

# Caracterización y comportamiento de un túnel en rocas doleríticas alteradas

## Characterization and behaviour of a tunnel in weathered dolerite

**Davor Simic.** Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Jefe de área de Geotecnia de Ferrovial Agromán.  
Profesor del Departamento de Ingeniería del Terreno. ETSICCP Madrid. Madrid (España). davor.simic@ferrovial.es

**Resumen:** El túnel objeto de estudio es de doble tubo con una longitud media de 2991m y atraviesa la cara oeste de la cadena montañosa "Paliovigla – Paliokazarma – Kazarma" en Grecia, que forma parte del complejo montañoso de las Orthis El objeto fundamental del presente artículo es definir y acotar las distintas unidades geológicas que afectan al túnel a lo largo de su trazado, tanto desde el punto de vista geológico y geotécnico así como el análisis del comportamiento de los sostenimientos aplicados. Para ello se describen los criterios y metodología empleada a tal fin para luego mostrar los resultados obtenidos y sus implicaciones en el diseño, especialmente en los que atañe a los sostenimientos, del túnel.

De acuerdo con lo anterior la estructura y orden de exposición es el siguiente:

- Descripción del entorno geológico, debido a su singularidad y complejidad se presta especial interés en describir su dinámica y estructura a la vez que se caracteriza desde el punto de vista petrográfico, aspectos íntimamente relacionados.
- Caracterización geomecánica de los materiales que afectan al túnel aplicando el método y clasificación Rock Mass Rating (RMR) desarrollado por Bieniawski en 1989 y el índice Q desarrollado por Barton en 1974.
- Evaluación crítica de los sostenimientos del túnel. Aquí se compararan los sostenimientos aplicados con los estimados a partir de los valores Q obtenidos en punto anterior.
- Deformabilidad del macizo rocoso a partir de la clasificación geomecánica
- Análisis de riesgo de fluencia
- Estudio del comportamiento del macizo rocoso durante la excavación del túnel

Como conclusión se refleja la idoneidad de los distintos sostenimientos para hacer frente a las deformaciones del macizo.

**Palabras Clave:** Túneles; Fluencia; Sostenimientos

**Abstract:** The subject of the study is a double-tube tunnel with an average length of 2991 m crossing the western slopes of the "Paliovigla-Paliokazarma-Kazarma" ridge of the Othrys massif in Greece. The main object of the article is to define and establish the different geological units affecting the tunnel throughout the route, from a geological and geotechnical point of view, and to analyze the behaviour of the supports applied. The article sets out by describing the criteria and methodology employed to this effect and then goes on to indicate the results obtained and their design implications and particularly in respect to the tunnel supports.

With this in mind, the article will subsequently be laid out and arranged as follows:

- Description of the geological environment. On account of the complexity and singularity of this environment, particular reference is made to the dynamics and structure of this environment and the interrelated aspects of the same from a petrographic point of view.
- Geomechanical characterization of the materials affecting the tunnel using the Rock Mass Rating (RMR) method developed by Bieniawski in 1989 and the Barton "Q" Index developed in 1974.
- Critical evaluation of the tunnel supports. The applied supports are compared with those estimated on the basis of the "Q" values obtained earlier.
- Rock mass deformation according to geomechanical classification.
- Creep risk analysis
- Study of the behaviour of the rock mass during the excavation of the tunnel.

By way of conclusion, reference is made to the suitability of the different supports to offset rock deformation.

