2.	Bulonado. ....	86
6.2.2.3.3.	Cerchas. ....	87
6.2.2.3.4.	Factor de seguridad. ....	88
6.2.2.4.	Efecto del tiempo.....	89
7.	Elementos de sostenimiento: consideraciones y características.....	90
7.1.	Hormigón proyectado.....	91
7.2.	Bulonado. ....	91
7.3.	Cuadros metálicos (cerchas).....	92
7.4.	Elementos de sostenimiento especiales o de carácter temporal. ....	93
8.	Análisis: casos prácticos.....	93
8.1.	Caso A. ....	94
8.2.	Caso B. ....	101
8.3.	Síntesis de los resultados.....	109
9.	Propuesta definitiva de sostenimiento: secciones tipo. ....	111
10.	Conclusiones. ....	116
10.1.	Conclusiones. ....	116
10.2.	Líneas de trabajo futuro.....	118
11.	Referencias bibliográficas. ....	120



## Índice de figuras.

<b>Figura 1.3.1.</b> Diagrama conceptual de la metodología utilizada.....	17
<b>Figura 2.1.1.</b> Sección estándar del túnel. ....	20
<b>Figura 2.1.2.</b> Sección del túnel con contrabóveda. ....	20
<b>Figura 2.4.2.</b> Mapa geológico de la zona de estudio (modificado de Marinovic y Lahsen, 1984). El túnel en planta ha sido representado en trazado continuo rojo.....	23
<b>Figura 2.4.5.3.1.</b> Diagrama polar de frecuencias de familias de diaclasas que muestra 5 sets de estructuras principales. ....	28
<b>Figura 2.4.5.3.2.</b> Diagrama polar de frecuencias de estructuras mayores (Fm, FM y ZFI) que muestra 3 orientaciones predominantes. ....	28
<b>Figura 2.5.1.</b> Modelo de variación de la permeabilidad del macizo con la profundidad. ....	31
<b>Figura 2.5.2.</b> A) Régimen estacionario o permanente. B) Régimen variable o transitorio (Freeze y Cherry, 1979).....	34
<b>Figura 2.6.1.</b> Perfil geotécnico – estructural del trazado del túnel.....	36
<b>Figura 3.1.1.</b> Diagrama de Mohr y envolventes de rotura. ....	42
<b>Figura 3.1.3.1.</b> Excavabilidad del macizo rocoso (modificado de Franklin, 1971). ....	46
<b>Figura 3.1.3.2.</b> Gráfico para la determinación del factor de perturbación “D” (Hoek, 2012) del macizo rocoso próximo a la excavación en función de la relación entre los módulos de deformación elástica del macizo rocoso y la roca intacta (ordenadas), y el GSI (abscisas).....	47
<b>Figura 3.1.3.3.</b> Ejemplo de ajuste de la envolvente de Mohr – Coulomb a la envolvente de rotura según el criterio generalizado de Hoek – Brown (Hoek, 2005).....	48
<b>Figura 3.1.3.4.</b> Relación entre el módulo de deformación del macizo rocoso $E_m$ (GPa) y el GSI en función de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta, $\sigma_{ci}$ (Marinos y Hoek, 2000). ....	50
<b>Figura 3.1.4.</b> Relación entre el cociente de la resistencia a la compresión simple del macizo rocoso entre la resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa $\sigma_{cm}/\sigma_{ci}$ (ordenadas) frente al GSI (abscisas) para diferentes valores de $m_i$ y profundidades mayores de 20 m (Marinos y Hoek, 2000). ....	51
<b>Figura 5.1.</b> Variación de la relación $\sigma_H/\sigma_V$ (coeficiente de reparto, $K_0$ ) con la profundidad Hoek y Brown, 1980.....	62





<b>Figura 5.3.1.</b> Proyección estereográfica de la orientación de los esfuerzos principales obtenidos en los ensayos de sobreperforación (Hollow Inclusion). La traza azul hace referencia a la orientación del túnel (N37W con una inclinación de 8,75° al NW).....	66
<b>Figura 5.3.2.</b> Ajuste realizado para obtener la curva de interpolación para el esfuerzo en la vertical ( $\sigma_V$ ). Los datos en azul representan valores en base al modelo numérico empírico, mientras que en rojo se muestran los valores del esfuerzo vertical obtenidos en los ensayos de overcoring. ....	67
<b>Figura 5.3.3.</b> Ajuste realizado en la obtención de la curva de interpolación para el esfuerzo horizontal en la sección transversal al túnel ( $\sigma_T$ ). Los datos en azul representan valores en base al modelo numérico empírico (hasta 200 m de profundidad), mientras que en rojo se muestran los valores del esfuerzo horizontal transversal obtenidos en los ensayos de overcoring. ....	68
<b>Figura 5.3.4.</b> Ajuste realizado en la obtención de la curva de interpolación para el esfuerzo horizontal en la sección longitudinal al túnel ( $\sigma_L$ ). Los datos en azul representan valores en base al modelo numérico empírico (hasta 200 m de profundidad), mientras que en rojo se muestran los valores del esfuerzo horizontal longitudinal obtenidos en los ensayos de overcoring. ....	68
<b>Figura 5.3.5.</b> Variación del coeficiente de reparto transversal y longitudinal ( $K_0^T$ y $K_0^L$ ) al túnel con la profundidad.....	69
<b>Figura 5.3.6.</b> Anisotropía expresada según el cociente entre el esfuerzo principal secundario mayor y menor contenido en un plano vertical normal al azimut indicado (°). ....	69
<b>Figura 6.1.1.</b> Relación entre el tiempo de autoestabilidad del macizo y la altura de la excavación (vano vertical) de acuerdo con índice RMR. Las líneas de contorno son límites de aplicabilidad (modificado de Barton y Bieniawski, 2008).....	72
<b>Figura 6.1.2.</b> Recomendaciones de sostenimiento según Grimstad y Barton (NGI, 2013). ...	74
<b>Figura 6.2.1.</b> Ajustes de la malla del modelo bidimensional. ....	79
<b>Figura 6.2.2.</b> Desplazamiento en el perímetro de un túnel (modificado de Vlachopoulos y Diederichs, 2009). ....	80
<b>Figura 6.2.2.1.1.</b> Estimación del radio de la zona plástica mediante el módulo de interpretación de Phase2.....	81
<b>Figura 6.2.2.1.2.</b> Cociente entre desplazamiento radial de las paredes del túnel ( $u$ ) y desplazamiento máximo ( $u_{m\acute{a}x}$ ) en ordenadas; cociente entre la distancia al frente ( $x$ ) y el radio del túnel ( $R_T$ ) en abscisas (Vlachopoulos y Diederichs, 2009).....	82



<b>Figura 6.2.2.1.3.</b> Desplazamiento máximo considerando únicamente hastiales y corona simulado mediante Phase2. ....	83
<b>Figura 6.2.2.2.</b> Curva característica del terreno en la que se puede apreciar un comportamiento elástico inicial, seguido de un comportamiento deformacional plástico.....	84
<b>Figura 6.2.2.3.</b> Curva característica del terreno (azul) vs. curva característica del sostenimiento (rojo).....	85
<b>Figura 6.2.2.4.</b> Efecto del tiempo en la estabilización de una excavación considerando variación de la rigidez ( $K_s$ ) del sostenimiento con el tiempo (IGME, 1984).....	89
<b>Figura 8.1.1.</b> Determinación de método de excavación (Franklin et al., 1971). ....	95
<b>Figura 8.1.2.</b> Izquierda: influencia del factor de perturbación por voladura “D” en el módulo de deformación del macizo rocoso (Hoek, 2012); la trama discontinua en rojo muestra los valores de la unidad geotécnica anfibolitas silicificadas con un GSI $\approx$ 70. Derecha: halo de perturbación definido para secciones estándar.....	95
<b>Figura 8.1.3.</b> Análisis de resistencia del macizo rocoso en la unidad anfibolitas silicificadas considerando un factor de perturbación D de 0,6 por efecto de la voladura. ....	96
<b>Figura 8.1.4.</b> Análisis de resistencia del macizo rocoso en las anfibolitas silicificadas considerando D = 0.....	96
<b>Figura 8.1.5.</b> Curva característica correspondiente a anfibolitas silicificadas (GSI $\approx$ 70) a 100 m de profundidad.....	97
<b>Figura 8.1.6.</b> Cálculo del perfil de desplazamiento longitudinal para avances de 5 m en unidad geotécnica anfibolitas silicificadas (UGAS). ....	97
<b>Figura 8.1.7.</b> Interacción entre la curva característica de convergencia y las curvas de confinamiento de los bulones, del hormigón proyectado y del sistema. ....	98
<b>Figura 8.1.8.</b> Tiempo de autoestabilidad calculado para un túnel de 5,90 m de altura en la unidad geotécnica anfibolitas silicificadas. ....	99
<b>Figura 8.1.9.</b> Diseño de sección tipo desarrollado para un ICE > 200 (comportamiento totalmente elástico).....	99
<b>Figura 8.1.10.</b> Desplazamientos totales en el contorno del túnel excavado en la unidad geotécnica anfibolitas silicificadas con valores de GSI $\approx$ 70.....	100
<b>Figura 8.1.11.</b> Esfuerzos diferenciales actuantes en el contorno del túnel excavado en la unidad geotécnica anfibolitas silicificadas con valores de GSI $\approx$ 70 (cobertura de 100 m).....	100



<b>Figura 8.1.12.</b> Factor de resistencia (unidad geotécnica anfibolitas silicificadas con valores de GSI $\approx 70$ con cobertura de 100 m).....	100
<b>Figura 8.2.1.</b> Determinación de método de excavación (Franklin et al., 1971).....	102
<b>Figura 8.2.2.</b> Izquierda: influencia del factor de perturbación por voladura “D” en el módulo de deformación del macizo rocoso en unidad geotécnica lixiviado estructural con GSI $\approx 30$ (Hoek, 2012). Derecha: sección con contrabóveda en unidad geotécnica lixiviado estructural (software Phase2). .....	102
<b>Figura 8.2.3.</b> Análisis de resistencia del macizo rocoso en la unidad geotécnica lixiviado estructural basado en ensayos triaxiales y considerando GSI $\approx 30$ y $D = 0$ .....	102
<b>Figura 8.2.4.</b> Curva característica correspondiente a rocas de la unidad geotécnica lixiviado estructural con GSI $\approx 30$ y a una profundidad de 846,82 m.....	103
<b>Figura 8.2.5.</b> Zona de plastificación en el contorno de una sección con contrabóveda excavada en rocas de la unidad geotécnica lixiviado estructural con GSI $\approx 30$ y a una profundidad de 846,82 m.....	103
<b>Figura 8.2.6.</b> Cálculo del perfil de desplazamiento longitudinal para avances de 2 m en unidad geotécnica lixiviado estructural con GSI $\approx 30$ . .....	104
<b>Figura 8.2.7.</b> Interacción entre la curva característica de del terreno y las curvas características de los elementos de sostenimiento y del sostenimiento combinado. ....	105
<b>Figura 8.2.8.</b> Tiempo de autoestabilidad calculado para un túnel de 5,90 m de altura en la unidad geotécnica lixiviado estructural (UGLE).....	106
<b>Figura 8.2.9.</b> Diseño de sección tipo desarrollado para un ICE $< 10$ (plastificación extrema). ....	107
<b>Figura 8.2.10.</b> Desplazamientos totales en el entorno de la excavación (unidad geotécnica lixiviado estructural; GSI $\approx 30$ ).....	107
<b>Figura 8.2.11.</b> Esfuerzos diferenciales actuantes en el entorno de la excavación (unidad geotécnica lixiviado estructural; GSI $\approx 30$ ).....	108
<b>Figura 8.2.12.</b> Zona de plastificación alrededor de la excavación en rocas de la unidad geotécnica lixiviado estructural (GSI $\approx 30$ ). .....	108
<b>Figura 8.2.13.</b> Efecto de drenaje del túnel sobre rocas de la unidad geotécnica lixiviado estructural (GSI $\approx 30$ ) a una profundidad de 846,82 m.....	109
<b>Figura 8.2.14.</b> Comprobación del factor de resistencia en el entorno de la excavación (geotécnica lixiviado estructural (GSI $\approx 30$ ) a una profundidad de 846,82 m)....	109
<b>Figura 9.1.</b> Tipo de sostenimiento TS1A. ....	111



<b>Figura 9.2.</b> Tipo de sostenimiento TS1B. ....	112
<b>Figura 9.3.</b> Comportamiento reológico en el límite elástico – plástico. Curva de convergencia correspondiente a la unidad geotécnica anfibolitas para valores de GSI aproximados de 57.....	112
<b>Figura 9.4.</b> Tipo de sostenimiento TS2. ....	113
<b>Figura 9.5.</b> Tipo de sostenimiento TS3. ....	113
<b>Figura 9.6.</b> Tipo de sostenimiento TS4. ....	114
<b>Figura 9.7.</b> Tipo de sostenimiento TS5A. ....	114
<b>Figura 9.8.</b> Tipo de sostenimiento TS5B. ....	115
<b>Figura 9.9.</b> Tipo de sostenimiento TS6. ....	116



## Índice de tablas.

<b>Tabla 2.3.</b> Relación entre valores de GSI y longitudes de pase recomendadas. En base a la experiencia profesional del autor. ....	22
<b>Tabla 2.4.5.2.</b> Valores propuestos de cohesión y ángulo de fricción. Los valores considerados han sido empleados en los análisis de estabilidad de la corta a cielo abierto.....	27
<b>Tabla 2.4.5.3.1.</b> Orientaciones de los sets principales de diaclasas. ....	27
<b>Tabla 2.4.5.3.2.</b> Orientaciones de los sets principales de fallas (se incluyen estructuras principales e intermedias).....	28
<b>Tabla 2.5.1.</b> Escalones de presión considerados en el ensayo Lugeon. ....	29
<b>Tabla 2.5.2.</b> Resultados validados de conductividad hidráulica de los ensayos Lugeon. ....	31
<b>Tabla 2.5.3.</b> Izquierda: rango de valores de conductividad hidráulica (m/s) según Freeze y Cherry (1979). Derecha: rango de valores de conductividad hidráulica (m/día) según Heath (1983). ....	32
<b>Tabla 2.5.4.</b> Clasificación de unidades permeables en función de la permeabilidad.....	32
<b>Tabla 2.5.5.</b> Conductividades hidráulicas consideradas en los modelos para diferentes unidades geotécnicas y profundidades. ....	35
<b>Tabla 2.6.2.</b> Situación, longitud y orientación de los sondeos. ....	37
<b>Tabla 2.6.3.</b> Descripción de unidades geotécnicas de los sondeos.....	37
<b>Tabla 2.6.1.</b> Propiedades de la U. G. Ortogneises (número de ensayos entre paréntesis). ....	38
<b>Tabla 2.6.2.</b> Propiedades de la U. G. Anfibolitas (número de ensayos entre paréntesis).....	39
<b>Tabla 2.6.3.</b> Propiedades de la U. G. Anfibolitas Silicificadas (número de ensayos entre paréntesis).....	39
<b>Tabla 2.6.4.</b> Propiedades de la U. G. Lixiviado Estructural (número de ensayos entre paréntesis).....	40
<b>Tabla 3.1.3.2.</b> Directrices para estimar el factor de perturbación D (modificado de Hoek et al, 2002).....	47
<b>Tabla 3.1.4.</b> Tabla resumen de los parámetros geomecánicos calculados para la obtención de los parámetros de resistencia del criterio de rotura de Hoek y Brown.....	52
<b>Tabla 4.4.</b> Tabla general para la estimación del GSI a partir de observaciones geológicas en macizos rocosos fracturados (Marinos y Hoek, 2000). ....	57



<b>Tabla 4.5.1.</b> Factor de forma F (Celada et al., 2010).....	59
<b>Tabla 4.5.2.</b> Estimación del comportamiento de esfuerzo-deformacional de una sección de túnel en función del ICE (Celada, 2011).....	59
<b>Tabla 4.5.3.</b> Tabla resumen de los parámetros geomecánicos calculados e índices de calidad calculados. ....	60
<b>Tabla 5.3.1.</b> Magnitudes y orientaciones de los esfuerzos principales utilizadas en la modelización. ....	70
<b>Tabla 6.1.1.</b> Recomendaciones de sostenimiento en base a la clasificación RMR (Bieniawski, 1989).....	72
<b>Tabla 6.1.2.</b> Valores del ESR.....	74
<b>Tabla 6.1.3.1.</b> Recomendaciones para la excavación de túneles de 10 a 14 m de ancho (Romana, 2001). ....	75
<b>Tabla 6.1.3.2.</b> Recomendaciones constructivas para el sostenimiento de túneles de 10 a 14 m de ancho (Romana, 2001).....	76
<b>Tabla 6.1.4.</b> Recomendaciones constructivas, para túneles de unos 14 m de ancho, en función del ICE (Celada et al., 2010).....	77
<b>Tabla 6.2.2.3.2.</b> Deformaciones unitarias admisibles ( $\epsilon_{CR}$ ) en terrenos sostenidos con bulones de anclaje repartido (Celada, 1984; tomado de IGME, 1984).....	87
<b>Tabla 7.1.</b> Propiedades mecánicas del hormigón proyectado con fibras.....	91
<b>Tabla 7.2.</b> Propiedades mecánicas del bulonado. ....	92
<b>Tabla 7.3.</b> Propiedades mecánicas de las cerchas rígidas HEB-180 con perfil $\Omega$ .....	93
<b>Tabla 8.</b> Características de los casos prácticos analizados. ....	94
<b>Tabla 8.1.</b> Recomendaciones constructivas consideradas en el diseño de las secciones tipo. ....	98
<b>Tabla 8.2.</b> Recomendaciones constructivas consideradas en el diseño de las secciones tipo en macizos excavados en la unidad geotécnica lixiviado estructural para valores de $GSI \approx 30$ . ....	105
<b>Tabla 8.3.</b> Resumen de resultados de las simulaciones efectuadas. ....	110
<b>Tabla 9.</b> Clasificación tenso – deformacional y tabla con los valores del ICE para los diferentes tipos de sostenimiento definidos.....	111



## **1. Introducción, problemática, metodología y objetivos.**

### **1.1. Introducción.**

El importante aumento de la demanda de materias primas en la minería, además de las evidentes mejoras tecnológicas que permitieron optimizar los rendimientos y metodologías de prospección y explotación durante las últimas décadas, han supuesto un significativo acortamiento de la vida óptima de la etapa de explotación a cielo abierto de muchos yacimientos.

En yacimientos de gran entidad, la profundización de las explotaciones a cielo abierto provoca una disminución de rentabilidad y seguridad de las labores, intrínsecamente ligada al aumento de costes y riesgos durante el transporte del mineral y a las cada vez más costosas medidas de estabilización y diseño de la explotación. Por tanto, en el caso de una evaluación de factibilidad técnica y económica positiva, el paso a métodos de explotación por minería subterránea supone una interesante vía de futuro para muchos yacimientos.

El propósito de este trabajo consiste en la evaluación de aquellos conceptos y consideraciones relacionados con el diseño de secciones tipo de sostenimiento para un túnel minero proyectado en un contexto geológico tectonizado (presencia de esfuerzos anisotrópicos) y sismológicamente activo. En concreto, el túnel estudiado, que por razones de confidencialidad no será especificado durante el presente trabajo, forma parte de un gran proyecto de explotación de una mina de gran tonelaje mediante el método de hundimiento por subniveles (*sublevel caving*) y está concebido como túnel principal de transporte de personal y mineral.

Se pretende así desarrollar un modelo de cálculo para diferentes profundidades mediante la utilización del programa de modelización tenso-deformacional Phase2.

### **1.2. Descripción de la problemática.**

Un macizo rocoso, durante la ejecución de una excavación subterránea, sufre una importante modificación de su equilibrio natural previo. En función de factores como el contexto tectónico del proyecto o la carga litostática suprayacente, el terreno está sometido a un campo tensional, que al verse afectado por la excavación sufre un proceso de re-equilibrio que se traduce en una redistribución de los esfuerzos alrededor del hueco. Los materiales perimetrales deben asumir los esfuerzos diferenciales generados, por lo que su comportamiento dependerá de los parámetros resistivos del propio material y del estado tensional previo, es decir, de su reología. En función de este comportamiento tenso-deformacional, surgen una serie de escenarios en los que los desplazamientos convergentes definen las actuaciones de estabilización bajo unos niveles de tolerancia predefinidos para el proyecto.





Según González de Vallejo et al. (2002), hay tres factores condicionantes que pueden dar lugar a inestabilidades:

- Orientación desfavorable de las discontinuidades.
- Orientación tensional desfavorable con respecto al eje del túnel.
- Flujo de agua hacia el interior de la excavación a favor de fracturas.

Los efectos de estos factores, tanto por sí solos o combinados, generan pérdidas de cohesión y fricción en las discontinuidades, en ocasiones agravadas por un control y diseño deficiente de las voladuras.

Por tanto, en el diseño de secciones tipo de sostenimiento, el análisis de la interacción con el terreno supone prever el comportamiento del macizo ante los condicionantes, y proponer un sistema de elementos de sostenimiento capaz de estabilizar el perímetro de la excavación satisfaciendo las características técnicas y geométricas planteadas en el proyecto.

### **1.3. Metodología.**

Partiendo de la recopilación de antecedentes bibliográficos y datos recabados de estudios y reconocimientos previos, se realizó un planteamiento de las características, condicionantes y alcance del proyecto (Fig. 1.3.1).

La caracterización del macizo rocoso se realizó a partir de la recopilación de ensayos de laboratorio, testificaciones de sondeos, levantamientos geológicos, ensayos hidrogeológicos de permeabilidad y mediciones del campo de esfuerzos. Cabe destacar que el autor de este trabajo desempeñó de manera directa los trabajos de caracterización del macizo, habiendo realizado levantamientos en frentes de galerías y túneles aledaños al proyecto a partir de los cuales adquirió amplios conocimientos del comportamiento geomecánico y estructural del macizo. Las muestras de laboratorio obtenidas de los cinco sondeos ejecutados a lo largo del trazado en planta del túnel, junto a la testificación de los mismos, han permitido identificar y caracterizar las propiedades mecánicas del macizo en diferentes zonas y profundidades, aportando información de gran interés en cuanto a la ocurrencia de fallas y zonas de debilidad.

La discriminación de los parámetros geomecánicos ha permitido diferenciar aquellas unidades geotécnicas con comportamientos reológicos diferentes, lo que propicia la generación de diferentes escenarios en la modelización de la interacción entre el sostenimiento y las fuerzas ejercidas por el macizo. Dadas las características del proyecto, se consideró necesario efectuar un modelo del comportamiento tensional del macizo basado en ensayos in situ, modelos empíricos previos y metodologías de correlación. Por otro lado, se considera de gran interés la caracterización estructural e hidrogeológica básica del terreno, que permite analizar dos de los





condicionantes más importantes en la estabilidad de una excavación: el rango y orientación de las discontinuidades y las condiciones de flujo en presencia de agua.

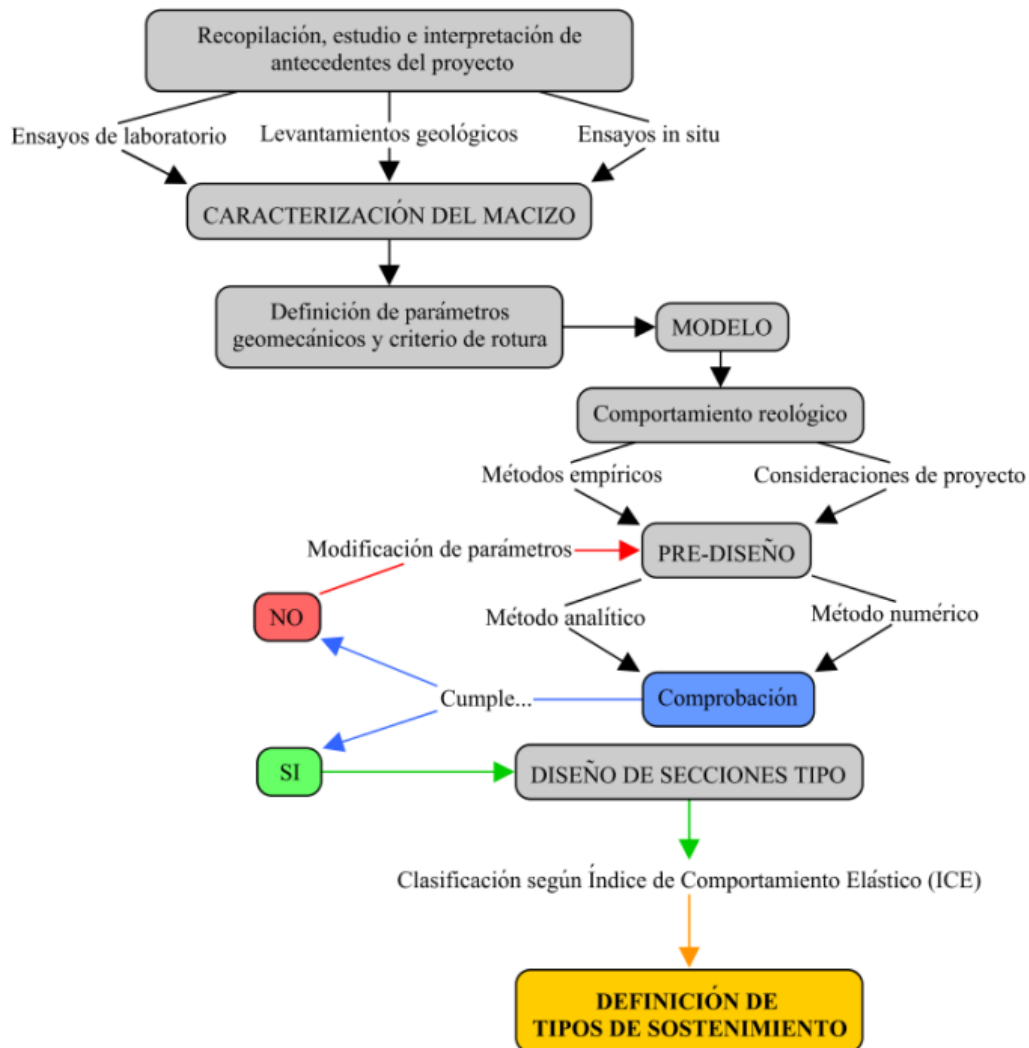


Figura 1.3.1. Diagrama conceptual de la metodología utilizada.

La generación de un modelo bidimensional del comportamiento del macizo en interacción con la excavación, permite prever la respuesta reológica del macizo ante diferentes escenarios. Los condicionantes geológicos considerados en la generación del modelo han sido los siguientes:

- Calidad del macizo rocoso.
- Resistencia de la roca intacta.
- Condiciones hidrogeológicas del medio.
- Estado tensional.



Una vez caracterizado el macizo rocoso y teniendo en cuenta las características técnicas, método constructivo y propuestas iniciales de diseño, se procede a generar un pre-diseño de secciones tipo de sostenimiento basado en recomendaciones constructivas obtenidas empíricamente para diferentes clasificaciones geomecánicas según diferentes autores (Bieniawski, 1989; Barton y Grimstad, 1993; Romana, 2001; y Celada et al. 2011). En este punto, la aplicación de metodologías de optimización que mejoran los aspectos económicos sin comprometer la estabilidad del túnel, tales como la evaluación del aporte estructural del frente de la excavación o la forma y dimensiones de la sección de avance que influyen notablemente en el comportamiento del macizo durante la relajación y la posterior eficacia del sostenimiento instalado.

Seguidamente, la aplicación combinada de métodos de cálculo numérico y analítico permite comprobar el diseño constructivo, pudiendo optimizarse el diseño mediante la modificación de los parámetros resistivos de los elementos de sostenimiento o la modificación de la longitud de pase y/o tipo de sección.

Tanto el umbral de deformación como el factor de seguridad condicionan la aptitud del sostenimiento prediseñado. El uso combinado de métodos analíticos y las simulaciones por el método de elementos finitos, permiten ajustar los parámetros resistentes, las especificaciones y el diseño final del sostenimiento, obteniendo diseños combinaciones de elementos de sostenimiento eficaces y económicos.

La aplicación del Índice de Comportamiento Elástico desarrollado por Celada et al. (2010), permite gestionar en mayor medida el uso de los diseños. La utilización de un método de clasificación del macizo que integra tanto factores puramente geológicos, como factores de diseño, permite la utilización de un mismo diseño bajo diferentes escenarios, lo que permite ajustar el sostenimiento a las necesidades optimizando costes y sin comprometer la estabilidad.

#### **1.4. Objetivos.**

Este trabajo se ha desarrollado siguiendo una metodología de trabajo que pretende integrar el análisis y caracterización del comportamiento geomecánico de la zona de estudio a partir de la consecución de una serie de objetivos específicos:

- Recopilación y procesado de documentación preliminar y antecedentes geológico - geotécnicos del proyecto.
- Análisis e interpretación de aquellos factores geológicos que intervienen en el comportamiento del macizo.
- Caracterización estructural e hidrogeológica del macizo.
- Definición de unidades geotécnicas.



- Modelización y análisis del estado tensional considerando la orientación del túnel proyectado.
- Valoración y definición de los aquellos parámetros geomecánicos característicos de los materiales a intervenir durante la excavación.
- Definición de los umbrales de deformación admisible asociada a la interacción terreno – sostenimiento.
- Establecimiento de diseños de secciones tipo basados en recomendaciones constructivas de clasificaciones geomecánicas desarrolladas por diferentes autores.
- Valoración de la resistencia y rigidez de los elementos de sostenimiento y sistemas integrados considerados en la estabilización del túnel.
- Comprobación del comportamiento del sostenimiento según diferentes condicionantes que puedan intervenir en la ejecución de la excavación.

En síntesis, se pretende reconocer, predecir y controlar el comportamiento tanto del macizo rocoso como del sostenimiento ante la acción de los diferentes tipos de acciones a las que previsiblemente se verá expuesto el túnel durante su ejecución y a lo largo de la vida útil.

Alcanzados todos los objetivos específicos de este trabajo, se pretende desarrollar una clasificación de secciones tipo de sostenimiento basada en la valoración del Índice de Comportamiento Elástico desarrollado por Celada et al. (2010). Basándose en las características técnicas y el contexto geotectónico del proyecto, se considera adecuada la utilización de una clasificación geomecánica que, además de valorar la calidad del macizo rocoso, involucre factores como la profundidad de la excavación, las características de la sección de avance y el reparto tensional en el frente.

## **2. Diseño, antecedentes y análisis previos.**

A continuación se exponen los antecedentes del proyecto, entre los que se incluyen las especificaciones técnicas, los estudios preliminares de mayor relevancia y los análisis desarrollados por el autor de este trabajo en la caracterización del medio estudiado.

En cuanto al procedimiento seguido, en primer lugar, se realizó una revisión de la documentación preliminar disponible del proyecto: mapas geológicos y antecedentes de la mina, reconocimientos geológicos de superficie, testificación de sondeos, ensayos in situ, etc.

Una vez recopilados y analizados los antecedentes, se realizó un procesamiento de la información procurando ajustar los datos de partida a las necesidades definidas por la metodología y herramientas de análisis utilizadas.



## 2.1. Características técnicas del túnel proyectado.

El tramo de túnel estudiado comprende una longitud de 3150 m con pendiente negativa del 15% ( $-8,75^\circ$ ) en dirección y sentido N37W; la cota de la rasante en el punto de inicio se sitúa a los 2520,79 m s.n.m., llegando a alcanzar la cota 2048,29 m s.n.m., lo que se traduce en un desnivel de -472,50 m con una cobertura máxima de 848,39 m sobre la rasante.

En cuanto a las dimensiones del túnel, la sección transversal estándar del túnel presenta una forma en herradura (perfil  $\Omega$ ) de 8,66 m de ancho y 5,90 m de altura, tal como se ilustra en la figura 2.1.1. El área de la sección es de aproximadamente 42,82 m<sup>2</sup> con una longitud perimetral de aproximadamente 24,90 m, de los cuales la solera se corresponde 8,06 m. El gradiente del túnel se encuentra a 1,58 m en la vertical y se corresponde con la anchura máxima del túnel de aproximadamente 8,66 m.

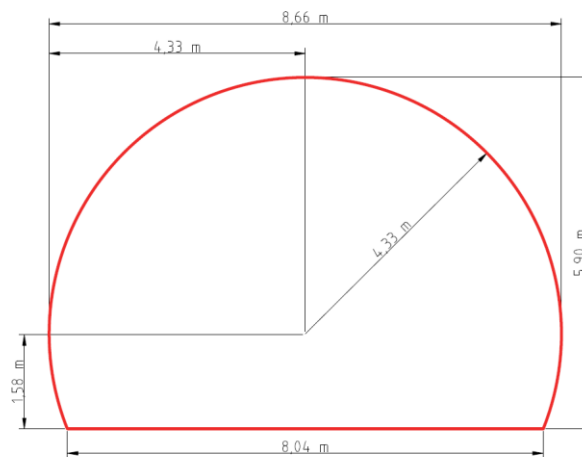


Figura 2.1.1. Sección estándar del túnel.

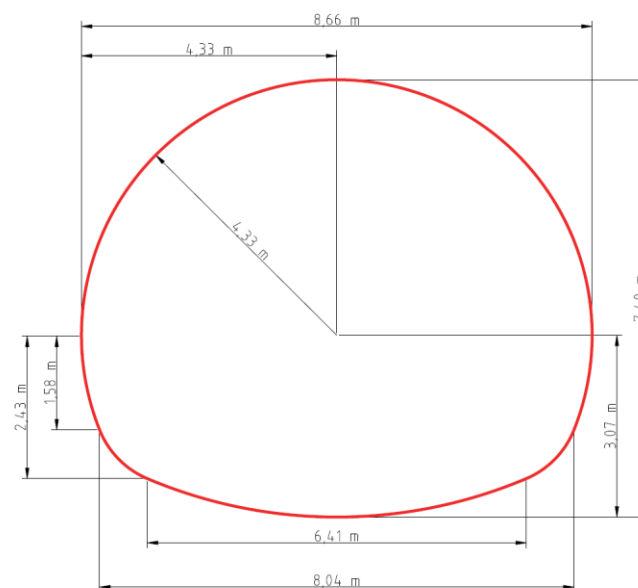


Figura 2.1.2. Sección del túnel con contrabóveda.



Por otra parte, se ha considerado una sección transversal con contrabóveda aplicable en macizos que pueden presentar una importante deformación plástica de la solera. Básicamente, mantiene las dimensiones de la sección típica, profundizando en la solera unos 3,07 m desde el gradiente del túnel; la altura de la sección pasa a ser de 7,40 m, con un área total de 51,98 m<sup>2</sup> en el frente y una longitud perimetral de aproximadamente 25,86 m (Figura 2.1.2).

## **2.2. Método de avance.**

La elección del método de excavación de un túnel depende de varios factores dentro de los que destacan el tipo de terreno a excavar, la longitud y la geometría y dimensiones de la excavación.

Según Hoek et al. (2008), una de las cuestiones más importantes a considerar en el diseño previo de túneles ejecutados en rocas mediante métodos convencionales, es la decisión del tipo de avance: sección completa o avance y destroza.

Según las bases técnicas de ejecución del proyecto, se ha considerado el método de avance a sección completa considerando perforación y voladura o, en su defecto, avance mediante ataque puntual (martillo hidráulico). Cabe destacar, que el avance a sección completa tiene muchas ventajas en términos de simplicidad geométrica y, considerando tramos resistentes, muy buenos rendimientos.

Uno de los factores más importantes a considerar en avances a sección completa es la estabilidad del frente; cuando los esfuerzos alrededor del túnel exceden la resistencia del macizo rocoso se forman zonas de rotura o halos de comportamiento plástico. En estos casos es esencial considerar elementos de control de la excavación, ya sea mediante instalación de viseras o paraguas de pre-sostenimiento en el sentido del avance, o mediante instalación de bulones de fibra de vidrio que controlen la deformación del frente.

## **2.3. Consideraciones de diseño.**

Las consideraciones de diseño de la excavación, entre las que se incluye la definición de la geometría de la sección y longitud de pase recomendada, son fundamentales para la consecución de diseños económicos y coherentes con las deformaciones admisibles.

Se ha establecido como condición límite en la elección de la geometría de la sección, la valoración del Índice de Comportamiento Elástico o *ICE* (Celada et al., 2010), de manera que:

$$ICE \leq 20 \rightarrow \text{sección con contrabóveda}$$

$$ICE > 20 \rightarrow \text{sección estándar}$$

Por otro lado, la determinación de la longitud de pase recomendada se realizó siguiendo las recomendaciones de autores como Barton (1995) y Romana (2001), a partir de las cuales, una vez considerados las expectativas de rendimientos de las bases técnicas, se consideró



desarrollar unos criterios de evaluación en base al Índice de Resistencia Geológica o *GSI* (Marinos y Hoek, 2000; Tabla 2.3.).

GSI	Longitud de pase recomendada
<40	2
40-45	2,5
45-50	3
50-55	3/3,5
55-60	3,5/4
60-70	4/5
>70	5

**Tabla 2.3.** Relación entre valores de *GSI* y longitudes de pase recomendadas.

## 2.4. Geología.

### 2.4.1. Contexto geológico general.

El área de estudio se encuentra ubicada en la parte norte de la Precordillera Chilena, y paralelamente al arco volcánico continental de la Cordillera de los Andes, al oeste del mismo.

En rasgos generales, el área estudiada se encuentra en un margen continental históricamente activo asociado a una subducción ensiálica en sentido este-oeste, reflejándose como expresión de la Fase Orogénica Gondwanide-San Rafael (Tomlinson et al., 2012) y un episodio ensimático temporal que provocó extensión en la cuenca tras-arco por aumento del ángulo de subducción.

El atrapamiento infracortical e intracortical de magmas basálticos derivados del manto a grandes profundidades contribuyó con grandes volúmenes de material provocando metamorfismo, fusión y actividad magmática en la corteza. Estos procesos, raros en la corteza, implican la necesidad de plantear un modelo que implique exhumación en régimen colisional de la corteza media e inferior (Lucassen y Franz, 1996). Relacionado con lo anterior, Tomlinson et al. (2012), sugieren que a principios del Triásico Medio tuvo lugar la exhumación del basamento metamórfico y de complejos intrusivos asociados al mismo.

Posteriormente, una tectónica extensiva (Triásico), favoreció la intrusión de cuerpos magmáticos de composición mayormente intermedia; estos magmas originados por procesos de fusión parcial del manto con corteza dieron lugar a una zonación por migración en sentido este (McNutt, 1975), desde magmatismo tipo I (próximo a la zona de subducción), a tipo S,

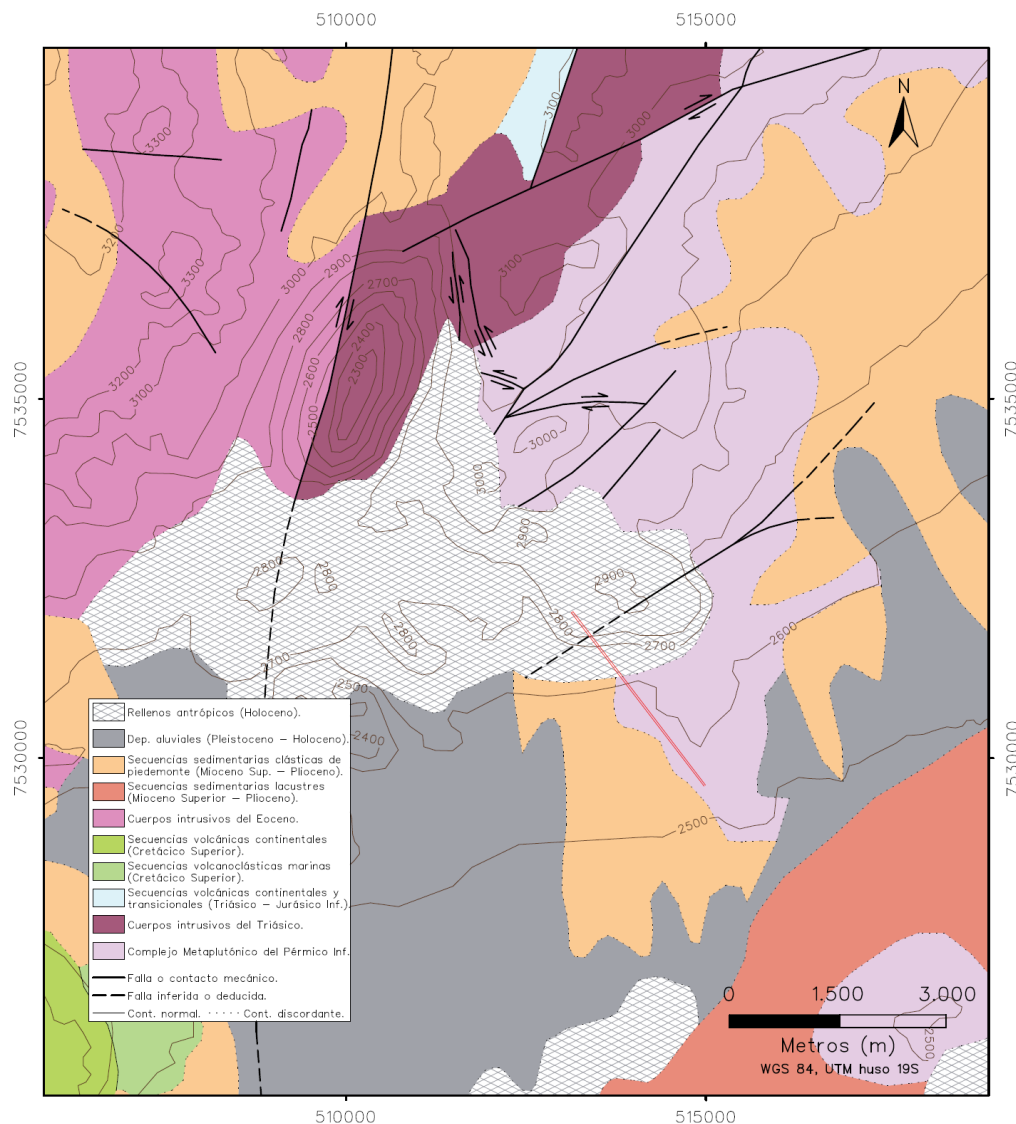


formados a partir de fundidos mantélicos con asimilación de sedimentos marinos subductados y corteza siálica inferior.

Por último, la geología de la zona está ligada a emplazamiento de intrusiones hipabisales durante el Eoceno-Oligoceno, intrínsecamente relacionados al Sistema de Fallas Domeyco de orientación norte – sur, que provocaron un fuerte hidrotermalismo en la zona (Arnott y Zentilli, 2003).

#### 2.4.2. Marco geológico del proyecto.

Dentro del marco de estudio, de gran complejidad geológica, cabe destacar la presencia de rocas plutónicas metamorizadas de composición mayormente básica a intermedia (protolitos: dioritas, granodioritas, tonalitas, y localmente granitos); también es frecuente reconocer la presencia de diques anfibolíticos de potencia generalmente métrica.



**Figura 2.4.2.** Mapa geológico de la zona de estudio (modificado de Marinovic y Lahsen, 1984). El túnel en planta ha sido representado en trazado continuo rojo.





La geología del área estudiada se caracteriza por presentar una compleja geometría, relacionada con sucesivos emplazamientos magmáticos metamorfizados y posteriormente exhumados; un ambiente tectónico complejo y en ocasiones caótico; y una circulación de flujos meteóricos e hidrotermales, asociados fundamentalmente a estructuras principales e intermedias, que afectaron notablemente las propiedades del macizo. Todo esto confiere una gran complejidad interpretativa al área estudiada.