**Keywords:** Tunnels; Creep; Supports

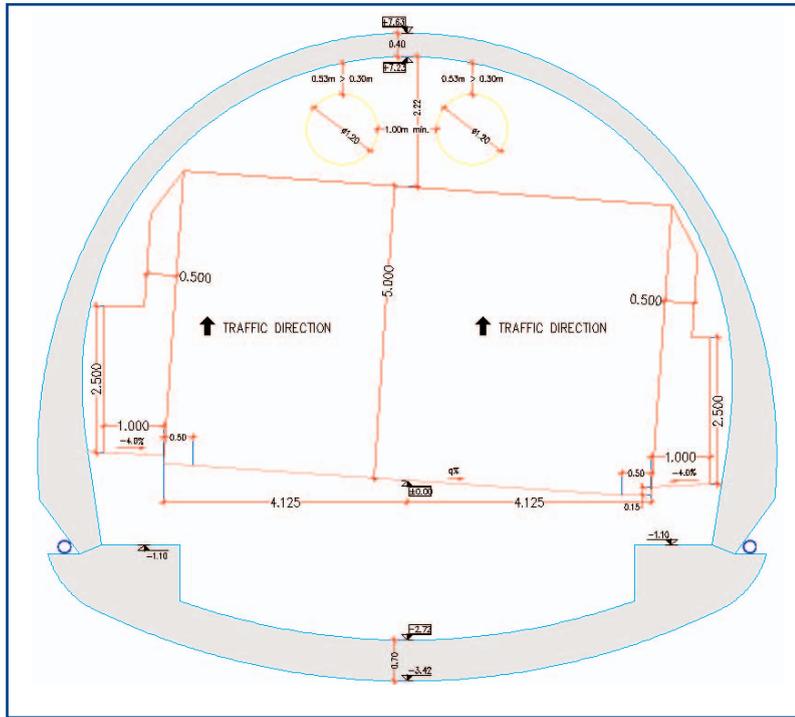


Fig 1. Sección tipo túnel principal.

## 1. Introducción y antecedentes

El objeto fundamental del presente artículo es describir las distintas unidades geológicas que afectan al túnel a lo largo de su trazado, tanto desde el punto de vista geológico y geotécnico así como el análisis del comportamiento de los sostenimientos aplicados. Para ello se describen los criterios y metodología empleada a tal fin para luego mostrar los resultados obtenidos y sus implicaciones en el diseño, especialmente en lo que atañe a los sostenimientos del túnel.

El orden de exposición será el siguiente:

- Descripción del entorno geológico, debido a su singularidad y complejidad se presta especial interés en describir su dinámica y estructura a la vez que se caracteriza desde el punto de vista petrográfico, aspectos íntimamente relacionados.
- Caracterización geomecánica de los materiales que afectan al túnel aplicando el método y clasificación Rock Mass Rating (RMR) desarrollado por Bieniawski en 1989 y el índice Q desarrollado por Barton en 1974.
- Evaluación crítica de los sostenimientos del túnel. Aquí se compararan los sostenimientos aplicados con los estimados a partir de los valores Q obtenidos en punto anterior.

- Deformabilidad del macizo rocoso a partir de la clasificación geomecánica
- Análisis de riesgo de fluencia
- Estudio del comportamiento del macizo rocoso durante la excavación del túnel

### 1.1. Ámbito geográfico

El túnel TU.026 (T2) se encuentra en la primera sección de la "Motorway of Central Greece E-65" y más concretamente en la unidad geográfica de proyecto GU02N. El túnel es de doble tubo con una longitud media de 2991m y atraviesa la cara oeste de la cadena montañosa "Paliovigla - Paliokazarma - Kazarma" que forma parte del complejo montañoso de las Orthis. El túnel se encuentra al N-NO del término municipal Fthiotida, más concretamente a unos 25km al NO de la ciudad de Lamia.

Los trabajos de excavación comenzaron el 25 de enero del 2010 y hasta principio de diciembre del mismo año se llevaban excavados unos 475m en ambos tubos. La excavación se realiza en dos fases: avance y destroza.

### 1.2. Características geométricas de la sección

La sección típica del túnel consta de dos carriles (3.5m y 3.75m) y dos arces (2 x 0.5m) con una anchura total de pavimento de 8.25m. La sección incluye dos aceras de 1m de ancho cada una. La altura libre en la zona destinada a tráfico es de 5m mientras que en las aceras esta se reduce a 2.5m.

Además de los tubos principales también está prevista la construcción de nueve galerías de conexión. De estas, cinco serán para el paso de peatones y el resto para vehículos.