### **2.4.3. Unidades litológicas.**

#### **2.4.3.1. Unidades cuaternarias.**

Entre las unidades cuaternarias cabe destacar la presencia de materiales antrópicos originados por las explotaciones mineras próximas, acumulados en torno a grandes escombreras que ocupan millones de metros cuadrados y cientos de metros de altura. Destaca también la el desarrollo de niveles eluviales, producto de alteración *in situ* del sustrato ligada a condiciones de extrema aridez.

#### **2.4.3.2. Unidades neógenas.**

Los materiales neógenos se caracterizan por presencia de secuencias sedimentarias clásticas de piedemonte, conformados por conglomerados, areniscas y limolitas pliocenas y miocenas, producto de la disgregación de materiales en pendientes suaves dando lugar a glaciares originados por lixiviación.

#### **2.4.3.3. Complejo Metaplutónico del Pérmico Inferior.**

Está constituido por cuerpos intrusivos con gran variabilidad composicional; abundan especialmente dioritas, granodioritas, tonalitas y localmente granitos, con presencia de una paragénesis metamórfica anfibolítica (ortogneises y anfibolitas), alcanzando condiciones de fusión parcial (migmatitas anfibolíticas), pero con ausencia de mineralogía de altas presiones (Tomlinson et al., 2012 y Ossandón et al., 2001). El origen de estos magmas básicos e intermedios podría estar ligado en mayor o menor medida a la asimilación o reciclaje del basamento metamórfico de naturaleza anfibolítica - granulítica de edad Paleozoico Inferior (Lucassen et al, 1999; tomado de González y Niemeyer, 2007).

Los indicios mineros indican que el emplazamiento del complejo tuvo cabida en condiciones de corteza media; se han datado circones en granitos mediante método U-Pb, obteniéndose una edad del magmatismo de  $296,9 \pm 2.1$  Ma; la edad del enfriamiento se ha inferido a partir de dataciones K-Ar en hornblendas y biotitas (metadioritas), obteniéndose edades de  $273 \pm 9$  Ma and  $267 \pm 6$  Ma (Tomlinson et al., 2012). Posteriormente, el complejo fue exhumado a principios del Triásico Medio (Tomlinson et al., 2012).





En cuanto a las litologías presentes, tal y como se ha mencionado anteriormente, destaca la presencia de ortogneises principalmente granodioríticos y anfibolitas:

*Ortogneises.* Rocas bandeadas originadas a partir de protolitos de composición magmática intermedia a ácida, constituidos principalmente por plagioclasas, feldespato potásico, cuarzo y ferromagnesianos orientados (clorita, biotita y hornblendas). Textura grano-nematoblástica a grano-lepidoblástica en función de abundancia en micas del protolito; tamaño de grano medio y colores gris-medio a gris-pardo. Rocas asociadas a protolitos graníticos y granodioríticos (metagranitos y metagranodioritas).

*Anfibolitas.* Rocas originadas a partir de protolitos básicos e intermedios (fundamentalmente dioritas; metadioritas) compuestas esencialmente por hornblendas y plagioclasas (en ocasiones se aprecia la orientación de los blastos). Presentan una textura principalmente nematoblástica a granoblástica; tamaño de grano fino a medio con colores generalmente gris oscuro a gris verdoso. Las variedades silicificadas presentan cuarzos microcristalinos de neoformación que obliteran la textura original.

#### **2.4.4. Procesos de alteración.**

En profundidad, se reconocen grados de alteración bajos o nulos en las diferentes unidades geológicas. Los procesos de alteración hidrotermal o lixiviación por flujos meteóricos, degradaron el macizo afectando en mayor o menor medida su comportamiento mecánico, quedando restringidos a zonas influenciadas por estructuras principales o intermedias.

En los primeros metros de excavación, cabe destacar la presencia de rocas silicificadas, afectando principalmente a las anfibolitas, que definen por sí mismas una unidad geotécnica propia. Esta alteración, degrada los minerales máficos (principalmente anfíboles) y las plagioclasas de las anfibolitas, lixiviando álcalis, aluminio y ciertos elementos metálicos (Fe, Mg, Mn), para enriquecer la roca en cuarzo (cuarzo de neoformación); se observa como una superposición sobre la textura original.

Hacia zonas profundas, se observa la existencia de cierta alteración propilítica incipiente, afectando principalmente a anfibolitas, en las que los minerales máficos sufren cloritización parcial o total.

En zonas con fuerte control estructural, asociadas a estructuras principales e intermedias, aumenta la percolación de aguas meteóricas provocando la ocurrencia de halos de lixiviación (presencia de limonitas, arcillas y yesos). Los procesos de lixiviación y oxidación degradan la roca afectando a sus propiedades mecánicas, por lo que estas zonas de roca mecánicamente empobrecida definen una unidad geotécnica por sí misma.

#### **2.4.5. Caracterización estructural.**

Dentro de las consideraciones principales en la excavación de túneles, la orientación espacial de estructuras persistentes, es uno de factores de mayor relevancia en el cálculo de la



estabilidad; la intersección de estructuras singulares con la excavación puede provocar importantes inestabilidades y sobre-excavaciones durante las labores (González de Vallejo et al., 2002).

Durante el desarrollo las labores mineras, se ha realizado una importante recopilación de datos estructurales que pueden ser considerados en la modelización, los cuales han sido clasificados y agrupados en “Estructuras principales” y “Estructuras intermedias”.

#### **2.4.5.1. Estructuras principales.**

Las Estructuras Principales son aquellas que marcan el principal control estructural; a consecuencia de la perturbación ocasionada, el macizo sufre importantes cambios del comportamiento geomecánico: aumento de fracturación, mayor infiltración de aguas meteóricas e hidrotermalismo, desviación del campo de tensiones, etc.

##### *Zonas de Falla Regionales (ZFR).*

El control estructural asociado a fallas de escala regional es de gran importancia; se corresponde con estructuras con potencias superiores a 0,5 m y persistencias kilométricas, que generan zonas de cizalla de decenas de metros; requieren medidas especiales de sostenimiento. Se ha considerado la influencia de este tipo de estructuras en las cercanías del proyecto, aunque el tramo de túnel proyectado no prevé atravesar zonas de falla regionales.

##### *Zonas de Falla Importantes (ZFI).*

Las denominadas “fallas importantes” se corresponden con estructuras de gran persistencia (cientos de metros) y con potencias superiores a 0,15 m y áreas de influencia de varios metros. En ocasiones, la ocurrencia de fallas importantes orientadas paralelamente, da lugar a zonas de falla de gran extensión.

#### **2.4.5.2. Estructuras intermedias.**

Se consideran estructuras de importancia intermedia a aquellas que pueden provocar inestabilidades de mediana importancia: zonas de inestabilidad con sobreexcavaciones menores e intermedias, medidas de refuerzo del sostenimiento de carácter puntual (mayores espesores de hormigón proyectado, bulones orientados), formación de cuñas, inestabilidad del frente de excavación, etc.

##### *Fallas mayores (FM).*

Estructuras intermedias con rellenos que varían entre 0,05 m a 0,15 m, compuestos por arcillas de alteración, roca triturada y molida, y ocasionalmente por limonitas y sulfatos. Las áreas de influencia de estas estructuras pueden variar de algunos centímetros hasta unos pocos metros.



*Fallas menores (Fm).*

Estructuras intermedias con espesores de rellenos menores a 0,05 m compuestos generalmente por arcillas de alteración, roca molida, limonitas, sulfatos y/o salbanda. Se caracterizan generalmente por presencia de estrías de falla (*slickensides*) y flujos de escasa a nula importancia.

**2.4.5.3. Análisis estructural.**

Mediante una primera clasificación de las discontinuidades estructurales y una posterior agrupación en “clústeres” de aquellas discontinuidades de mismo rango, se procedió a un análisis estadístico que permitiera discriminar entre sistemas o sets principales y secundarios, y, en caso de ser razonable, la existencia de dominios estructurales en el macizo estudiado.

Se comenzó con la clasificación de las estructuras en dos rangos: sets de estructuras menores (diaclasas) y sets de estructuras mayores (Fm, FM y ZFI). Al no atravesarse estructuras de carácter regional (ZFR), se considera innecesario discriminar en dominios.

	Resistencia al corte de las discontinuidades					
	Ángulo de fricción, $\phi$ (°)			Cohesión, C (kPa)		
	Inferior	Medio	Superior	Inferior	Medio	Superior
Estructuras Principales	22	25	28	30	40	50
Estructuras Intermedias	25	30	35	40	50	60
Diaclasas	32	35	38	50	70	90

**Tabla 2.4.5.2.** Valores propuestos de cohesión y ángulo de fricción. Los valores considerados han sido empleados en los análisis de estabilidad de la corta a cielo abierto.

Mediante la proyección estereográfica de los polos de las discontinuidades con la ayuda del software DIPS (Rocscience<sup>TM</sup>), se definieron los sistemas principales para un solo dominio estructural (Tablas 2.4.5.3.1 y 2.4.5.3.2 y Figuras 2.4.5.3.1 y 2.4.5.3.2).

*Dominio I:* Caracterizado por la presencia de estructuras mayores con rumbos ENE-WSW y NE-SW principalmente; por otra parte, se han identificado cinco sistemas de estructuras menores (diaclasas) dentro de este dominio, con predominio de buzamientos subverticales.

Sets	Dirección de buzamiento / buzamiento
<i>D1</i>	44 ± 11 / 90 ± 8
<i>D2</i>	137 ± 10 / 86 ± 13
<i>D3</i>	90 ± 6 / 80 ± 15
<i>D4</i>	104 ± 40 / 9 ± 5
<i>D5</i>	179 ± 7 / 79 ± 6

**Tabla 2.4.5.3.1.** Orientaciones de los sets principales de diaclasas.

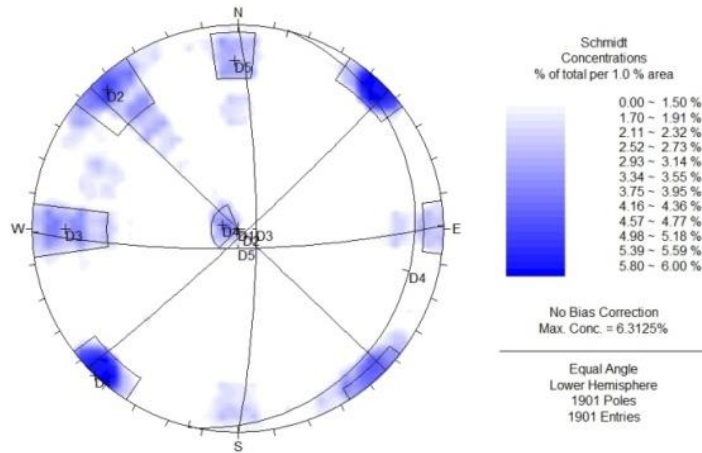


Figura 2.4.5.3.1. Diagrama polar de frecuencias de familias de diaclasas que muestra 5 sets de estructuras principales.

Sets	Dirección de buzamiento / buzamiento
<i>F1</i>	136 ± 14 / 86 ± 28
<i>F2</i>	63 ± 33 / 11 ± 7
<i>F3</i>	168 ± 7 / 90 ± 7

Tabla 2.4.5.3.2. Orientaciones de los sets principales de fallas (se incluyen estructuras principales e intermedias).

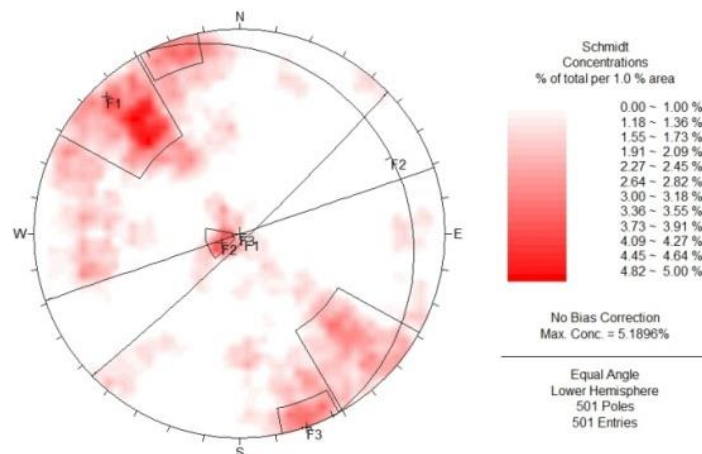


Figura 2.4.5.3.2. Diagrama polar de frecuencias de estructuras mayores (Fm, FM y ZFI) que muestra 3 orientaciones predominantes.



## 2.5. Hidrogeología.

En labores de excavación en acuíferos fisurados, la conductividad tendrá lugar a través de las discontinuidades (conductividad de carácter secundario), por lo tanto, los caudales de agua estarán controlados mayormente por la conectividad de las mismas y conductividad hidráulica ( $K$ ), así como las características del fluido (viscosidad y peso específico). Se puede suponer que, en este tipo de macizos, las presiones de agua aumentan y se disipan más rápidamente en las discontinuidades, beneficiadas por la baja permeabilidad primaria y porosidad de la roca intacta (Hoek y Brown, 1997), lo que propicia que el túnel actúe como un dren de grandes dimensiones.

Una inadecuada caracterización hidrogeológica, puede dar lugar a serios inconvenientes en una excavación de éstas características, así según González de Vallejo et al. (2002) debemos considerar la siguiente problemática:

- Disminución de la resistencia del macizo por aumento de la presión de poro, a pesar de la baja porosidad de la roca intacta.
- Aumento de las presiones intersticiales sobre el sostenimiento.
- Reblandecimientos en materiales arcillosos, con la consiguiente pérdida de cohesión en las discontinuidades.
- Problemas de avance en la excavación.

La consideración de los caudales en el frente de avance es de gran importancia para evitar problemas de rendimiento y seguridad durante las labores.

### 2.5.1. Caracterización hidrogeológica.

La estimación de la permeabilidad del macizo rocoso se realizó a partir de ensayos Lugeon de tipo *Packer Test* o doble obturador. Se ensayaron tramos de longitudes variables de entre 5 y 18 m, con presiones máximas de inyección predefinidas, sin exceder la presión de confinamiento esperada a la profundidad de la perforación y evitando la fracturación hidráulica del macizo. Las inyecciones se realizaron en cinco etapas de 10 minutos de duración a presión constante función de la presión máxima predefinida (Tabla 2.5.1).

Etapa 1 (50%)	Etapa 2 (75%)	Etapa 3 (100%)	Etapa 4 (75%)	Etapa 5 (50%)
$0,50 \cdot P_{m\acute{a}x}$	$0,75 \cdot P_{m\acute{a}x}$	$P_{m\acute{a}x}$	$0,75 \cdot P_{m\acute{a}x}$	$0,50 \cdot P_{m\acute{a}x}$

**Tabla 2.5.1.** Escalones de presión considerados en el ensayo Lugeon.



A partir de las admisiones registradas en cada tramo ensayado, se calculó la conductividad hidráulica empleando la fórmula de Thiem para condiciones de flujo en régimen permanente (Bureau of Reclamation, 1977):

$$K = \frac{Q \cdot l_n \left( \frac{L}{r} \right)}{2\pi \cdot L \cdot H_t} \quad (\text{Ec. 2.5.1})$$

donde,

$K$  es la conductividad hidráulica (m/s);

$Q$  es el caudal (m<sup>3</sup>/s);

$L$  es la longitud del tramo de sondeo ensayado (m);

$r$  es el radio del sondeo (m);

y  $H_t$  es la carga hidráulica en el centro del tramo del sondaje (m).

En un primer lugar, se realizó una discriminación de los resultados de los ensayos, valorándose el comportamiento del flujo frente a la carga hidráulica aplicada con la intención de excluir aquellos datos que supusieran desviaciones extremas (lavado de finos, sellado de discontinuidades, zonas de falla con grandes admisiones, etc.). A partir de los datos validados, se calculó la incertidumbre de los valores obtenidos aplicando medias geométricas, desviaciones estándar y finalmente calculando los coeficientes de variación. Como resultado se obtuvieron rangos de conductividad con variaciones del 72% de la media para los ensayos en superficie y del 39% para los ensayos en profundidad (Tabla 2.5.2).

Una vez realizado el tratamiento estadístico, se interpolaron y extrapolaron los valores para diferentes profundidades considerando un comportamiento potencial (Fig. 2.5.1). De esta manera obtenemos una ecuación que nos permite predecir a grosso modo la permeabilidad del macizo en función de la profundidad:

$$K(z) = 1,36 \cdot 10^{-4} \cdot z^{-1,91} \quad (\text{Ec. 2.5.2})$$

donde,

$K(z)$  es la conductividad hidráulica en función de la profundidad (en m/s), y

$z$  es la profundidad en m.

Una de las consideraciones que se ha tenido en cuenta en el modelo es el grado de fracturación del macizo ( $RQD$  variable entre 65 y 100 % y frecuencia de fracturas por metro de entre 2 y 8) en los tramos ensayados en profundidad. El grado de fracturación es muy variable y no refleja una continuidad que permita estudiar el efecto del mismo sobre la conductividad del macizo; así mismo, los valores obtenidos concuerdan tanto en zonas superficiales como en profundidad con los esperados para rocas ígneas y metamórficas fracturadas (Freeze y Cherry, 1979; Heath, 1983).



Profundidad tramo ensayado (m)	Conductividad hidráulica media (m/s)	Desviación estándar	C.V.	RQD		FF/m	
				Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
3,7	3,60E-06	3,13E-06	0,87	-	-	-	-
5,92	2,13E-06	2,36E-06	1,11	-	-	-	-
9,12	2,37E-06	1,87E-06	0,79	-	-	-	-
12,25	2,00E-06	9,85E-07	0,49	-	-	-	-
14,90	9,00E-07	9,93E-07	1,10	-	-	-	-
17,50	1,47E-06	1,62E-06	1,10	-	-	-	-
19,75	9,83E-07	8,49E-07	0,86	-	-	-	-
22,75	2,83E-07	3,54E-08	0,12	-	-	-	-
26,00	2,00E-07	1,00E-07	0,50	-	-	-	-
28,75	5,00E-07	1,41E-07	0,28	-	-	-	-
296,20	1,79E-09	2,65E-10	0,15	80	100	3	6
352,75	1,78E-09	7,87E-10	0,44	70	90	5	9
380,60	1,36E-09	4,88E-10	0,36	80	100	2	6
431,35	1,35E-09	8,28E-10	0,61	65	95	3	7
497,00	7,82E-10	3,02E-10	0,39	70	90	5	8

Tabla 2.5.2. Resultados validados de conductividad hidráulica de los ensayos Lugeon.

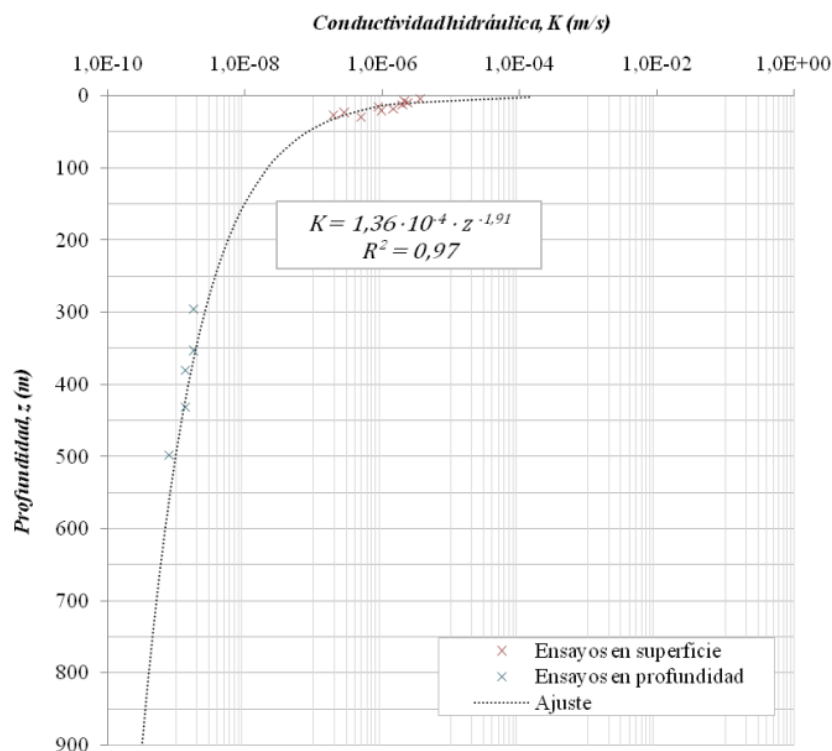


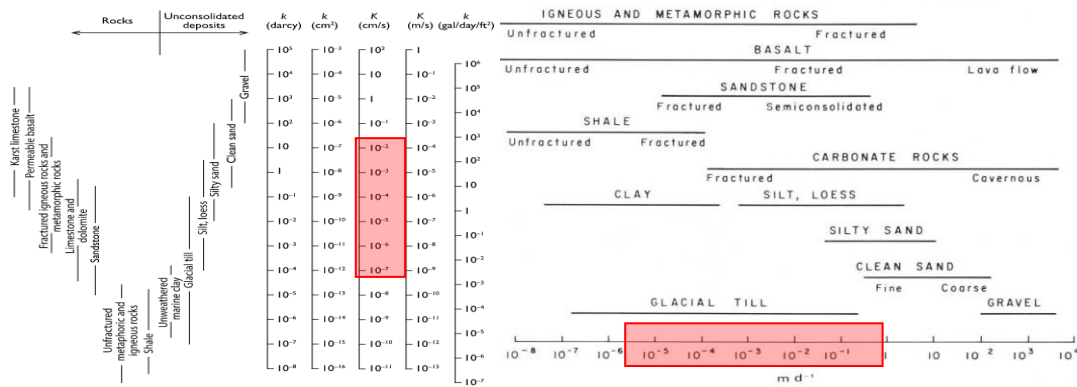
Figura 2.5.1. Modelo de variación de la permeabilidad del macizo con la profundidad.

Como se ha explicado anteriormente, el flujo se abre paso mayormente a través de las discontinuidades (porosidad secundaria), por lo que la conductividad será función de la densidad de discontinuidades, la persistencia y la apertura las mismas. Teniendo en cuenta





esto, puede apreciarse un descenso de la permeabilidad respecto de la profundidad asociado al aumento de la presión litostática (Fig. 2.5.1); a medida que aumenta el confinamiento (carga litostática + esfuerzos de origen tectónico), disminuye gradualmente la permeabilidad secundaria como consecuencia del cierre parcial o total de las discontinuidades (Freeze y Cherry, 1979).



**Tabla 2.5.3.** Izquierda: rango de valores de conductividad hidráulica (m/s) según Freeze y Cherry (1979). Derecha: rango de valores de conductividad hidráulica (m/día) según Heath (1983).

A partir del modelo establecido, se puede zonificar el macizo en función de la profundidad y según el tipo de unidad permeable. Sólo en los primeros 15-20 m de profundidad habrá una permeabilidad considerable (acuífero regular a pobre); a profundidades mayores la capacidad de drenaje será lenta (acuitardo) o incluso muy limitada a partir de los 400 m de profundidad (acuicludo).

Calificación	$K$ (m/s)
Acuífero excelente	$> 3 \cdot 10^{-3}$
Acuífero regular a bueno	$3 \cdot 10^{-3} - 10^{-5}$
Acuífero pobre	$10^{-5} - 10^{-7}$
Acuitardo	$10^{-7} - 10^{-9}$
Acuicludo	$< 10^{-9}$

**Tabla 2.5.4.** Clasificación de unidades permeables en función de la permeabilidad.

Es posible que puedan surgir contrastes reseñables en casos de *heterogeneidad discontinua* causada por la presencia de fallas principales (Freeze y Cherry, 1979). En las inmediaciones de estas estructuras, donde el macizo aparece fuertemente fracturado y alterado (zonas degradadas), las propiedades físicas del macizo pueden asemejarse típicamente a las de un suelo y dependen de la arquitectura de la zona de fractura (Caine et al., 1996). La conductividad hidráulica ( $K$ ) varía de altamente permeable (en brechas de falla y zonas de roca degradada) a impermeable (harinas de falla), dependiendo de la proporción de partículas finas. Según Mitchell y Faulkner (2012), en las proximidades de las fallas mayores, aumenta





la conductividad exponencialmente a medida que nos acercamos perpendicularmente a su núcleo, y está estrechamente relacionada con la densidad de la microfracturación, que a su vez depende del desplazamiento y, por tanto, de la magnitud de los esfuerzos. De esta manera, los esfuerzos diferenciales generados en la zona de falla, dan lugar rocas debilitadas y microfracturadas, altamente susceptibles a alteración y lixiviación de sus minerales (aumento de la porosidad primaria) y, a su vez, a la generación y propagación de fracturas, propiciando un aumento de la densidad de fracturas e interconexión de las mismas (aumento de la porosidad secundaria).

Por lo general, es esperable que la conductividad hidráulica aumente de 3 a 4 órdenes de magnitud en las zonas degradadas ligadas a estructuras principales (Evans et al., 1997); en los materiales del núcleo de falla, la permeabilidad puede incluso disminuir, sugiriendo una dependencia, en parte, de la litología y del grado de alteración química (Caine et al., 1996).

Asumiendo un nivel freático estacionario a 15 m por debajo de la superficie y un medio homogéneo e isotrópico, se ha aplicado la ecuación para el cálculo de la infiltración en el interior de un túnel desarrollada por Goodman et al. (1965) tomada de Freeze y Cherry (1979):

$$q = \frac{2 \cdot \pi \cdot K \cdot H_0}{2,3 \log(2 \cdot H_0 / R_t)} \quad (\text{Ec. 2.5.3})$$

$$Q = q \cdot L_t \quad (\text{Ec. 2.5.4})$$

donde,

$Q$  es el caudal infiltrado para un tramo de túnel dado ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$q$  es la infiltración por unidad de longitud de túnel en régimen permanente ( $\text{m}^2/\text{s}$ );

$K$  es la conductividad hidráulica (en  $\text{m/s}$ );

$L_t$  es la longitud del tramo de túnel para la que se requiere calcular el caudal de infiltración (m);

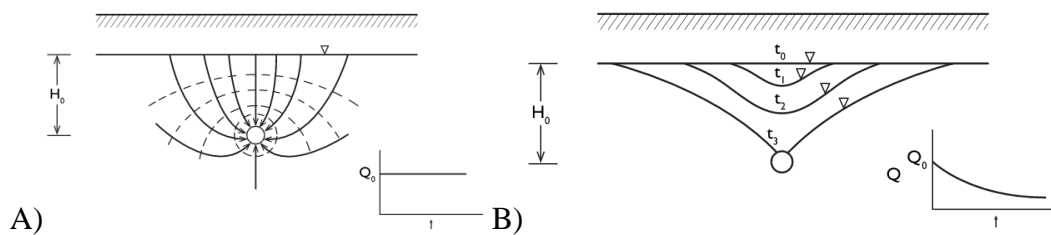
$H_0$  altura hasta el nivel piezométrico (en m); y

$R_t$  es el radio del túnel (en m).

Basándose en las fórmulas analíticas anteriores (Ecs. 2.5.3 y 2.5.4), válidas para acuíferos homogéneos e isotrópicos, se prevén infiltraciones generalmente bajas a muy bajas. Según los valores obtenidos en el modelo, los caudales de infiltración mayores ocurrirían en los primeros metros de excavación del túnel (caudales estimados de aproximadamente  $1 \text{ m}^3/\text{día}$ ), aunque se estima que se están sobrestimando al no considerar la heterogeneidad y anisotropía del macizo.



A medida que se avanza y profundiza en la excavación, aumenta el confinamiento y disminuye la permeabilidad del macizo; como es el caso, en un macizo conformado principalmente por rocas con muy baja porosidad primaria y una conductividad hidráulica baja de carácter predominantemente secundario asociada a la fracturación, es poco probable que las condiciones de estado estacionario se puedan mantener durante mucho tiempo en presencia de la excavación; por lo contrario, es más probable que se desarrolle un sistema de flujo transitorio con disminución del nivel freático (Freeze y Cherry, 1979). En este caso, la tasa inicial de infiltración en estado estacionario ( $q_0$ ) por unidad de longitud del túnel disminuirá en función del tiempo (Fig. 2.5.2 - A).



**Figura 2.5.2.** A) Régimen estacionario o permanente. B) Régimen variable o transitorio (Freeze y Cherry, 1979).

El análisis de Goodman et al. (1965) para el régimen transitorio asume que la tasa acumulada de infiltración ( $q(t)$ ) por unidad de longitud del túnel en cualquier momento  $t$  después de la interrupción régimen estacionario debe estar dada por:

$$q(t) = \sqrt{\frac{8 \cdot C}{3} \cdot K \cdot H_0^3 \cdot S_y \cdot t} \quad (\text{Ec. 2.5.5})$$

donde,

$K$  es la conductividad hidráulica del medio;

$S_y$  es el rendimiento específico (relación entre la cantidad de agua que puede drenar libremente el material y el volumen total del macizo; asociado al concepto de porosidad eficaz);

$C$  es una constante arbitraria ( $\approx 0,75$  según Goodman et al., 1965);

$H_0$  altura hasta el nivel piezométrico (en m); y

$R_t$  es el radio del túnel (en m).

La ecuación 2.5.5 se basa en un conjunto muy restrictivo de supuestos; supone un nivel freático de forma parabólica y mantiene las suposiciones de flujo horizontal de Dupuit-Forchheimer. Es importante aclarar que sólo es válida para condiciones de flujo anteriores a



que el cono de abatimiento del nivel freático haya alcanzado el túnel (ver estadio  $t_3$  en figura 2.5.2 - B); es decir, que las condiciones para la aplicación de esta ecuación sólo se cumplirían en los primeros metros, en zonas superficiales, por lo que se ha descartado su utilización.

Como se ha mencionado anteriormente, la presencia de estructuras principales (fallas regionales o fallas importantes), puede dar lugar a grandes variaciones en la permeabilidad del macizo (heterogeneidad discontinua); en estos casos el macizo podría pasar de calificarse como acuicludo o acuitardo, a ser calificado como acuífero pobre o regular, con el consiguiente aumento de los caudales de infiltración (2 a 4 órdenes de magnitud según Evans et al., 1997). En todo caso se considera improbable la afluencia de caudales catastróficos ( $>1000$  l/s).

En la tabla 2.5.5 se resumen los valores de conductividad hidráulica considerados en la simulación.

$z$ (m)	U. G.	GSI	C. hidráulica $K$ (m/s)
100,00	UGLE	30	2,11E-06
100,00	UGLE	40	2,11E-06
100,00	UGLE	50	2,11E-06
400,00	UGLE	30	1,50E-07
400,00	UGLE	40	1,50E-07
400,00	UGLE	50	1,50E-07
846,82	UGLE	30	3,59E-08
846,82	UGLE	40	3,59E-08
846,82	UGLE	50	3,59E-08
100,00	UGAS	60	2,11E-08
100,00	UGAS	65	2,11E-08
100,00	UGAS	70	2,11E-08
400,00	UGA	45	1,50E-09
400,00	UGA	57	1,50E-09
400,00	UGA	69	1,50E-09
846,82	UGA	45	3,59E-10
846,82	UGA	57	3,59E-10
846,82	UGA	69	3,59E-10
846,82	UGO	41	3,59E-10
846,82	UGO	51	3,59E-10
846,82	UGO	61	3,59E-10

**Tabla 2.5.5.** Conductividades hidráulicas consideradas en los modelos para diferentes unidades geotécnicas y profundidades.

## 2.6. Caracterización geotécnica.

Por lo general, tanto las rocas metagraníticas como anfibolíticas dan lugar a macizos de buena a muy buena calidad geotécnica, mientras que las unidades lixiviadas, asociadas a la presencia de fallas estructurales, son rocas de mala a muy mala calidad (ver índice RMR; Bieniawski, 1989).

Para la discriminación de las diferentes unidades geotécnicas, se han considerado tanto propiedades de la roca intacta (peso específico,  $\gamma$ ; porosidad,  $n$ ; resistencia a la compresión simple,  $\sigma_{ci}$ ; resistencia a la tracción indirecta,  $\sigma_{ti}$ ; módulo de elasticidad,  $E_i$ ; y razón de Poisson,  $\nu_i$ ) como la caracterización del macizo rocoso (fracturación, alteración e índices de calidad).

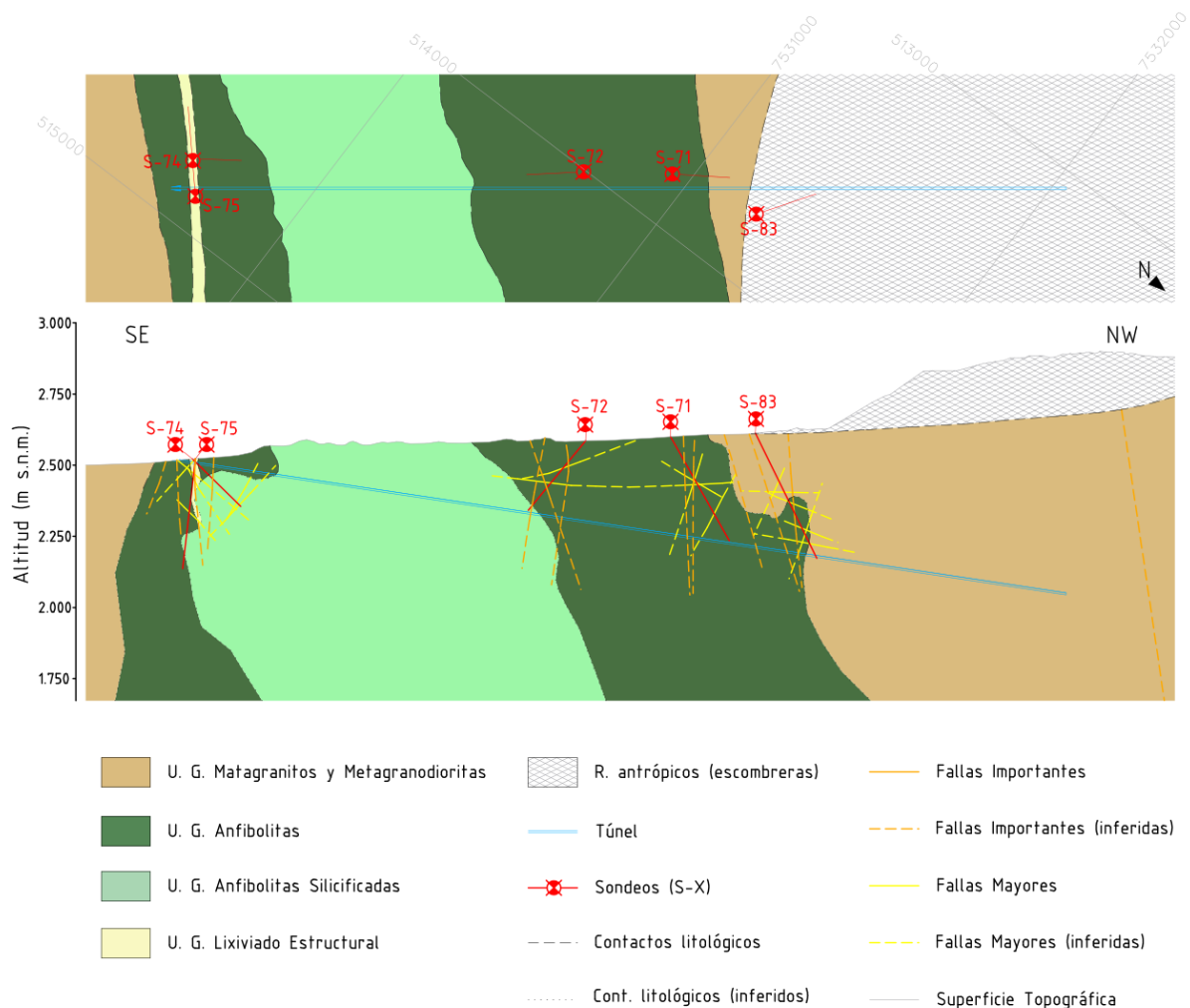


Figura 2.6.1. Perfil geotécnico – estructural del trazado del túnel.

Se han diferenciado cuatro unidades en función de su caracterización geotécnica: Unidad Geotécnica Ortogneises (UGO), Unidad Geotécnica Anfibolitas (UGA), Unidad Geotécnica Anfibolitas Silicificadas (UGAS) y Unidad Geotécnica Lixiviado Estructural (UGLE). Las



unidades geotécnicas identificadas en el trazado se describen a continuación resaltándose las características y parámetros geotécnicos de mayor relevancia (Fig. 2.6.1).

En las tablas 2.6.2 y 2.6.3 se muestran datos básicos de los registros de los 5 sondeos analizados, además de una descripción resumida de las unidades geotécnicas diferenciadas.

#	Sondeo	Coordenadas (WGS, 1984; UTM huso 19 S)			Orientación		Longitud (m)
		Latitud (m)	Longitud (m)	Cota (m s.n.m.)	Azimut (°)	Inclinación (°)	
1	S - 71	7530939,00	513.824,00	2.597,52	322,63°	-58,25°	418,50
2	S - 72	7530686,00	514.007,00	2.583,48	146,76°	-53,45°	323,30
3	S - 74	7529597,00	514.785,00	2.528,30	320,82°	-46,61°	240,00
4	S - 75	7529679,00	514.878,00	2.522,94	59,01°	-39,80°	400,00
5	S - 83	7531258,00	513.757,00	2.612,69	336,99°	-63,19°	490,00

**Tabla 2.6.2.** Situación, longitud y orientación de los sondeos.

Sondeo S -71		
Tramo (m)	Descripción del tramo	
0,00	418,50	Rocas anfíbolíticas y metadioríticas. Rocas básicas melanocráticas de color verde oscuro con textura de grano fino a grueso y alteración clorítica de los minerales máficos.
Sondeo S -72		
Tramo (m)	Descripción del tramo	
0,00	296,60	Rocas anfíbolíticas y metadioríticas. Rocas básicas melanocráticas de color verde oscuro con textura de grano fino a grueso y alteración clorítica de los minerales máficos.
296,60	323,30	Rocas anfíbolíticas silicificadas. Macizo con abundante presencia de diques y textura obliterada por silicificación.
Sondeo S -74		
Tramo (m)	Descripción del tramo	
0,00	28,40	Lixiviado estructural. Rocas de composiciones heterogéneas, caracterizadas por diferentes grados de lixiviación y meteorización controlados estructuralmente.
28,40	80,10	Rocas anfíbolíticas y metadioríticas. Rocas básicas melanocráticas de color verde oscuro con textura de grano fino a grueso y alteración clorítica de los minerales máficos.
80,10	240,00	Rocas anfíbolíticas silicificadas. Macizo con abundante presencia de diques y textura obliterada por silicificación.
Sondeo S -75		
Tramo (m)	Descripción del tramo	
0,00	121,10	Lixiviado estructural. Rocas de composiciones heterogéneas, caracterizadas por diferentes grados de lixiviación y meteorización controlados estructuralmente.
121,10	257,10	Rocas anfíbolíticas y metadioríticas. Rocas básicas melanocráticas de color verde oscuro con textura de grano fino a grueso y alteración clorítica de los minerales máficos.
257,10	331,90	Rocas anfíbolíticas silicificadas. Macizo con abundante presencia de diques y textura obliterada por silicificación.
331,90	400,00	Rocas anfíbolíticas y metadioríticas.
Sondeo S -83		
Tramo (m)	Descripción del tramo	
0,00	3,70	Rellenos antrópicos. Escombreras de mina.
3,70	263,65	Ortogneises. Rocas metagraníticas y metagranodioríticas de grano grueso. Lixiviación y alteración supérgena en los primeros metros.
263,65	428,50	Rocas anfíbolíticas y metadioríticas. Rocas básicas melanocráticas de color verde oscuro con textura de grano fino a grueso y alteración clorítica de los minerales máficos.
428,50	490,00	Rocas metagranodioríticas de grano medio a grueso.

**Tabla 2.6.3.** Descripción de unidades geotécnicas de los sondeos.



### 2.6.1. Unidad Geotécnica Ortogneises.

En esta unidad geotécnica se han agrupado las litologías metagraníticas y metagranodioríticas, así como algunos cuerpos menores de metatonalitas, metamonzonitas y metamonzodioritas.

*Unidad Geotécnica Ortogneises (UGO).* Macizo rocoso integrado por rocas leucocráticas, mayormente metagranitos y metagranodioritas de edades triásicas.

La caracterización de las propiedades índice de la roca intacta, muestra valores promedio de peso unitario ( $\gamma$ ) de  $2,65 \text{ g/cm}^3$  y porosidades ( $n$ ) medias del 0,91%. En cuanto a las propiedades mecánicas, se han determinado una resistencia a la compresión uniaxial ( $\sigma_{ci}$ ) promedio de 122,44 MPa y una media de 6,55 MPa de resistencia a la tracción ( $\sigma_{ti}$ ) por métodos indirectos (Método Brasileño); el módulo de deformación elástica ( $E_i$ ) promedio ronda valores de 55,37 GPa con un coeficiente de Poisson ( $\nu_i$ ) medio de 0,25.

Roca Intacta			Macizo Rocosos	
$\gamma \text{ (g/cm}^3\text{)}$	$2,65 \pm 0,10$	(205)	<i>RQD</i> $D_{67}$	66 - 98
$n \text{ (%)}$	$0,91 \pm 0,61$	(97)	<i>FF</i> (ff/m)	2 - 12
$\sigma_{ci} \text{ (MPa)}$	$122,44 \pm 33,07$	(15)	<i>RMR</i> $B_{89}$	44 - 80
$\sigma_{ti} \text{ (MPa)}$	$6,55 \pm 2,06$	(15)	<i>GSI</i> $H_{00}$	41 - 61
$E_i \text{ (GPa)}$	$55,37 \pm 20,58$	(36)	Grado de alteración <i>ISRM81</i>	II - III
$\nu_i$	$0,25 \pm 0,04$	(36)	<i>IRS</i> $ISRM79$	60 - 160

**Tabla 2.6.1.** Propiedades de la U. G. Ortogneises (número de ensayos entre paréntesis).

En cuanto a la caracterización del macizo rocoso, se ha clasificado como de calidad media a buena (II-III) con valoraciones variables entre 44 y 80 (Índice RMR de Bieniawski, 1989). Presencia de grado de alteración II-III, roca ligera a moderadamente meteorizada (ISRM, 1977). Según la tabla de equivalencia de resistencias a partir de índices de campo de la ISRM (1977), equivale a una roca dura a muy dura, R4 a R5.

### 2.6.2. Unidad Geotécnica Anfibolitas.

En esta unidad geotécnica se agruparon aquellas unidades geológicas con características melanocráticas independientemente del tamaño de grano. Entre las litologías agrupadas en esta unidad cabe destacar la presencia de metadioritas y metagabros con ocurrencia localizada de diques matadioríticos.

*Unidad Geotécnica Anfibolitas (UGA).* Macizo rocoso compuesto por rocas básicas e intermedias de composiciones dioríticas, monzodioríticas y gabroicas metamorfizadas parcial a totalmente a anfibolitas.

La caracterización de las propiedades índice de la roca intacta, muestra valores promedio de peso unitario ( $\gamma$ ) de  $2,87 \text{ g/cm}^3$  y porosidades ( $n$ ) medias del 0,70%. En cuanto a las propiedades mecánicas, se han determinado una resistencia a la compresión uniaxial ( $\sigma_{ci}$ ) promedio de 127,88 MPa y una resistencia a la tracción ( $\sigma_{ti}$ ) media determinada por métodos



indirectos (Método Brasileño) de 7,81 MPa; el módulo de deformación elástica ( $E_i$ ) promedio ronda valores de 68,15 GPa con un coeficiente de Poisson ( $\nu_i$ ) medio de 0,28.

	Roca Intacta		Macizo Rocoso	
$\gamma$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,87 ± 0,15	(281)	<i>RQD</i> <sub>D67</sub>	72 - 100
$n$ (%)	0,70 ± 0,60	(135)	<i>FF</i> (ff/m)	2 - 10
$\sigma_{ci}$ (MPa)	127,88 ± 26,23	(20)	<i>RMR</i> <sub>B89</sub>	48 - 79
$\sigma_{ti}$ (MPa)	7,81 ± 2,53	(32)	<i>GSI</i> <sub>H00</sub>	45 - 69
$E_i$ (GPa)	68,15 ± 14,59	(20)	<i>Grado de alteración</i> <sub>ISRM81</sub>	II - III
$\nu_i$	0,28 ± 0,04	(20)	<i>IRS</i> <sub>ISRM79</sub>	80 - 160

**Tabla 2.6.2.** Propiedades de la U. G. Anfibolitas (número de ensayos entre paréntesis).

En cuanto a la caracterización del macizo rocoso, se ha clasificado como de calidad regular a buena (II-III) con valoraciones variables entre 48 y 79 (Índice RMR de Bieniawski, 1989). Presencia de grado de alteración II-III, roca ligera a moderadamente meteorizada (ISRM, 1977). Según la tabla de equivalencia de resistencias a partir de índices de campo de la ISRM (1977), equivale a una roca dura a muy dura, R4 a R5.

### 2.6.3. Unidad Geotécnica Anfibolitas Silicificadas.

Unidad geotécnica que comprende metadioritas, metagabros y algunas metagranodioritas, caracterizadas por una obliteración parcial e incluso completa de las texturas originales por silicificación.

*Unidad Geotécnica Anfibolita Silicificadas (UGAS).* Macizo rocoso compuesto principalmente por rocas de composición básica a intermedia total a parcialmente metamorfizadas a anfibolitas, caracterizadas por haber sufrido silicificación hidrotermal.

La caracterización de las propiedades índice de la roca intacta, muestra valores promedio de peso unitario ( $\gamma$ ) de 2,78 g/cm<sup>3</sup> y porosidades ( $n$ ) medias del 0,39%. En cuanto a las propiedades mecánicas, se han determinado una resistencia a la compresión uniaxial ( $\sigma_{ci}$ ) promedio de 172,67 MPa y una media de 7,73 MPa de resistencia a la tracción ( $\sigma_{ti}$ ) por métodos indirectos (Método Brasileño); el módulo de deformación elástica ( $E_i$ ) promedio ronda valores de 83,41 GPa con un coeficiente de Poisson ( $\nu_i$ ) medio de 0,27.

	Roca Intacta		Macizo Rocoso	
$\gamma$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,78 ± 0,05	(25)	<i>RQD</i> <sub>D67</sub>	87 - 97
$n$ (%)	0,39 ± 0,17	(13)	<i>FF</i> (ff/m)	3 - 7
$\sigma_{ci}$ (MPa)	172,67 ± 25,03	(4)	<i>RMR</i> <sub>B89</sub>	57 - 82
$\sigma_{ti}$ (MPa)	7,73 ± 0,43	(4)	<i>GSI</i> <sub>H00</sub>	60 - 70
$E_i$ (GPa)	83,41 ± 11,25	(4)	<i>Grado de alteración</i> <sub>ISRM81</sub>	II - III
$\nu_i$	0,27 ± 0,01	(4)	<i>IRS</i> <sub>ISRM79</sub>	115 - 170

**Tabla 2.6.3.** Propiedades de la U. G. Anfibolitas Silicificadas (número de ensayos entre paréntesis).





En cuanto a la caracterización del macizo rocoso, se ha clasificado como de calidad buena a muy buena (II-III) con valoraciones variables entre 72 y 82 (Índice RMR de Bieniawski, 1989). Presencia de grado de alteración II, ligeramente meteorizado (ISRM, 1977). Según la tabla de equivalencia de resistencias a partir de índices de campo de la ISRM (1977), equivale a una roca muy dura, R5.

#### 2.6.4. Unidad Geotécnica Lixiviado Estructural.

Esta unidad agrupa varias litologías afectadas por procesos de lixiviación. Estos procesos presentan un claro control estructural como consecuencia de la presencia de estructuras principales e intermedias a través de las cuales tiene lugar percolación de aguas meteóricas.

*Unidad Geotécnica Lixiviado Estructural (UGLE).* Macizo rocoso de litologías variables (metagranitos, metagranodioritas, anfibolitas) fuertemente meteorizado por procesos de lixiviación mayor.

La caracterización de las propiedades índice de la roca intacta, muestra valores promedio de peso unitario ( $\gamma$ ) de 2,65 g/cm<sup>3</sup> y porosidades ( $n$ ) medias del 2,01%. En cuanto a las propiedades mecánicas, se han determinado una resistencia a la compresión uniaxial ( $\sigma_{ci}$ ) promedio de 40,49 MPa y una resistencia a la tracción ( $\sigma_{ti}$ ) media determinada por métodos indirectos (Método Brasileño) de 2,57 MPa; el módulo de deformación elástica ( $E_i$ ) promedio ronda valores de 29,18 GPa con un coeficiente de Poisson ( $\nu_i$ ) medio de 0,24.

	Roca Intacta		Macizo Rcoso	
$\gamma$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,65 ± 0,10	(48)	<i>RQD</i> <sub>D67</sub>	41 - 81
$n$ (%)	2,01 ± 1,39	(16)	<i>FF</i> (ff/m)	6 - 18
$\sigma_{ci}$ (MPa)	40,49 ± 6,40	(6)	<i>RMR</i> <sub>B89</sub>	26 - 56
$\sigma_{ti}$ (MPa)	2,57 ± 1,98	(4)	<i>GSI</i> <sub>H00</sub>	30 - 50
$E_i$ (GPa)	29,18 ± 7,85	(6)	<i>Grado de alteración</i> <sub>ISRM81</sub>	III - IV
$\nu_i$	0,24 ± 0,07	(6)	<i>IRS</i> <sub>ISRM79</sub>	28 - 98

**Tabla 2.6.4.** Propiedades de la U. G. Lixiviado Estructural (número de ensayos entre paréntesis).

En cuanto a la caracterización del macizo rocoso, se ha clasificado como de calidad mala a regular o media (III-IV) con valoraciones variables entre 26 y 56 (Índice RMR de Bieniawski, 1989). Presencia de grado de alteración III-IV, roca ligera a moderadamente meteorizada (ISRM, 1977). Según la tabla de equivalencia de resistencias a partir de índices de campo de la ISRM (1977), equivale a una roca moderadamente dura a dura, R3 a R4.

### 3. Caracterización del macizo rocoso.

La resistencia de una roca homogénea, además de los valores de  $c$  y  $\phi$ , depende de otras condiciones, como la magnitud de los esfuerzos confinantes, las presiones intersticiales o la velocidad de aplicación de la carga de rotura (González de Vallejo, 2002). La presencia de





heterogeneidades (variación mineralógica, foliaciones, etc.) afectan en gran medida la resistencia.

La caracterización del macizo rocoso se desarrolló mediante el estudio de los datos recopilados para la estimación del comportamiento del macizo: levantamientos de campo, caracterización geotécnica en sondeos con recuperación de testigo, diagráfias sónicas en sondeos, ensayos hidrogeológicos y ensayos de roca intacta en laboratorio (ensayos de identificación, ensayos triaxiales, resistencia a la compresión uniaxial, resistencia a la tracción por métodos indirectos, entre otros).

### 3.1. Criterios de rotura.

Según González de Vallejo (2002), el comportamiento mecánico de los materiales rocosos depende principalmente de su resistencia y de los esfuerzos aplicados sobre él que determinan un campo tensional. El campo tensional queda definido por las tensiones principales que lo componen:  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$ ; dependiendo principalmente de la magnitud de estas tensiones, y también de su dirección, se producirán las deformaciones en las rocas y, en caso de alcanzarse un determinado valor de esfuerzo diferencial, la rotura.

Un criterio de rotura supone una predicción aproximada del comportamiento asumiendo homogeneidad e isotropía de sus propiedades físicas y mecánicas; se define como criterio de rotura a la superficie  $f$ , que delimita en el espacio de tensiones principales ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ,  $\sigma_3$ ) un cierto dominio que llamamos dominio elástico viene expresado por la siguiente ecuación:

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0 \quad (\text{Ec. 3.1})$$

Generalmente, debido a las limitaciones físicas existentes en la fase experimental, y la influencia mínima de la tensión intermedia ( $\sigma_2$ ), el criterio de rotura se suele definir en función de las tensiones mayor ( $\sigma_1$ ) y menor ( $\sigma_3$ );

$$f(\sigma_1, \sigma_3) = 0 \quad (\text{Ec. 3.2})$$

Los puntos representados fuera del dominio elástico ( $f(\sigma_1, \sigma_3) = 0$ ) están en situación de rotura. Dependiendo de cómo se defina la ecuación de la superficie de fluencia ( $f$ ) se obtienen distintos criterios de rotura.

#### 3.1.1. Criterio de Rotura de Mohr – Coulomb.

Este criterio expresa la resistencia al corte de un plano expuesto a condiciones de esfuerzos confinantes; se obtiene la relación entre la tensión normal ( $\sigma_n$ ) y tangencial ( $\tau$ ) en el momento de la rotura a partir de una expresión que involucra la cohesión ( $c$ ) y el ángulo de rozamiento interno ( $\phi$ ):

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan\phi \quad (\text{Ec. 3.3})$$



Según la fórmula anterior (ecuación 3.3) cuanto mayor sea el esfuerzo normal, mayor será el esfuerzo de cizalla para causar la rotura; al alcanzarse la resistencia límite del material, tiene lugar la fractura por cizalla.

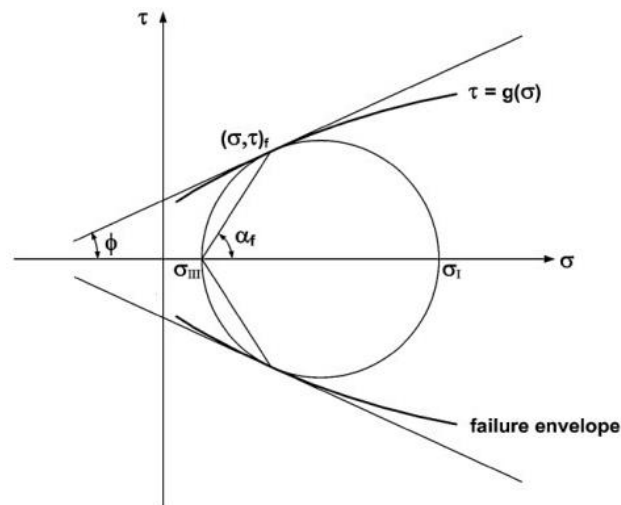


Figura 3.1.1. Diagrama de Mohr y envolventes de rotura.

La intersección entre la envolvente de falla y el eje de la tensión tangencial ( $\tau$ ) nos proporciona el valor de la cohesión ( $c$ ); mientras que el ángulo de rozamiento interno ( $\phi$ ) vendrá dado por el ángulo que forma la envolvente de falla con respecto a la tensión normal ( $\sigma$ ). El coeficiente de rozamiento interno ( $\mu$ ) viene dado por:

$$\mu = \tan \phi \quad (\text{Ec. 3.4})$$

El criterio puede expresarse en función de los esfuerzos principales mayor y menor (Fig. 3.1.1.) mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_1 = \frac{2c + \sigma_3(\text{sen } 2\theta + \text{tag } \phi(1 - \cos 2\theta))}{\text{sen } 2\theta - \text{tag } \phi(1 + \cos 2\theta)} \quad (\text{Ec. 3.5})$$

Permitiendo estimar la resistencia en cualquier plano definido por  $\theta$ . Para el plano crítico de rotura,  $\theta = 45^\circ + \phi/2$ , se cumplirá que:

$$\sigma_1 = \frac{2c \cdot \cos \phi + \sigma_3(1 + \text{sen } \phi)}{1 - \text{sen } \phi} \quad (\text{Ec. 3.6})$$

Si consideramos  $\sigma_3 = 0$ ,  $\sigma_1$  se convierte en la resistencia a la compresión uniaxial ( $\sigma_c$ ), por lo tanto:

$$\sigma_c = \frac{2c \cdot \cos \phi}{1 - \text{sen } \phi} \quad (\text{Ec. 3.7})$$

Teniendo en cuenta lo anterior, la resistencia a la tracción ( $\sigma_t$ ) vendrá dada por la siguiente ecuación:



$$\sigma_t = \frac{2c \cdot \cos \phi}{1 + \sin \phi} \quad (\text{Ec. 3.8})$$

Este criterio, aunque presenta cálculos muy sencillos, también presenta algunos inconvenientes: las envolventes de falla no son lineales; debido a que se ha demostrado que la resistencia de la roca aumenta menos con el incremento de la presión de confinamiento, provocando errores de cálculo en zonas en las que actúan bajos esfuerzos de confinamiento. Además, no siempre coinciden la orientación del plano de fractura con los ensayos experimentales e incluso los valores de la resistencia a la tracción están sobrevalorados (González de Vallejo et al., 2002).

Por otro lado, la utilización de este criterio lineal, permite adoptar valores de rozamiento interno ( $\phi$ ) en función del nivel de tensiones y permite suponer que el valor de la cohesión ( $c$ ) es próximo al 10% de la resistencia a la compresión uniaxial ( $\sigma_c$ ).

### 3.1.2. Criterio de rotura de Hoek y Brown.

El criterio de rotura no lineal de Hoek y Brown (1980), está basado en datos empíricos obtenidos de investigaciones en fracturación de roca intacta y estudios del comportamiento del macizo rocoso que permite valorar la resistencia del macizo rocoso para el diseño de excavaciones subterráneas y taludes.

Originalmente fue desarrollado como un criterio para macizos rocosos competentes (Hoek y Brown, 1980):

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left( m \cdot \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0,5} \quad (\text{Ec. 3.9})$$

donde,

$\sigma_1'$  y  $\sigma_3'$  son los esfuerzos efectivos principales mayor y menor en el momento de rotura;

$\sigma_{ci}$  es la resistencia a compresión uniaxial de la roca intacta;

$m$  y  $s$  son constantes del material, que dependen de las propiedades de la roca y del grado de fracturación de la roca antes de someterla a las tensiones de rotura.

La rotura para la roca intacta puede calcularse igualando la constante  $s$  a 1 (roca sin fracturación), de manera que la ecuación 3.9 se convierte en:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left( m \cdot \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0,5} \quad (\text{Ec. 3.10})$$

El parámetro  $s$  es la medida de disminución de la resistencia a compresión simple de la roca debido a la fracturación. Por su parte,  $m$  influye en la resistencia al corte del material. Ambos



parámetros se pueden obtener a partir de la clasificación geomecánica Rock Mass Rating (*RMR*), introducida por Bieniawski en 1973.

A partir de la revisión de Hoek y Brown de 1988, se revisan los cálculos de las constantes  $m$  y  $s$  proponiendo valores para rocas perturbadas y no perturbadas por la excavación.

Para rocas perturbadas por la excavación:

$$m = m_i \cdot \exp\left(\frac{RMR - 100}{14}\right) \quad (Ec. 3.11)$$

$$s = \exp\left(\frac{RMR - 100}{6}\right) \quad (Ec. 3.12)$$

Para rocas no perturbadas por la excavación:

$$m = m_i \cdot \exp\left(\frac{RMR - 100}{28}\right) \quad (Ec. 3.13)$$

$$s = \exp\left(\frac{RMR - 100}{9}\right) \quad (Ec. 3.14)$$

Debido a la necesidad de adaptar el criterio de rotura a rocas poco competentes, las ecuaciones han sufrido una serie de reformulaciones durante los años 90. La utilización del Rock Mass Rating, así como el índice  $Q$  de Barton, conlleva una gran dependencia del parámetro  $RQD$ , por lo que se consideró desarrollar un nuevo sistema de clasificación centrado en las características geológicas básicas del material geológico estudiado (Marinos et al., 2005); el Geological Strength Index o  $GSI$  (Hoek et al., 1992). Posteriormente se reformuló el criterio de rotura (Hoek et al., 1995; y Hoek y Brown, 1997) incluyendo el índice  $GSI$  en el cálculo de las constante  $m$  del material y las constantes  $s$  y  $a$  del macizo.

Una vez introducida la valoración cualitativa de la constante " $a$ " (Hoek et al., 1992), y desarrollado el Índice de Resistencia Geológica ( $GSI$ ), en la actualización del Criterio de Rotura de Hoek y Brown de 1997, se introdujo el concepto del Criterio de Rotura Modificado, que consideraba una corrección del Criterio de Rotura Original mediante la modificación de las constantes  $s$  y  $a$  para calidades de  $GSI$  del macizo menores a 25, así:

Para macizos con  $GSI \geq 25$  (Criterio Original):

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right) \quad (Ec. 3.15)$$

$$a = 0,5 \quad (Ec. 3.16)$$

Para macizos con  $GSI < 25$  (Criterio Modificado):

$$s = 0 \quad (Ec. 3.17)$$

$$a = 0,65 - \frac{GSI}{200} \quad (Ec. 3.18)$$



Otros cambios considerados fueron el ajuste de la curva de la envolvente de Mohr mediante el coeficiente variable "a" (Hoek et al., 1992), o la introducción del concepto de perturbación de macizos rocosos o disturbance factor,  $D$ , del que hablaremos más adelante (Hoek y Brown, 1988). Esta reformulación ha propiciado el uso del criterio de rotura también para rocas poco competentes, así el Criterio de Hoek y Brown Generalizado (Hoek et al., 2002) viene dado por las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left( m_b \cdot \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (\text{Ec. 3.19})$$

$$m_b = m_i \exp \left( \frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad (\text{Ec. 3.20})$$

$$s = \exp \left( \frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \quad (\text{Ec. 3.21})$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (\text{Ec. 3.22})$$

donde,

$\sigma_1'$  y  $\sigma_3'$  son los esfuerzos efectivos principales mayor y menor, respectivamente, en la condición de falla;

$m_b$  es un valor deducido de la constante del material  $m_i$  (ver ecuación 3.20);

$GSI$  es el Índice de Resistencia Geológica (Hoek, et al., 1995);

$s$  y  $a$  son constantes del macizo rocoso dadas por las relaciones de las ecuaciones 3.21 y 3.22; y

$D$  es el factor de perturbación por voladura o disturbance factor (ver apartado 3.1.3.2 más adelante).

Al utilizar el criterio de Hoek y Brown Generalizado, no es necesario hacer correcciones de los cálculos de las constantes  $s$  y  $a$  (Hoek y Brown, 1997); con las nuevas ecuaciones los valores se ajustan por sí solos.

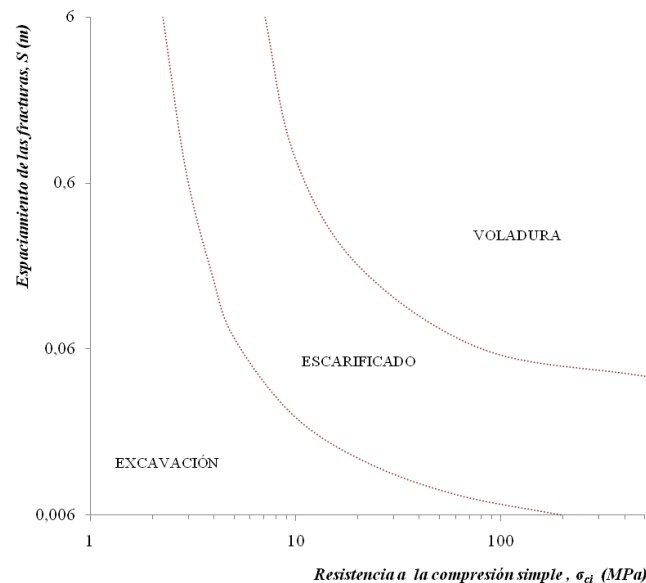
### 3.1.3. Consideraciones geomecánicas.

#### 3.1.3.1. Excavabilidad del macizo.

La excavabilidad puede definirse como la facilidad que presenta un terreno para ser excavado. La elección del método de excavación debe considerarse previamente al cálculo de los parámetros del criterio de rotura, puesto que la posterior determinación del valor de la perturbación del macizo rocoso vendrá condicionada por la elección del mismo (Tabla 3.1.3.2).



Según Franklin (1971), la excavabilidad de un macizo rocoso puede definirse en base a la resistencia a la compresión simple de la roca intacta y el espaciamiento de las discontinuidades del macizo rocoso (Fig. 3.1.3.1).



**Figura 3.1.3.1.** Excavabilidad del macizo rocoso (modificado de Franklin, 1971).

### 3.1.3.2. Factor de perturbación por voladura.

El factor de perturbación por voladura “ $D$ ” o disturbance factor, se define como el grado de alteración al que ha sido sometido el macizo por efecto de voladuras o relajación de esfuerzos. Este factor varía entre 0 (macizos inalterados) y 1 (macizos muy alterados) y tiene un gran efecto sobre el criterio de rotura (Tabla 3.1.3.2).

Un buen diseño del esquema de disparo, permite arrancar el material fracturado del frente y dejar la roca de alrededor de la excavación con el menor daño posible. Según Hoek (2012), suponiendo el caso de un túnel de más de 10 m de diámetro, la profundidad de los daños causados al macizo varía casi siempre entre 0 y 3 m, dependiendo en gran medida de la calidad de diseño de la voladura. En voladuras bien diseñadas y controladas, como la ilustrada en la fotografía superior de la tabla 3.1.3.2, el daño perimetral a la excavación es despreciable debido a una perforación de barrenos y una secuencia de detonación apropiadas. En contraste, la ausencia de un buen diseño de la voladura y/o control de la perforación puede resultar en un daño significativo del macizo como el ilustrado en la tercera fotografía de la tabla 3.1.3.2.

Por tanto, la probabilidad de causar daños al macizo dependerá en tanto del control y diseño de la voladura, como de las propiedades resistivas y deformacionales del macizo (Fig. 3.1.3.2).





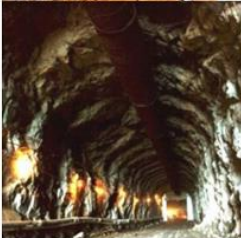
APARIENCIA DEL MACIZO ROCOSO	DESCRIPCIÓN DEL MACIZO ROCOSO	VALOR $D$ SUGERIDO
	Excelente control de la calidad de la voladura o excavación con TBM, que resulta en una mínima perturbación del macizo rocoso confinado alrededor del túnel.	$D = 0$
	Excavación mecánica o manual en macizos de baja calidad (sin voladura), resulta en una mínima perturbación del macizo alrededor del túnel. Cuando la deformación por flujo plástico (squeezing) resulta en un levantamiento de la solera, la deformación puede ser importante al menos que se coloque una contrabóveda temporal.	$D = 0$ $D = 0,5$
	Voladura de muy mala calidad en túneles con rocas competentes, resulta en daños severos, que pueden extenderse de 2 a 3 m alrededor del túnel.	$D = 0,8$

Tabla 3.1.3.2. Directrices para estimar el factor de perturbación  $D$  (modificado de Hoek et al, 2002).

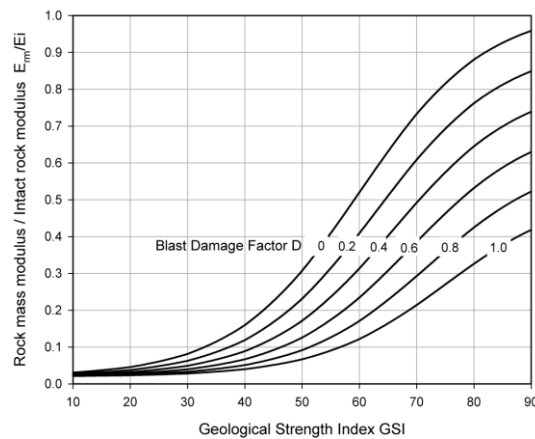


Figura 3.1.3.2. Gráfico para la determinación del factor de perturbación “ $D$ ” (Hoek, 2012) del macizo rocoso próximo a la excavación en función de la relación entre los módulos de deformación elástica del macizo rocoso y la roca intacta (ordenadas), y el  $GSI$  (abscisas).





### 3.1.3.3. Estimación de la resistencia a la compresión uniaxial a partir del criterio de rotura de Hoek y Brown.

Según el criterio de rotura de Hoek y Brown, para estimar la resistencia a la compresión uniaxial, es necesario igualar  $\sigma'_3 = 0$  en la ecuación 3.19, obteniendo de esta manera:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot s^a \quad (\text{Ec. 3.23})$$

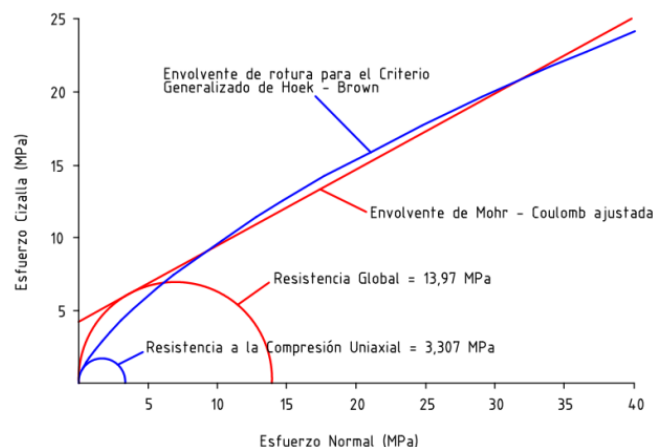
Representando una condición de tensión biaxial en la que se igualan los esfuerzos efectivos principales ( $\sigma'_1$  y  $\sigma'_3$ ) se obtiene que la resistencia a la tracción uniaxial es igual a la resistencia a la tracción, es decir  $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_t$  (Hoek, 1983):

$$\sigma_t = -\frac{s \cdot \sigma_{ci}}{m_b} \quad (\text{Ec. 3.24})$$

La resistencia a la compresión uniaxial del macizo es un parámetro particularmente útil para evaluar los potenciales problemas de flujo plástico (*squeezing*) en un túnel. Mediante la siguiente ecuación (Marinos y Hoek, 2000) se puede calcular una aproximación muy cercana del valor de la resistencia a la compresión uniaxial del macizo ( $\sigma_{cm}$ ) a partir de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta ( $\sigma_{ci}$ ) la constante ( $m_i$ ) y el Índice de Resistencia Geológica (GSI):

$$\sigma_{cm} = (0,0034 m_i^{0,8}) \cdot \sigma_{ci} (1,029 + 0,025e^{(-0,1m_i)})^{GSI} \quad (\text{Ec. 3.25})$$

El ajuste entre la envolvente de Mohr - Coulomb y la definida por el criterio de Hoek y Brown, puede resultar dificultoso. No existe una relación teórica directa entre los dos criterios y cualquier proceso de ajuste debe ser por lo tanto obtenido por ensayo y error.



**Figura 3.1.3.3.** Ejemplo de ajuste de la envolvente de Mohr – Coulomb a la envolvente de rotura según el criterio generalizado de Hoek – Brown (Hoek, 2005).

Hoek et al. (2002) definieron el concepto de “resistencia global” del macizo rocoso, que interpreta el comportamiento general del macizo y sirve de comparación con la resistencia a la





compresión del macizo. La resistencia global del macizo rocoso en MPa viene dada según la siguiente expresión.

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \cdot \frac{(m_b + 4 \cdot s - a \cdot (m_b - 8 \cdot s)) \cdot (m_b / 4 + s)^{a-1}}{2 \cdot (1+a) \cdot (2+a)} \quad (Ec. 3.26)$$

Para un esfuerzo de confinamiento,  $\sigma_3$ , entre 0 y  $\frac{\sigma_{ci}}{4}$ .

#### 3.1.3.4. Estimación del módulo de deformación del macizo rocoso.

Basándose en observaciones empíricas y posteriores análisis del comportamiento de excavaciones en macizos de baja calidad ( $\sigma_{ci} < 100$ ) se obtuvo que el módulo de deformación de macizo que viene dado por la siguiente ecuación (Hoek y Brown, 1997):

$$E_m(GPa) = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad (Ec. 3.27)$$

Posteriormente se corrigió la ecuación anterior incluyendo el valor  $D$  que tiene en cuenta la perturbación del macizo por efecto de daños por voladura y relajación de esfuerzos por efectos de la excavación (Hoek et al., 2002).

Para macizos de baja calidad ( $\sigma_{ci} \leq 100$ ):

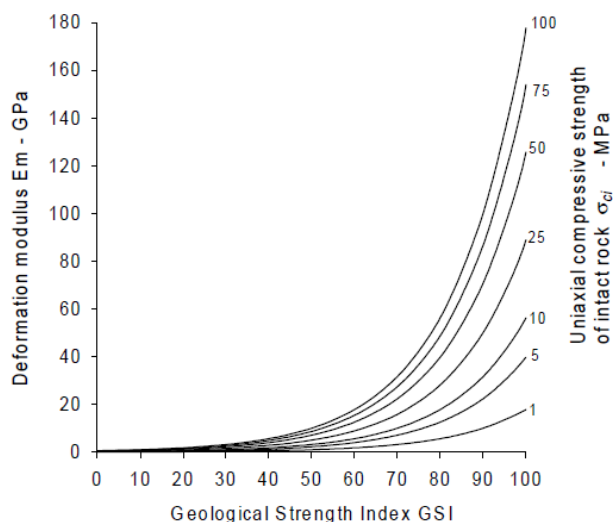
$$E_m(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad (Ec. 3.28)$$

Y para macizos de alta calidad ( $\sigma_{ci} > 100$ ):

$$E_m(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad (Ec. 3.29)$$

Según Hoek y Diederichs (2006), el módulo de deformación del macizo rocoso, calculado a partir del módulo de deformación de la matriz rocosa ( $E_i$ ) puede definirse como:

$$E_m(GPa) = E_i \cdot \left(0,02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}}\right) \quad (Ec. 3.30)$$



**Figura 3.1.3.4.** Relación entre el módulo de deformación del macizo rocoso  $E_m$  (GPa) y el  $GSI$  en función de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta,  $\sigma_{ci}$  (Marinos y Hoek, 2000).

### 3.1.3.5. Estimación del módulo de Poisson del macizo rocoso.

El módulo de Poisson del macizo rocoso es uno de los parámetros más relevantes del estudio geomecánico en el cálculo de la deformación. Desafortunadamente, la medida de este valor lleva mucho tiempo, además de resultar muy complicada.

Según lo publicado por Vásárhelyi (2009), a partir de la relación entre el ángulo de fricción interna y la presión de tierras en reposo (Jáky, 1944), puede estimarse el valor del módulo de Poisson. Ajustando la envolvente de Mohr – Coulomb a la envolvente del criterio de rotura de Hoek y Brown, puede obtenerse un valor del ángulo de fricción interna que a su vez puede relacionarse con un valor del Índice de Resistencia Geológica ( $GSI$ ). Por lo tanto, una vez conocido el valor del módulo de Poisson de la roca intacta o, en su defecto, asumiendo la constante del material  $m_i$  del criterio de rotura de Hoek y Brown, puede estimarse una aproximación del valor del módulo de Poisson para el macizo rocoso (Ecs. 3.30 y 3.31).

$$v_m = -0,002 \cdot GSI + v_i + 0,2 \quad (\text{Ec. 3.30})$$

$$v_m = -0,002 \cdot GSI + 0,003 \cdot m_i + 0,457 \quad (\text{Ec. 3.31})$$

donde,

$v_m$  es el módulo de Poisson del macizo rocoso,

$v_i$  es el módulo de Poisson de la roca intacta,

$m_i$  es la constante del material según el criterio de rotura de Hoek y Brown, y

$GSI$  es el Índice de Resistencia Geológica.

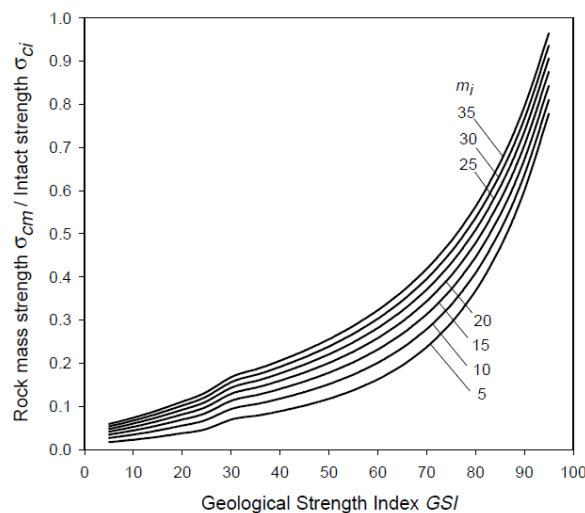


### 3.1.4. Determinación de los parámetros de resistencia.

Mediante el software RocData (Rocscience<sup>TM</sup>) se procedió a determinar los parámetros de resistencia del criterio de rotura generalizado de Hoek y Brown ( $m_b$ ,  $s$  y  $a$ ), a partir de datos procedentes de ensayos de laboratorio y valoraciones del  $GSI$  en levantamientos geológicos. Se tomaron como datos de partida los siguientes:

- La resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta,  $\sigma_{ci}$ .
- El parámetro de la roca intacta  $m_i$ .
- El Índice de Resistencia Geológica ( $GSI$ ).
- El factor de perturbación,  $D$ .

El valor de  $m_i$  depende de diversos factores, tales como la composición mineral, el tamaño de grano, y grado de cementación (Shen y Karakus, 2014); por lo tanto será dependiente de la resistencia de la roca intacta ( $\sigma_{ci}$ ) y del efecto de las discontinuidades (resistencia del macizo rocoso,  $\sigma_{cm}$ ).



**Figura 3.1.4.** Relación entre el cociente de la resistencia a la compresión simple del macizo rocoso entre la resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa  $\sigma_{cm}/\sigma_{ci}$  (ordenadas) frente al  $GSI$  (abscisas) para diferentes valores de  $m_i$  y profundidades mayores de 20 m (Marinos y Hoek, 2000).

A partir de la proyección de los resultados de los ensayos triaxiales mediante el software RocData (Rocscience<sup>TM</sup>), se determinaron los valores de  $\sigma_{ci}$  y  $m_i$  mediante el algoritmo de ajuste para regresiones no lineales de Levenberg-Marquardt. Se proyectaron las envolventes de rotura de Hoek-Brown en el espacio de tensiones principales y en el espacio de tensiones de cizalla y normales.



En la tabla 3.1.4. se presentan los parámetros geotécnicos calculados para las diferentes unidades geotécnicas y diferentes profundidades de análisis. Además, se han recopilado los datos de grado de fracturación obtenidos de la caracterización geotécnica de los sondeos.

z (m)	U. G.	Parámetros geomecánicos					
		$\sigma_{ci}$ (MPa)	$m_i$	$D$	$\nu_m$	$FF/m$	$s$ (m)
100	UGLE	51,694	23,74	0,00	0,38	17	0,06
100	UGLE	51,694	23,74	0,10	0,36	13	0,08
100	UGLE	51,694	23,74	0,10	0,34	6	0,17
400	UGLE	51,694	23,74	0,00	0,38	17	0,06
400	UGLE	51,694	23,74	0,10	0,36	13	0,08
400	UGLE	51,694	23,74	0,15	0,34	6	0,17
846,82	UGLE	51,694	23,74	0,00	0,38	17	0,06
846,82	UGLE	51,694	23,74	0,10	0,36	13	0,08
846,82	UGLE	51,694	23,74	0,15	0,34	6	0,17
100	UGAS	146,53	18,69	0,60	0,35	7	0,14
100	UGAS	146,53	18,69	0,60	0,34	5	0,20
100	UGAS	146,53	18,69	0,60	0,33	3	0,33
400	UGA	126,75	18,89	0,50	0,39	10	0,10
400	UGA	126,75	18,89	0,50	0,37	6	0,17
400	UGA	126,75	18,89	0,45	0,34	2	0,50
846,82	UGA	126,75	18,89	0,45	0,39	10	0,10
846,82	UGA	126,75	18,89	0,50	0,37	6	0,17
846,82	UGA	126,75	18,89	0,50	0,34	2	0,50
846,82	UGO	114,46	14,47	0,30	0,37	13	0,08
846,82	UGO	114,46	14,47	0,35	0,35	7	0,14
846,82	UGO	114,46	14,47	0,37	0,33	2	0,50

**Tabla 3.1.4.** Tabla resumen de los parámetros geomecánicos calculados para la obtención de los parámetros de resistencia del criterio de rotura de Hoek y Brown.



#### 4. Clasificaciones geomecánicas.

La valoración desde un enfoque empírico de macizos rocosos en túneles se ha venido desarrollando durante más de un siglo, particularmente con la intención de sistematizar los requerimientos de sostenimiento.

Las clasificaciones geomecánicas constituyen una metodología de caracterización esencial en la valoración de los parámetros de resistencia y deformabilidad del macizo rocoso desde un enfoque puramente interpretativo.

##### 4.1. RQD (Rock Quality Designation).

El índice de calidad  $RQD$  fue desarrollado por Deere (1967) para estimar la calidad del macizo rocoso a partir de los testigos de sondeos. Se basa en la cuantificación mediante una sumatoria de aquellos tramos de testigo mayores de 10 cm de longitud medido en su eje en relación a la longitud total del sondeo y expresada en porcentaje (ver a continuación la ecuación 4.1.). Los testigos deben ser de al menos 54,7 mm de sección y haber sido perforados con barras doble tubo (Deere y Deere, 1989).

$$RQD = \frac{\sum \text{tramos de testigo} > 10 \text{ cm}}{\text{Longitud total del testigo}} \cdot 100 \quad (\text{Ec. 4.1})$$

A falta de disponibilidad de testigos de roca, es posible calcular el  $RQD$  a partir del número de juntas o diaclasas por unidad de volumen, en donde se considera el número de juntas por metro de cada familia. En este caso puede usarse una ecuación aproximada para macizos libres de arcillas (Palmström, 2005):

$$RQD = 115 - 3,3 J_v \quad \text{Para } J_v > 4,5 \quad (\text{Ec. 4.2})$$

$$RQD = 100 \quad \text{Para } J_v < 4,5 \quad (\text{Ec. 4.3})$$

$$RQD = 0 \quad \text{Para } J_v > 35 \quad (\text{Ec. 4.4})$$

Siendo  $J_v$  el número de de juntas por metro cúbico (Volumetric Joint Count).

Es de gran importancia el uso de este índice como valoración de la fracturación en sistemas de clasificación como el  $RMR$  de Bieniawski y el Índice  $Q$  de Barton.

El  $RQD$  también puede ser calculado en función a la frecuencia de discontinuidades ( $\lambda$ ), a través de la ecuación de Priest y Hudson (1976) que proporciona el valor mínimo (ver ecuación 4.5 a continuación):

$$RQD = 100 \exp^{-0,1\lambda} \cdot (0,1 \lambda + 1) \quad (\text{Ec. 4.5})$$

siendo  $\lambda$  la inversa del espaciado de las discontinuidades ( $1/s$ ).



#### 4.2. Rock Mass Rating (RMR).

El sistema de clasificación *RMR* desarrollado por Bieniawski y publicado en 1973, se trata de un método de clasificación geomecánica en el que se consideran 6 parámetros del macizo rocoso:

- (1) Resistencia a la compresión uniaxial de la matriz rocosa.
- (2) *RQD*, índice de calidad de la roca.
- (3) Espaciado de las discontinuidades.
- (4) Condición de las discontinuidades.
- (5) Condiciones hidrogeológicas.
- (6) Corrección por orientación de las discontinuidades (en túneles).

La valoración de los cinco primeros parámetros se suma para dar la valoración final del *RMR* y se aplica finalmente la corrección por orientación de las discontinuidades, de manera que finalmente se obtiene que:

$$RMR = (1) + (2) + (3) + (4) + (5) - (6) \quad (\text{Ec. 4.6})$$

En 1989, Bieniawski aportó una serie de recomendaciones para la elección del sostenimiento en túneles. Ha de considerarse que dichas recomendaciones se han propuesto para un túnel de 10 m de vano en forma de “herradura” usando métodos de excavación convencionales (perforación y voladura), en un macizo rocoso sujeto a esfuerzos verticales menores a 25 MPa (unos 900 metros de profundidad aproximadamente).

En caso de avances en macizos rocosos con características mixtas, ha de considerarse la peor condición.

En 1976, a partir de la evaluación de numerosos casos históricos, Bieniawski relacionó las clasificaciones *RMR* y *Q* (Barton et al., 1974), dejando claro que su aplicabilidad viene determinada por una comprobación en proyecto, de manera que:

$$RMR \approx 9 \cdot \ln Q + 44 \quad (\text{Ec. 4.7})$$

#### 4.3. Sistema de clasificación *Q* de Barton (Barton, Lien & Lunde, 1974).

El índice *Q* de Barton se ha convertido en una herramienta de gran utilidad en la caracterización de la estabilidad de macizos rocosos para el diseño de sostenimiento en túneles. Este índice consiste en la valoración de seis parámetros durante los levantamientos geológicos, cada uno de ellos con diferente grado de importancia:



Índice RQD.

Número de sets o familias de juntas ( $J_n$ ).

La rugosidad de las juntas más débiles ( $J_r$ ).

El grado de alteración o rellenos a lo largo de las juntas ( $J_a$ ).

Influencia del agua en la excavación ( $J_w$ ).

Factor de estrés del macizo rocoso (*Stress Reduction Factor, SRF*).

Por lo tanto el índice de calidad  $Q$  puede calcularse a partir de la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (Ec. 4.8)$$

Es relevante destacar que Barton publicó en 1995 su propia correlación con el Índice RMR, por la cual se considera la siguiente aproximación:

$$Q \approx 10^{\frac{RMR-50}{15}} \quad (Ec. 4.9)$$

Según la ecuación 4.8, el primer cociente representa las condiciones estructurales, obteniéndose estimaciones del grado de fracturación y tamaño de bloque. El segundo cociente ( $J_r/J_a$ ) representa las condiciones de las discontinuidades del macizo rocoso y permite valorar aproximadamente los esfuerzos de cizalla esperables en función de la rugosidad y los rellenos presentes. Finalmente, el tercer cociente evalúa el estrés activo, siendo el parámetro  $J_w$  la valoración de la presión de agua y el SRF el factor de estrés. La presencia de agua provoca efectos adversos sobre los esfuerzos de cizalla debido a la reducción del esfuerzo normal efectivo, mientras que el factor  $SRF$ , por otro lado, valora tanto las pérdidas de carga en excavaciones que atraviesan zonas de cizalla y macizos con rellenos arcillosos en las discontinuidades, como las tensiones acumuladas en rocas competentes, o las cargas por plastificación o hinchamiento en rocas incompetentes.

El rango de valores de cálculo del Índice  $Q$  abarca todo el espectro de terrenos posibles desde macizos con fenómenos de plastificación (squeezing) o hinchamiento (swelling) a macizos masivos de muy alta calidad. Cabe destacar de este sistema de clasificación, la posibilidad de valorar el efecto de procesos y condiciones de inestabilidad.

En general, durante la valoración de los esfuerzos actuantes debe considerarse el efecto de las discontinuidades desfavorables para la estabilidad, especialmente en campos tensionales anisotrópicos. Esta estimación de los esfuerzos será especialmente conservadora en condiciones húmedas o saturadas de la roca (esfuerzo efectivo).