## 2. Entorno geológico

### 2.1. Introducción: Orthrys mountain ophiolitic complex

Geológicamente el túnel se encuentra dentro del *Orthrys Mountain Ophiolitic Complex*, cuya compleja estructura geológica, heterogénea litología y clasificación y calidad geomecánica son bien conocidas gracias a los diversos estudios y trabajos de diversos autores (Marinos, Verroios, Foucault, etc) y a

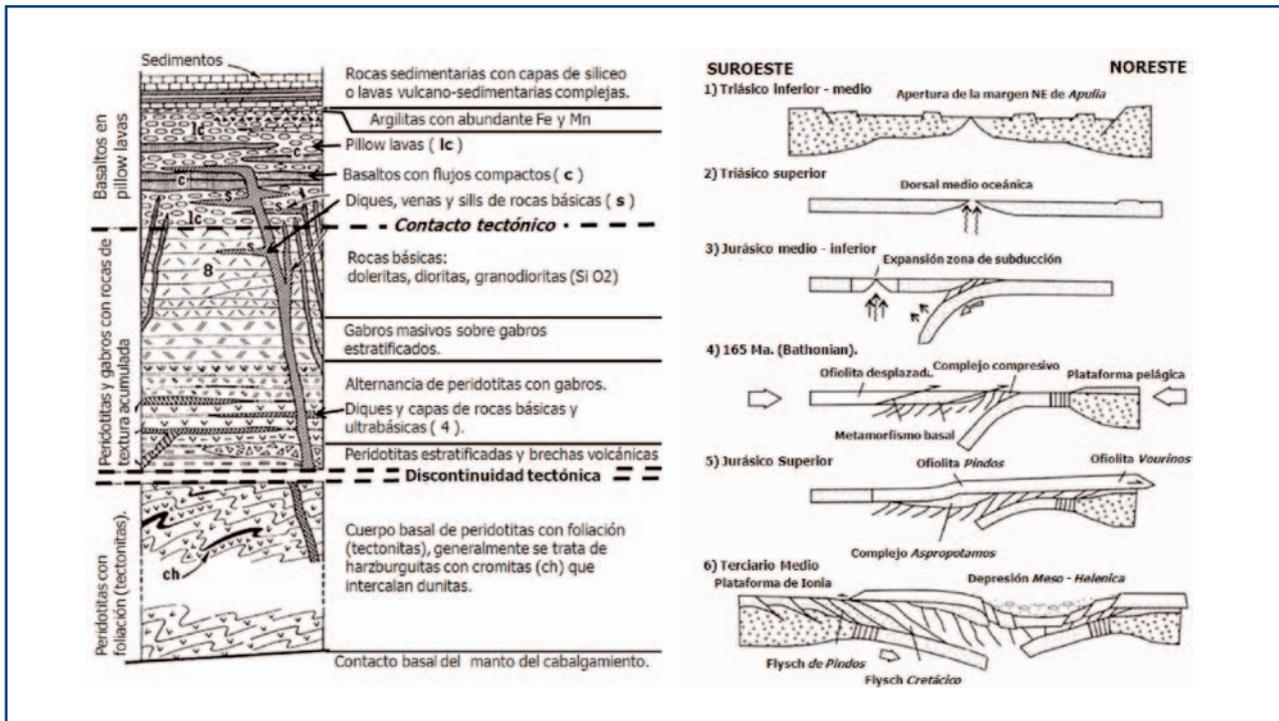


Fig 2. Columna sintética y teórica de un complejo ofiolítico (3).

la experiencia adquirida en otros túneles perforados en él.