Localmente, las zonas de debilidad a atravesar deben ser consideradas según su importancia; en zonas de debilidad con potencias mayores a 2 – 3 m, asociadas a estructuras principales (ZFI y ZFR), será necesario adoptar diseños de sostenimiento especiales e incluso variar la



geometría de la excavación. Alrededor de una zona de debilidad importante, ocurrirán anomalías locales de los esfuerzos, por lo que se deben incrementar los valores de *SRF* (NGI, 2013).

En campos tensionales elevados, asociados a grandes profundidades, normalmente la deformación ocurre a largo plazo, desarrollándose microfracturas en profundas dentro del macizo durante un tiempo antes de alcanzarse la estabilidad. La valoración de la relación entre la resistencia de la roca y el esfuerzo principal mayor ( $\sigma_c/\sigma_1$ ), es de gran importancia en la identificación de procesos eventuales de spalling (astillamiento inmediato) o rock burst (estallidos de roca). En el caso contrario, ante la presencia de campos tensionales bajos, asociados a excavaciones someras, pueden tener lugar procesos de inestabilidad local por dilatación de las discontinuidades, por los que los valores del *SRF* deben incrementarse.

#### 4.4. GSI (Geological Strength Index).

El Índice Geológico de Resistencia o *GSI*, que fue introducido por Hoek et al. (1995), tiene como propósito el reconocimiento cualitativo del macizo con la intención de estimar aproximadamente su resistencia en función de diferentes condiciones geológicas.

El índice de resistencia geológica se desarrolló específicamente para evaluar el efecto de escala en la resistencia al corte del macizo rocoso, definida según el criterio de Hoek y Brown. Por otro lado, la consideración de supuestas limitaciones de la utilización del índice *RMR* en macizos de muy mala calidad extendió su uso; a su vez, en base a que los parámetros del *RMR* relativos a la densidad y condiciones de las discontinuidades se suponen comparables a los parámetros del *GSI* relativos a la estructura del macizo y condiciones de las superficies de las discontinuidades, se introdujo la siguiente relación:

$$GSI = RMR - 5 \quad (Ec. 4.10)$$

Cabe aclarar de la relación anterior que solo es válida para valores de *RMR* < 15, y jamás debe ser considerada para valores de *GSI* >> 20.

La resistencia de un macizo rocoso fracturado depende de las propiedades de la matriz rocosa y de la capacidad de estos fragmentos de roca de rotar o deslizar bajo diferentes condiciones de esfuerzos. Ésta capacidad está controlada por la forma geométrica de los fragmentos de roca o bloques y por las condiciones de las superficies que separan los mismos (tipo de relleno, meteorización de la superficie y rugosidad).

Es importante destacar que no es aplicable en aquellos casos en que el comportamiento del macizo rocoso presenta un claro control estructural.

No considera ni la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta ( $\sigma_{ci}$ ), ni el espaciamiento de las discontinuidades, ya que están implícitamente representados en los parámetros que definen el criterio de Hoek y Brown. Tampoco se considera condición de agua ya que el criterio de Hoek y Brown se define en términos de esfuerzos efectivos.





En el caso de rocas competentes a gran profundidad, la estructura del macizo rocoso suele ser masiva y su comportamiento se asemeja al de la roca intacta, por lo que el índice *GSI* se aproxima a 100 y deja de tener sentido su uso para “escalar” la resistencia del macizo rocoso. En este caso es frecuente que la ruptura del macizo esté asociada a la fractura frágil y propagación de grietas que, al interactuar, generan los típicos “lajamientos” del macizo.

Para la valoración del Índice de Resistencia Geológica (*GSI*) en este trabajo, se ha utilizado la tabla general desarrollada por Marinos y Hoek (2000) para la clasificación de macizos rocosos fracturados (Tabla 4.4.).

<b>ÍNDICE DE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA</b> <b>MACIZOS ROCOSOS FRACTURADOS</b> Marinos, P. y Hoek, E. (2000)		CONDICIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES				
<b>Nota:</b> Estímese el valor típico de <i>GSI</i> considerando el tipo de roca, la estructura del macizo rocoso, y la condición de las discontinuidades. No trate de ser demasiado preciso; de hecho, considerar un rango de valores de <i>GSI</i> de $\pm 5$ puntos es más realista que considerar un valor exacto. Esta tabla no es aplicable a problemas de control estructural; las estructuras con orientación desfavorable 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 hacer desplazando a la derecha el rango estimado del <i>GSI</i> . La presión hidrica no se considera al evaluar el <i>GSI</i> ; deberá incorporarse posteriormente al análisis, considerando esfuerzos efectivos.		MUY BUENA	BUENA	REGULAR	MALA	MUY MALA
ESTRUCTURA OBSERVADA		Superficies frescas no meteorizadas y muy rugosas.	Superficies ligeramente meteorizadas, algo rugosas y presencia de oxidación incipiente.	Superficies moderadamente meteorizadas y lisas.	Superficies meteorizadas, pulidas, con rellenos o patinas y/o fragmentos de roca.	Superficies muy meteorizadas y pulidas; rellenos o patinas de arcillas blandas.
		DISMINUYE CALIDAD SUPERFICIE →				
<b>INTACTA / MASIVA</b> Probetas de roca intacta o macizos rocosos in situ con pocos estructuras muy espaciadas.	DISMINUYE TRABAZÓN ENTRE BLOQUES ROCOSOS	90			N/A	N/A
<b>FRACTURADA</b> Macizos con 3 sets de estructuras, que definen bloques cúbicos bien trabados entre sí.		80			50	40
<b>MUY FRACTURADA</b> Macizos con 4 sets de estructuras o más, que definen bloques angulosos y trabados; parcialmente perturbados.		70				30
<b>FRACTURADA / PERTURBADA</b> Macizos plegados y con bloques angulosos por intersección de muchas estructuras; planos de estratificación y/o esquistosidad persistentes.		60				20
<b>DESINTEGRADA</b> Macizo fuertemente fracturado, con mezcla de bloques angulosos y redondeados; pobremente trabados.						10
<b>LAMINADA / CIZALLADA</b> Macizo debilitado (por cizalla y/o esquistosidad), muy poco espaciados y sin definir bloques.			N/A	N/A		

**Tabla 4.4.** Tabla general para la estimación del *GSI* a partir de observaciones geológicas en macizos rocosos fracturados (Marinos y Hoek, 2000).



#### 4.5. Índice de comportamiento elástico, ICE.

El Índice de Comportamiento Elástico (*ICE*) propuesto por Celada et al. (2010) consiste en la aplicación de una metodología que permite predecir el comportamiento tenso-deformacional de un túnel proyectado por métodos convencionales. A partir de la evaluación de la estabilidad por este método es posible predefinir las secciones tipo de sostenimiento.

Partiendo de las ecuaciones formuladas por Kirsch (1898), en las que se estudiaba el comportamiento de las tensiones radiales y de corte frente a las presiones del campo tensional ( $\sigma_{v0}$  y  $\sigma_{h0}$ ), se desarrollaron las ecuaciones (Celada et al., 2010; Bieniawski y Celada, 2011) que permiten predecir el comportamiento del macizo a partir del Índice *RMR*, la resistencia a la compresión simple de la roca intacta ( $\sigma_{ci}$ ) y el peso específico medio del macizo ( $\gamma$ ):

Para  $K_0 \geq 1$ :

$$ICE = \frac{100 \cdot \sigma_{ci} \cdot e^{\frac{RMR-100}{24}}}{(3 - K_0) \cdot \gamma \cdot H} \cdot F \quad (Ec. 4.11)$$

Para  $K_0 \leq 1$ :

$$ICE = \frac{100 \cdot \sigma_{ci} \cdot e^{\frac{RMR-100}{24}}}{(1 + K_0) \cdot \gamma \cdot H} \cdot F \quad (Ec. 4.12)$$

donde,

$K_0$  es el coeficiente de reparto de tensiones in situ,

$\sigma_{ci}$  es la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta (MPa),

*RMR* es la clasificación del macizo rocoso (corregido para la orientación de discontinuidades en túneles),

$\gamma$  es el peso específico medio del macizo,

$H$  es la profundidad del túnel por debajo de la superficie (en m), y

$F$  es el factor de la forma del túnel (Tabla 4.5.1.).



El coeficiente de reparto de tensiones ( $K_0$ ), es la relación entre las tensiones horizontal ( $\sigma_{h0}$ ) y vertical ( $\sigma_{v0}$ ); puede calcularse despejando la ecuación 3.2, de manera que:

$$K_0 = \frac{\sigma_{h0}}{\sigma_{v0}} \quad (\text{Ec. 4.13})$$

Descripción	Factor F
Túneles circulares de 6 m de diámetro.	<b>1,3</b>
Túneles circulares de 10 m de diámetro.	<b>1</b>
Túneles convencionales de 14m de diámetro.	<b>0,75</b>
Cavernas de 25 m de ancho y 60 m de altura.	<b>0,55</b>

**Tabla 4.5.1.** Factor de forma F (Celada et al., 2010).

Ha de tenerse en consideración que el *ICE* no tiene sentido físico para valores de  $K_0$  muy elevados; se limita su aplicación a aquellos casos en los que el coeficiente de reparto de tensiones sea menor a 2 ( $K_0 < 2$ ).

Índice de comportamiento elástico, ICE (Celada et al., 2011)	
ICE	Comportamiento esfuerzo-deformación
>130	Completamente elástico.
70-130	Elástico con plastificación incipiente del macizo.
40-69	Plastificación moderada.
15-39	Plastificación intensa.
<15	Principalmente plástico.

**Tabla 4.5.2.** Estimación del comportamiento de esfuerzo-deformacional de una sección de túnel en función del *ICE* (Celada, 2011).

En la tabla 4.5.3, se muestra una ampliación de la tabla 3.1.4 con las caracterizaciones geomecánicas del macizo rocoso según los diferentes autores propuestos.



z (m)	U. G.	Parámetros geomecánicos						Clasificaciones geomecánicas				
		$\sigma_{ci}$ (MPa)	$m_i$	D	$\nu_m$	FF/m	s (m)	GSI	RQD	RMR <sub>89</sub>	Q <sub>95</sub>	ICE
100	UGLE	51,694	23,74	0,00	0,38	17	0,06	30	41	26	0,009	43,40
100	UGLE	51,694	23,74	0,10	0,36	13	0,08	40	61	38	0,067	71,56
100	UGLE	51,694	23,74	0,10	0,34	6	0,17	50	81	56	2,025	151,48
400	UGLE	51,694	23,74	0,00	0,38	17	0,06	30	41	26	0,009	10,10
400	UGLE	51,694	23,74	0,10	0,36	13	0,08	40	61	38	0,067	16,65
400	UGLE	51,694	23,74	0,15	0,34	6	0,17	50	81	56	2,025	29,33
846,82	UGLE	51,694	23,74	0,00	0,38	17	0,06	30	41	26	0,009	5,11
846,82	UGLE	51,694	23,74	0,10	0,36	13	0,08	40	61	38	0,067	8,43
846,82	UGLE	51,694	23,74	0,15	0,34	6	0,17	50	81	56	2,025	14,34
100	UGAS	146,53	18,69	0,60	0,35	7	0,14	60	87	57	0,363	419,53
100	UGAS	146,53	18,69	0,60	0,34	5	0,20	65	92	70	7,667	721,12
100	UGAS	146,53	18,69	0,60	0,33	3	0,33	70	97	82	28,741	1188,93
400	UGA	126,75	18,89	0,50	0,39	10	0,10	45	72	48	0,066	56,88
400	UGA	126,75	18,89	0,50	0,37	6	0,17	57	86	62	0,956	101,94
400	UGA	126,75	18,89	0,45	0,34	2	0,50	69	100	79	22,222	170,84
846,82	UGA	126,75	18,89	0,45	0,39	10	0,10	45	72	48	0,066	25,90
846,82	UGA	126,75	18,89	0,50	0,37	6	0,17	57	86	62	0,478	46,42
846,82	UGA	126,75	18,89	0,50	0,34	2	0,50	69	100	79	11,111	75,10
846,82	UGO	114,46	14,47	0,30	0,37	13	0,08	41	66	44	0,024	21,45
846,82	UGO	114,46	14,47	0,35	0,35	7	0,14	51	82	57	0,513	63,36
846,82	UGO	114,46	14,47	0,37	0,33	2	0,50	61	98	80	21,778	77,20

**Tabla 4.5.3.** Tabla resumen de los parámetros geomecánicos calculados e índices de calidad calculados.

## 5. Estado tensional: tensiones naturales.

Durante la generación de una excavación subterránea, las tensiones actuantes son de dos tipos: tensiones naturales y tensiones inducidas por la excavación (González de Vallejo, 2002). En el diseño de una obra subterránea es necesario conocer la magnitud y orientación de los esfuerzos previos generados mayormente como consecuencia de procesos tectónicos y gravitacionales.



La estimación del estado tensional puede hacerse mediante métodos empíricos o métodos instrumentales o directos. Cabe destacar que en el caso de los métodos directos, los costes son demasiado altos y precisan de maquinaria muy especializada, por lo cual la obtención de modelos del estado tensional conlleva la utilización de ambos métodos.

### 5.1. Métodos empíricos.

Con el fin de estimar el estado tensional del macizo, es necesario conocer a priori el campo de esfuerzos que actúa sobre el terreno, por lo que es necesario calcular el valor de las tensiones máximas vertical ( $\sigma_V$ ) y horizontal ( $\sigma_H$ ). El esfuerzo vertical al que está sometido un punto del macizo rocoso a una profundidad queda definido por la siguiente ecuación (González de Vallejo et al., 2002):

$$\sigma_V = p \cdot g \cdot z = \gamma \cdot z \quad (\text{Ec. 5.1})$$

donde

$\gamma$  es el peso unitario de la roca;

$z$  es la profundidad desde la superficie en metros;

$p$  es la carga litostática de la columna de roca;

$g$  es la aceleración de la gravedad.

Para conocer el esfuerzo horizontal por métodos empíricos, es necesario calcular el coeficiente de reparto de las tensiones naturales (coeficiente  $K_0$ ); permite obtener el valor del esfuerzo horizontal ( $\sigma_H$ ) mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V \quad (\text{Ec. 5.2})$$

En 1952, Terzaghi y Richart consideraron el cálculo del valor del coeficiente  $K_0$  independiente de la profundidad a partir del coeficiente de Poisson ( $\nu$ ):

$$\frac{\sigma_H}{\sigma_V} = \frac{\nu}{1 - \nu} = K_0 \quad (\text{Ec. 5.3})$$

Esta igualdad, no se cumple en zonas superficiales de la corteza que hayan sufrido procesos de descarga por erosión (González de Vallejo et al., 2002). La erosión tiende a aumentar el valor del coeficiente  $K_0$ , provocando que los valores de los esfuerzos horizontales ( $\sigma_h$ ) pasen a ser mayores que los verticales ( $\sigma_v$ ) a profundidades someras. Por otro lado, el hecho de haberse considerado rocas sedimentarias no tectonizadas con estratificación horizontal, descarta el uso de esta ecuación a efectos de cálculo para ese trabajo.

Según Hoek y Brown (1980), a profundidades menores de 500 m, las tensiones horizontales son significativamente más grandes que las verticales, pudiendo oscilar entre valores de  $K_0$  menores de la unidad a incluso mayores de 3. A partir de profundidades superiores a 1000 m



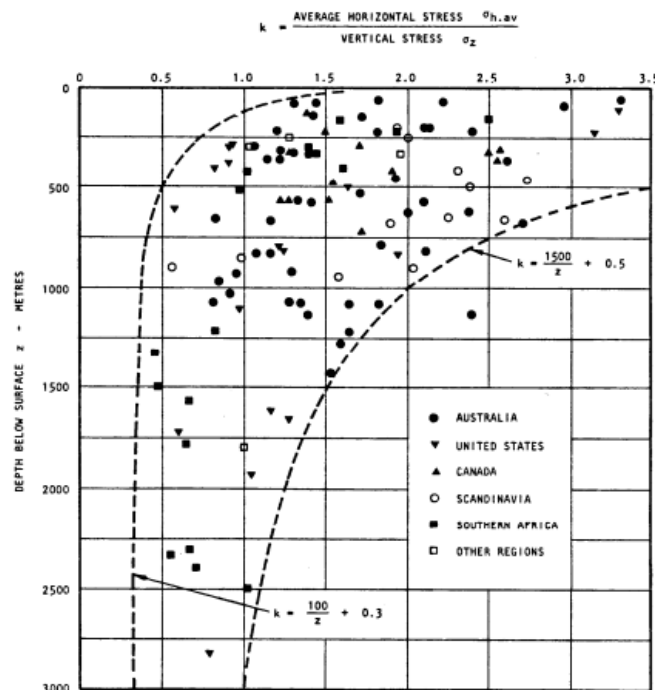
tienden a igualarse las tensiones (Fig. 5.1. y Ec. 5.4); por lo tanto, si existieran tensiones horizontales importantes a estas profundidades, podrían inducirse procesos de fracturación (sobrexexcavaciones), plastificación intensa (*squeezing*), etc.

$$0,3 + \frac{100}{z} < K_0(z) < 0,5 \frac{1500}{z} \quad (\text{Ec. 5.4})$$

El modelo de Sheorey de 1994, basado en las propiedades termo-elásticas del macizo, no considera los factores tectónicos que afectan el estado de esfuerzos del macizo rocoso. De todos modos, proporciona una ecuación simplificada (Ec. 5.5) que permite estimar el coeficiente de reparto ( $K_0$ ) a partir del módulo de deformación elástica horizontal medio ( $E_h$ ) y la profundidad del túnel ( $z$ ):

$$K_0 = 0,25 + 7E_h \left( 0,001 + \frac{1}{z} \right) \quad (\text{Ec. 5.5})$$

Los esfuerzos tectónicos, uno de los factores principales a considerar en el análisis de las tensiones naturales, se generan por dos mecanismos básicos: las fuerzas de borde y las fuerzas inducidas por cargas de compensación isostática.



**Figura 5.1.** Variación de la relación  $\sigma_h/\sigma_v$  (coeficiente de reparto,  $K_0$ ) con la profundidad (Hoek y Brown, 1980).

Las fuerzas de borde, generadas por movimiento de las placas tectónicas, dan lugar a esfuerzos compresivos y extensivos. Asimismo, las fuerzas producidas por cargas de compensación isostática, ligadas a grandes elevaciones topográficas, cuyo peso se compensa por zonas de menor densidad de la litosfera o variaciones del espesor de la misma. Este último mecanismo conlleva efectos combinados de cargas verticales y aumentos de empuje





(fuerzas de flotación), que generan esfuerzos horizontales en zonas adyacentes. Ambos esfuerzos, de borde o de compensación isostática, pueden alcanzar magnitudes de alrededor 50 MPa (Park, 1988).

A grandes profundidades, el estado tensional sufre importantes desviaciones debido a que las magnitudes de los esfuerzos de origen tectónico adquieren mayor relevancia que la de los esfuerzos gravitacionales (González de Vallejo et al., 2002).

En 1988, González de Vallejo definió el índice *TSI* (Tectonic Stress Index), que permite estimar el parámetro  $K_0$  a partir de datos geológicos y de la deformabilidad del macizo. Este índice de esfuerzos tectónicos viene definido por la siguiente expresión:

$$TSI = \log\left(\frac{T}{E \cdot H} \cdot NC \cdot SC\right) \quad (Ec. 5.6)$$

donde

*T*, edad del primer ciclo orogénico o del principal periodo de plegamiento que afecto al macizo (años);

*E*, módulo de elasticidad de la roca matriz (GPa);

*H*, máxima carga litostática a lo largo de la historia geológica, dada en metros;

*NC*, coeficiente de actividad sismotectónica;

*SC*, coeficiente de influencia topográfica.

La determinación del valor *H*, se corresponde con la profundidad de emplazamiento del cuerpo intrusivo (con un margen de error de  $\pm 1000$  m) en la que la roca adquirió sus propiedades elásticas. Esta profundidad puede ser inferida mediante diversos criterios como textura, tamaño de grano, grado de metamorfismo, etc. (González de Vallejo e Hijazo, 2008).

Según las propiedades texturales, grado metamórfico y el tipo de contactos entre la roca caja y el intrusivo, se considera que el emplazamiento de los diferentes cuerpos intrusivos tuvo lugar entre 6 y 8 km de profundidad. Se considera el límite Oligoceno – Mioceno como el principal periodo de deformación en el área estudiada ( $\approx 30$  Ma).

Para zonas tectónicamente activas, como en el caso de estudio, debe aplicarse la corrección del coeficiente de actividad sismotectónica (*NC*) que ha sido fijado a un valor de 0,25 para zonas próximas a fallas sismogénicas o bordes de placa. Por otro lado, el coeficiente de influencia topográfica (*SC*) ha sido fijado a 0,30 para zonas cercanas a valles profundos o pendientes pronunciadas; en caso de ser aplicables ambos coeficientes, sólo se considerará el valor 0,25 (González de Vallejo et al., 1988).

La relación entre el índice *TSI* y el coeficiente de reparto ha sido modificada en diversas publicaciones debido a la continua actualización de los datos. Para este trabajo se



consideraron las líneas de regresión obtenidas con los datos recopilados para deformaciones hercínicas y alpinas hasta 2006 (González de Vallejo e Hijazo, 2008).

$$K_0(\text{her}_{06}) = -1,93 \cdot TSI + 8,38 \quad (\text{Ec. 5.7})$$

$$K_0(\text{alp}_{06}) = -2,09 \cdot TSI + 6,15 \quad (\text{Ec. 5.8})$$

Una vez calculado el valor del TSI según la ecuación 5.8, la utilización del método plantea una serie de problemas, ya sea debido a que considera el coeficiente de reparto en la dirección de máximos esfuerzos horizontales, que en nuestro caso de estudio es E-W, pero no en la dirección perpendicular (N-S); además los valores obtenidos son poco realistas, al no cumplirse que el valor del coeficiente de reparto  $K_0$  tienda a 1 a profundidades superiores a 800 m.

A partir de trece ensayos de overcoring realizados y datos obtenidos de hidrofracturamiento en sondeos, se obtuvo un modelo numérico empírico del campo de esfuerzos, obteniéndose como resultado las siguientes ecuaciones (Informe Inédito Interno, 2009):

$$\sigma_V = 0,026 \cdot z \quad (\text{Ec. 5.9})$$

$$\sigma_E = 1,13 \sigma_V + 2,30 \quad (\text{Ec. 5.10})$$

$$\sigma_N = 0,70 \sigma_V + 0,29 \quad (\text{Ec. 5.11})$$

donde:

$\sigma_V$  es el esfuerzo vertical (en MPa);

$\sigma_E$  es el esfuerzo horizontal Este - Oeste (en MPa);

$\sigma_N$  es el esfuerzo horizontal Norte - Sur (en MPa); y

$z$  es la profundidad (en m).

A partir de las componentes del esfuerzos in situ E-W y N-S, se consideró la alineación con el túnel; de esta manera se obtiene valores del esfuerzo horizontal ( $\sigma_H$ ) orientados perpendicular y longitudinalmente al túnel (Hudson y Harrison, 1997).

Para realizar los cálculos oportunos, se realizó una rotación de un ángulo  $\alpha$  ( $53^\circ$  en sentido horario) de los ejes manteniendo el eje vertical invariante ( $\sigma_V$ ), obteniéndose las componentes longitudinal ( $\sigma_L$ ) y transversal del esfuerzo ( $\sigma_T$ ) según la dirección del túnel. Se ha realizado una sola rotación, ya que no se considera necesario orientar los esfuerzos según el gradiente del túnel ya que el frente del mismo se considera que en cada pase permanecerá vertical.

Según Jaeger et al. (2007), para la transformación del tensor de esfuerzos debe aplicarse una matriz de rotación y su transpuesta ( $L$  y  $L^T$ ) sobre el tensor del esfuerzo, de esa manera la transformación, considerándose una rotación antihoraria, viene dada por:

$$\sigma_{LTV} = L \cdot \sigma_{ENV} \cdot L^T \quad (\text{Ec. 5.12})$$





$$\sigma_{ENV} = \begin{pmatrix} \sigma_E & \tau_{EN} & \tau_{EZ} \\ \tau_{NE} & \sigma_N & \tau_{NV} \\ \tau_{VE} & \tau_{VN} & \sigma_V \end{pmatrix} \quad (Ec. 5.13)$$

$$\sigma_{LTV} = \begin{pmatrix} \sigma_L & \tau_{LT} & \tau_{LZ} \\ \tau_{TL} & \sigma_T & \tau_{TV} \\ \tau_{VL} & \tau_{VT} & \sigma_V \end{pmatrix} \quad (Ec. 5.14)$$

Mediante la ecuación matricial 5.15 se aplica una rotación de un ángulo  $\alpha$  manteniendo  $\sigma_V$  invariante (orientación según túnel en planta):

$$\sigma_{\alpha L} = \begin{pmatrix} \cos \alpha & -\text{sen } \alpha & 0 \\ \text{sen } \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \quad (Ec. 5.15)$$

Como resultado de la rotación anterior, se obtuvo las ecuaciones según la orientación del túnel (en planta):

$$\sigma_V = 0,027 \cdot z \quad (Ec. 5.16)$$

$$\sigma_T = 0,97 \sigma_V + 1,57 \quad (Ec. 5.17)$$

$$\sigma_L = 0,86 \sigma_V + 1,02 \quad (Ec. 5.18)$$

donde:

$\sigma_V$  es el esfuerzo vertical (en MPa);

$\sigma_T$  es el esfuerzo horizontal orientado transversalmente al túnel (en MPa);

$\sigma_L$  es el esfuerzo horizontal orientado longitudinalmente al túnel (en MPa); y

$z$  es la profundidad (en m).

Estas ecuaciones se consideran para profundidades someras ( $< 200$  m), dado que los datos han sido obtenidos a relativamente poca profundidad, particularmente para estudios de estabilidad de cortas a cielo abierto.

## 5.2. Método directo o instrumental.

El campo tensional que actúa sobre un punto queda definido por su orientación y magnitud, que únicamente pueden ser determinadas in situ. El método utilizado para la medición del campo de esfuerzos fue el CSIRO Hollow Inclusion, descrito por Worotnicki y Walton (1976) para la medición de la deformación en sondeos profundos.

El análisis de esfuerzos por sobreperforación u overcoring pertenece a los denominados “métodos de relajación en perforaciones” (Amadei and Stephansson 1997) y es utilizado para estimar el tensor de esfuerzos tridimensional in situ. La idea principal es aislar parcial o totalmente una muestra de roca intacta del campo de esfuerzos ejercido por el macizo y monitorear su respuesta deformacional de re-equilibrio. Para convertir los valores de



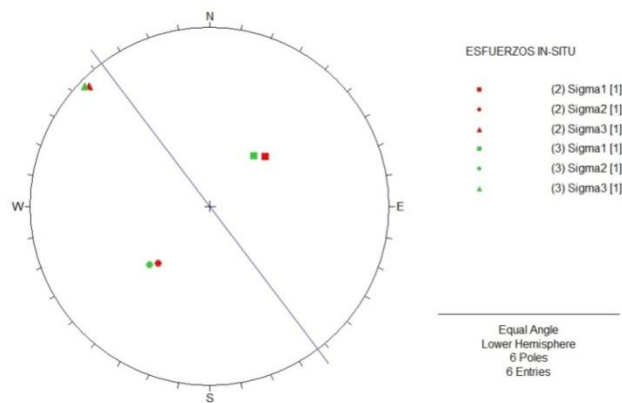
deformación a esfuerzo se requiere previamente conocer los módulos de Young y Poisson de la roca (Reinecker et al., 2008).

La calidad de las mediciones dependerá del control metodológico y la capacidad de resolución de problemas durante el ensayo, además de una adecuada caracterización de la anisotropía, discontinuidades y heterogeneidades de la roca (Hakala et al., 2003; tomado de Reinecker et al., 2008).

Debido a razones técnicas, las medidas en la mayoría de los casos son tomadas próximas a superficies libres (superficie topográfica, hastiales de un túnel) y están también influenciadas por la topografía, alteración y labores de excavación (Reinecker et al., 2008). Estos valores deben ser considerados a una escala local y no a nivel regional.

### 5.3. Modelo de estado tensional.

A partir de los datos obtenidos por métodos instrumentales (Fig. 5.3.1.), se procedió al cálculo de las componentes vertical, horizontal mayor y horizontal menor del campo de esfuerzo.



TEST N°	$\sigma_1$ (MPa)	AZ <sub>1</sub> (°)	I <sub>1</sub> (°)	$\sigma_2$ (MPa)	AZ <sub>2</sub> (°)	I <sub>2</sub> (°)	$\sigma_3$ (MPa)	AZ <sub>3</sub> (°)	I <sub>3</sub> (°)
2	34,8	48,9	-45,4	23,6	222,4	-44,4	13,8	315,6	-3,3
3	36,0	221,4	49,6	23,2	46,8	40,2	14,7	314,6	-2,7

**Figura 5.3.1.** Proyección estereográfica de la orientación de los esfuerzos principales obtenidos en los ensayos de sobreperforación (Hollow Inclusion). La traza azul hace referencia a la orientación del túnel (N37W con una inclinación de 8,75° al NW).

Se consideraron una serie de rotaciones en sentido antihorario aplicando una matriz de rotación y su transpuesta ( $L$  y  $L^T$ ) sobre el tensor del esfuerzo calculado.

Matriz de rotación para  $\sigma_3$  invariante y un ángulo de rotación en sentido antihorario  $\alpha$ :

$$\sigma_3 L = \begin{pmatrix} \cos \alpha & -\sin \alpha & 0 \\ \sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \quad (\text{Ec. 5.19})$$

Matriz de rotación para  $\sigma_1$  invariante y un ángulo de rotación en sentido antihorario  $\beta$ :



$$\sigma_{\beta L} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos \beta & -\text{sen } \beta \\ 0 & \text{sen } \beta & \cos \beta \end{pmatrix} \quad (\text{Ec. 5.20})$$

Matriz de rotación para  $\sigma_2$  invariante y un ángulo de rotación en sentido antihorario  $\gamma$ :

$$\sigma_{\gamma L} = \begin{pmatrix} \cos \gamma & 0 & \text{sen } \gamma \\ 0 & 1 & 0 \\ -\text{sen } \gamma & 0 & \cos \gamma \end{pmatrix} \quad (\text{Ec. 5.21})$$

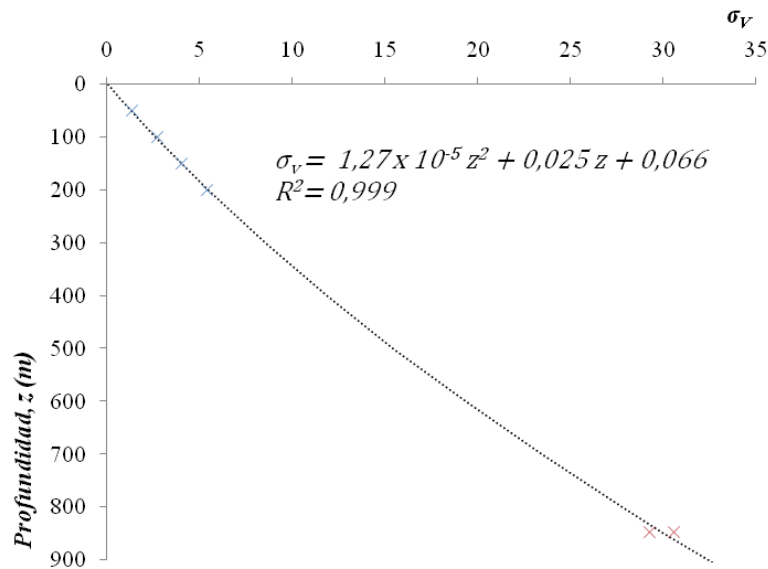
A partir de las rotaciones efectuadas, se obtuvieron las componentes del esfuerzo vertical y horizontal que nos permiten interpolar los valores con el modelo numérico empírico validado para profundidades menores a 200 m (Informe Inédito Interno, 2009); por otro lado, también se orientaron las componentes del esfuerzo según la dirección del túnel para poder ser utilizadas a 850 m de profundidad.

Una vez realizadas las transformaciones, se calcularon las curvas de interpolación, que nos permiten obtener estimaciones de las tensiones verticales y horizontales a profundidades intermedias (entre 200 y 850 m). En función de la profundidad ( $z$ ), se han calculado las siguientes expresiones polinómicas de segundo grado que proporcionan un muy buen ajuste (Figs. 5.3.2. a 5.3.4.):

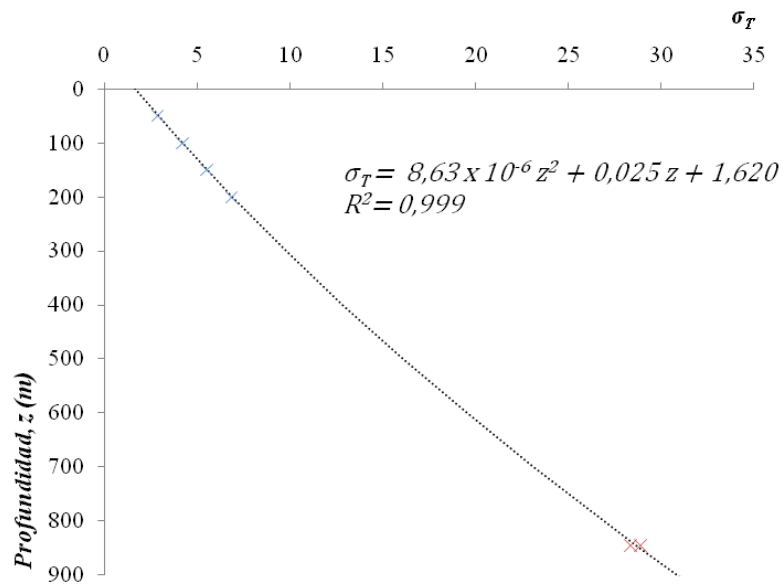
$$\sigma_V(z) = 1,27 \cdot 10^{-5} z^2 + 0,025 z + 0,066 \quad (\text{Ec. 5.22})$$

$$\sigma_T(z) = 8,63 \cdot 10^{-6} z^2 + 0,025 z + 1,620 \quad (\text{Ec. 5.23})$$

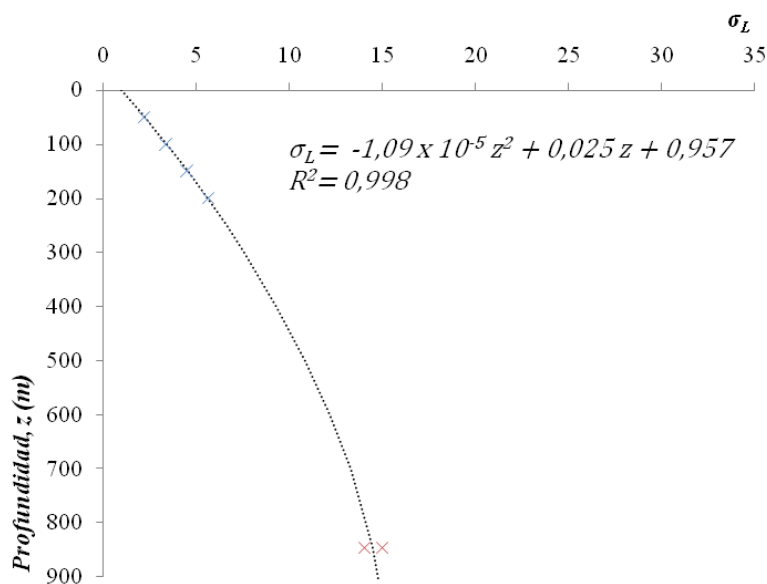
$$\sigma_L(z) = -1,09 \cdot 10^{-5} z^2 + 0,025 z + 0,957 \quad (\text{Ec. 5.24})$$



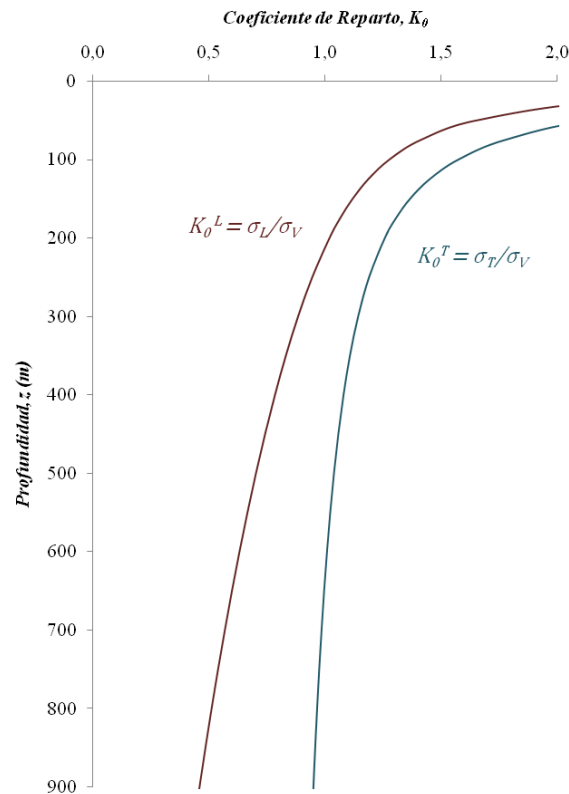
**Figura 5.3.2.** Ajuste realizado para obtener la curva de interpolación para el esfuerzo en la vertical ( $\sigma_V$ ). Los datos en azul representan valores en base al modelo numérico empírico, mientras que en rojo se muestran los valores del esfuerzo vertical obtenidos en los ensayos de overcoring.



**Figura 5.3.3.** Ajuste realizado en la obtención de la curva de interpolación para el esfuerzo horizontal en la sección transversal al túnel ( $\sigma_T$ ). Los datos en azul representan valores en base al modelo numérico empírico (hasta 200 m de profundidad), mientras que en rojo se muestran los valores del esfuerzo horizontal transversal obtenidos en los ensayos de overcoring.

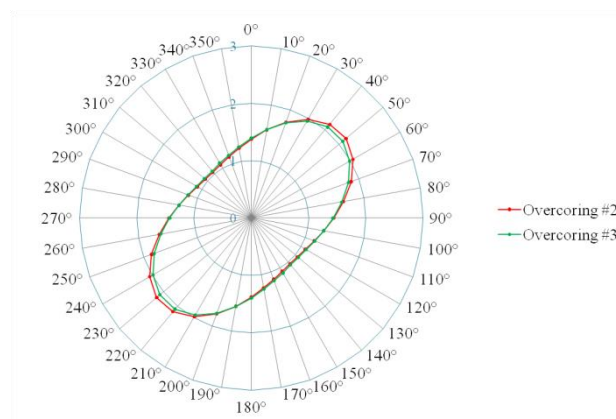


**Figura 5.3.4.** Ajuste realizado en la obtención de la curva de interpolación para el esfuerzo horizontal en la sección longitudinal al túnel ( $\sigma_L$ ). Los datos en azul representan valores en base al modelo numérico empírico (hasta 200 m de profundidad), mientras que en rojo se muestran los valores del esfuerzo horizontal longitudinal obtenidos en los ensayos de overcoring.



**Figura 5.3.5.** Variación del coeficiente de reparto transversal y longitudinal ( $K_0^T$  y  $K_0^L$ ) al túnel con la profundidad.

Finalmente, se obtuvieron las curvas de variación del coeficiente de reparto con la profundidad (Fig. 5.3.5.), lo que nos permite ver la relación entre los esfuerzos verticales y horizontales y su variación con respecto de la profundidad. En las curvas puede apreciarse como los esfuerzos en la sección transversal tienden a igualarse, mientras que en la sección longitudinal se igualan a relativamente poca profundidad y tiende a disminuir el cociente aumentando el esfuerzo diferencial.



**Figura 5.3.6.** Anisotropía expresada según el cociente entre el esfuerzo principal secundario mayor y menor contenido en un plano vertical normal al azimut indicado ( $^\circ$ ).



El índice de anisotropía de esfuerzos se calcula como el cociente entre el esfuerzo mayor y menor en un plano de interés; comúnmente a estos esfuerzos en el plano se les denomina como esfuerzos principales secundarios o subsidiarios (Jaeger et al., 2007). En la figura 5.3.6 se muestra la variación del índice de anisotropía de los esfuerzos principales secundarios contenidos en un plano vertical normal en cada punto al azimut indicado.

Las magnitudes y orientaciones de los esfuerzos utilizados en la modelización quedan resumidas en la tabla 5.3.1. La orientación de los esfuerzos principales para secciones a profundidades de 100 y 400 m consideran la componente horizontal contenida en la sección transversal al túnel ( $\sigma_T$ ) como esfuerzo principal mayor ( $\sigma_1$ ). Para la profundidad máxima del túnel (846,82 m) se han respetados los valores de los ensayos de overcoring.

Profundidad	$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_z$ (MPa) longitudinal	Ángulo $\sigma_1$ desde horizontal (°)
100,00	4,17	2,64	3,37	0
400,00	12,84	11,90	9,31	0
846,82	35,16	23,41	14,48	-47,5

Nota: El ángulo de  $\sigma_1$  medido en sentido contrario a las agujas del reloj (valores positivos).

**Tabla 5.3.1.** Magnitudes y orientaciones de los esfuerzos principales utilizadas en la modelización.

## 6. Metodología de diseño de la excavación y el sostenimiento.

En las últimas décadas, se ha experimentado un enorme desarrollo tecnológico, con sustanciales avances en las metodologías de estudio, diseño y ejecución de obras subterráneas.

En cuanto al diseño constructivo, los métodos de cálculo han evolucionado tanto mediante el desarrollo de simulaciones numéricas, como en el campo de las clasificaciones geomecánicas. Cabe aclarar, que las diferentes metodologías no son excluyentes, si no complementarias.

Dentro de las metodologías de cálculo en la fase de diseño, podemos destacar tres tipos: métodos de cálculo empíricos, métodos de cálculo analíticos y métodos de cálculo numéricos.

### 6.1. Métodos empíricos de sostenimiento.

La utilización de clasificaciones geomecánicas se ha extendido en los últimos años, convirtiéndose en una herramienta habitual en el reconocimiento de los macizos rocosos. Aunque no dejan de ser una recopilación de datos empíricos, establecen un criterio común y constituyen una herramienta válida en fases preliminares y/o de planeamiento (Romana, 2001).

Los índices *RMR* y *Q* surgieron, y se actualizaron específicamente, para la estimación del sostenimiento de excavaciones subterráneas. Más tarde se utilizaron para evaluar las propiedades del macizo rocoso, como el módulo de deformación, para la interpretación de



velocidades sísmicas, y como complemento en el análisis de los datos de auscultación durante la construcción a través de las relaciones entre convergencia, calidad del macizo rocoso y dimensiones del túnel (Bieniawski 2011).

### 6.1.1. Bieniawski (1989).

Las recomendaciones de sostenimiento preliminar desarrolladas por Bieniawski contemplan únicamente la construcción de túneles en forma de herradura de 10 m de vano, ejecutados por método de perforación y voladura, y bajo presiones verticales ( $\sigma_v$ ) menores a 25 MPa. No obstante, el ampliamente extendido y sencillo uso del *RMR*, agregado al hecho de poder evaluarse in situ o en testificación de sondeos, confiere a estas recomendaciones gran interés consultivo.

Como se menciona en el párrafo anterior, su amplio uso, propició el desarrollo de infinidad de metodologías de cálculo y correlaciones para la estimación de diversos parámetros geomecánicos.

Unal (1983), propuso que la carga del sostenimiento puede ser calculada mediante la siguiente expresión:

$$P = \frac{100 - RMR}{100} \cdot \gamma \cdot B \quad (\text{Ec. 6.1})$$

donde,

*P* es la carga del sostenimiento en kN;

*B* es el ancho del túnel en m; y

*γ* es la densidad de la roca en  $\text{kg/m}^3$ .

En los sostenimientos en rocas, el conocimiento del módulo de deformabilidad del macizo ( $E_m$ ) es de gran relevancia. Las clasificaciones geomecánicas han demostrado ser un método de gran utilidad para la determinación de la deformabilidad del macizo; para valores de *RMR* > 50 puede obtenerse el módulo de deformabilidad del macizo en GPa mediante la siguiente expresión (Bieniawski, 1989):

$$E_m = 2 \cdot RMR - 100 \quad (\text{Ec. 6.2})$$

De la misma manera, para valores de *RMR* < 50, Serafim y Pereira (1983), propusieron la siguiente expresión:

$$E_m = 10^{(RMR-10)/40} \quad (\text{Ec. 6.3})$$



Clase de macizo rocoso	Excavación (pase)	Sostenimiento		
		Bulones anclaje repartido (20 mm)	Hormigón Proyectado	Cerchas
<b>I - Roca muy buena</b> <b>RMR: 81 - 100</b>	Sección completa, 3 m de avance.	Generalmente sin sostenimiento, excepto bulones puntuales.		
<b>II - Roca buena</b> <b>RMR: 61 - 80</b>	Sección completa, 1-1,5 m de avance; sostenimiento a 20 m del frente.	Localmente, bulones en clave de 3 m de longitud espaciados a 2,5 m con mallazo ocasional.	50 mm en la clave.	No.
<b>III - Roca regular</b> <b>RMR: 41 - 60</b>	Avance y destroza 1,5 - 3 m en bóveda. Comenzar sostenimiento después de cada voladura.; completo a 10 m del frente.	Bulonado sistemático de 4 m de longitud, espaciados a 1,5 - 2 m en clave y hastiales con mallazo en corona.	50 - 100 mm en clave y 30 mm en hastiales.	No.
<b>IV - Roca mala</b> <b>RMR: 21 - 40</b>	Avance y destroza 1,0 - 1,5 m en bóveda. Instalar sostenimiento simultáneamente con la excavación hasta 10 m del frente.	Bulonado sistemático de 4 - 5 m de longitud, espaciados a 1 - 1,5 m en clave y hastiales con mallazo.	100 - 150 mm en clave y 100 mm en hastiales.	Cerchas ligeras a medianas espaciadas a 1,5 m donde sea necesario.
<b>V - Roca muy mala</b> <b>RMR: &lt; 20</b>	Galerías múltiples (0,5 a 1,5 m en avance). Sostenimiento simultáneo con la excavación. Hormigón proyectado inmediatamente después de	Bulonado sistemático de 5 - 6 m de longitud, espaciados a 1 - 1,5 m en corona y hastiales con mallazo, bulonado de la contrabóveda.	150 - 200 mm en clave, 150 mm en hastiales y 50 mm de sello en el frente.	Cerchas medianas a pesadas espaciadas a 0,75 m con revestimiento de acero y paraguas si lo requiere. Contrabóveda.
<p>Notas:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>Secciones de túnel en herradura de 10 m de ancho.</li> <li>Excavación por voladuras.</li> <li>Tensión vertical (<math>\sigma_v</math>) &lt; 25 MPa.</li> </ol>				

Tabla 6.1.1. Recomendaciones de sostenimiento en base a la clasificación RMR (Bieniawski, 1989).

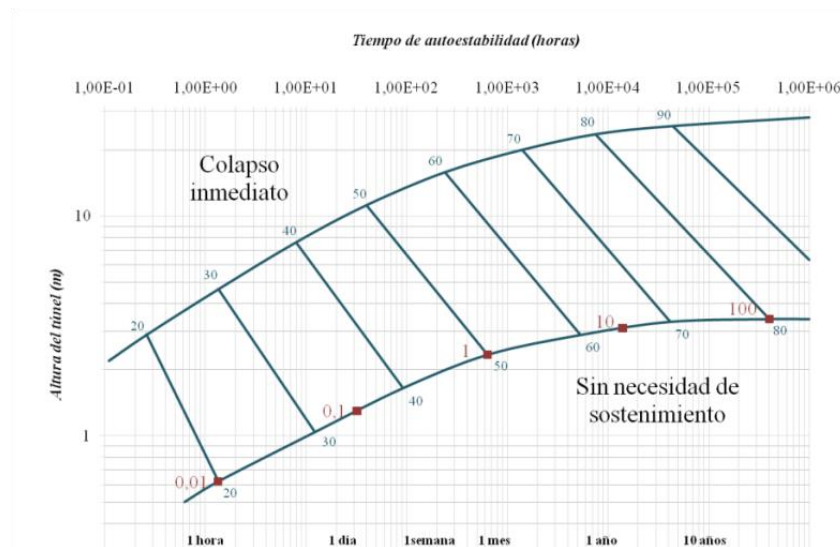


Figura 6.1.1. Relación entre el tiempo de autoestabilidad del macizo y la altura de la excavación (vano vertical) de acuerdo con índice RMR. Las líneas de contorno son límites de aplicabilidad (modificado de Barton y Bieniawski, 2008).





Es interesante destacar que a partir del índice *RMR* se pueden obtener una aproximación del tiempo de autoestabilidad de la excavación sin sostenimiento (Fig. 6.1.1.). Según Bieniawski (1989), el tiempo de autoestabilidad es el periodo de tiempo en el que un túnel puede permanecer estable después de su excavación. Este concepto, introducido por Lauffer (1958), es de gran utilidad en la programación de ejecución de las labores y el diseño del sostenimiento.

### 6.1.2. Grimstad y Barton (1993).

La tabla de recomendaciones de sostenimiento (Tabla 6.1.2), basada al sistema de clasificación *Q*, fue desarrollada en un principio por Barton et al. (1994) y modificada posteriormente por Grimstad y Barton (1993) y Grimstad (2007). Se trata de recomendaciones conservadoras basadas en datos empíricos promediados, lo que permite su utilización a modo de guía para el diseño del sostenimiento permanente en excavaciones subterráneas y cavernas. A partir de la proyección de los valores obtenidos, tanto del índice *Q* (en abscisas) y la dimensión equivalente de la excavación (vano/*ESR*, en ordenadas), es posible predefinir la combinación de elementos de sostenimiento de manera gradual y continua.

Este sistema de recomendaciones constructivas, se caracteriza por mostrar un escalado continuo para el espaciado de los bulones (centro a centro) y el espesor de hormigón proyectado. También indica tanto la energía de absorción del hormigón proyectado reforzado con fibras, como la longitud de los bulones y el diseño de las costillas o arcos reforzados con hormigón proyectado (NGI, 2013).

#### *Importancia del ESR (Excavation Support Ratio).*

Durante los trabajos de excavación de un túnel se producen perturbaciones del macizo rocoso afectando el equilibrio tensional del macizo. Esta perturbación del macizo puede provocar inestabilidades que afecten la sección en forma y dimensiones durante la vida útil de la excavación.

El valor del *ESR* es intrínseco al uso y grado de seguridad de la excavación, por lo que es razonable su uso en el diseño preliminar del sostenimiento de un túnel. En función del *ESR* se puede estimarse la longitud del pase sin sostenimiento (Ec. 6.4; Barton et al., 1974).

$$L = 2 \cdot ESR \cdot Q^{0,4} \text{ (Ec. 6.4)}$$

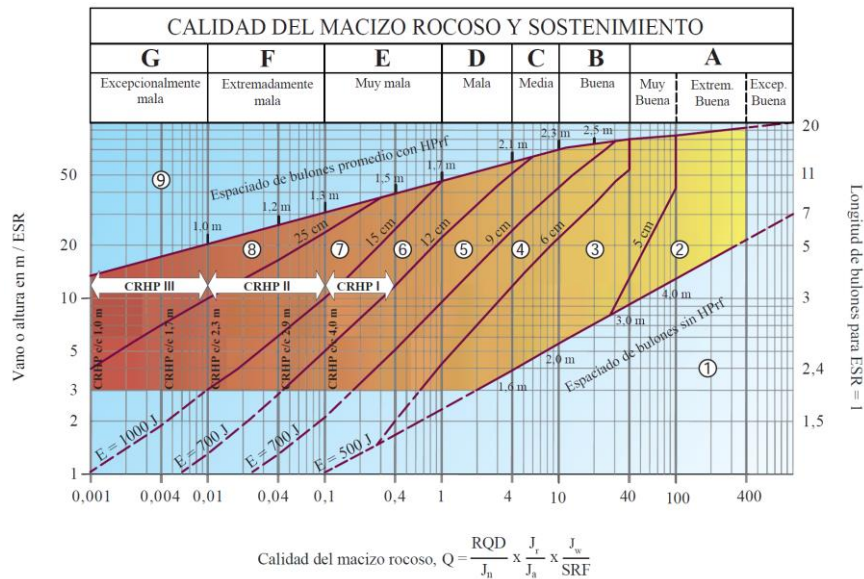
También podemos estimar la longitud mínima de los bulones ( $L_b$ ) en función del ancho de la excavación ( $B$ ) o altura ( $H$ ) y del *ESR*, pudiendo ser modificada en función de las condiciones de la excavación (Ecs. 6.5 y 6.6 a continuación; Barton et al., 1974).

$$L_b = \frac{2 + 0,15B \text{ (m)}}{ESR} \text{ (Ec. 6.5)}$$

$$L_b = \frac{2 + 0,15H \text{ (m)}}{ESR} \text{ (Ec. 6.6)}$$



El valor de *ESR* considerado en el uso de las recomendaciones de sostenimiento de Grimstad y Barton para este proyecto ha sido 1,6 o tipo C (Tabla 6.1.2.).



**Categorías de Sostenimiento.**

- ① No requiere sostenimiento o bolones puntuales orientados.
- ② Bolones puntuales orientados, **BPO**.
- ③ Bulonado sistemático y HP con o sin fibras, 5 - 6 cm de espesor, **B+HP/HPPrf**.
- ④ Hormigón proyectado reforzado con fibras y bulonado, 6 - 9 cm, **HPPrf (E500)+B**.
- ⑤ Hormigón proyectado reforzado con fibras y bulonado, 9 - 12 cm, **HPPrf (E700)+B**.
- ⑥ Hormigón proyectado reforzado con fibras y bulonado, 12 - 15 cm + costillas reforzadas con hormigón proyectado y bulonado, **HPPrf (E1000)+CRHP I+B**.
- ⑦ Hormigón proyectado reforzado con fibras > 15 cm + costillas reforzadas con hormigón proyectado y bulonado, **HPPrf (E1000)+ CRHP II + B**.
- ⑧ Encofrado de hormigón armado, **EHA** o **HPPrf (E1000)+CRHP III+B**.
- ⑨ Evaluación especial.

**Notas:**

- El espaciamiento de los bolones esta principalmente basado en Ø20 mm.
- E es la energía de absorción del hormigón proyectado reforzado con fibras.
- ESR es el Excavation Support Ratio.
- Las zonas delimitadas por líneas discontinuas carecen de datos empíricos.

**CRHP** - Costillas reforzadas de hormigón proyectado (espaciamiento dependiente de Q).

**I** U30/6 Ø16 - Ø20 (vano 10 m).  
D40/6+2 Ø16-20 (vano 20 m).

**II** U35/6 Ø16-20 (vano 5m).  
D45/6+2 Ø16-20 (vano 10 m).  
D55/6+4 Ø20 (vano 20 m).

**III** D40/6+4 Ø16-20 (vano 5 m).  
D55/6+4 Ø20 (vano 10 m).  
D70/6+6 Ø20 (vano 20 m).

U30/6 = Capa única de 6 barras, 30 cm de espesor de hormigón proyectado.

D = Doble capa de barras corrugadas.

Ø16 = Diámetro de barra corrugada en mm.

c/c = espaciamiento entre CRHP, centro - centro.

**Figura 6.1.2.** Recomendaciones de sostenimiento según Grimstad y Barton (NGI, 2013).

TIPO	DESCRIPCIÓN	ESR
A	Minas abiertas temporalmente.	3 - 5
B	Pozos verticales.	2 - 2,5
C	Minas abiertas permanentemente. Túneles hidroeléctricos. Túneles piloto y galerías de avance para grandes excavaciones.	1,6
D	Cavernas de almacenamiento. Planta de tratamiento de aguas. Túneles pequeños de carretera y ferrocarril.	1,3
E	Centrales eléctricas subterráneas. Túneles grandes de carretera y ferrocarril. Cavernas de defensa civil. Emboquilles e intersecciones.	1
F	Centrales nucleares subterráneas. Estaciones de ferrocarril. Pabellones deportivos y de servicios.	0,8

**Tabla 6.1.2.** Valores del *ESR*.



### 6.1.3. Romana (2001).

Para adaptar al mercado español de las recomendaciones de sostenimiento proporcionadas por Bieniawski en el índice *RMR* (publicado en 1973, modificado en 1989), teniendo en cuenta que el uso del método de clasificación *Q* (Barton, 1974) ha tenido una relativamente baja aceptación; en 2001, Manuel Romana Ruiz, publicó una serie de recomendaciones basadas en una subdivisión de las clases definidas en el índice *RMR* (Bieniawski, 1989) en 10 subclases de 10 puntos (Tablas 6.1.3.1. y 6.1.3.2.).

El hecho de ser unas recomendaciones muy completas y actualizadas a los usos constructivos de los últimos tiempos, le da gran peso en la toma de decisiones.

RMR		Clase	Longitud de pase (m)		Partición de la sección	Métodos de excavación
mín.	máx.		Máxima	Recomendada		
90	100	Ia	>16			
80	90	Ib				$\geq 5$
70	80	IIa	16	9,5		$\geq 5$
60	70	IIb	9,5	6		4/6
50	60	IIIa	6	4		3/4
40	50	IIIb	4	2,5		2/3
30	40	IVa	2,5	1,75		1/2
20	30	IVb	1,75	1		1
10	20	Va	<1			0,5/0,75
0	10	Vb				0,5

**Notas:**

1. La unidad para el pase es el metro (m).
2. El pase máximo es el límite teórico según BIENIAWSKI.
3. El pase recomendado se refiere a la excavación en avance/destroza y en caso de que exista galería de avance a la galería de ensanche (y no a la propia galería).
4. Las líneas en colores fuertes indican que el método es apropiado para el intervalo y se usa frecuentemente.
5. Las líneas en colores más claros indica que el método es posible para el intervalo y se usa en ocasiones.

**Tabla 6.1.3.1.** Recomendaciones para la excavación de túneles de 10 a 14 m de ancho (Romana, 2001).



RMR		Clase	Bulonado			Hormigón Proyectado			Armadura		Cerchas		Métodos Especiales	
mín	máx		L (m)	b/m <sup>2</sup>	s' (m)	e (cm)	Capas	Sellado	Mallazo	Fibras	Tipo	S' (m)		
90	100	Ia	-	-	-	-	-	-	SENCILLO OCASIONAL	FIBRAS	TH-21	No		
80	90	Ib	2/3	0,10	Ocasional	2	Ocasional	No				No		
70	80	IIa	3	0,10/0,25	Ocasional	5	1	Ocasional				No		
60	70	IIb	3	0,25/0,44	2x2 / 1,5x1,5	6-10	1/2	Si	SENCILLO OCASIONAL	FIBRAS	TH-29	No		
50	60	IIIa	3/4	0,44/0,66	1,5x1,5 / 1x1,5	8-15	2/3	Si				Ocasional		
40	50	IIIb	4	0,66/1	1x1,5 / 1x1	12-20	2/3	Si	DOBLE SENCILLO OCASIONAL	FIBRAS	HEB	1,5	BERNOLD PARAGUAS	
30	40	IVa	4/4,5	0,80/1	1x1,25 / 1x1	16-24	3	Si				1		
20	30	IVb	4,5/5	1	1x1	20-30	3	Si				0,75/1		
10	20	Va	-	-	-	30-40	3/4	Si				0,5/0,75		
0	10	Vb	SISTEMAS ESPECIALES											

**Notas:**

1. Las unidades para el bulonado son: L, longitud en metros; densidad por metro cuadrado (b/m<sup>2</sup>); y s, espaciamiento en metros (m).
2. La unidad para "e", espesor mínimo de hormigón proyectado, es el centímetro (cm). No se ha tenido en cuenta la sobreexcavación.
3. El número de capas de hormigón proyectado, incluye la capa de sellado.
4. La unidad para S, separación entre cerchas, es el metro (m).
5. Las líneas en colores fuertes indican que el método es apropiado para el intervalo y se usa frecuentemente.
6. Las líneas en colores más claros indica que el método es posible para el intervalo y se usa en ocasiones.

**Tabla 6.1.3.2.** Recomendaciones constructivas para el sostenimiento de túneles de 10 a 14 m de ancho (Romana, 2001).

#### 6.1.4. Celada et al. (2010).

Debido a que otras recomendaciones constructivas se basan en estimaciones empíricas supeditadas al grado de error en el cálculo de las clasificaciones geomecánicas (Índice  $Q$ ,  $RMR$ , etc.), las soluciones constructivas deben ser comprobadas mediante cálculos estructurales. Es así que, Celada et al. (2010), presentaron las recomendaciones constructivas de excavación y sostenimiento en función del nuevo método  $ICE$  (Tabla 6.1.4.), en las que además se considera la magnitud de convergencia esperable y el revestimiento del túnel.

Es importante destacar la variabilidad de los parámetros considerados en los cálculos del  $ICE$ , por lo que las recomendaciones constructivas deben ser consideradas orientativas y comprobarse mediante modelos tenso-deformacionales antes de ser aplicadas.



ICE	Comportamiento de la excavación	Posible mecanismo de inestabilidad	Excavación de la sección	Sostenimiento orientativo	Elementos especiales de sostenimiento	Pase de avance	Convergencia medida en obra	Tipo de revestimiento
>130	<b>Totalmente elástico</b>	Caída gravitacional de bloques de roca. En estados tensionales muy asimétricos y grandes recubrimientos, posibles estallidos de roca.		Bulones $s_T = 2$ m ( $L = 4,5$ m) $s_L = 2,5$ m  Hormigón proyectado: 5 cm	NO SON NECESARIOS.	EN FUNCIÓN DEL RME	Inapreciable	Bóveda y paramentos de hormigón. Solera en terreno natural.
90-130	<b>En el límite elasto-plástico</b>	Caída gravitacional de bloques de roca.		Bulones $s_T = 2$ m ( $L = 4,5$ m) $s_L = 2$ m Hormigón proyectado: 10 cm	NO SON NECESARIOS.		Milimétrica	Bóveda, paramentos y solera plana de hormigón
50-90	<b>Plastificación moderada</b>	Colapsos puntuales de pocos $m^3$ .		Bulones $s_T = 1,5$ m ( $L = 4,5$ m) $s_L = 1,5$ m Hormigón proyectado: 15 cm	NO SON NECESARIOS.	EN FUNCIÓN DEL RMR	Centimétrica	Bóveda y paramentos de hormigón. Contrabóveda de hormigón con flecha 0,1 x anchura de la excavación.
30-50	<b>Plastificación intensa</b>	Colapsos puntuales de algunas decenas de $m^3$ . Hinchamiento del sostenimiento colocado en el avance.		Cerchas TH-29 a 1 m Hormigón proyectado: 20 cm	Patas de elefante para apoyar las cerchas del avance.			Bóveda y paramentos de hormigón. Contrabóveda de hormigón con flecha 0,2 x anchura de la excavación.
10-30	<b>Plastificación muy intensa</b>	Hinchamiento del sostenimiento colocado. Inestabilidad del frente.		Cerchas HEB-180 a 1 m Hormigón proyectado: 30 cm	Patas de elefante. Paraguas pesado. Bulonaje del frente. Micropilotes de recalce.		Decimétrica	Revestimiento casi circular de hormigón. Armado en la contrabóveda
<10	<b>Plastificación extrema</b>	Muy difícil de estabilizar una excavación de más de 8 m de ancho.	Tramos de extrema dificultad que requieren un proyecto muy cuidadoso.					

**Tabla 6.1.4.** Recomendaciones constructivas, para túneles de unos 14 m de ancho, en función del ICE (Celada et al., 2010).

## 6.2. Métodos de cálculo analítico y numérico.

Los métodos de cálculo analíticos se basan en simplificaciones matemáticas que pueden ser utilizadas como aproximaciones del comportamiento del sostenimiento y su interacción con la excavación. Se trata de estudios bidimensionales en los que se asumen ciertas simplificaciones, considerándose un comportamiento elástico del sostenimiento y una excavación de sección circular.

El avance de la informática en los últimos años ha convertido la aplicación de los métodos de cálculo numéricos en una herramienta muy útil y extendida en el diseño de obras subterráneas. Recientemente se han desarrollado nuevas metodologías que involucran ambos



métodos, analíticos y numéricos, y que permiten un análisis sencillo y eficaz del comportamiento del avance de una excavación.

Los métodos de elementos finitos se basan en la discretización o división en subdominios no intersectantes de un cuerpo. La modelización del comportamiento mediante métodos de elementos finitos permite simular las condiciones y geometrías del terreno esperadas durante las labores, tanto para comportamientos lineales como no lineales o plásticos.

Los métodos de elementos finitos ofrecen la posibilidad de conocer datos tan importantes como el desplazamiento sufrido por las paredes del túnel, la redistribución de los esfuerzos o la distribución de la zona de deformación plástica, lo que nos permite evaluar la estabilidad del macizo alrededor de la excavación (Zhang y Li, 2009).

En éste trabajo se ha trabajado con el software Phase2 v. 8.0 de Rocscience, que permite modelizar las características propias del macizo estudiado (propiedades geomecánicas, contactos, estructuras mayores, hidrogeología, etc.), así como el comportamiento frente a la generación de una excavación y la interacción con el sostenimiento (hormigón proyectado, bulones, perfiles metálicos, etc.). La modelización por etapas, permite una mejor percepción de la problemática generada por la excavación.

Mediante el módulo de interpretación, se obtiene una visualización del modelo que, a su vez, permite obtener datos y diagramas de interés en el análisis de la excavación.

### **6.2.1. Modelo bidimensional: método de elementos finitos.**

La confección de un modelo de cálculo basado en una malla bidimensional de subdominios permite el análisis por el método de elementos finitos del comportamiento reológico del macizo ante la generación de una excavación, posibilitando posteriormente el análisis del efecto confinante del sostenimiento y sus solicitaciones. Los subdominios del modelo generado se basan en una malla gradada delineada a partir de triángulos que unen 6 nodos; la cantidad de subdominios aumenta notablemente en el entorno inmediato de la excavación y en las aristas del contorno del modelo, habiéndose aplicado un factor de gradación de 0,1 y un número de nodos en el perímetro de la excavación de 60 (Figura 6.2.1).

Las dimensiones del límite exterior del modelo son de 112,8 x 111,15 m lo que, asumiendo las dimensiones de la excavación, propicia un análisis fiable de los efectos de las tensiones inducidas sobre la excavación y elementos estructurales.



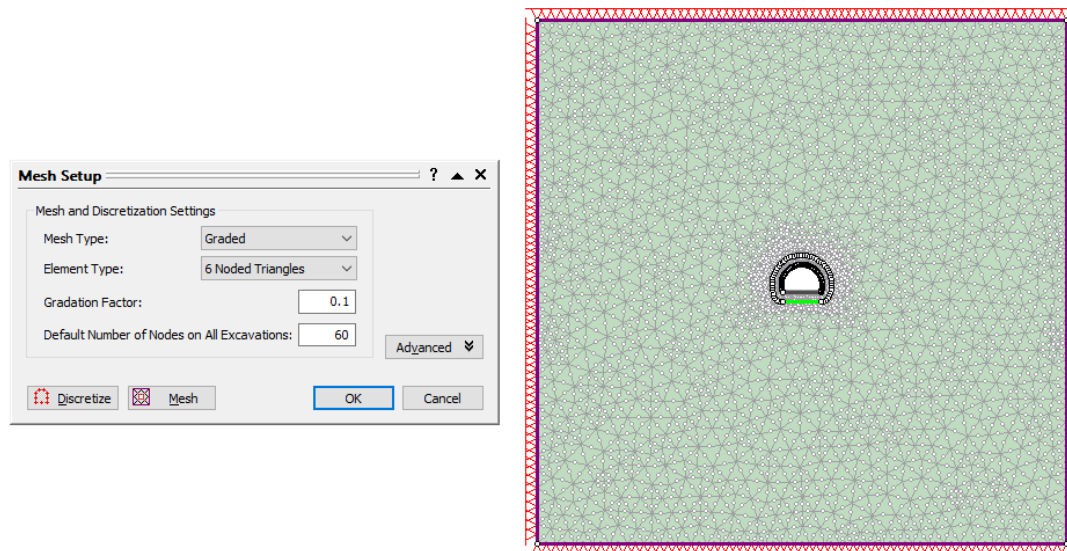


Figura 6.2.1. Ajustes de la malla del modelo bidimensional.

### 6.2.2. Análisis de convergencia-confinamiento en rocas con comportamiento elasto-plástico.

El análisis de convergencia-confinamiento es un método estandarizado desarrollado para evaluar la deformación del terreno y el comportamiento del sostenimiento en terrenos plastificables.

Durante la ejecución de las labores, a medida que se avanza, se modifica el estado natural de las tensiones preexistentes en el terreno de tal forma que tiene lugar una liberación de tensiones en la periferia del túnel que, en consecuencia, se acumulan en el macizo rocoso próximo a la excavación. En aquellos casos en los que las presiones a las que está sometido el macizo rocoso son muy elevadas respecto de su resistencia; las tensiones que se deben asumir en el proceso de relajación son demasiado importantes, por lo que la deformación del macizo se dispara, agrietándose y plastificándose de manera irreversible; con este comportamiento elasto-plástico, los desplazamientos ocasionados en el perímetro de la excavación son mucho más importantes que en el caso elástico y, en general, será necesario estabilizarla mediante un sostenimiento adecuado que garantice la asunción de los esfuerzos generados (IGME, 1984).

La instalación del sostenimiento muy próximo al frente de una excavación, es desfavorable, teniendo que soportar cargas mayores a medida que el frente se aleja y el macizo se relaja. Por lo tanto, la carga que ha de soportar el sostenimiento, depende de cuánto se haya deformado previamente el terreno antes de su colocación (relajación); dependerá de su comportamiento reológico, de su viscosidad, del tiempo y de la distancia al frente.

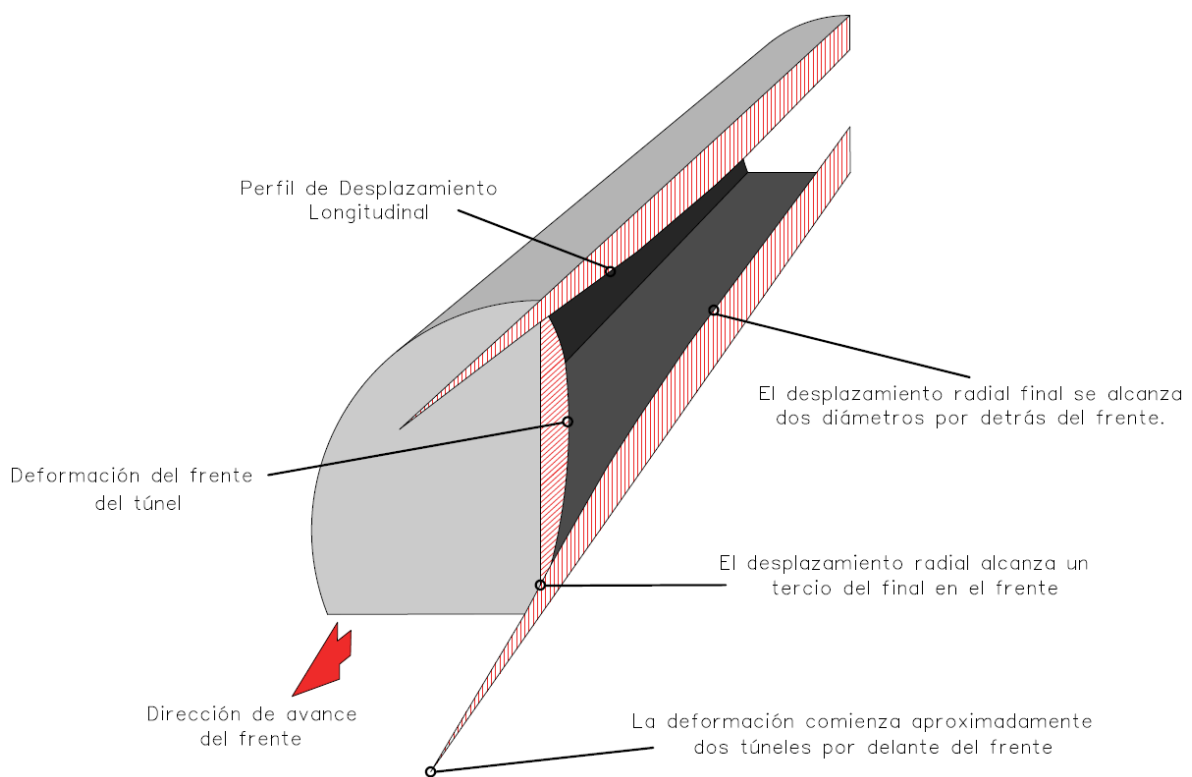
La carga a la que estará sometida un sostenimiento instalado a una distancia del frente ( $x$ ) y una vez habiendo sufrido un desplazamiento radial o convergencia ( $u_x$ ), se denomina presión





de equilibrio ( $P_s^{eq}$ ). Este equilibrio alcanzado con la instalación del sostenimiento a una distancia  $x$ , estará claramente influenciado por la necesidad de garantizar la seguridad del personal en el frente, por la conveniencia de no tener convergencias muy importantes y por las propias limitaciones del sostenimiento; cabe destacar que una instalación del sostenimiento tardía, puede generar inestabilidades por exceso de relajación superando el tiempo de autoestabilidad, favoreciéndose la descompresión y el colapso.

Es conveniente la aplicación del sostenimiento en múltiples etapas; por ejemplo, colocando un sostenimiento lo suficientemente flexible (baja rigidez,  $K_s$ ) lo más cerca posible del frente, lo que permitiría asegurar las labores y a la vez la relajación de las tensiones; una vez considerado que las deformaciones son las esperadas, se procederá a la colocación del sostenimiento definitivo.



**Figura 6.2.2.** Desplazamiento en el perímetro de un túnel (modificado de Vlachopoulos y Diederichs, 2009).

A partir de la metodología de cálculo del perfil de desplazamiento longitudinal desarrollada por Vlachopoulos y Diederichs (2009), que considera la influencia del radio de plastificación máximo, es posible determinar el desplazamiento radial o convergencia óptima del macizo para una adecuada instalación del sostenimiento.

Las curvas del perfil de desplazamiento longitudinal dependerán del radio de deformación plástica de la sección, a su vez ligado a las características geomecánicas del macizo y la profundidad de la excavación.



### 6.2.2.1. Perfil de desplazamiento longitudinal.

Como se ha mencionado anteriormente, es muy importante la determinación del desplazamiento radial o convergencia óptima del macizo ( $u_x$ ), es decir, el desplazamiento de los límites de una excavación subterránea para el cual se darán las condiciones adecuadas para una instalación segura y económica del sostenimiento respetando las bases de diseño de la excavación.

Para un análisis bidimensional de la interacción entre el macizo y el sostenimiento, es necesario simular el avance valorando los procesos que controlan la deformación. Esto significa que debe conocerse y considerarse la deformación que tiene lugar por detrás del frente de avance mediante el perfil de desplazamiento longitudinal antes descrito.

Siguiendo la metodología desarrollada por Vlachopoulos y Diederichs (2009), es posible determinar la convergencia óptima para la instalación del sostenimiento; el comportamiento reológico del macizo circundante adquiere gran importancia, especialmente la zona de plastificación alrededor de la excavación.

Con el fin de valorar la influencia de la plastificación incremental en la forma del perfil desplazamiento longitudinal, el índice que mejor permite obtener una relación es el radio normalizado de la zona plástica ( $R^*$ ). Se define como el cociente entre el radio de la zona plástica,  $R_P$ , y el radio del túnel,  $R_T$  (Ec. 6.7 a continuación).

$$R^* = \frac{R_P}{R_T} \text{ (Ec. 6.7)}$$

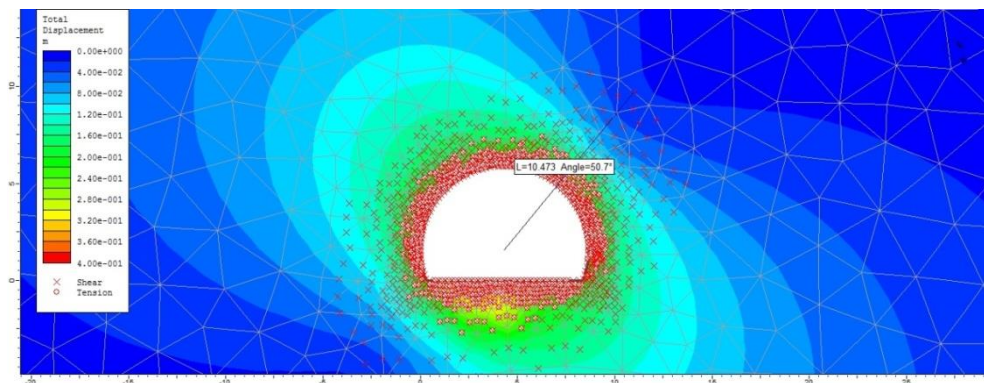
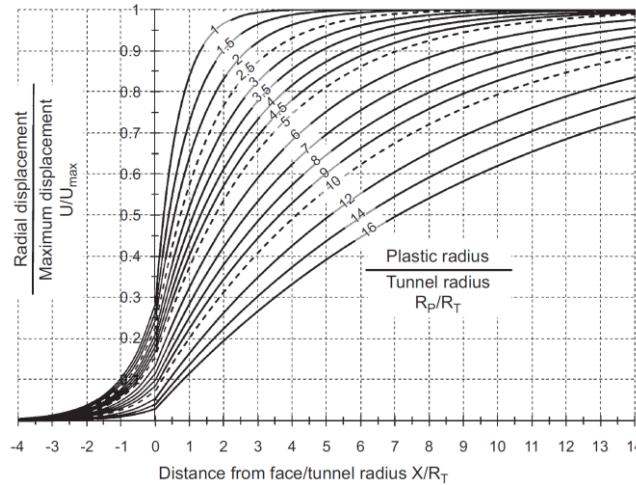


Figura 6.2.2.1.1. Estimación del radio de la zona plástica mediante el módulo de interpretación de Phase2.

La relajación por detrás del frente, en la zona excavada, será dependiente de la distancia al frente de la excavación ( $x$ ). Para el estudio del perfil de desplazamiento longitudinal, será necesario calcular la distancia al frente normalizada ( $X^*$ ), o relación entre la distancia al frente de la excavación y el radio de la misma (Ec. 6.8).

$$X^* = \frac{x}{R_T} \text{ (Ec. 6.8)}$$



**Figura 6.2.2.1.2.** Cociente entre desplazamiento radial de las paredes del túnel ( $u$ ) y desplazamiento máximo ( $u_{m\acute{a}x}$ ) en ordenadas; cociente entre la distancia al frente ( $x$ ) y el radio del túnel ( $R_T$ ) en abscisas (Vlachopoulos y Diederichs, 2009).

La convergencia normalizada ( $u^*$ ), es la relación existente entre el desplazamiento radial o convergencia óptima ( $u_x$ ) a una distancia determinada del frente en un punto de la sección transversal del túnel, y la convergencia máxima ( $u_{m\acute{a}x}$ ) esperada para ese mismo punto; se puede calcular mediante el siguiente cociente:

$$u^* = \frac{u_x}{u_{m\acute{a}x}} \quad (\text{Ec. 6.9})$$

Según Vlachopoulos y Diederichs (2009), en el frente del túnel, la relación de convergencia calculada que da un mejor ajuste, independiente de los parámetros del material y los niveles de esfuerzo, se corresponde con la siguiente expresión:

$$u_0^* = \frac{1}{3} \cdot e^{-0,15 \cdot R^*} \quad (\text{Ec. 6.10})$$

donde,

$u_0^*$  es la convergencia en el plano que define el frente del túnel ( $X^* = 0$ ); y

$R^*$  es el radio normalizado de la zona plástica.

En base a la ecuación anterior, es posible calcular las curvas del perfil de desplazamiento longitudinal normalizado (Fig. 6.2.2.1.2); la convergencia normalizada en función de la distancia al frente vendrá dado por las siguientes expresiones:

para  $X^* \leq 0$  (en el macizo rocoso):

$$u^* = u_0^* \cdot e^{X^*} \quad (\text{Ec. 6.11})$$



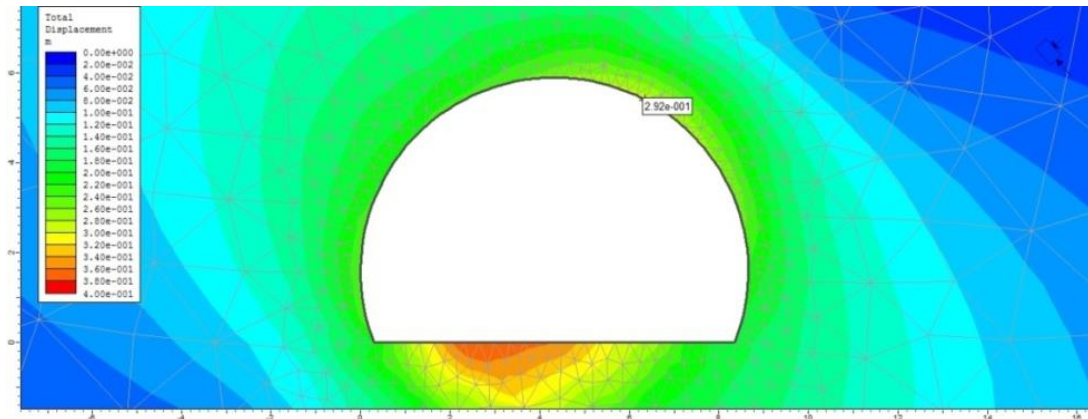
para  $X^* \geq 0$  (en el túnel):

$$u^* = 1 - (1 - u_0^*) \cdot e^{\frac{-3X^*}{2R^*}} \quad (\text{Ec. 6.12})$$

siendo,

$X^*$  es la distancia al frente normalizada; y

$u_0^*$  el cierre o convergencia en la sección del túnel  $X^* = 0$  (en el frente).



**Figura 6.2.2.1.3.** Desplazamiento máximo considerando únicamente hastiales y corona simulado mediante Phase2.

A partir de la estimación de las curvas y habiéndose considerado los datos obtenidos de la simulación mediante el software Phase2, es posible determinar la convergencia óptima de la sección ( $u_x$ ) o desplazamiento radial óptimo en la que instalar el sostenimiento en función de la distancia al frente. Para ello es tan sencillo como despejar en ordenadas:

$$u^* = \frac{u_x}{u_{m\acute{a}x}} \rightarrow u_x = u^* \cdot u_{m\acute{a}x} \quad (\text{Ec. 6.13})$$

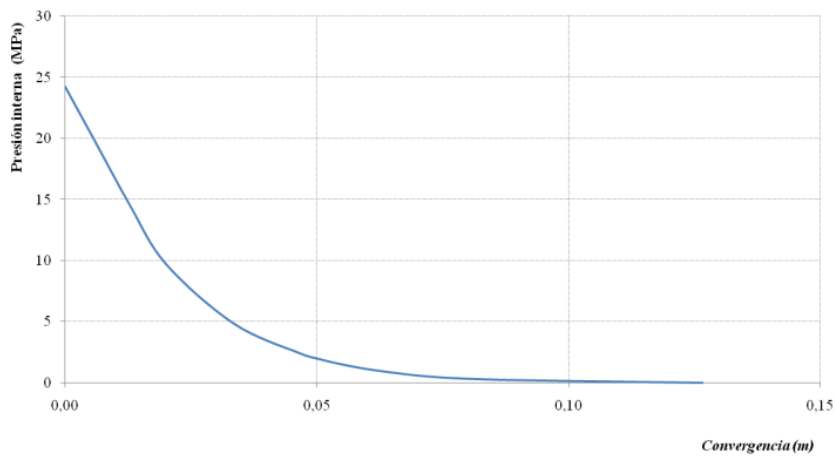
### 6.2.2.2. Curva de convergencia del macizo rocoso.

Para el análisis del proceso de relajación de tensiones, es necesario suponer una presión interna imaginaria ( $P_i$ ) igual y opuesta a las tensiones naturales del terreno, aplicando un factor de reducción ( $F$ ) que simulará el proceso de relajación. La representación gráfica de esta deformación frente a la relajación de las tensiones (Fig. 6.2.2.2), se denomina curva de convergencia o curva característica del terreno, y fueron obtenidas mediante el software Phase2 de Rocscience.

La metodología seguida consistió en simular la relajación del macizo rocoso en una excavación considerando unas características geomecánicas y un campo tensional determinado. Para ello, se ha supuesto una presión interna ( $P_i$ ) en un principio igual y opuesta



a las tensiones naturales del macizo ( $P_0$ ); a medida que el factor de relajación disminuye (valores de 1 a 0), el proceso de relajación aumenta.



**Figura 6.2.2.2.** Curva característica del terreno en la que se puede apreciar un comportamiento elástico inicial, seguido de un comportamiento deformacional plástico.

En primer lugar es necesario conocer la presión interna inicial ( $P_0$ , para el factor de relajación  $F = 1$ ); a partir de la curva característica del terreno es posible obtener la presión interna para la cual tendrá lugar una relajación o convergencia determinada ( $u_x$ ).

Para simular la relajación del macizo debemos aplicar el factor de reducción habiendo definido previamente la presión interna inicial ( $P_0$ ) y el factor de relajación ( $F(x)$ ) para el cual tendrá lugar la deformación óptima de una sección a una distancia  $x$  del frente, y a partir del cual se obtendrá la presión interna permitida ( $P_{i(x)}$ ).

$$P_{i(x)} = P_0 ; \text{ para } F = 1 \quad (\text{Ec. 6.14})$$

$$P_{i(x)} = P_0 \cdot F(x) ; \text{ para } 0 \leq F < 1 \quad (\text{Ec. 6.15})$$

### 6.2.2.3. Curvas de confinamiento.

La extensión de la zona plástica y la deformación del macizo rocoso, puede ser controlada mediante la aplicación de una presión interna ejercida por el sostenimiento ( $P_s$ ). La interacción entre el macizo rocoso deformado y la resistencia del sostenimiento dependerá tanto de sus características mecánicas como del comportamiento del sostenimiento elegido, y vendrá dado por su carga máxima ( $P_s^{\text{máx}}$ ) y su rigidez ( $K_s$ ).