Un complejo ofiolítico se define como una asociación de rocas volcánicas ultrabásicas y básicas constituyentes de la corteza oceánica que aparecen dispuestas en la corteza continental gracias a fenómenos de obducción o choque entre placas continentales, cabalgamientos de gran alcance, sometidas a una tectónica compresiva con numerosas zonas en las que se producen roturas y deformaciones por cizalla. La columna tipo y teórica de un complejo ofiolítico es la siguiente:

- Una capa superior constituida por sedimentos (lodos, lutitas y chert) y rocas sedimentarias.
- Lavas almohadilladas (pillow lavas) compactas con nódulos de chert y diques intruídos a favor de planos de foliación y/o esquistosidad de rocas metamórficas infrayacentes. Forman el término básico.
- Debajo de la anterior y separada por un contacto tectónico, se disponen gabros masivos y acumulados, peridotitas acumuladas y peridotitas tectonizadas. Constituyen el tramo ultrabásico.

En la figura 2 se muestra la columna tipo y teórica de un complejo ofiolítico y los procesos de formación del que ahora nos ocupa.

## 2.2. Unidades geológicas: litología.

Respetando el esquema y secuencia de materiales expuestos en la página anterior a continuación se describen las unidades geológicas que constituyen el macizo rocoso al que afecta el túnel.

### 2.2.1. Gabros y peridotitas (p-g)

Gabros y peridotitas de color verde serpentinizados (incorporación de agua por fenómenos de metamorfismo que debilitan la resistencia de la roca), se distinguen del resto de las formaciones ofiolíticas por su textura holocristalina, es decir, sus componentes son todos minerales (no existe vidrio) que generalmente pueden observarse visualmente. Constituyen el cuerpo basal ultrabásico.

### 2.2.2. Basaltos, doleritas y pillow lavas (Do, pla)

Las doleritas suelen presentar venas de calcita, tramos serpentizados e intercalaciones de lutitas y chert, especialmente en la proximidad de los contactos tectónicos. En condiciones inalteradas o normales son muy resistentes y constituyen zonas de abrupto relieve. Corresponden al término o nivel básico.

### 2.2.3. Lutitas y chert (Sh)

Lutitas y/o argilitas rojas con intercalaciones locales de chert, areniscas y delgadas capas de limolitas, es normal encontrar lentejones de formaciones ofiolíticas, serpentinizadas o no, por su carácter de *melange*. Se disponen en estratos o capas de 1 a 10 cm de espesor muy tectonizadas y cizalladas por el elevado desplazamiento experimentado a favor de superficies de cabalgamiento, patente en las discontinuidades en forma de *silkensides* y elevada meteorización. En superficie constituyen relieves poco accidentados.

### 2.2.4. Alternancias de lutitas - cherts con basaltos y pillow lavas (Sch-do)

Es una *melange* de rocas volcánicas (doleritas y lavas) y otras sedimentarias y/o metamórficas de diversos orígenes paleogeográficos (lutitas, limolitas, argilitas, capas de chert, etc) trasladadas grandes distancias en el frente de los cabalgamientos propios de los complejos ofiolíticos. Debido a la tectónica compresiva y a las numerosas zonas cizalladas carecen de estructura y se presentan como una mezcla de bloques rocosos de todos los tamaños y litologías flotando en una masa rocosa desintegrada.

En la práctica, especialmente en el caso de un testigo de sondeo, puede describirse como lutitas y/o argilitas con intercalaciones de chert, areniscas y delgadas capas de limolitas muy meteorizadas en continua alternancia de con doleritas y lavas.

### 2.2.5. Zonas de falla y de deformación tectónica

Es difícil establecer el origen o tipo de roca que da lugar a los *milonitos* o rellenos de falla, si bien todos tienen en común su extremada debilidad, comportamiento plástico e ínfima calidad geomecánica, pudiendo clasificarse, frecuentemente, como un suelo.