Asumiendo que el sostenimiento se instala a una distancia por detrás del frente del túnel, la convergencia que tendrá lugar a esa distancia ( $u_x$ ) ha sido calculada mediante la metodología desarrollada por Vlachopoulos y Diederichs (2009) explicada anteriormente. La reacción del sostenimiento instalado ante la deformación depende de la rigidez ( $K_s$ ) del sistema de



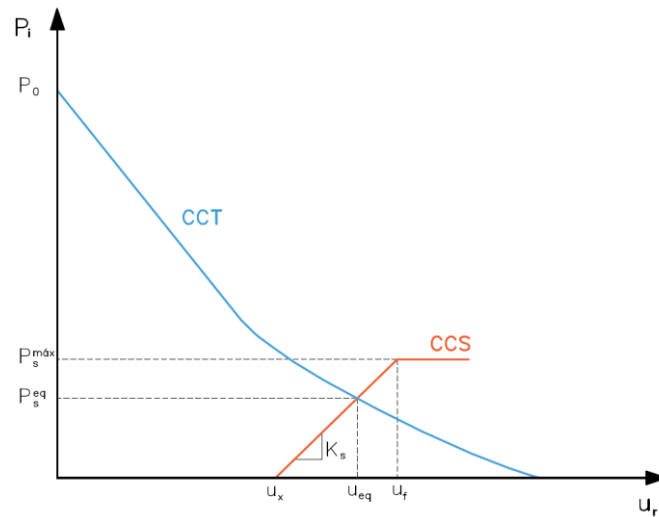
sostenimiento, por lo que la convergencia del túnel ( $U_f$ ) al alcanzarse la carga máxima o punto de fluencia vendrá dado por la expresión de la ecuación 6.16 (Rocscience, 2012):

$$u_f = u_x + \frac{P_s^{m\acute{a}x}}{K_s} \quad (Ec. 6.16)$$

Las curvas de confinamiento o curvas características de sostenimiento pueden ser construidas a partir de la relación elástica entre el esfuerzo aplicado o soportado por el sostenimiento ( $P_s$ ) y el cierre o convergencia resultante ( $u_r$ ) para una sección de sostenimiento de longitud unitaria en la dirección del túnel (Carranza-Torres y Fairhurst, 2000).

Si la rigidez del sostenimiento viene dada por  $K_s$ , la parte elástica de la curva característica de sostenimiento se puede calcular a partir de la siguiente expresión (Fig. 6.2.2.3.):

$$P_s^{m\acute{a}x} = K_s \cdot (u_f - u_x) \quad (Ec. 6.17)$$



**Figura 6.2.2.3.** Curva característica del terreno (azul) vs. curva característica del sostenimiento (rojo).

Como suele ocurrir, al considerarse la instalación de más de un elemento de sostenimiento en un corto periodo de tiempo, es necesario valorar el efecto combinado del mismo, de manera que la rigidez combinada ( $K_s^t$ ) puede ser calculada como la suma de las rigideces de cada uno de los elementos que conforman el sistema (ver ecuación 6.18).

$$K_s^t = K_s^1 + K_s^2 + \dots \quad (Ec. 6.18)$$

Según lo anterior, aquel elemento de sostenimiento que alcance más rápidamente la carga máxima, es decir el más rígido o el que admite menor deformación ( $u_f^{min}$ ), será el que determine la presión máxima del sostenimiento combinado. De esta forma, y volviendo a la ecuación 6.17 de más arriba, la presión máxima del sostenimiento combinado vendrá dada por:

$$P_{st}^{m\acute{a}x} = K_s^t \cdot (u_f^{min} - u_x) \quad (Ec. 6.19)$$





### 6.2.2.3.1. Hormigón proyectado.

Según Hoek y Brown (1980), el módulo de deformación de un sostenimiento de hormigón proyectado ( $K_s^{hp}$ ) puede evaluarse mediante:

$$K_s^{hp} = \frac{E_{hp} \cdot (R_T^2 - (R_T - t_{hp})^2)}{2 \cdot (1 - \nu_{hp}^2) \cdot (R_T - t_{hp}) \cdot R_T^2} \quad (\text{Ec. 6.20})$$

donde,

$E_{hp}$  es el módulo elástico del hormigón proyectado;

$R_T$  es el radio de la excavación;

$t_{hp}$  es el espesor del hormigón proyectado; y

$\nu_{hp}$  es el coeficiente de Poisson del hormigón proyectado.

La capacidad de sostenimiento o máxima presión que puede ser aportada por un sostenimiento a base de hormigón proyectado,  $P_{shp}^{m\acute{a}x}$ , viene dada por la expresión:

$$P_{shp}^{m\acute{a}x} = \frac{\sigma_{chp}}{2} \cdot \left( 1 - \frac{(R_T - E_{hp})^2}{R_T^2} \right) \quad (\text{Ec. 6.21})$$

donde,

$E_{hp}$  es el módulo elástico del hormigón proyectado;

$R_T$  es el radio de la excavación; y

$\sigma_{chp}$  es la resistencia a la compresión simple del hormigón proyectado.

### 6.2.2.3.2. Bulonado.

El módulo de deformación de un sostenimiento mediante bulonado ( $K_s^b$ ), una vez considerado el alargamiento elástico inexistente en bulones de anclaje repartido, puede calcularse mediante la siguiente expresión (Hoek y Brown, 1980):

$$\frac{1}{K_s^b} = \frac{s_T \cdot s_L}{R_T} \cdot \frac{1}{T_{bf}} \cdot \left( \epsilon_{CR} \cdot L - \frac{4 \cdot L \cdot T_{bf}}{\pi \cdot d_b^2 \cdot E_b} \right) \quad (\text{Ec. 6.22})$$

donde,

$T_{bf}$  es la carga de rotura (MN);

$L$  es la longitud de los bulones (en m);





$S_T$  y  $S_L$  son el espaciado entre bulones en la transversal y a lo largo del túnel respectivamente (en m);

$\epsilon_{CR}$  es la deformación unitaria de la roca (m/m); y

$d_b$  es el diámetro del bulón (en m).

TIPO DE MACIZO ROCOSO	DEFORMACIÓN UNITARIA ADMISIBLE $\epsilon_{CR}$ (mm/m)
ROCAS FRÁGILES (granitos, areniscas bien cementadas, calizas potentes).	<10
PIZARRAS SEDIMENTARIAS	20-30
EVAPORITAS (yeso, halita, silvinita)	60-90

**Tabla 6.2.2.3.2.** Deformaciones unitarias admisibles ( $\epsilon_{CR}$ ) en terrenos sostenidos con bulones de anclaje repartido (Celada, 1984; tomado de IGME, 1984).

Por otro lado, la carga máxima de un sistema de sostenimiento mediante bulones puede calcularse a partir de la siguiente expresión:

$$P_{sb}^{m\acute{a}x} = \frac{T_{bf}}{S_T \cdot S_L} \quad (Ec. 6.23)$$

### 6.2.2.3.3. Cerchas.

En el caso de la instalación de cerchas metálicas rígidas, se puede calcular su rigidez ( $K_S^c$ ) a partir de la siguiente expresión:

$$K_S^c = \frac{E_a \cdot A_s}{s_l \cdot R_T^2} \quad (Ec. 6.24)$$

donde,

$A_s$  es el área de la sección de la cercha;

$E_a$  es el módulo de deformación elástica del acero;

$s_l$  es el espaciamiento entre cerchas a lo largo del túnel; y

$R_T$  es el radio del túnel.



Por otro lado, la capacidad máxima ( $P_{SC}^{m\acute{a}x}$ ) que aporta al sostenimiento la instalación de cerchas metálicas se puede calcular a partir de la siguiente ecuación:

$$P_{SC}^{m\acute{a}x} = \frac{\sigma_{ea} \cdot A_s}{s_l \cdot R_T} \quad (\text{Ec. 6.25})$$

donde,

$\sigma_{ea}$  es el límite de fluencia del acero.

#### 6.2.2.3.4. Factor de seguridad.

En general, la función del sostenimiento es simplemente mantener el túnel estable y en condiciones aceptables de seguridad.

En el caso de un túnel minero principal, que deben permanecer operativo durante la vida útil de la mina ( $\approx 50$  años), se han considerado aceptables aquellos diseños con convergencias admisibles del sostenimiento menores al 1% ( $\varepsilon < 1\%$ ) y factor de seguridad mínimo de 1,4 para el sistema de sostenimiento compuesto. El porcentaje de deformación se calculó a partir de la siguiente expresión (Sakurai, 1997):

$$\varepsilon_s (\%) = \frac{u_s^{m\acute{a}x}}{r_T} \cdot 100 \quad (\text{Ec. 6.26})$$

donde,

$\varepsilon_s$  es el porcentaje de convergencia;

$u_s^{m\acute{a}x}$  es la convergencia máxima en un punto cualquiera del perímetro reforzado;

y  $r_T$  es el radio del túnel.

Una aproximación clásica usada, para determinar el factor de seguridad es la relación entre la capacidad "C" del sostenimiento (fuerzas resistentes) y la demanda "D" (solicitaciones). Se calcula a partir del cociente entre la presión máxima o capacidad del sostenimiento instalado ( $P_s^{m\acute{a}x}$ ), y la presión de equilibrio ( $P_s^{eq}$ ), que será el punto de interacción entre la presión ejercida por el macizo y la presión interna que ejercerá el sostenimiento. En el caso de un sostenimiento compuesto diseñado con la capacidad mínima demanda, la curva característica del terreno y del sostenimiento, se interceptarán en u

n punto de equilibrio ( $P_s^{eq}$ ) donde la deformación del túnel y es sostenimiento son iguales. El factor de seguridad (FS) del sostenimiento vendrá definido por la siguiente expresión:

$$FS = \frac{C}{D} = \frac{P_s^{m\acute{a}x}}{P_s^{eq}} \quad (\text{Ec. 6.27})$$

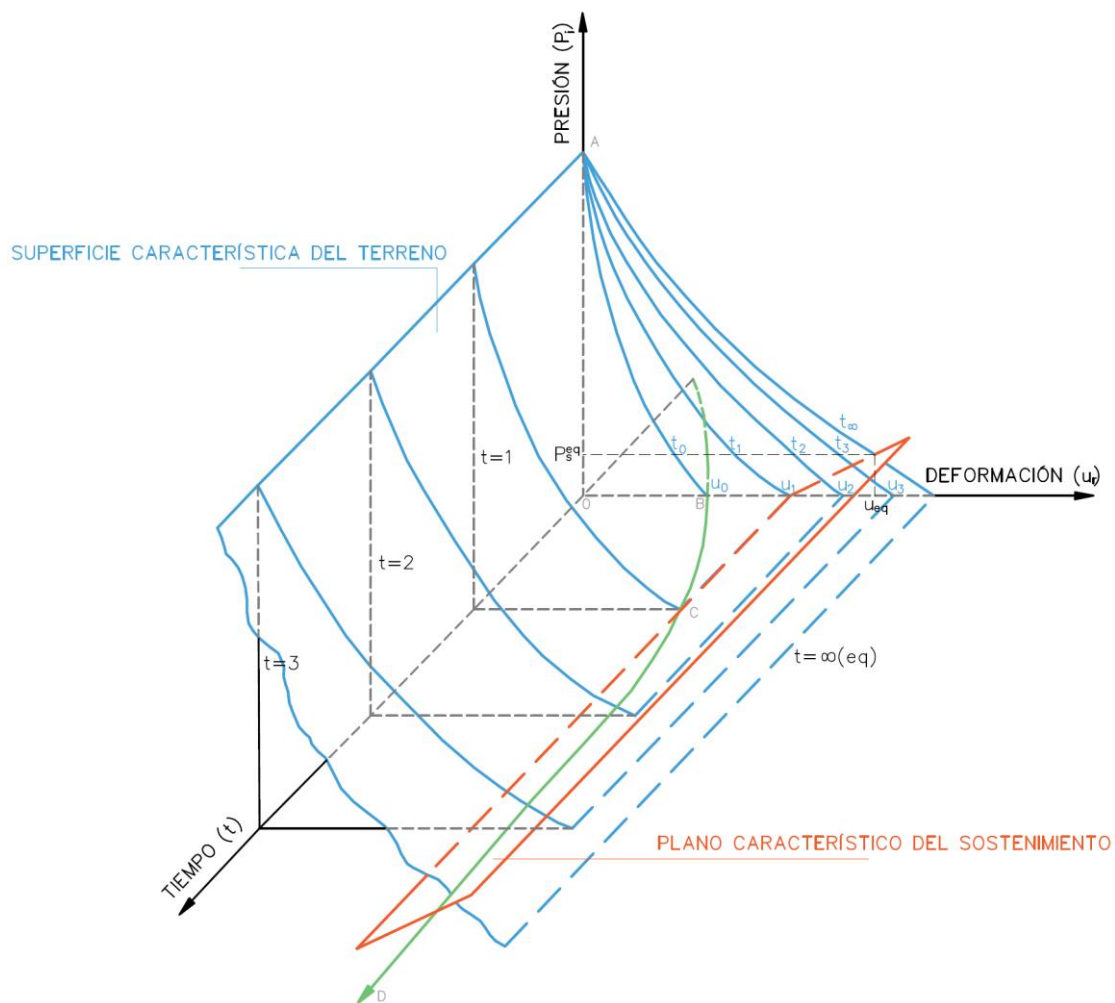


#### 6.2.2.4. Efecto del tiempo.

El proceso de relajación tensional del macizo no es instantáneo y dependerá en gran medida del comportamiento reológico del mismo, o simplificando, de su viscosidad.

En macizos de mala calidad, durante una excavación, el proceso de relajación es rápido, del orden de horas, mientras que en macizos de buena calidad y en condiciones de leve confinamiento, la relajación puede durar meses e incluso años.

Es importante considerar que un exceso del tiempo de relajación puede dar lugar al colapso del macizo, por lo que factores como la orientación, la forma de sección, el método de excavación, la longitud del pase, la autoestabilidad del macizo (ver apartado 6.1.1) o el método de sostenimiento son de gran relevancia para la estabilidad final de la excavación.



**Figura 6.2.2.4.** Efecto del tiempo en la estabilización de una excavación considerando variación de la rigidez ( $K_s$ ) del sostenimiento con el tiempo (IGME, 1984).

Atendiendo a la figura 6.2.2.4., si se considera el factor tiempo como variable, la representación del proceso de relajación de tensiones es tridimensional; el proceso de



deformación de una excavación sin sostenimiento (curva característica definida por los puntos A y B) que pasado un tiempo  $t_1$ , describe una nueva curva característica (puntos A – C), pasando de una deformación inicial ( $u_0$ ) a una deformación mayor tras el tiempo transcurrido ( $u_1$ ). A medida que el tiempo avanza la deformación aumenta, lo que se traduce en que la curva característica del terreno se desplaza en el plano ( $p, u$ ) alejándose de los ejes  $\overline{0p}$  y  $\overline{0u}$ . Este proceso será tanto más acusado cuanto mayor sea la degradación de las propiedades mecánicas del macizo rocoso con el paso del tiempo.

Por otro lado, al instalarse un sostenimiento (punto C), la curva característica del sostenimiento también puede variar. Por ejemplo, si el sostenimiento se realiza con hormigón proyectado, el comportamiento real dependerá de cómo varía la rigidez en el proceso de fraguado a lo largo de la curva tiempo-deformación hasta la estabilización (punto D).

## 7. Elementos de sostenimiento: consideraciones y características.

Se define sostenimiento como aquellos elementos estructurales de sujeción del terreno aplicados inmediatamente después de la excavación, que permiten garantizar la seguridad y estabilidad durante las labores de excavación y a lo largo de la vida útil del proyecto (IGME, 1984).

El sostenimiento de un túnel dependerá no solo de la calidad del macizo rocoso, sino también de los métodos de excavación, las dimensiones y la profundidad a la que se encuentra desde la superficie (Bieniawski, 2011).

Las labores de construcción en excavaciones subterráneas mediante métodos convencionales esta intrínsecamente ligada al desempeño durante el ciclo de avance, el cual comprende la ejecución de las labores de excavación, carga de escombros y sostenimiento del perímetro de la excavación.

Tanto el diseño del sistema de sostenimiento, dependiente tanto de la calidad y comportamiento del macizo, como de la longitud del pase, condicionan en gran medida los rendimientos del ciclo. La elección de una longitud de pase o avance adecuada estará condicionada por diferentes factores; uno de ellos y quizás el más importante es la excavabilidad. Cuando el comportamiento reológico del macizo no es elástico, y por el contrario tiene lugar plastificación en las proximidades del perímetro de la excavación, la longitud de pase deberá definirse en función del grado de autoestabilidad y la caracterización del macizo rocoso; en este caso la evaluación tenso-deformacional mediante los índices  $RMR$ ,  $Q$  y  $GSI$  será de gran ayuda.

El sistema sostenimiento considerado puede ser simple o compuesto, utilizando un solo elemento o varios elementos; en el segundo caso uno de los componentes suele ser el hormigón proyectado que, a los pocos instantes de realizar el avance protege el macizo de la



meteorización y lo confina para evitar su pérdida de resistencia. Por otro lado, el bulonado actúa en la primera etapa gracias a su flexibilidad mientras que, posteriormente, el hormigón proyectado aporta la resistencia definitiva. Cabe destacar que, por razones de seguridad, es interesante la proyección de un espesor mínimo una vez saneado el frente, lo que permite la perforación e instalación bajo condiciones mínimas de seguridad.

### 7.1. Hormigón proyectado.

El hormigón proyectado tiene como propósito principal controlar la descompresión inicial del túnel en un tiempo mínimo adquiriendo rápidamente resistencia a la compresión durante el fraguado. Este trabajo a compresión evita convergencias mínimas, además de resistir cargas eventuales por presencia de cuñas o bloques. En los últimos tiempos han mejorado notablemente sus propiedades, obteniéndose altas prestaciones y consiguiéndose excelentes rendimientos.

La proyección por capas permite controlar tanto la relajación de las tensiones propias del macizo, el rebote del hormigón, así como mejorar las condiciones de seguridad previa colocación del bulonado. Se han considerado primeras capas de espesores no superiores a 10 cm para evitar problemas de adherencia (Romana, 2001).

Con el fin de evitar presiones hidrostáticas en el trasdós del túnel, se considera necesario la ejecución de drenes radiales (*drainage pipes*) que permitan la evacuación del agua hacia el interior del túnel.

Propiedades del hormigón proyectado c/fibras	
Resistencia a la compresión simple, $\sigma_c$ (MPa)	35
Módulo de elasticidad, $E_h$ (MPa)	30000
Coefficiente de Poisson, $\nu_h$	0,15
Resistencia a la tracción, $\sigma_t$ (MPa)	5

**Tabla 7.1.** Propiedades mecánicas del hormigón proyectado con fibras.

### 7.2. Bulonado.

La instalación de bulonado de anclaje repartido permite el control de los esfuerzos de tracción generados alrededor de la excavación. El uso de barras corrugadas ancladas preferentemente con resinas sintéticas (2 a 3 veces más resistente que la lechada), permite repartir la carga a lo largo de toda la superficie longitudinal del bulón, además de proteger el bulonado ante la corrosión y brindar un refuerzo inmediato post-instalación que en ocasiones puede ser de gran ayuda en el control de la excavación.

La utilización de bulones de anclaje repartido, constituye una excelente elección ante grandes esfuerzos perimetrales, e incluso para macizos de baja a muy baja calidad. Este sistema permite la deformación del macizo, lo cual es beneficioso en el comportamiento de la



excavación, consiguiendo reducir las influencias producidas por las heterogeneidades y eliminar en parte el efecto de esponjamiento de la roca, haciendo que los esfuerzos radiales de empuje de la roca se conviertan en tensiones tangenciales.

Para obtener una buena fijación de la armadura del bulón desde el primer momento, es recomendable el tensado aplicando una presión correspondiente al 10% de la carga de fluencia (IGME, 1984). Ante deformaciones significativas asociadas a esfuerzos importantes sobre el macizo, no es recomendable el tensado de los bulones próximos al último pase. La presión de trabajo de la placa de reparto en el caso de bulones de anclaje repartido adquiere un papel secundario debido a que el anclaje tiene lugar a lo largo de todo el perno; se han considerado placas de reparto de 200 x 200 mm que permitan el asentamiento posterior de células de carga instrumentales en caso de su instalación.

La longitud de los bulones quedará limitada tanto por las necesidades propias de ejecución de la instalación (orientación, maquinaria, perforación), como por las dimensiones del túnel y los espesores de la zona plástica en caso de ocurrencia de la misma.

En caso de inestabilidades por ocurrencia de cuñas o bloques de tamaño considerable, se considera adecuada la instalación de bulones adicionales orientados perpendicularmente a cara libre de la cuña en cuestión y considerando la orientación de las discontinuidades que la limitan.

Propiedades de los bulones de anclaje repartido	
Resistencia a la tracción, $\sigma_t$ (MN)	0,564
Módulo de elasticidad del acero, $E_a$ (MPa)	210000
Diámetro bulones, $\phi_b$ (m)	0,032
Deformación unitaria admisible, $\epsilon_{CR}$ (m/m)	0,009

**Tabla 7.2.** Propiedades mecánicas del bulonado.

### 7.3. Cuadros metálicos (cerchas).

Ante la ocurrencia de tramos de muy baja calidad geomecánica del macizo, sujetos a importantes deformaciones por plastificación, se considera necesaria la instalación de cuadros rígidos tipo  $\Omega$ . La instalación de este tipo de sostenimiento, embebido en hormigón proyectado, define la geometría de la sección y permite cierta relajación de los esfuerzos del macizo hasta alcanzar la resistencia definitiva.

En todo caso, los cuadros deben arriostrarse entre sí mediante tresillones. Se considera de gran importancia la fijación adecuada del primer cuadro (bulonado, pernos en L, etc.), que actúe como guía de los sucesivos marcos y evite el pandeo de los mismos.

En el diseño de las secciones tipo se han considerado cerchas pesadas tipo HEB 180 espaciadas entre 0,75 y 1 m.



Propiedades de las cerchas HEB 180	
Módulo de elasticidad del acero, $E_a$ (MPa)	210000
Área de la sección, $A_s$ (m <sup>2</sup> )	0,00653
Límite de fluencia del acero, $\sigma_f$ (MPa)	250

**Tabla 7.3.** Propiedades mecánicas de las cerchas rígidas HEB-180 con perfil  $\Omega$ .

#### 7.4. Elementos de sostenimiento especiales o de carácter temporal.

Durante la excavación en macizos inestables, es frecuente la utilización de medidas de sostenimiento de carácter temporal que permitan controlar el frente durante las labores de estabilización o incluso estabilizar previamente la excavación del siguiente avance.

En casos de valores de  $RMR_{89}$  inferiores a 40, es habitual la estabilización de la corona con paraguas de pre-sostenimiento formados por pernos autoperforantes, instalados sub-horizontalmente en la parte superior de la sección. Su necesidad depende de las condiciones de estabilidad del frente en clave y hombros, frecuentemente, asociada a zonas de debilidad importantes del macizo. Es importante considerar un solape entre sucesivos paraguas de al menos 1/3 de la longitud de los autoperforantes, y un espaciamiento adecuado al tamaño de bloque del macizo.

También es común el uso de pernos de fibra de vidrio en frentes inestables, ya sea debido a la mala calidad del macizo o a inestabilidades asociadas a control estructural.

### 8. Análisis: casos prácticos.

Para aplicar la metodología descrita en apartados anteriores, se exponen a continuación dos ejemplos de diseño aplicados a dos casos acaecidos en los que, tanto las condiciones del macizo como las propias exigencias de diseño, han supuesto la aplicación de diferentes geometrías de la sección de avance y longitudes de pase en busca de la estabilidad final de la excavación.

Como primera propuesta, a la que se ha denominado “Caso A”, se ha considerado un avance de 5m en sección típica con una cobertura de 95,66m en clave y por método de voladura a sección completa. El macizo rocoso excavado supone presencia de rocas anfibolíticas silicificadas de muy buena calidad geotécnica ( $RMR_{89} \approx 80$ ;  $RQD > 90$ ).

Por otro lado, en una casuística completamente diferente, el “Caso B”, propone un avance en sección con contrabóveda mediante escarificado, con longitudes de pase de 2 m y en rocas debilitadas por procesos de lixiviación controlados estructuralmente suponiendo una cobertura de 842,49m en clave. Se supone la presencia de ortogneises lixiviados de calidad geotécnica mala a muy mala, con valores de  $RMR_{89}$  poco superiores a 20 y alta fracturación ( $RQD \approx 40$ ;  $FF/m: 16-20$ ).





	CASO A	CASO B
<b>RMR<sub>89</sub></b>	≈ 80	≈ 25
<b>RQD</b>	>90	≈ 40
<b>FF/m</b>	2-4	16-20
<b>Espaciado medio (m)</b>	≈ 0,33	≈ 0,06
<b>Q<sub>95</sub></b>	28,741	0,009
<b>GSI<sub>00</sub></b>	65-70	30-35
<b>Tipo de sección</b>	Típica	Contrabóveda
<b>Longitud de pase</b>	5	2
<b>Cobertura (m)</b>	95,66	842,49
<b>Método de avance</b>	Voladura	Escarificado
<b>D (F. Perturbación)</b>	0	0,6

Tabla 8. Características de los casos prácticos analizados.

### 8.1. Caso A.

En este caso, habiéndose considerado como antecedentes los sondeos S-74 y S-75, se parte del supuesto de la presencia de rocas anfíbolíticas silicificadas de muy buena calidad geotécnica.

El valor utilizado del Índice de Resistencia Geológica (*GSI*) ha sido obtenido a partir de la caracterización del macizo rocoso en levantamientos geológicos en frentes de galerías y túneles aledaños, y refrendados por los valores estimados de *RMR*<sub>89</sub> y *Q*<sub>95</sub> obtenidos.

En primer lugar, una vez valorado el Índice de Comportamiento Elástico (Celada et al., 2010) y el valor del Índice de Resistencia Geológica, se considera la utilización de secciones estándar (valores de *ICE* > 20) y longitudes de pase de 5 m (*GSI* > 60).

Una vez definida la geometría de la sección de avance, se determinó el método de excavación considerándose avances a sección completa mediante perforación y voladura (Fig. 8.1.1). A continuación, se procedió a calcular el efecto de perturbación por voladura en el contorno del túnel. Se ha supuesto que la perturbación del macizo rocoso ocasionada por la voladura podría afectar hasta 2 m alrededor del túnel.

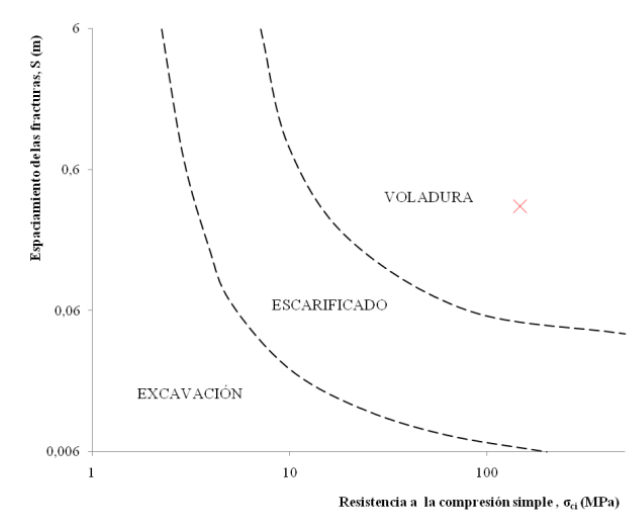


Figura 8.1.1. Determinación de método de excavación (Franklin et al., 1971).

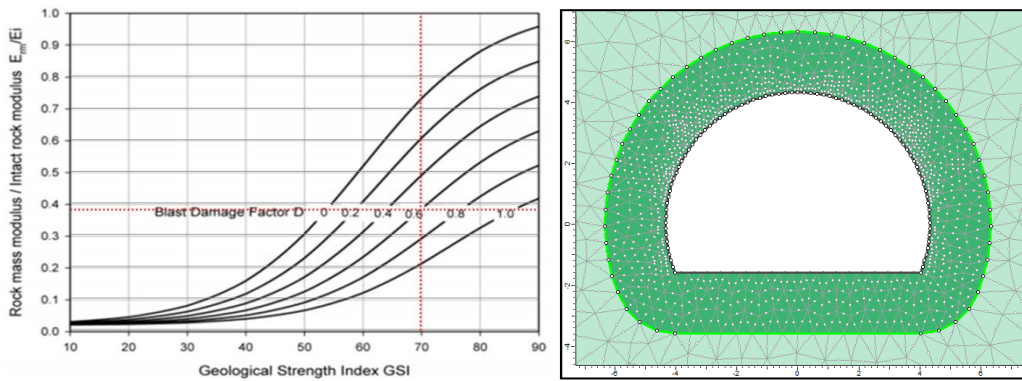


Figura 8.1.2. Izquierda: influencia del factor de perturbación por voladura “D” en el módulo de deformación del macizo rocoso (Hoek, 2012); la trama discontinua en rojo muestra los valores de la unidad geotécnica anfibolitas silicificadas con un  $GSI \approx 70$ . Derecha: halo de perturbación definido para secciones estándar.

El factor de perturbación  $D$ , ha sido calculado a partir del valor máximo del  $GSI$ , que relaciona el módulo de deformación del macizo rocoso con el grado de perturbación por efecto de la voladura (Fig. 8.1.2).

Por lo tanto, una vez definido el factor de perturbación que afectará el macizo en la zona perimetral inmediata, se efectuaron los cálculos de los parámetros resistivos considerando la zona afectada por la voladura con un valor del factor de perturbación  $D$  de 0,6. En las zonas no afectadas el valor del factor de perturbación considerado ha sido 0. Los parámetros  $m_i$  y  $\sigma_{ci}$  necesarios para el análisis de resistencia de la unidad geotécnica anfibolitas silicificadas (UGAS) se determinaron mediante el software RocData (Rocscience) a partir del algoritmo de ajuste para regresiones no lineales de Levenberg-Marquardt previa proyección de los



resultados de los ensayos triaxiales en el espacio de tensiones principales  $\sigma_1 - \sigma_3$ . Se obtuvieron las envolventes según el criterio de rotura no lineal de Hoek y Brown y los parámetros de resistencia necesarios para las posteriores simulaciones de cálculo mediante elementos finitos (Figs. 8.1.3 y 8.1.4).

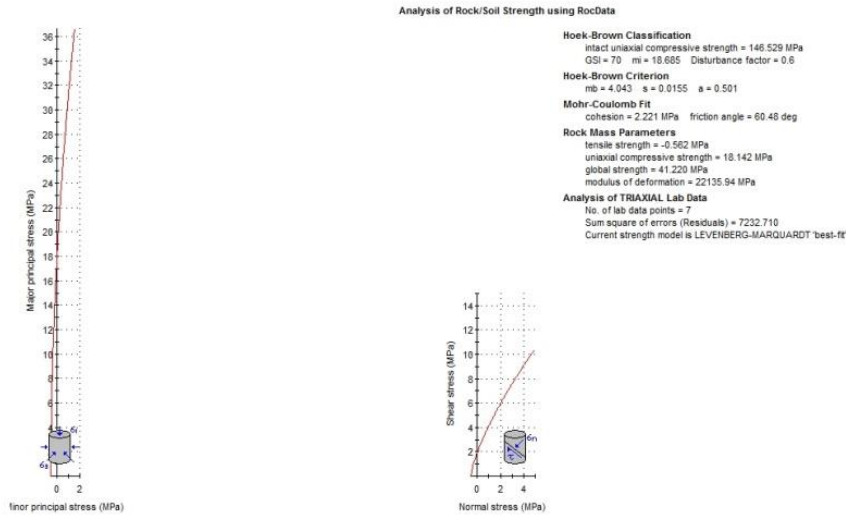


Figura 8.1.3. Análisis de resistencia del macizo rocoso en la unidad anfibolitas silicificadas considerando un factor de perturbación  $D$  de 0,6 por efecto de la voladura.

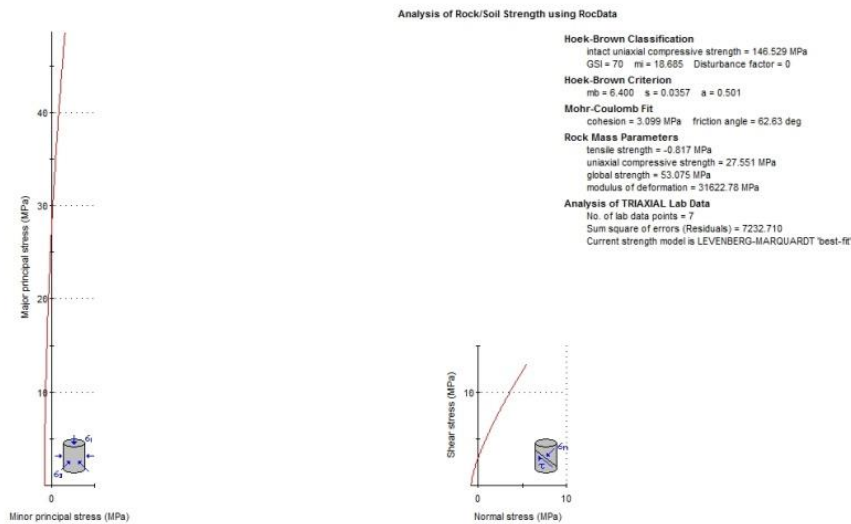


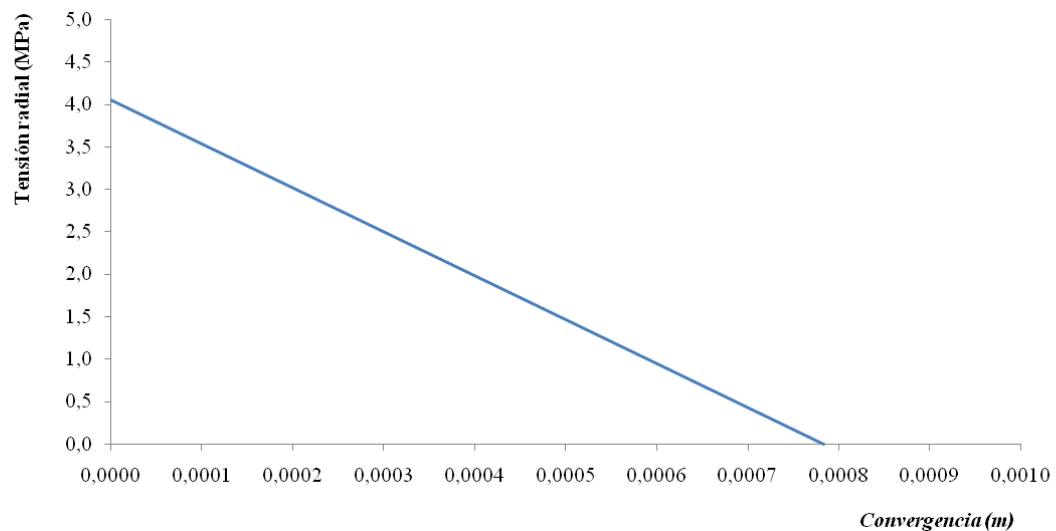
Figura 8.1.4. Análisis de resistencia del macizo rocoso en las anfibolitas silicificadas considerando  $D = 0$ .

Aplicando los parámetros resistentes del macizo rocoso y los esfuerzos ejercidos por el campo tensional calculadas para una profundidad de 100 m (Tabla 5.3.1), se obtuvo la curva

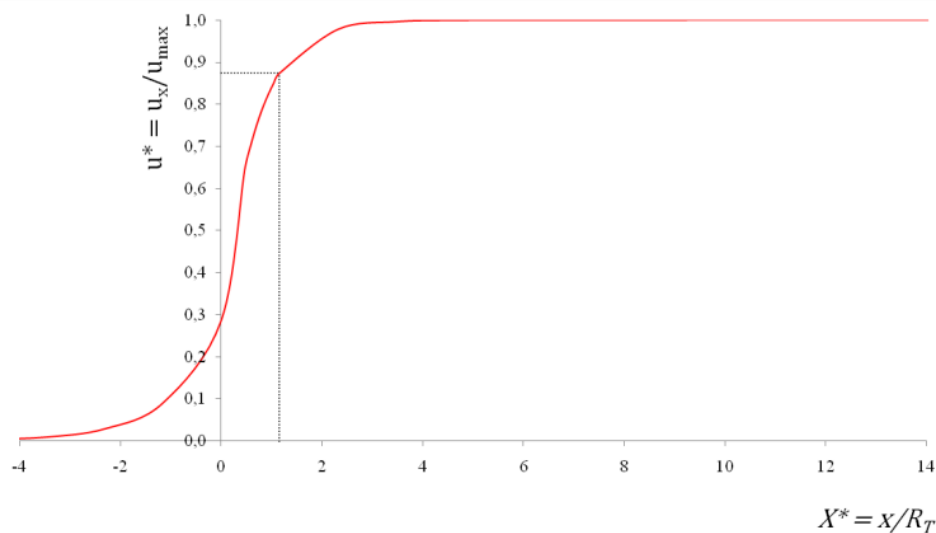


característica que refleja el comportamiento tenso-deformacional del macizo rocoso. En la figura 8.1.5, puede apreciarse un comportamiento totalmente elástico.

La aplicación de métodos analíticos como el perfil de desplazamiento longitudinal desarrollado por Vlachopoulos y Diederichs (2009), permite calcular la relajación previa a la instalación del sostenimiento ( $u_x$ ) en función de la longitud de pase ( $x$ ) y la convergencia máxima ( $u_{máx}$ ). Por lo tanto, considerándose el radio del túnel ( $R_T = 4,33 \text{ m}$ ), se ha obtenido una convergencia o deformación de relajación aproximada de 0,68 mm previa a la instalación del sostenimiento (Fig. 8.1.6), lo que se considera como una deformación inapreciable.



**Figura 8.1.5.** Curva característica correspondiente a anfibolitas silicificadas ( $GSI \approx 70$ ) a 100 m de profundidad.



**Figura 8.1.6.** Cálculo del perfil de desplazamiento longitudinal para avances de 5 m en unidad geotécnica anfibolitas silicificadas (UGAS).

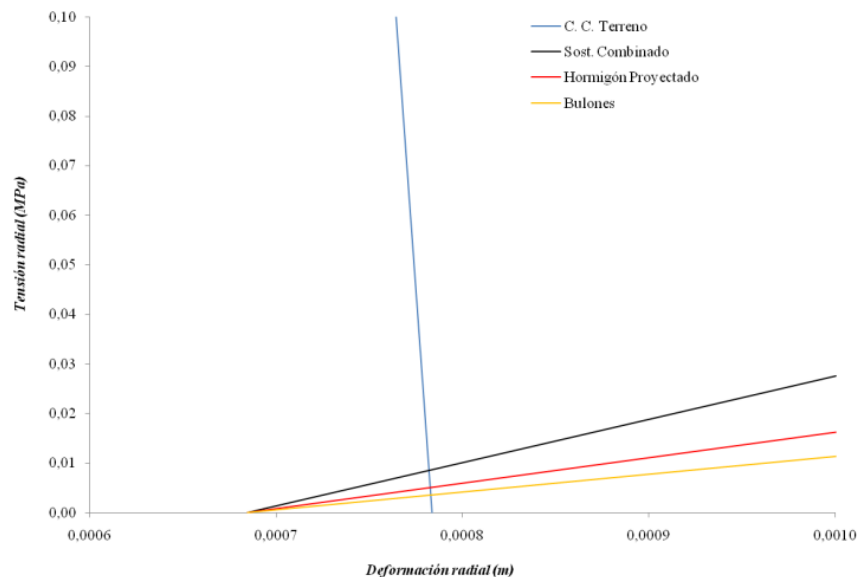


Basándose en las recomendaciones constructivas de sostenimiento desarrolladas por diversos autores y obtenidas empíricamente mediante el empleo de clasificaciones geomecánicas (Tabla 8.1), se aplicaron métodos de cálculo analíticos que permiten comprobar la interacción del sostenimiento con el macizo rocoso a partir de fórmulas que asumen una deformación radial basándose en la ley de elasticidad y suponiendo un comportamiento elasto-plástico del sistema.

Autor	U. G.	z	GSI	RMR	Q	ICE (Peor cond.)	H. P.			Bolonado		Cerchas		Especiales
							Esesor (m)	Longitud (m)	Patrón (m x m)	Tipo	Espaciado (m)			
Bieniawski (1989)	UGAS	100	65-75	80	28,74	1188,93	N/A	3	Puntuales	N/A	N/A	N/A		
Romana (2001)							0,02	2/3	Puntuales	N/A	N/A	N/A		
Grimstad y Barton (1993)				N/A	> 2,1	Puntuales	N/A	N/A	N/A					
Celada et al. (2010)				0,05	4,5	2x2,5	N/A	N/A	N/A					
Sección tipo diseñada				0,03	3	2x2 (8-9)	N/A	N/A	N/A					

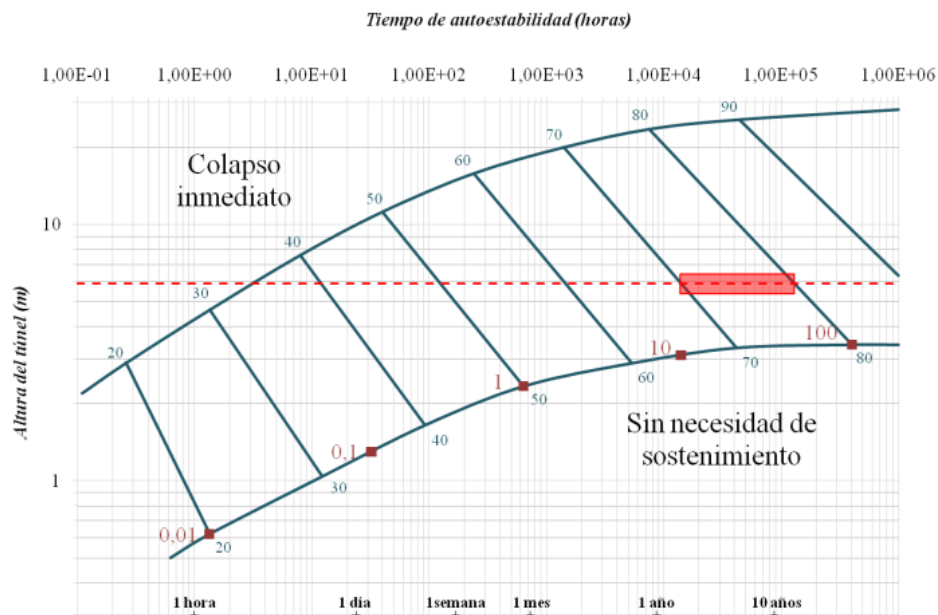
**Tabla 8.1.** Recomendaciones constructivas consideradas en el diseño de las secciones tipo.

Atendiendo a la autoestabilidad del túnel (Bieniawski, 1989), en la figura 8.1.8 puede apreciarse que, considerándose los valores de  $RMR_{89}$  y  $Q_{95}$  calculados para la unidad geotécnica anfibolitas silicificadas con  $GSI$  entre 65-70 (Tabla 8, caso A), los tiempos de autosostenimiento del macizo rocoso superan el año. En base a lo anterior y considerando la eventual formación de cuñas y bloques que pudieran comprometer la estabilidad local del túnel, se desarrolló un sistema de sostenimiento combinado consistente en la instalación de bulones de anclaje repartido de al menos 3 m de longitud y 32 mm de diámetro dispuestos a tresbolillo y espaciados a 2 m, además de la proyección de una capa de gunita con fibras con un espesor de al menos 3 cm (Fig. 8.1.9).

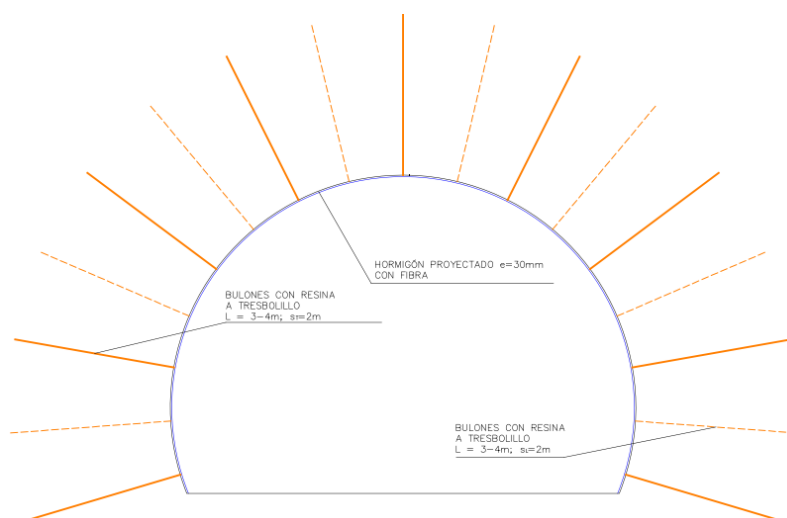


**Figura 8.1.7.** Interacción entre la curva característica de convergencia y las curvas de confinamiento de los bulones, del hormigón proyectado y del sistema.

La comprobación del sistema de sostenimiento tanto por métodos de cálculo analíticos como por métodos de cálculo numérico, supera ampliamente los criterios de mínimos dispuestos en las bases de técnicas del proyecto en cuanto a factor de seguridad y convergencia admisible ( $FS > 1,4$  y  $\epsilon_s < 1\%$ ). Atendiendo al modelo de cálculo numérico por elementos finitos, puede concluirse que las deformaciones mayores, aunque insignificantes, tendrán lugar en los hastiales coincidiendo con valores mínimos de los esfuerzos diferenciales (en torno a 3,5 MPa) que actúan en el perímetro de la excavación (Figs. 8.1.10 y 8.1.11).

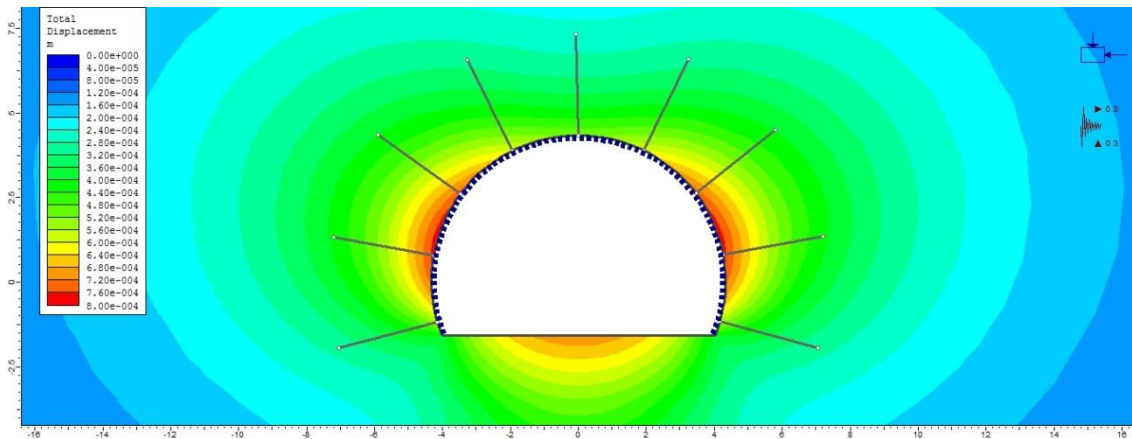


**Figura 8.1.8.** Tiempo de autoestabilidad calculado para un túnel de 5,90 m de altura en la unidad geotécnica anfíbolitas silicificadas.

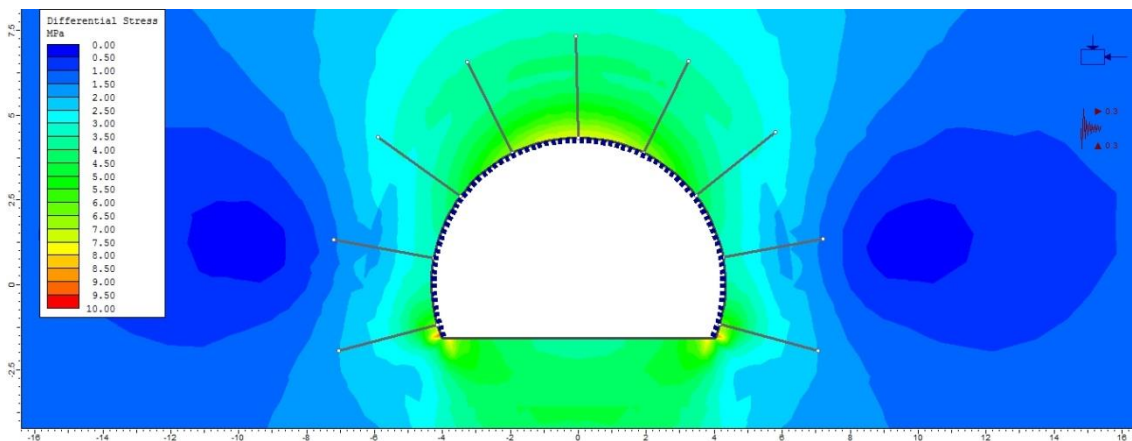


**Figura 8.1.9.** Diseño de sección tipo desarrollado para un  $ICE > 200$  (comportamiento totalmente elástico).



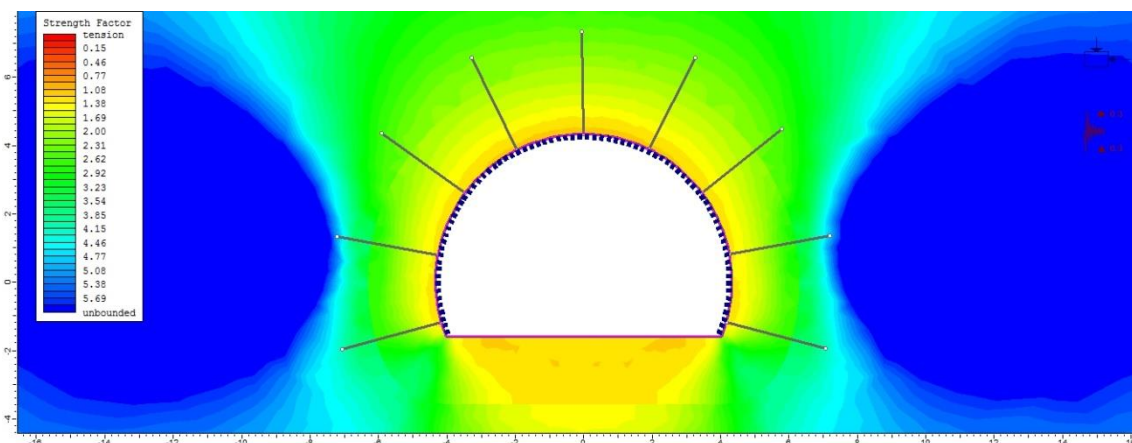


**Figura 8.1.10.** Desplazamientos totales en el contorno del túnel excavado en la unidad geotécnica anfibolitas silicificadas con valores de  $GSI \approx 70$ .



**Figura 8.1.11.** Esfuerzos diferenciales actuantes en el contorno del túnel excavado en la unidad geotécnica anfibolitas silicificadas con valores de  $GSI \approx 70$  (cobertura de 100 m).

Al comprobar el factor de resistencia (Fig. 8.1.12), puede apreciarse como la resistencia de los materiales es superior a los esfuerzos inducidos, por lo que no se alcanzará la rotura.



**Figura 8.1.12.** Factor de resistencia (unidad geotécnica anfibolitas silicificadas con valores de  $GSI \approx 70$  con cobertura de 100 m).





En conclusión, el comportamiento del macizo rocoso es puramente elástico, lo que queda reflejado en convergencias máximas despreciables ( $\varepsilon_s \approx 0,002\%$ ) y la ausencia de zona de plastificación. Del mismo modo, el factor de seguridad muestra valores muy elevados ( $FS = 38,05$ ), lo que indica que la capacidad del diseño es mucho mayor a las solicitaciones.

## **8.2. Caso B.**

El caso B propone el análisis de macizos rocosos fuertemente debilitados asociados a zonas de cizalla (fallas importantes como las encontradas en los sondeos S-71 y S-83) normalmente orientadas NE-SW/ENE-WSW y con inclinaciones subverticales (F1 y F3 en Fig. 2.4.5.3.2).

Este caso práctico supone la peor condición esperable, es decir la excavación en macizos rocosos metagraníticos lixiviados estructuralmente con coberturas superiores a 800 m, caracterizados como macizos de mala a muy mala calidad geotécnica con  $RMR_{89}=26$ ,  $Q_{95}=0,009$  y  $GSI = 30 - 35$ . Cabe destacar que la elevada fracturación originada por los procesos dinámicos ( $FF/m: 16 - 20$ ;  $RQD \approx 40$ ) conlleva un aumento de la conductividad hidráulica del macizo en al menos dos órdenes de magnitud (Tabla 2.5.5).

La geometría de la sección fue determinada a partir del Índice de Comportamiento Elástico que para valores menores de 20 propone el uso de secciones de avance con contrabóveda.

Una vez definida la geometría de la sección de avance, se determinó el método de excavación considerándose avances a sección completa mediante escarificado con retroexcavadora y perfilado con martillo hidráulico (Fig. 8.1). Teniendo en cuenta lo anterior, y considerando los valores de  $GSI$ , entre 30 y 35, se limita la longitud de pase a 2 m (Tabla 2.3).

La perturbación del macizo obtenida a partir de la relación entre el  $GSI$  y el módulo de deformación del macizo, establece un valor  $D=0$ . No obstante, debido a que la perturbación por excavación mediante medios mecánicos es mínima, no se hubiera considerado un valor diferente de 0 en ningún caso.

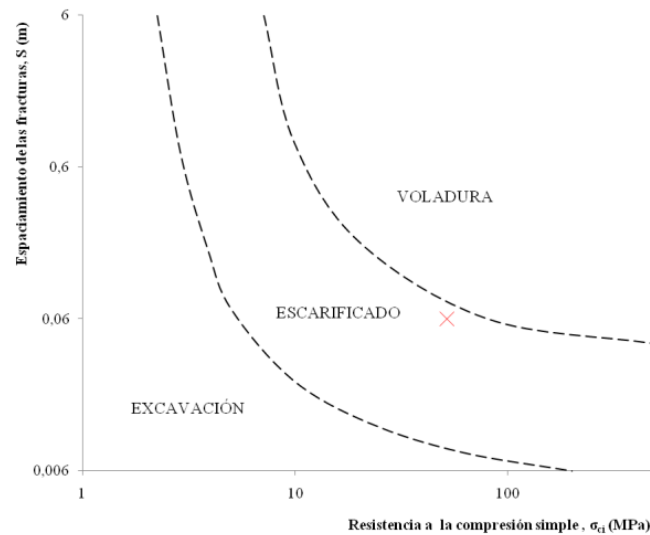


Figura 8.2.1. Determinación de método de excavación (Franklin et al., 1971).

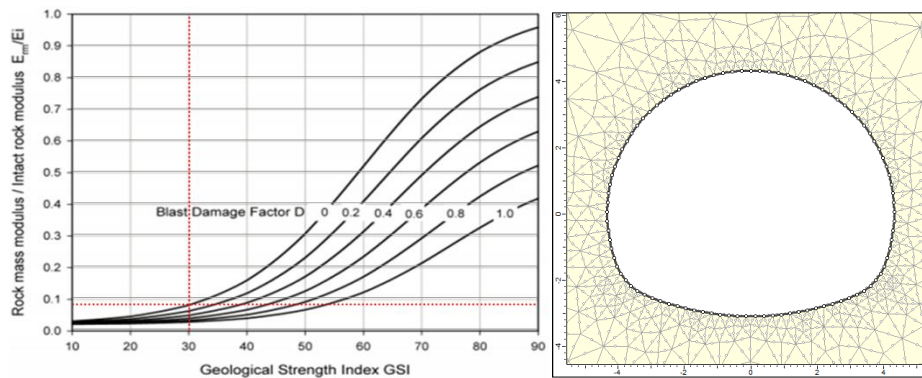


Figura 8.2.2. Izquierda: influencia del factor de perturbación por voladura “D” en el módulo de deformación del macizo rocoso en unidad geotécnica lixiviado estructural con  $GSI \approx 30$  (Hoek, 2012). Derecha: sección con contrabóveda en unidad geotécnica lixiviado estructural (software Phase2).

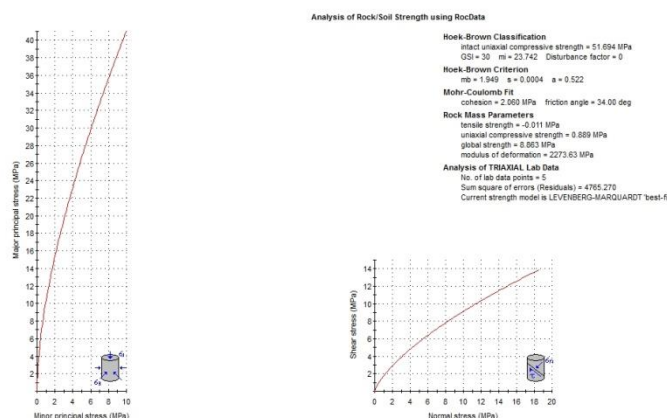
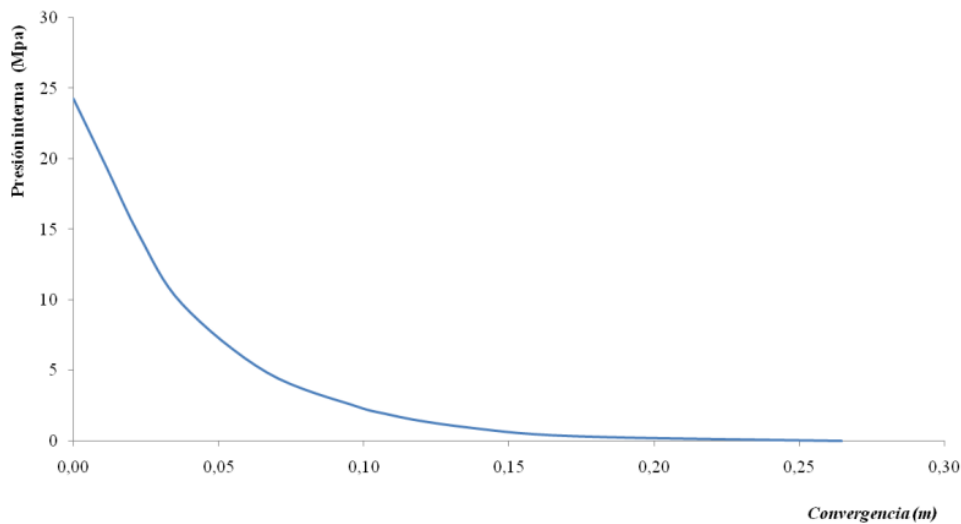


Figura 8.2.3. Análisis de resistencia del macizo rocoso en la unidad geotécnica lixiviado estructural basado en ensayos triaxiales y considerando  $GSI \approx 30$  y  $D = 0$ .

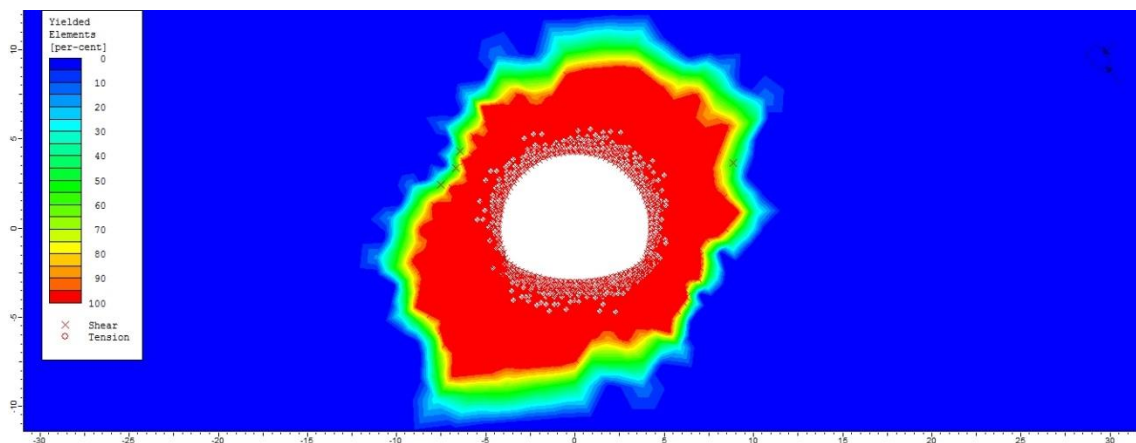


Los parámetros  $m_i$  y  $\sigma_{ci}$  necesarios para el análisis de resistencia de la unidad geotécnica lixiviado estructural (UGLE) se determinaron mediante el software RocData (Rocscience) a partir del algoritmo de ajuste para regresiones no lineales de Levenberg-Marquardt previa proyección de los resultados de los ensayos triaxiales, obteniéndose las envolventes según el criterio de rotura no lineal de Hoek y Brown para el espacio de tensiones principales y el espacio de esfuerzos normal y de cizalla (Fig. 8.2.3).

Una vez aplicados los parámetros resistivos calculados para el macizo rocoso analizado (Fig. 8.2.3) y suponiendo el campo de esfuerzos que actúa a una profundidad de 846.82 m (Tabla 5.3.1), se obtuvo la curva característica del terreno en la que se aprecia una plastificación extrema del macizo rocoso (Fig. 8.2.4). En la figura 8.2.5 puede apreciarse la zona de plastificación máxima esperable en el supuesto de una relajación total.



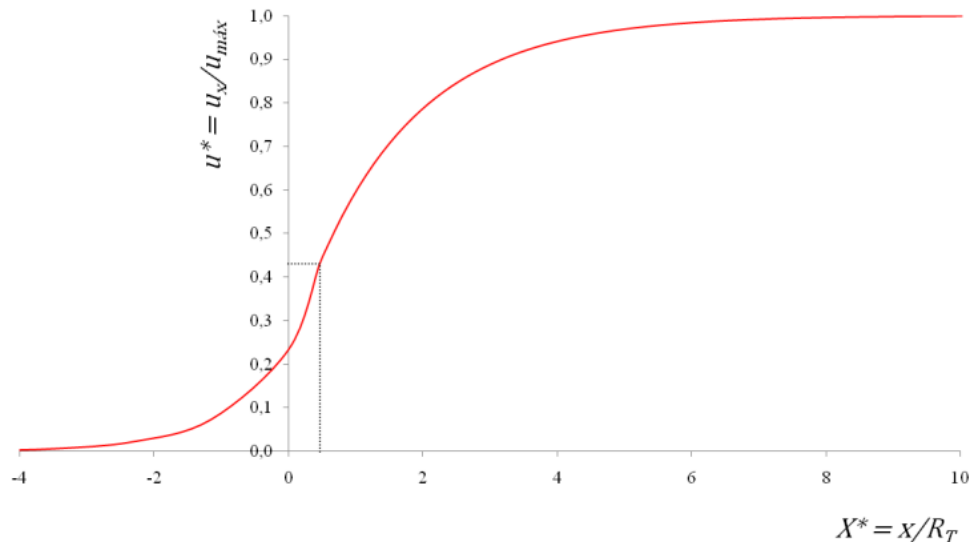
**Figura 8.2.4.** Curva característica correspondiente a rocas de la unidad geotécnica lixiviado estructural con  $GSI \approx 30$  y a una profundidad de 846,82 m.



**Figura 8.2.5.** Zona de plastificación en el contorno de una sección con contrabóveda excavada en rocas de la unidad geotécnica lixiviado estructural con  $GSI \approx 30$  y a una profundidad de 846,82 m.



Mediante la metodología de cálculo del perfil de desplazamiento longitudinal (Vlachopoulos y Diederichs, 2009), se ha calculado el punto de relajación óptimo para la instalación del sostenimiento. Habiéndose obtenido convergencias máximas ( $u_{m\acute{a}x}$ ) de 0,265 m y considerando longitudes de pase de 2 m en un túnel de 4,33 m de radio, se obtuvo un valor de convergencia óptima ( $u_x$ ) previa a la instalación del sostenimiento de 0,114 m (Fig. 8.2.6), lo que se consideran deformaciones perimetrales muy importantes.



**Figura 8.2.6.** Cálculo del perfil de desplazamiento longitudinal para avances de 2 m en unidad geotécnica lixiviado estructural con  $GSI \approx 30$ .

Considerándose la caracterización geomecánica del macizo según las diferentes clasificaciones geomecánicas, y basándose en las recomendaciones constructivas desarrolladas empíricamente con el uso de las mismas, se procedió al diseño de un sistema sostenimiento adecuándose a los usos habituales en proyectos de características similares (Tabla 8.2). De esta forma, se aplicaron métodos de cálculo mediante fórmulas analíticas que permitieron valorar las capacidades y rigideces de los elementos de sostenimiento y su combinación con el fin de comprobar la estabilidad del diseño (Fig. 8.2.7).

Uno de los factores más importantes en la estabilización de la excavación será la autoestabilidad (Bieniawski, 1989); en la figura 8.2.8 puede apreciarse que, considerándose los valores de  $RMR_{89}$  y  $Q_{95}$  calculados para la unidad geotécnica lixiviado estructural (UGLE) con  $GSI$  entre 30-35 (Tabla 8, caso B), los tiempos de autoestabilidad del macizo rocoso podrían rondar unos escasos minutos o a lo sumo horas, por lo que las actuaciones y medidas de estabilización deben ser rápidas y eficaces.

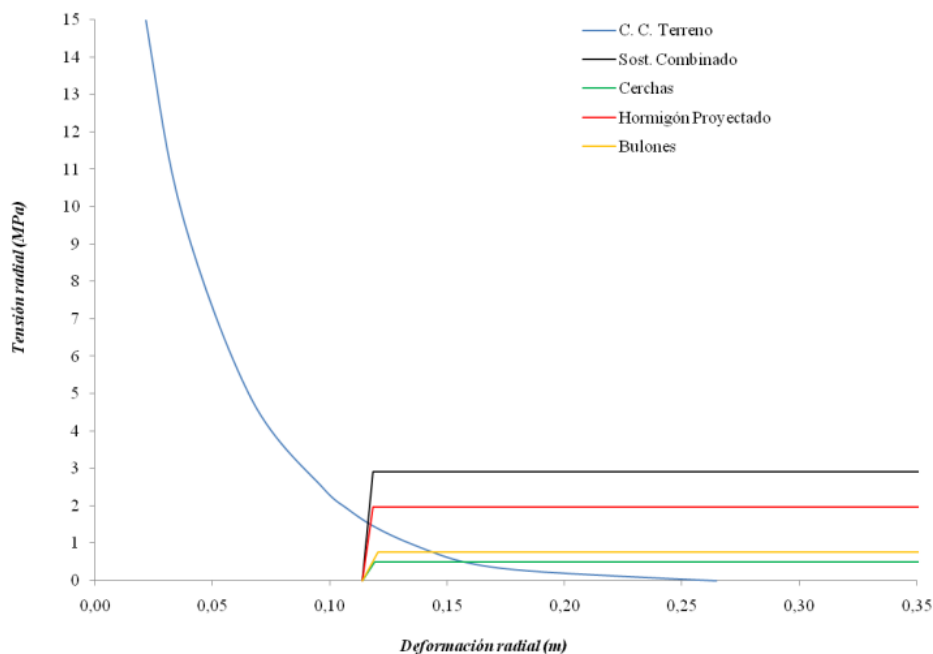


Autor	U. G.	z	RMR	Q	ICE (Peor cond.)	H. P. Espesor (m)	Bulonado		Cerchas		Especiales			
							Longitud (m)	Patrón (m x m)	Tipo	Espaciado (m)				
Bienawski (1989)	UGLE	846,82	26	0,009	5,11	0,1 a 0,15	4 a 5	1x1/1,5x1,5	Ligeras	1,5 (ocas.)	Mallazo (ocas.)			
Romana (2001)						0,2 a 0,3	4,5 a 5	1x1	TH-29/HEB180	0,75/1	N/A			
Grimstad y Barton (1993)						> 0,15	> 2,1	I	Costillas (6+4/20)	≈ 2	N/A			
Celada et al. (2010)						Proyecto muy cuidadoso; tratamiento especial								
Sección tipo diseñada						0,25	5	1x0,75 (16-17)	HEB-180	0,75	PFV + Contrabóveda (0,25 HP)			

**Tabla 8.2.** Recomendaciones constructivas consideradas en el diseño de las secciones tipo en macizos excavados en la unidad geotécnica lixiviado estructural para valores de  $GSI \approx 30$ .

Para lograr una rápida estabilización del avance, se propone efectuar saneamiento del mismo evitando en la medida de lo posible las vibraciones y el uso de agua, seguido de la proyección de una capa de al menos 10 cm de hormigón proyectado tanto en el perímetro del avance como en el frente de la excavación.

La instalación del bulonado confiere estabilidad y homogeneidad al perímetro de la excavación convirtiendo los esfuerzos radiales de empuje en tensiones tangenciales. En el frente de la excavación puede resultar de gran interés la instalación de pernos de fibra de vidrio (PFV) que permitan estabilizar el frente de avance ante posible control estructural. En ambos casos se recomienda perforación en seco o semi-húmedo.



**Figura 8.2.7.** Interacción entre la curva característica de del terreno y las curvas características de los elementos de sostenimiento y del sostenimiento combinado.



Resumiendo, la propuesta definitiva de sostenimiento consiste en la proyección de 250 mm de gunita con fibras en al menos 2 capas, siendo la primera de un espesor mínimo de 10 cm; perforación e instalación de bulones de anclaje repartido a tresbolillo de 5 m de longitud y 32 mm de diámetro con espaciado transversal de 1 m y longitudinal de 0,75 m; y cerchas tipo HEB-180 arriostradas y espaciadas a 0,75 m (intercaladas entre hileras de bulones). En el caso de la contrabóveda, se propone la utilización de dovelas de hormigón armado pre-fabricadas o en su defecto la utilización de capas de hormigón proyectado y malla electrosoldada intercaladas con posterior relleno del hueco mediante escombros.

Como medidas de sostenimiento especiales se propone la instalación de paraguas de pre-sostenimiento de autopercutores de 6 m espaciados a 30 cm de hombro a hombro, además de la utilización de pernos de fibra de vidrio de 2 metros de longitud respetando un patrón 1x1.

La comprobación del sistema de sostenimiento tanto por métodos de cálculo analíticos como por métodos de cálculo numérico, supera los criterios de mínimos dispuestos en las bases de técnicas del proyecto en cuanto a factor de seguridad y convergencia admisible ( $FS > 1,4$  y  $\epsilon_s < 1\%$ ). Atendiendo al modelo de cálculo numérico por elementos finitos, puede concluirse que las deformaciones mayores, tendrán lugar en el hombro izquierdo y en la solera, coincidiendo con los valores mínimos de los esfuerzos diferenciales (en torno a 10 - 12 MPa) (ver figuras 8.2.10 y 8.2.11).

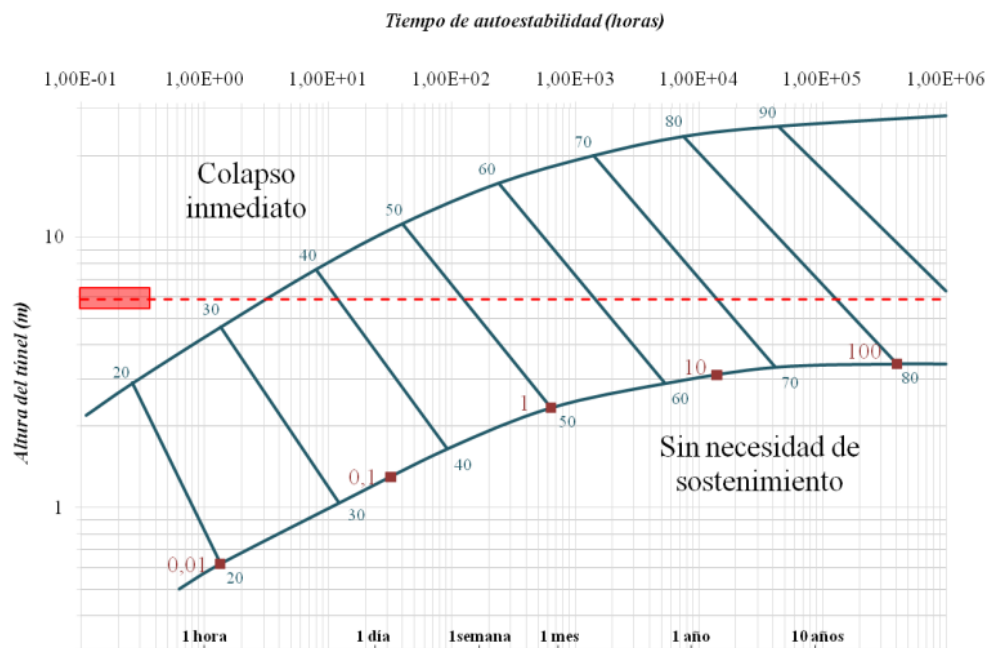


Figura 8.2.8. Tiempo de autoestabilidad calculado para un túnel de 5,90 m de altura en la unidad geotécnica lixiviado estructural (UGLE).



Mediante la comprobación del factor de resistencia puede comprobarse si el material es suficientemente resistente ante los esfuerzos inducidos; en caso de ser superior a 1 no alcanzará la rotura (Fig. 8.2.13).

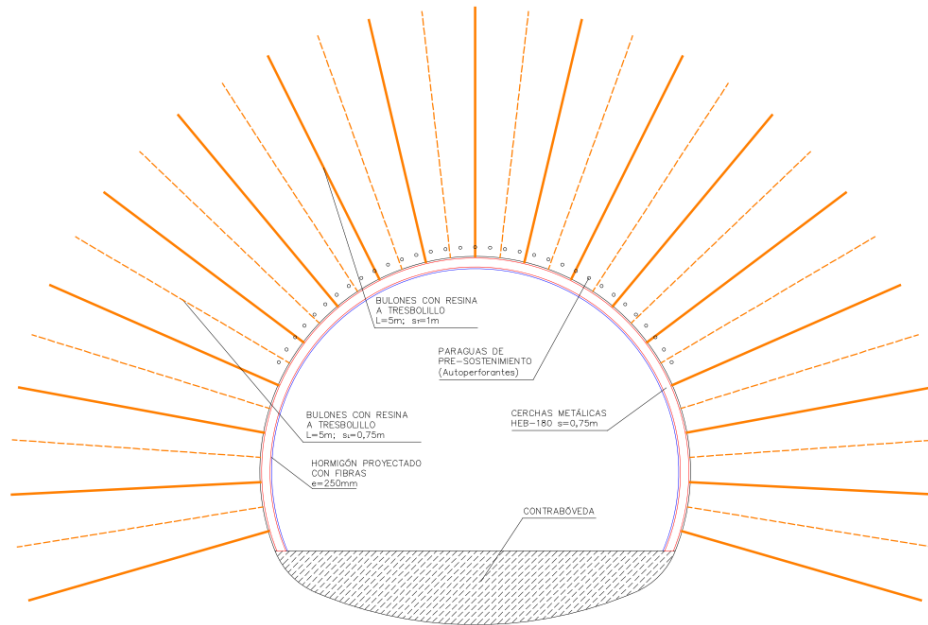


Figura 8.2.9. Diseño de sección tipo desarrollado para un ICE < 10 (plastificación extrema).

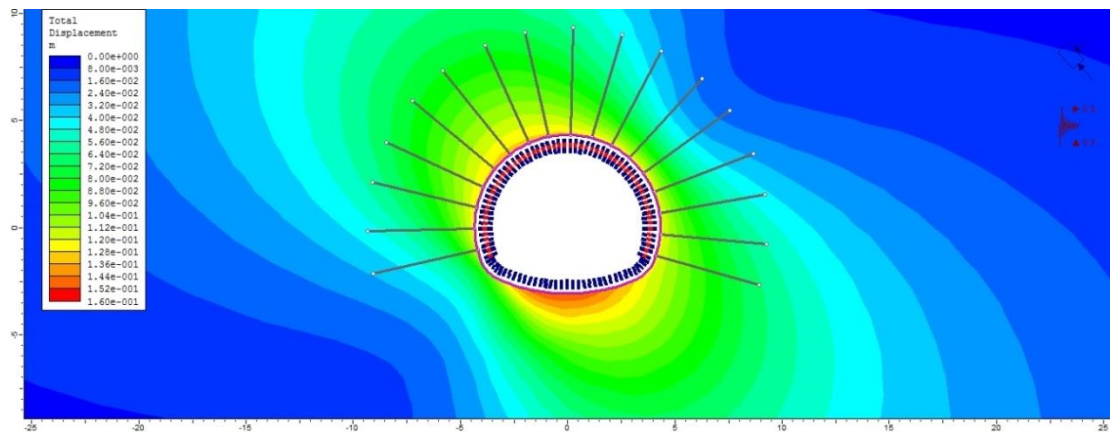


Figura 8.2.10. Desplazamientos totales en el entorno de la excavación (unidad geotécnica lixiviado estructural;  $GSI \approx 30$ ).





En conclusión, el comportamiento del macizo rocoso es elasto-plástico con plastificación extrema del contorno inmediato a la excavación, lo que queda reflejado en convergencias máximas ( $\epsilon_s$ ) del 0,11% del radio del túnel y un espesor máximo de la zona de plastificación  $e \approx 3,5$  m (Fig. 8.2.12). El factor de seguridad calculado para el diseño combinado es de 1,88.

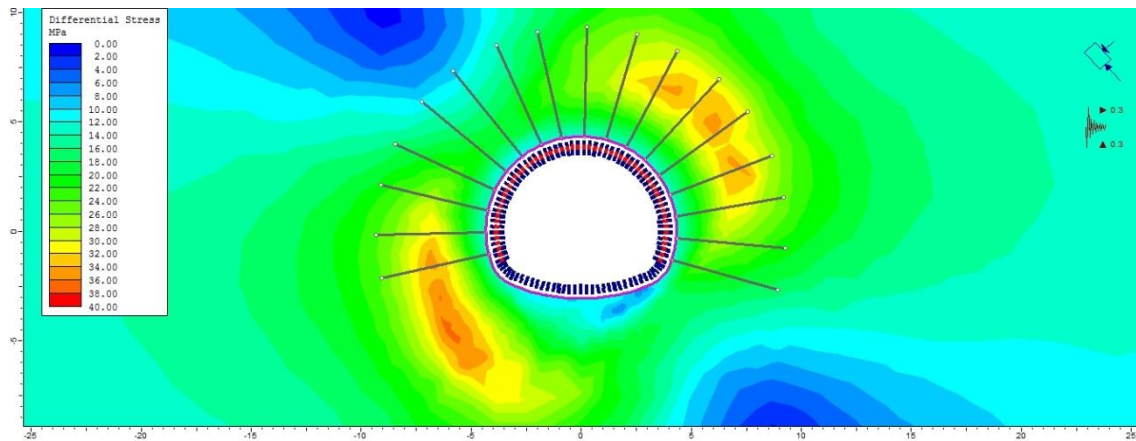


Figura 8.2.11. Esfuerzos diferenciales actuantes en el entorno de la excavación (unidad geotécnica lixiviado estructural;  $GSI \approx 30$ ).

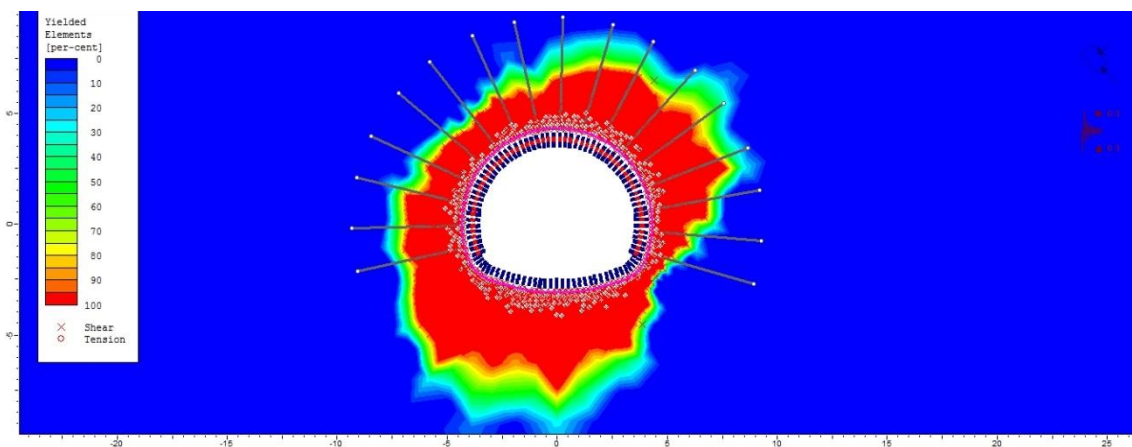


Figura 8.2.12. Zona de plastificación alrededor de la excavación en rocas de la unidad geotécnica lixiviado estructural ( $GSI \approx 30$ ).

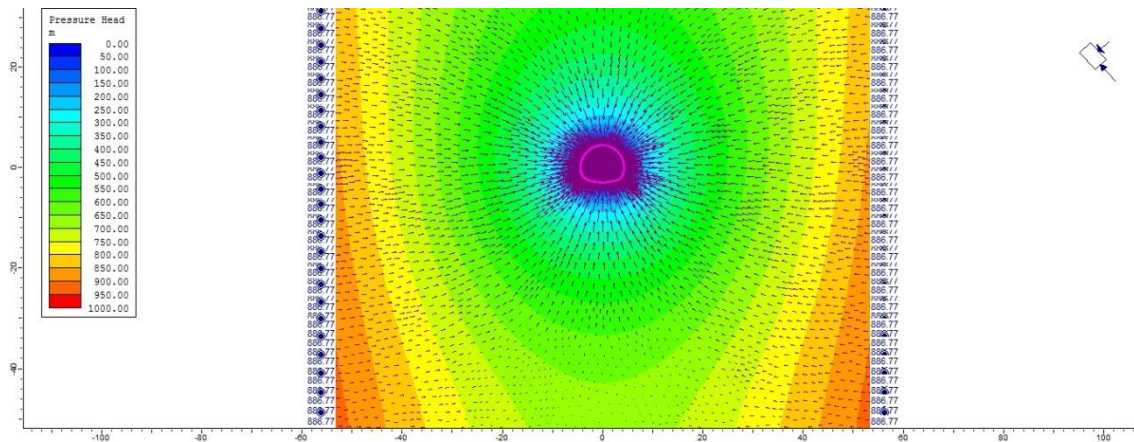


Figura 8.2.13. Efecto de drenaje del túnel sobre rocas de la unidad geotécnica lixiviado estructural ( $GSI \approx 30$ ) a una profundidad de 846,82 m.

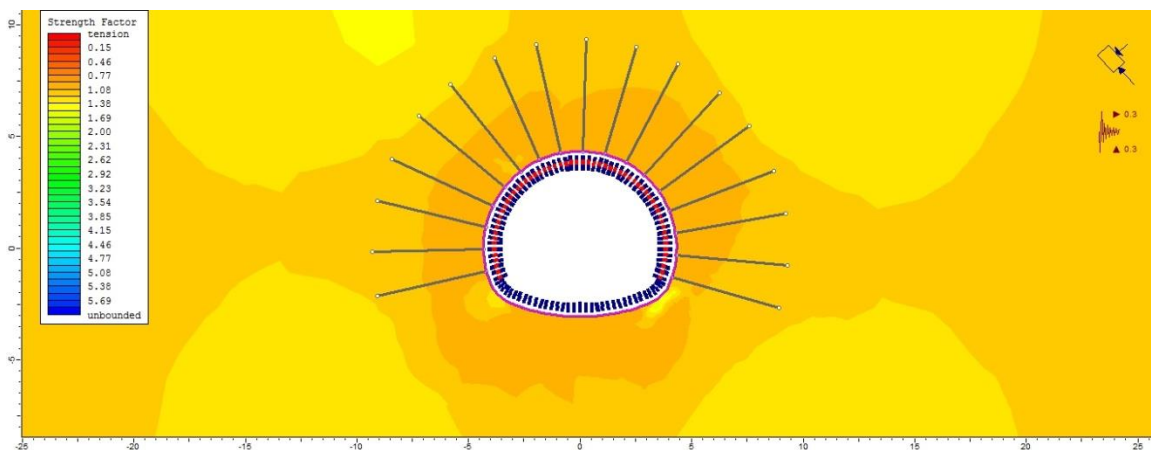


Figura 8.2.14. Comprobación del factor de resistencia en el entorno de la excavación (geotécnica lixiviado estructural ( $GSI \approx 30$ ) a una profundidad de 846,82 m).