## 3. Clasificación geomecánica del macizo rocoso

### 3.1. Criterios y metodología empleada

En la calificación geomecánica del macizo rocoso atravesado por el túnel se han utilizado las clasificaciones geomecánicas de Bieniawski (RMR), Barton (Q) y Hoek (GSI), atendiendo a los levantamientos geomecá-

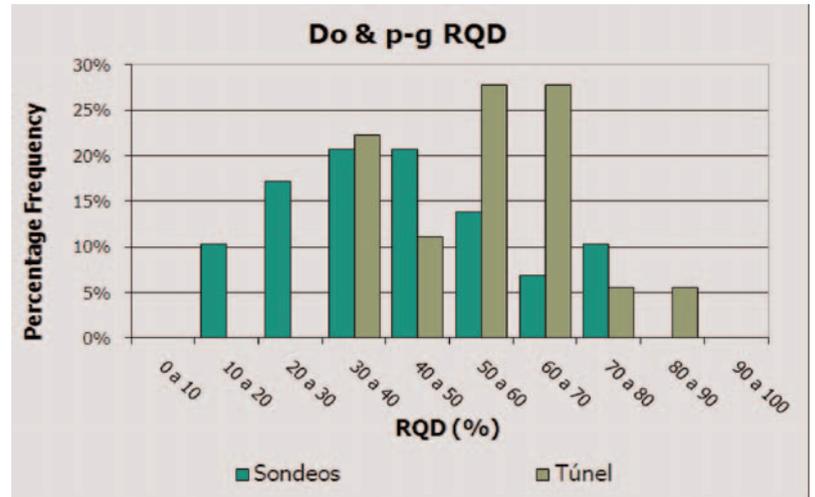


Fig 3. Histograma de frecuencias del índice RQD medido en las columnas de sondeos y frentes de excavación del túnel correspondientes a la unidad geológica Do & p-g.

nicos de los frentes de excavación del túnel y al estudio y observación del testigo de los sondeos previos al túnel, quedando de manifiesto las diferencias existentes entre la clasificación geomecánica obtenida entre ambos métodos para una misma localización.

En su aplicación se han seguido las recomendaciones dadas en los siguientes artículos:

- "Variability of the engineering properties of rock masses quantified by the GSI system: the case of ophiolites with special emphasis on tunneling" (E. Hoek, P. Marinos y V. Marinos. Julio 2006).
- "Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system" (M. Cai, P.K. Kaiser, Y. Tasaka and M. Minami. Septiembre 2006).

Igualmente se ha contado con la valiosa colaboración y certeras interpretaciones realizadas sobre el terreno por Manuel Hacar y Joaquín López, geólogos de dilatada experiencia internacional en diversos campos.

### 3.2. Unidades geotécnicas

Las cinco unidades geológicas anteriormente descritas se han agrupado, atendiendo a sus características geotécnicas y/o geomecánicas, en cuatro unidades geotécnicas, que se citan y describen en el apartado siguiente.

Cabe decir que la valoración de los índices RMR, Q y GSI del testigo de los sondeos, se ha llevado a cabo sobre tramos suficientemente amplios y representativos de

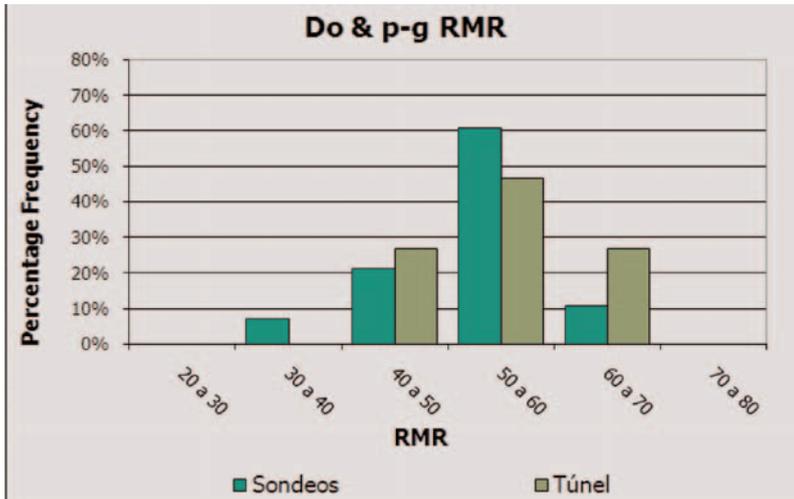


Fig 4. Histograma de frecuencias de los valores de RMR estimados en el testigo de los sondeos y en los frentes de excavación del túnel en la unidad geotécnica Do & p-g.

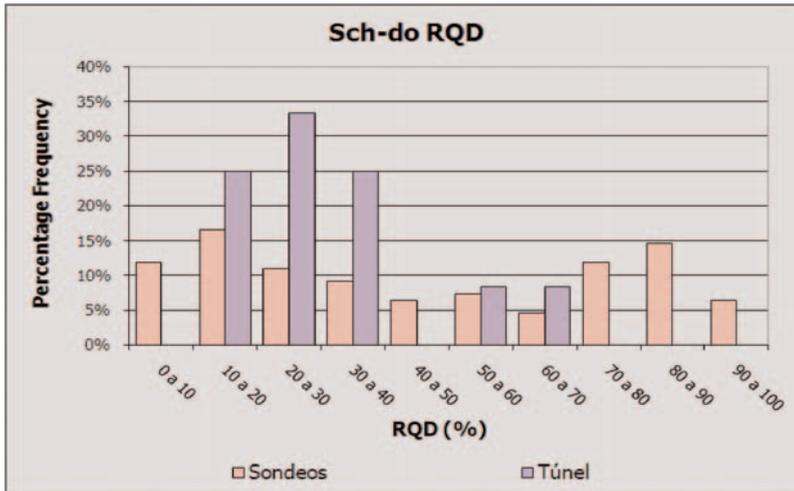


Fig 5. Histograma de frecuencias del índice RQD medido en las columnas de sondeos y frentes de excavación del túnel de la unidad geológica Sch-do.

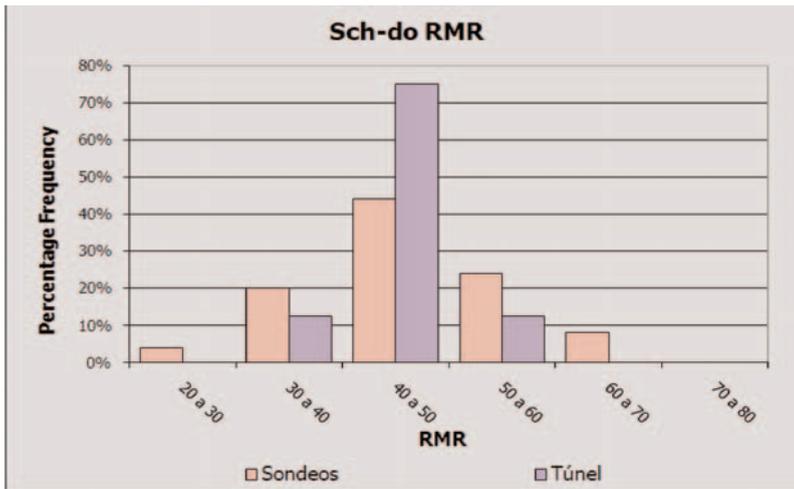


Fig 6. Histograma de frecuencias del índice RMR medido en las columnas de sondeos y frentes de excavación del túnel de la unidad geológica Sch-do.

las unidades antes descritas, en los que pueden reunirse distintos tipos litológicos, especialmente en los casos de la *melange* tectónica (unidad geológica Sch-do).

### 3.2.1. Unidad Do (doleritas, basaltos y pillow lavas) & p-g (gabros y peridotitas)

Se trata de las rocas de origen volcánico ultrabásicas (doleritas, basaltos y pillow lavas) y básicas (gabros y peridotitas), si bien presentan diferencias en cuanto a su composición y procesos genéticos no lo hacen en cuanto a sus características resistentes y geomecánicas, que son análogas. En general son resistentes si bien es frecuente encontrar tramos serpentizados muy débiles. Los valores de resistencia a compresión simple medidos en especímenes de dolerita, basalto, peridotita y/o gabro oscilan entre 0.30 y 134.10 MPa, siendo el valor medio 25.0 MPa.

El índice RQD medido en los sondeos es menor que el de los frentes de excavación del túnel (ver figura 3), siendo las condiciones de observación del frente mejores además de no estar la roca perturbada por la acción de la perforación.