### 8.3. Síntesis de los resultados.

En la tabla 8.3, se resumen los resultados de las simulaciones entre los que se incluyen los parámetros de caracterización del macizo rocoso, las consideraciones del tipo y método de avance, y los cálculos analíticos y diseño final del sostenimiento.



z (m)	U. G.	Parámetros de caracterización del macizo										Diseño excavación				Cálculo sostenimiento					Diseño sostenimiento					
		$\sigma_{ci}$ (MPa)	$m_i$	D	$\nu_m$	GSI	RQD	RMR <sub>sp</sub>	$Q_{95}$	ICE	FF/m <sup>2</sup>	s (m)	Tipo sección	Long. Pase (m) f(Q)	Long. Pase (m) f(GSI)	Método Avance	U <sub>max</sub> (m)	U <sub>mix</sub> (%)	FS	U <sub>1</sub> (m)	U <sub>2</sub> (m)	Hormigón Proyectado	Balones s <sub>i</sub> (L)	s <sub>1</sub> x s <sub>2</sub>	Cerechas	Especiales (*)
100	UGLE	51,694	23,74	0,00	0,38	30	41	26	0,009	43,40	17	0,06	T	0,49	2,00	Escarificado	0,015	0,051	7,15	0,009	0,008	0,175m c/fibras	1m x 1m (4m)	No	No	PFV
100	UGLE	51,694	23,74	0,10	0,36	40	61	38	0,067	71,56	13	0,08	T	1,09	2,50	Voladura controlada	0,009	0,003	54,70	0,006	0,005	0,15m c/fibras	1,25m x 1,25m (4m)	No	No	PFV
100	UGLE	51,694	23,74	0,10	0,34	50	81	56	2,025	151,48	6	0,17	T	4,24	3,50	Voladura controlada	0,003	0,015	6,67	0,003	0,002	0,05m c/fibras	1,75m x 1,75m (3-4m)	No	No	PFV
400	UGLE	51,694	23,74	0,00	0,38	30	41	26	0,009	10,10	17	0,06	C	0,49	2,00	Escarificado	0,094	0,023	7,53	0,044	0,059	0,20m c/fibras	No	HEB 180 a 1m	PFV+CBV+PPS	
400	UGLE	51,694	23,74	0,10	0,36	40	61	38	0,067	16,65	13	0,08	C	1,09	2,50	Voladura controlada	0,038	0,024	9,99	0,024	0,022	0,20m c/fibras	No	HEB 180 a 1m	PFV+CBV+PPS	
400	UGLE	51,694	23,74	0,15	0,34	50	81	56	2,025	29,33	6	0,17	T	4,24	3,50	Voladura controlada	0,021	0,014	12,99	0,012	0,014	0,20m c/fibras	No	HEB 180 a 1m	PFV+PPS	
846,82	UGLE	51,694	23,74	0,00	0,38	30	41	26	0,009	5,11	17	0,06	C	0,49	2,00	Escarificado	0,265	0,110	1,88	0,133	0,114	0,25m c/fibras	1m x 0,75m (5m)	HEB 180 a 0,75m	PFV+CBV+PPS	
846,82	UGLE	51,694	23,74	0,10	0,36	40	61	38	0,067	8,43	13	0,08	C	1,09	2,50	Voladura controlada	0,127	0,053	3,40	0,077	0,064	0,25m c/fibras	1m x 0,75m (5m)	HEB 180 a 0,75m	PFV+CBV+PPS	
846,82	UGLE	51,694	23,74	0,15	0,34	50	81	56	2,025	14,34	6	0,17	C	4,24	3,00	Voladura controlada	0,072	0,029	8,30	0,057	0,040	0,20m c/fibras	No	HEB 180 a 1m	PFV+CBV+PPS	
100	UGAS	146,53	18,69	0,60	0,35	60	87	57	0,363	419,53	7	0,14	T	2,13	5,00	Voladura	0,001	0,004	22,83	0,001	0,001	0,03m c/fibras	2m x 2m (3m)	No	No	No
100	UGAS	146,53	18,69	0,60	0,34	65	92	70	7,667	721,12	5	0,20	T	7,23	5,00	Voladura	0,001	0,003	31,14	0,001	0,001	0,03m c/fibras	2m x 2m (3m)	No	No	No
100	UGAS	146,53	18,69	0,60	0,33	70	97	82	28,741	1188,93	3	0,33	T	12,26	5,00	Voladura	0,001	0,002	38,06	0,001	0,001	0,03m c/fibras	2m x 2m (3m)	No	No	No
400	UGA	126,75	18,89	0,50	0,39	45	72	48	0,066	56,88	10	0,10	T	1,08	3,00	Voladura	0,019	0,016	7,80	0,013	0,012	0,15m c/fibras	1,25m x 1,25m (4m)	No	No	No
400	UGA	126,75	18,89	0,50	0,37	57	86	62	0,956	101,94	6	0,17	T	3,14	4,00	Voladura	0,009	0,001	16,60	0,006	0,007	0,10m c/fibras	1,5m x 1,5m (4m)	No	No	No
400	UGA	126,75	18,89	0,45	0,34	69	100	79	22,222	170,84	2	0,50	T	11,06	5,00	Voladura	0,003	0,008	12,88	0,003	0,002	0,05m c/fibras	1,75m x 1,75m (4m)	No	No	No
846,82	UGA	126,75	18,89	0,45	0,39	45	72	48	0,066	25,90	10	0,10	T	1,08	3,00	Voladura	0,056	0,274	3,73	0,042	0,033	0,20m c/fibras	No	HEB 180 a 1m	PFV+PPS	
846,82	UGA	126,75	18,89	0,50	0,37	57	86	62	0,478	46,42	6	0,17	T	2,38	4,00	Voladura	0,026	0,050	8,89	0,021	0,018	0,175m c/fibras	1m x 1m (5m)	No	No	No
846,82	UGA	126,75	18,89	0,50	0,34	69	100	79	11,111	75,10	2	0,50	T	8,38	5,00	Voladura	0,009	0,025	3,44	0,008	0,007	0,15m c/fibras	1,25m x 1,25m (5m)	No	No	No
846,82	UGO	114,46	14,47	0,30	0,37	41	66	44	0,024	21,45	13	0,08	T	0,72	2,50	Voladura	0,079	0,442	2,81	0,056	0,041	0,20m c/fibras	No	HEB 180 a 1m	PFV+PPS	
846,82	UGO	114,46	14,47	0,35	0,35	51	82	57	0,513	63,36	7	0,14	T	2,45	3,50	Voladura	0,036	0,105	3,57	0,029	0,023	0,15m c/fibras	1,25m x 1,25m (5m)	No	No	No
846,82	UGO	114,46	14,47	0,37	0,33	61	98	80	21,778	77,20	2	0,50	T	10,97	5,00	Voladura	0,018	0,020	3,85	0,015	0,014	0,15m c/fibras	1,25m x 1,25m (5m)	No	No	No

(\*) Fajas de fibra de vidrio en frente (PFV)  
Paraguas de pre-sostenimiento (PPS)  
Contraboveda (CBV)

Tabla 8.3. Resumen de resultados de las simulaciones efectuadas.

## 9. Propuesta definitiva de sostenimiento: secciones tipo.

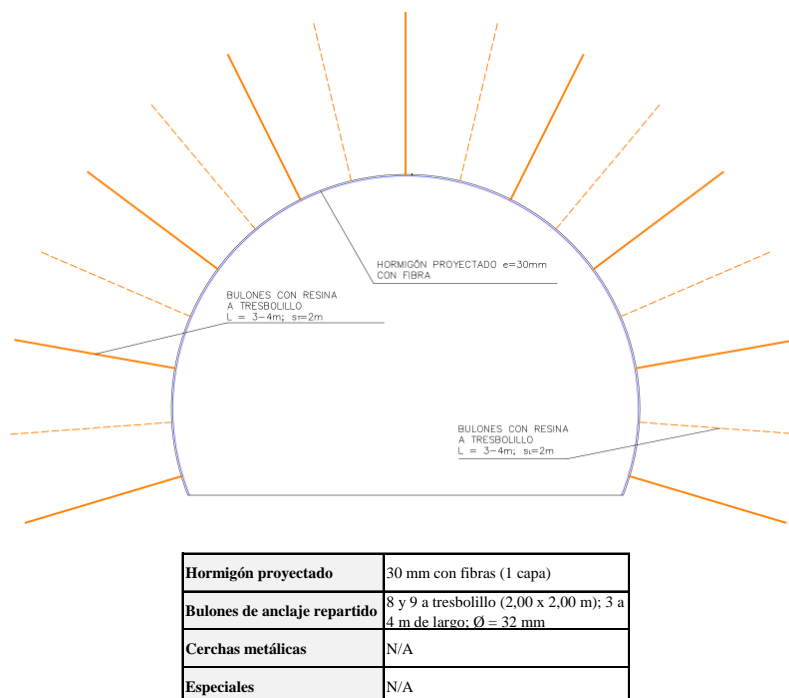
Considerando la clasificación tenso-deformacional de excavaciones subterráneas basada en el Índice de Comportamiento Elástico (Celada et al., 2010; Tabla 9), se elaboraron 6 tipos de sostenimiento predefinidos con 8 variantes en total.

Siguiendo las metodologías expuestas en apartados anteriores se diseñaron y comprobaron las secciones tipo para, posteriormente, ser clasificadas según el Índice de Comportamiento Elástico. De este modo se pretende utilizar el *ICE* para definir el sostenimiento.

Índice de comportamiento elástico, ICE (Celada et al., 2010)		Tipo de sostenimiento	Valoración ICE
ICE	Comportamiento esfuerzo-deformación	TS1A	>200
>130	Totalmente elástico	TS1B	>130
90-130	En el límite elasto-plástico	TS2	90-130
50-90	Plastificación moderada	TS3	50-90
30-50	Plastificación intensa	TS4	30-50
10-30	Plastificación muy intensa	TSSA	20-30
<10	Plastificación extrema	TSSB	10-20
		TS6	<10

**Tabla 9.** Clasificación tenso – deformacional y tabla con los valores del *ICE* para los diferentes tipos de sostenimiento definidos.

El tipo de sostenimiento TS1 fue desarrollado considerando un comportamiento reológico totalmente lineal del macizo rocoso. Se han subdividido en dos: TS1A, *ICE*>200 (Fig. 9.1), y TS1B, *ICE* entre 130 y 200 (Fig. 9.2). Ambos diseños contemplan la instalación de bulones de anclaje repartido (longitud de 3 a 4 m;  $\varnothing = 32$  mm) dispuestos radialmente y una única capa de hormigón proyectado con fibras.



**Figura 9.1.** Tipo de sostenimiento TS1A.

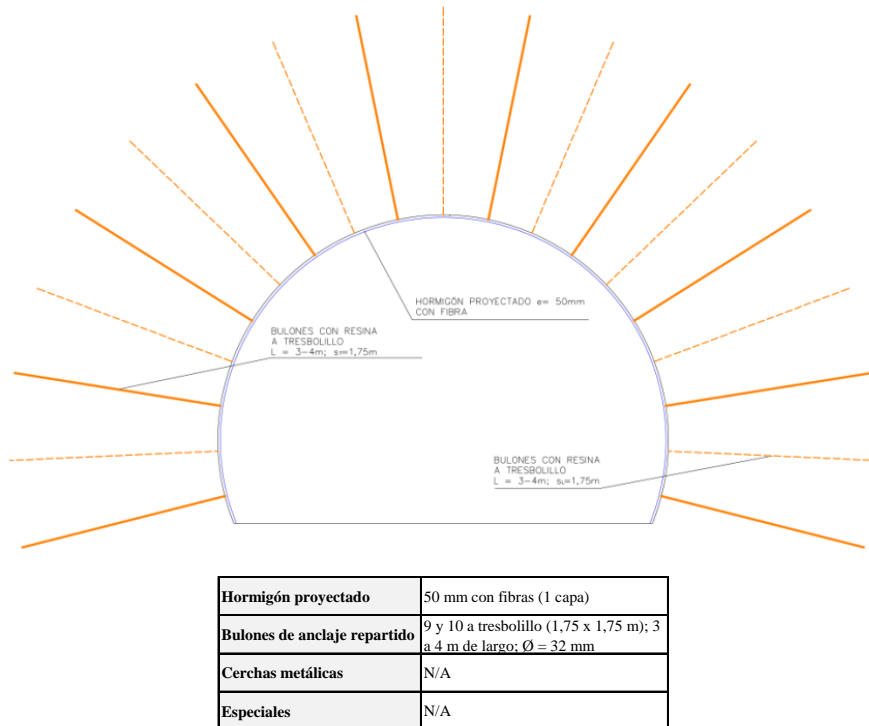


Figura 9.2. Tipo de sostenimiento TS1B.

En el caso del tipo de sostenimiento TS2 (Fig. 9.4), se propone la utilización de hormigón proyectado con fibras en 2 capas de 50 mm cada una, con bulones de anclaje repartido (longitud de 3 a 4 m;  $\text{Ø} = 32$  mm) instalados a tresbolillo y espaciados en patrón 1,50 x 1,50. Este sostenimiento se plantea para el confinamiento de macizos rocosos con comportamiento tenso-deformacional en el límite elástico – plástico (*ICE* entre 90 y 130; Fig. 9.3).

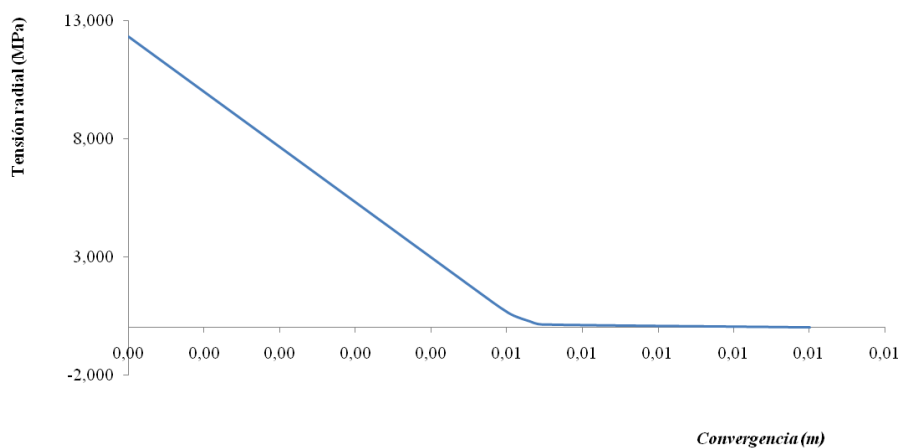


Figura 9.3. Comportamiento reológico en el límite elástico – plástico. Curva de convergencia correspondiente a la unidad geotécnica anfibolitas para valores de *GSI* aproximados de 57.

Para macizos rocosos con Índice de Comportamiento Elástico en el rango 50-90, plastificación moderada, se propone un sistema de sostenimiento combinado (tipo de sostenimiento TS3; Fig. 9.5) constituido por hormigón proyectado con fibras con espesor total



de 150 mm en 2 capas, una previa a la instalación del bulonado (100 mm) y una segunda posterior (50 mm); además, se han considerado la instalación de bulones de anclaje repartido con resina (longitud de 4 m;  $\varnothing = 32$  mm) orientados normalmente a las paredes del túnel y espaciados según un patrón a tresbolillo de 1,25 x 1,25 m.

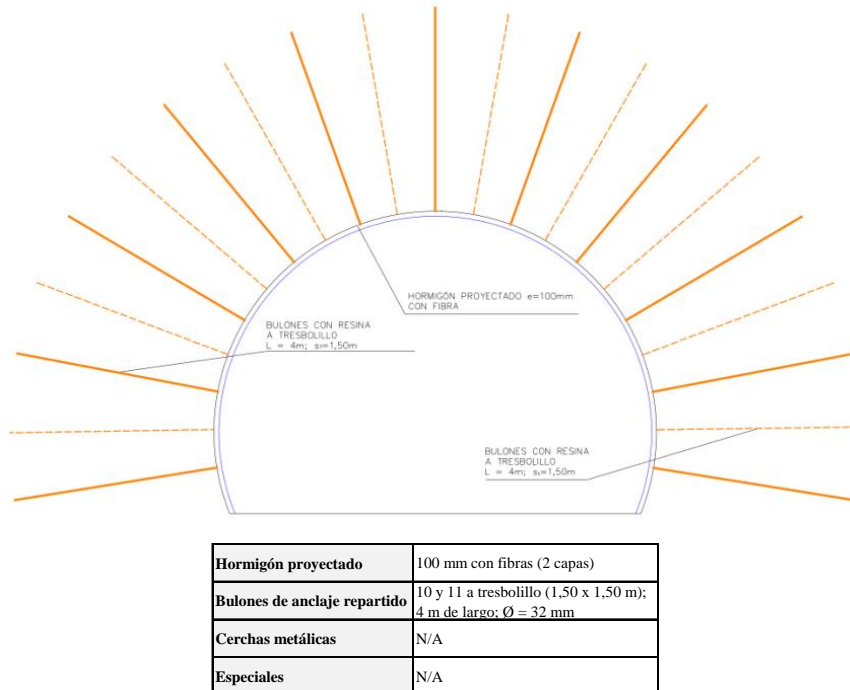


Figura 9.4. Tipo de sostenimiento TS2.

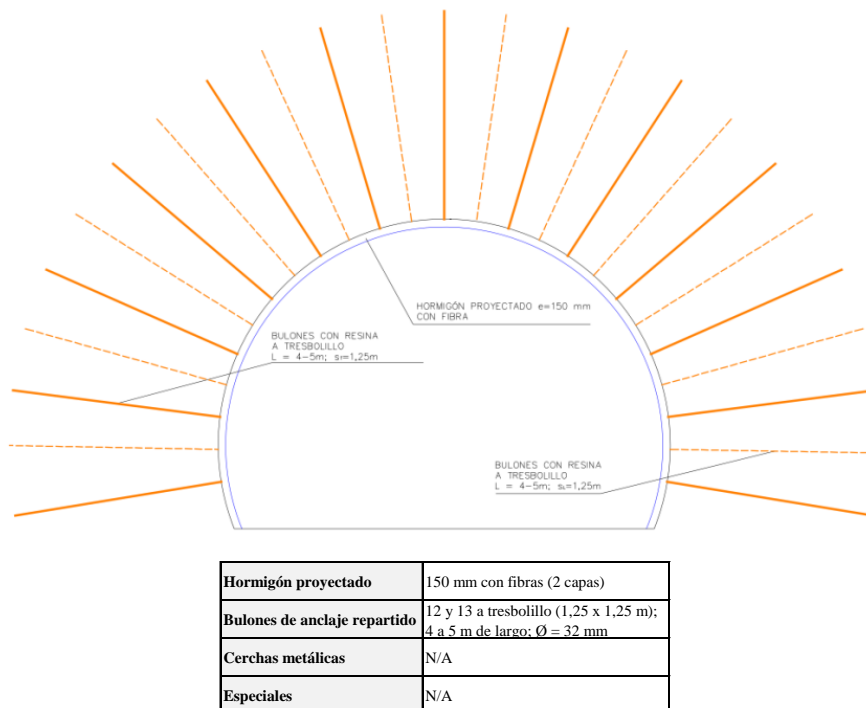
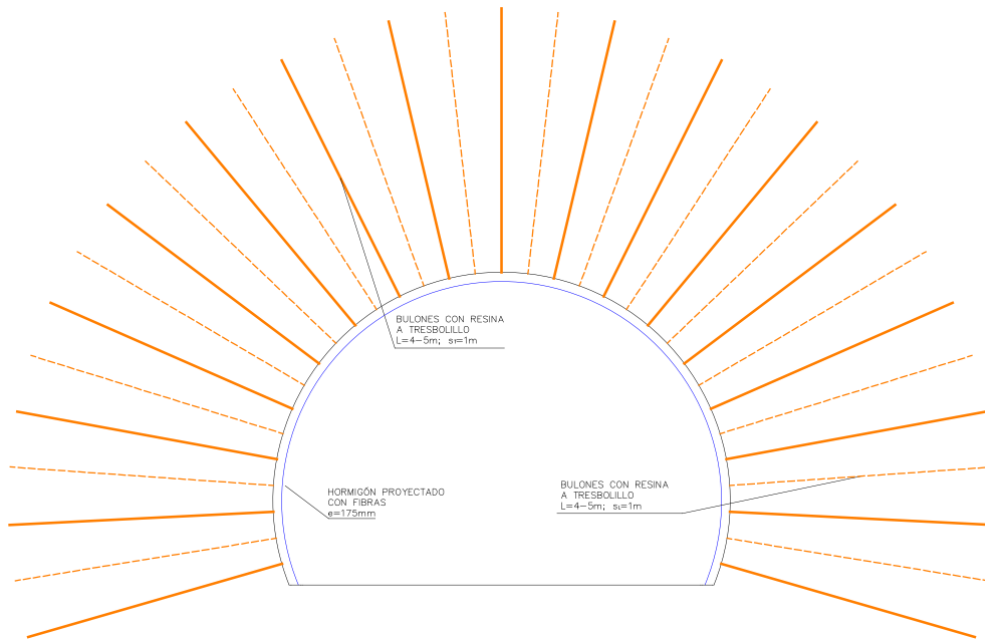


Figura 9.5. Tipo de sostenimiento TS3.



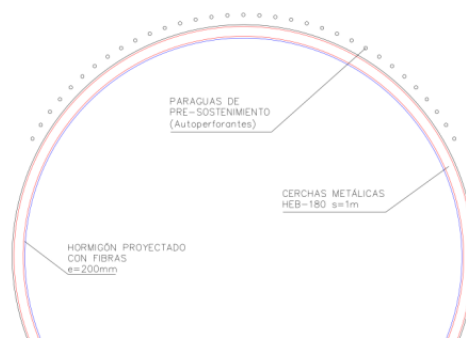


En el caso de macizos con plastificación intensa, se establece un aumento del espesor del hormigón proyectado con fibras a 175 en 2 o 3 capas, considerando la primera de capa de 100 mm. De la misma manera, se propone una disminución de los espaciados entre bulones de anclaje repartido considerando un patrón de 1 x 1 m a tresbolillo y longitudes de 4 a 5 m (Fig. 9.6). Este tipo de sostenimiento ha sido comprobado exitosamente en macizos de la unidad geotécnica anfíbolitas (UGA) con *GSI* aproximados 55 – 60 a una profundidad de 846,82 m.



<b>Hormigón proyectado</b>	175 mm con fibras (2 o 3 capas)
<b>Bulones de anclaje repartido</b>	16 y 17 a tresbolillo (1,00 x 1,00 m); 4 a 5 m de largo; $\varnothing = 32$ mm
<b>Cerchas metálicas</b>	N/A
<b>Especiales</b>	N/A

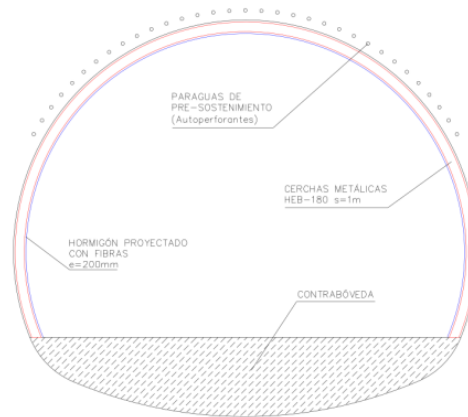
Figura 9.6. Tipo de sostenimiento TS4.



<b>Hormigón proyectado</b>	200 mm con fibras (2 o 3 capas)
<b>Bulones de anclaje repartido</b>	En bóveda si fuera necesario
<b>Cerchas metálicas</b>	HEB-180; s = 1,00 m
<b>Especiales (opcionales)</b>	PPS (32 a 33 autoperforantes de $\varnothing = 32$ mm); PFV en frente

Figura 9.7. Tipo de sostenimiento TS5A.





Hormigón proyectado	200 mm con fibras (2 o 3 capas)
Bulones de anclaje repartido	En bóveda si fuera necesario
Cerchas metálicas	HEB-180; s = 1,00 m
Especiales (opcionales)	PPS (32 a 33 autoperforantes de $\varnothing = 32$ mm); PFV en frente; CBV

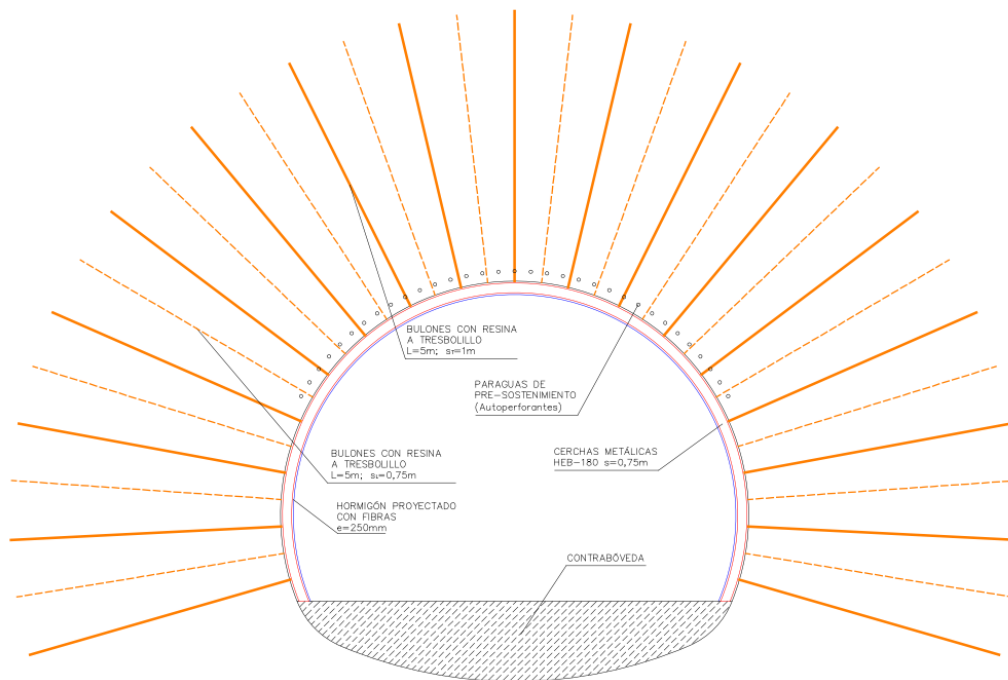
Figura 9.8. Tipo de sostenimiento TS5B.

En macizos con plastificación muy intensa (Tabla 9), se ha considerado la utilización de cerchas metálicas tipo HEB-180 espaciadas a un metro y arriostradas por tresillones, inmersas en 200 mm de hormigón proyectado con fibra (2 o 3 capas). Por otro lado, se proponen medidas especiales como la instalación de pernos autoperforantes de 6 m de longitud en bóveda (de hombro a hombro) con una inclinación positiva de  $5^\circ$  con respecto a la horizontal y distanciados entre sí 30 cm; además de la instalación de pernos de fibra de vidrio en el frente una vez sellado (en casos de control estructural que pudieran provocar sobrecavaciones en bóveda). Todas estas medidas de sostenimiento incluidas en el diseño TS5A y TS5B (Figs 9.7 y 9.8) han sido comprobadas con coberturas variables y macizos de calidad mala a regular (*RMR* II-III; Bieniawski, 1989). En el caso de Índices de Comportamiento Elástico menores de 20, se propone la excavación de contrabóveda que permita un mejor reparto tensional alrededor de la excavación y consecuentemente mayor estabilidad.

La instalación del tipo de sostenimiento TS6 (Fig. 9.9) está prevista para casos de plastificación extrema del macizo ( $ICE < 10$ ), en los que el comportamiento tenso-deformacional de los materiales plantea medidas y procedimientos especiales en la estabilización. Se plantea para avances ejecutados en sección con contrabóveda mediante medios mecánicos o voladuras controladas, en los que el saneamiento y estabilización mediante la primera capa de hormigón proyectado adquieren gran relevancia; se establece saneamiento evitando en la medida de lo posible las vibraciones y el uso de agua, además de proyección de gunita reforzada de fraguado rápido. El diseño de este tipo de sostenimiento incorpora nuevamente la instalación de bulones de anclaje repartido (longitudes de 5 m;  $\varnothing = 32$  mm) intercalados entre cerchas, que actúen convirtiendo los esfuerzos convergentes en



tensiones tangenciales; la proyección de 250 mm de gunita reforzada con fibras en 3 capas, siendo la primera de al menos 100 mm de espesor; y la instalación de cerchas rígidas HEB-180 (perfil tipo  $\Omega$ ) arriostradas mediante tresillones y espaciadas a 0,75 m.



Hormigón proyectado	250 mm con fibras (3 capas)
Bulones de anclaje repartido	16 y 17 a tresbolillo (1,00 x 1,00 m); 4 a 5 m de largo; $\varnothing = 32$ mm
Cerchas metálicas	HEB-180; $s = 0,75$ m
Especiales (opcionales)	PPS (32 a 33 autoperforantes de $\varnothing = 32$ mm); PFV en frente; CBV

Figura 9.9. Tipo de sostenimiento TS6.

## 10. Conclusiones y líneas de futuro.

### 10.1. Conclusiones.

En el presente Trabajo de Fin de Máster se ha llevado a cabo el análisis y caracterización del comportamiento geomecánico de un túnel con recubrimiento variable, a partir de la documentación preliminar y antecedentes geológico-geotécnicos. Para ello se ha realizado un análisis de los principales factores geológicos que intervienen en el comportamiento del macizo y una caracterización estructural e hidrogeológica del macizo que ha permitido definir las unidades geotécnicas. Posteriormente se ha simulado el estado tensional del túnel proyectado y se han valorado los parámetros geomecánicos característicos de los materiales a atravesar. Una vez definidos los umbrales de deformación admisible asociada a la interacción terreno – sostenimiento, se han clasificado las secciones tipo de sostenimiento y se han valorado la resistencia y rigidez de los elementos de sostenimiento, comprobando su comportamiento.



Las principales conclusiones obtenidas han sido:

- I. Se ha realizado la caracterización geotécnica – estructural del macizo rocoso, en la que se evidenciaron materiales con comportamientos reológicos muy diferentes.
- II. Se ha obtenido un macizo rocoso de calidad buena a regular (II-III; Bieniawski, 1989), con una estabilidad general fuertemente condicionada por el campo tensional y una estabilidad local definida por las características propias de las discontinuidades del macizo (orientación, potencia, relleno, etc.) y por el nivel de confinamiento.
- III. Se han empleado diferentes métodos de análisis incluyendo métodos empíricos, para los cuales se han utilizado únicamente las caracterizaciones realizadas por el autor.
- IV. Los análisis de estabilidad realizados, han considerado el comportamiento de los materiales ante la exposición a campos tensionales variables en función de la profundidad y el tectonismo de la zona, por lo que el comportamiento reológico ha sido diferente en cada caso estudiado.
- V. Asimismo, las condiciones hidrogeológicas consideradas en los análisis, suponen una conductividad hidráulica homogénea e isotrópica.
- VI. Con la intención de considerar los efectos de la sismicidad sobre las deformaciones resultantes, se han aplicado coeficientes de carga sísmica horizontal y vertical de 0,3.
- VII. Se han realizado propuestas de diseño y recomendaciones de avance. Por razones de rendimiento, se considera longitudes de pase mínimas de 2 m y máximas de 5 m por ciclo.
- VIII. En cuanto al diseño de las secciones tipo, la elección de los elementos de sostenimiento se ha visto condicionada por las limitaciones del software de análisis. En base a lo anterior, se han diseñado ocho tipos de sostenimiento, los cuales cubren un amplio espectro de posibles situaciones geotécnicas y estructurales que podrían ser encontradas durante la excavación del túnel. En general, los elementos considerados para las distintos tipos de sostenimiento, consisten en bulones de anclaje repartido resinados ( $\varnothing = 32$  mm) con longitudes variables de entre 3 y 5 m, espaciados en patrones que van desde 2 x 2 m a 1 x 1 m; hormigón proyectado reforzado con fibras con espesores que van desde los 30 mm a los 250 mm; cerchas metálicas tipo HEB-180 (TS5A, TS5B y TS6) arriostradas con tresillones y espaciados que varían entre 0,75 y 1 m; además de medidas especiales como los pernos de fibra de vidrio para casos de control estructural del frente de la excavación



o paraguas de pre-sostenimiento para evitar sobrexexcavaciones de la bóveda en avances ulteriores.

- IX. Las modelizaciones realizadas con el programa Phase2 indican que, en general, el comportamiento de la excavación es concordante con los diseños estimados. Las zonas de plastificación alrededor de las excavaciones no superan los 2 m y las convergencias radiales están bajo el 0,10% para los parámetros promedios considerados. En el caso de coberturas superiores a 800 m y en el rango inferior de *GSI*, se observan zonas de plastificación de hasta 3,5 m y deformaciones radiales menores a 0,45%, lo que indica que algunos sectores experimentarán mayor deformación, particularmente en zonas de falla importantes a partir del Pk 3+000.
- X. Por tanto, en general, el comportamiento geotécnico estimado es favorable en términos deformacionales y no debería presentar mayores problemas de estabilidad, excepto en el caso de eventuales zonas de debilidad puntuales que presenten muy mala calidad geotécnica.
- XI. Por todo lo anterior, la aplicación de métodos de cálculo numéricos actuales propicia un reajuste indispensable de los diseños de sostenimiento, permitiendo verificar y controlar los factores que intervienen en la estabilidad de una excavación y que estará fuertemente condicionado por el nivel de conocimiento y capacidad de estudio de los factores geológicos.

## **10.2. Líneas de trabajo futuro.**

Las principales líneas de futuro que se presentan son:

- Mejorar la caracterización hidrogeológica, estructural y el modelo tensional del caso de estudio utilizando perfiles sísmicos de refracción, nuevas testificaciones de sondeos, o incluso realizando nuevos ensayos hidrogeológicos o de estimación de las tensiones naturales.
- Optimización de la clasificación de secciones tipo de sostenimiento realizando el análisis para otros recubrimientos. Asimismo, hay dos zonas del túnel donde podría profundizar: el diseño del sostenimiento del emboquille del túnel (en el que se deberían tener en cuenta un mayor efecto de las discontinuidades sobre la estabilidad de la excavación por pérdida de confinamiento y aumento de la anisotropía del campo tensional) y la simulación y análisis de la caverna que



conectará el túnel estudiado con galerías de conexión a un túnel aledaño y la interacción entre las diferentes excavaciones.

- Análisis de estabilidad local. Esto último podría abrir el camino a la planificación de una campaña de instrumentación que considerase los tramos más vulnerables del túnel.
- Una vía de futuro alternativa sería el análisis de las convergencias del túnel previamente a la instalación de sostenimiento, durante la relajación del macizo, y entre las diferentes fases de instalación del sostenimiento, pues como es lógico, no se produce una “instalación instantánea del sostenimiento”. Esto sería complicado, pero permitiría un análisis más objetivo del comportamiento del sostenimiento y por tanto más eficaz (análisis del factor tiempo).
- Finalmente, sería de gran interés la aplicación de los resultados de este Trabajo de Fin de Máster a túneles similares en cuanto a los materiales atravesados, a sus características geométricas, a su recubrimiento o a su estado tensional. Como es poco probable la existencia de túneles similares, podría compararse con otras galerías mineras.



## **11. Referencias bibliográficas.**

Arnott, A. y Zentilli, M. (2003). The Chuquicamata Intrusive Complex: Its reaction to the Fortuna Intrusive Complex, and the role of the Banco Porphiry in the potassic alteration zone. 10° Congreso Geológico Chileno, Concepción, Chile, 2003, 10 pp.

Barton, N.; Lien, R.; y Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, volumen 6, N° 4, pp. 189-236.

Barton, N. (1995). The influence of joint properties in modelling jointed rock masses. Keynote Lecture, 8th ISRM Congress, Tokyo, 3, pp.1023-1032.

Barton, N. y Bieniawski, Z. T. (2008). RMR and Q – Setting records Straight. *Tunels and Tunnelling international*, febrero de 2008, pp. 26-29.

Bieniawski, Z.T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications*. New York, EE.UU., Wiley, 272 pp.

Bieniawski, Z. T. (2011). Errores en la aplicación de las clasificaciones geomecánicas y su corrección. *Caracterización geotécnica del terreno, Geocontrol*, Madrid, junio de 2011, 33 pp.

Bureau of Reclamation (1977). *Ground Water Manual*. U.S. Department of the Interior, second edition, 662 pp.

Cai, J. S. (2010). Practical Estimates of Tensile Strength and Hoek–Brown Strength Parameter  $m_i$  of Brittle Rocks. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 43, pp. 167-184. DOI 10.1007/s00603-009-0053-1

Caine, J. S.; Evans, J. P.; y Forster, C. B. (1996). Fault zone architecture and permeability structure. *Geology*, volumen 24, n° 11, páginas 1025 a 1028.

Carranza-Torres, C. y Fairhurst, C. (2000). Application of the Convergence-Confinement Method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. *Tunneling and Underground Space Technology*, volumen 15, N°2, pp. 187-213.

Celada, B.; Fernández, M.; Rodríguez, A.; y Tardáguila, I. (2010). Definición preliminar de las secciones tipo de sostenimiento en los túneles proyectados por métodos convencionales. *Ingeopres*, n°192, mayo de 2010, pp. 16-22.

Celada, B. (2011). Dimensioning tunnel support by design methodology. *Taller sobre Diseño de Túneles de Carretera, Manual de Túneles y Obras Subterráneas*, tomo 1, capítulo 23, pp. 815-854.

Deere, D. U. y Deere, D. W. (1989). *Rock Quality Designation (RQD) after twenty years*. U.S. Army Corps of Engineers, Contract Report GL-89-1, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 67 pp.



Evans, J. P., Forster, C. B., and Goddard, J. V., (1997). Permeabilities of fault-related rocks and implications for fault-zone hydraulic structure. *Journal of Structural Geology*, volumen 19, pp. 1393 a 1404. DOI 10.1016/S0191-8141(97)00057-6.

Franklin, J. A.; Broch, E.; y Walton, G. (1971). Logging the mechanical character of rock. *Institution of Mining and Metallurgy*, 80, enero de 1971, pp. A1-A9.

Freeze, R. A. y Cherry, J. A. (1979). *Groundwater*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 604 pp.

González de Vallejo, L. I.; Serrano, A. A.; Capote, R.; y De Vicente, G. (1988). The state of stress in Spain and its assessment by empirical methods. *Rock Mechanics and Power Plants*, Rotterdam, pp. 165-172.

González de Vallejo, L. I.; Ferrer, M.; Ortuño, L.; y Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Pearson Educación, Prentice Hall, Madrid, 750 pp.

González, R. y Niemeyer, H. (2007). Interacción entre magmas ácidos y básicos en el emplazamiento del Plutón Sierra de Varas (Cordillera Domeyco, norte de Chile). *Revista Geológica de Chile*, volumen 34, N° 1, enero de 2007, pp. 23-47.

González de Vallejo, L. I. e Hijazo, T. (2008). A new method of estimating the ratio between in situ rock stresses and tectonics based on empirical and probabilistic analyses. *Engineering Geology*, 101, pp. 185-194.

Heath, R. C. (1983). *Basic Ground-Water Hidrology*. U.S. Geological Survey Water - Supply, paper 2220, 86 pp.

Hoek, E. y Brown, E. T. (1980). *Underground Excavations in Rock*. Londres, Reino Unido, Institution of Mining and Metallurgy, 527 pp.

Hoek, E. (1983). Strength of jointed rock masses. Twenty-third Rankine Lecture. *Géotechnique*, volumen 33, N° 3, pp. 187–223.

Hoek, E. y Brown, E. T. (1988). The Hoek-Brown Failure Criterion. 15<sup>th</sup> Canadian Rock Mechanics Symposium, pp. 31-38.

Hoek, E.; Wood, D.; y Shah, S. (1992). A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses. *Proc. Rock Characterization, Symposium of the International Society of Rock Mechanics, Eurock '92*, British Geotechnical Society, Londres, (Editado por Hudson, J.A.), pp. 209-214.

Hoek E.; Kaiser P. K.; y Bawden W. F. (1995). Support of underground excavations in hard rock. Rotterdam, Balkema, 215 pp.

Hoek, E. y Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, volumen 34, N° 8, diciembre de 1997, pp. 1165-1186. DOI: 10.2113/96.2.249.





Hoek, E.; Carranza-Torres, C.; y Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion — 2002 edition. Proc. North American Rock Mechanics Society. Toronto, julio de 2002, N°1, pp. 267-273.

Hoek, E. (2005). Uniaxial compressive strength versus Global strength in the Hoek - Brown criterion. Technical note for RocNews, Vancouver, marzo de 2005, 5 pp.

Hoek, E. y Diederichs, M. S. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 43, pp. 203-215.

Hoek, E.; Carranza-Torres, C.; Diederichs, M.; y Corkum, B. (2008). The 2008 Kersten Lecture: Integration of geotechnical and structural design in tunneling. University of Minnesota 56th Annual Geotechnical Engineering Conference, Minneapolis, febrero de 2008, 53 pp.

Hormazabal, E.; Soto, C.; Russo, A.; y Carranza-Torres, C. (2012). Estimation of support requirement for large diameter ventilation shaft at Chuquicamata underground mine in Chile. Harmonising Rock Engineering and the Environment, Taylor and Francis Group, Londres, pp. 1511-1520.

Hudson, J. A. y Harrison, J. P. (1997). Engineering rock mechanics: an introduction to the principles. Oxford, Inglaterra, Pergamon, 444 pp.

Instituto Geológico y Minero de España, IGME (1984). Delimitación de las condiciones de utilización para la aplicación de las técnicas de sostenimientos activos en la minería española. Ministerio de Industria y Energía, Secretaría de la Energía y Recursos Minerales, tomo I, Madrid, diciembre de 1984, 279 pp.

International Society of Rock Mechanics, ISRM (1977). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. & Geomechanics Abstracts, volumen 15, octubre de 1977, pp. 319-368.

Jaeger, J. C.; Cook, N. G. W.; y Zimmerman, R. W. (2007). Fundamentals of Rock Mechanics. 4th edition, Malden, MA, United States, Blackwell Publishing, 475 pp.

Labuz, J. F. y Zang, A. (). Mohr–Coulomb Failure Criterion. Rock Mechanics and Rock Engineering, volumen 45, pp. 975–979. DOI 10.1007/s00603-012-0281-7

Lucassen, F. y Franz, G. (1996). Magmatic arc metamorphism: petrology and temperature history of metabasic rocks in the Coastal Cordillera of northern Chile. Journal of Metamorphic Geology, 1996, 14, pp. 249-265.

Manual de carreteras, 2014. Instrucciones y criterios de diseño. Dirección de vialidad. Ministerio de Obras públicas. Volumen 3.



Mariee, A. A.; Belal, A. M.; y El-Desouky, A. (2009). Application of the Convergence-Confinement approach to analyze the rock-lining interaction in tunnels (Case Study, Shimizu Tunnel). 13th International Conference ASAT, Cairo (Egypt), mayo de 2009, 11 pp.

Marinos, P. y Hoek E. (2000). GSI - A geologically friendly tool for rock mass strength estimation. GeoEng2000 Conference, Melbourne, pp. 1422-1442.

Marinovic, N. y Lahsen, A. (1984). Geología de la Hoja Calama, Región de Antofagasta. Servicio Nacional de Geología y Minería, Carta Geológica de Chile N°58, escala 1:1.000.000, Publicación geológica digital N° 4, 2003, ISSN 0717-9006 Inscripción N° 132.013.

McNutt, R.H. et al. (1975). Initial  $^{87}\text{Sr}/^{86}\text{Sr}$  ratios of plutonic and volcanic rocks of the central Andes between latitudes 26 degrees and 29 degrees south. Earth and Planetary Science Letters, 1975, 27 (2), pp. 305-313.

Mitchell, T. M. y Faulkner, D. R. (2012). Towards quantifying the matrix permeability of fault damage zones in low porosity rocks. Earth and Planetary Science Letters, 339-340, páginas 24 a 31.

NGI (2013). Using the Q-system: Rock mass classification and support design. Allkopi AS, Oslo, abril de 2013, 54 pp.

Ossandón, G.; Fréaut, R. C.; Gustafson, L. B.; Lindsay, D. D.; y Zentilli, M. (2001). Geology of the Chuquicamata Mine: A Progress Report. Economic Geology, volumen 96, N° 2, marzo de 2001, pp. 249-270.

Palmström, A. (2005). Measurements of and Correlations between Block Size and Rock Quality Designation (RQD). Tunnels and Underground Space Technology. Volumen 20, pp. 362-377.

Priest, S. D. y Hudson, J. A. (1976). Discontinuity Spacings in Rock. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. & Geomechanics Abstracts, volumen 13, pp. 135-148.

Reinecker, J.; Stephansson, O.; y Zang, A. (2008). Stress analysis from overcoring data. World Stress Map Project, Guidelines: Overcoring, 4 pp.

Rey Sabín, A.; Pardo Fernández, G.; y Hurtado Agra, R. (2010). Túneles y obras subterráneas. Sika, 211 pp.

Rocscience Inc. (2012). Rock support interaction analysis for tunnels in weak rock masses, RocNews, Winter 2012, Canadá: Rocscience Inc, 19 pp.

Romana, M. (2001). Recomendaciones de excavación y sostenimiento para túneles. Ciencia y Técnica de la Ingeniería Civil, Revista de Obras Públicas, marzo 2001, N° 3.408, pp. 19-28.



Sakurai, S. (1997). Lessons from field measurements in tunnelling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, volumen 12, N° 4, pp. 453-460.

Shen, J. y Karakus, M. (2014). Simplified Method for Estimating the Hoek-Brown Constant for Intact Rocks. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, marzo de 2014, 8 pp. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001116

Sheorey, P.R. (1994). A theory of in-situ stress in isotropic and transversely isotropic rock. *International Journal of Rock Mechanics Mining Sciences & Geomechanics*, volumen 31, N° 1. pp. 23-34.

Tomlinson, A. J.; Blanco, N.; García, M.; Baeza, L.; Alcota, H.; Ladino, M.; Pérez de Arce, C.; Fanning, M.; y Martin, M. W. (2012). Permian exhumation of metamorphic complexes in the Calama area: Evidence for flat-slab subduction in northern Chile during the San Rafael tectonic phase and origin of the Central Andean Gravity High. *Congreso Geológico Chileno*, N° 13, sesión temática 2, Geodinámica y Deformación Cortical Andina, Antofagasta, pp. 209-211.

Vásárhelyi, B. (2009). A possible method for estimating the Poisson's Ratios values of rock masses. *Acta Geodaetica et Geophysica of Hungary*, volumen 44, pp. 313-322.

Vlachopoulos, N. y Diederichs, M. S. (2009). Improved longitudinal displacement profiles for convergence confinement analysis of deep tunnels. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 42, pp. 131-146.

Zhang, Y. y Li, X. (2009). Finite element analysis of the stability of tunnel surrounding rock with weak rock layer. *Modern Applied Science Journal*. Volumen 3, N°12, diciembre de 2009, pp. 22-27.