Presentan de dos a tres discontinuidades por metro, aunque a veces están notablemente fracturadas en áreas localizadas, son poco rugosas, lubricadas, ligeramente abiertas (< 1 mm) y con relleno duro, apenas hay afluencia de agua a favor de ellas. Según la clasificación de Bieniawski se trata de una roca de clase III, con un RMR medio obtenido en el frente del túnel de 55 y de 50 en los sondeos, presentando mayor dispersión en éstos últimos (ver figura 4).

### 3.2.2. Unidad Sch-do (alternancias de lutitas - cherts con basaltos y pillow lavas)

En general puede describirse como una alternancia de capas sedimentarias - metamórficas muy cizalladas y meteorizadas que engloba o alterna con rocas volcánicas sanas y resistentes, si bien suele ser una mezcla desordenada de los citados tipos litológicos producto de la tectónica compresiva y roturas por esfuerzos de cizalla acaecidos en el frente de los grandes cabalgamientos ofiolíticos, tal como ocurre en el entorno de los contactos o superficies que delimitan los cabalgamientos.

La resistencia a compresión simple de la roca intacta es, en general y según los ensayos hechos en el testigo de los sondeos, es baja, siendo el valor medio de 15

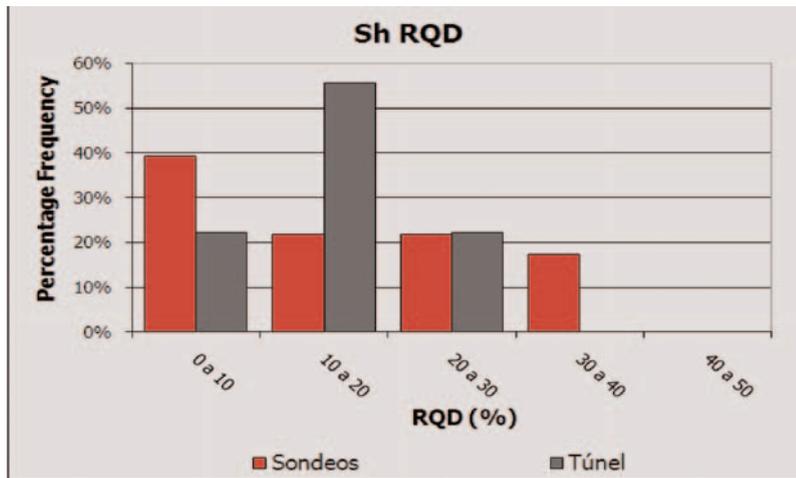


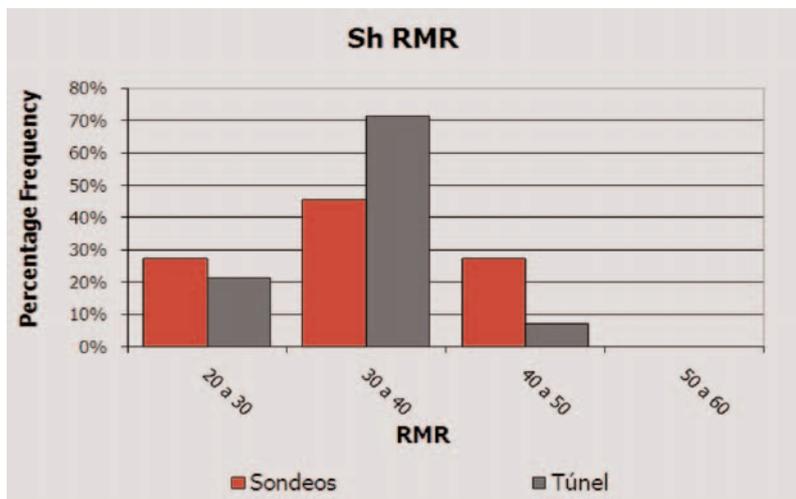
Fig 7. Histograma de frecuencias del índice RQD en las columnas de sondeos y frentes de excavación del túnel correspondientes a la unidad geológica Sh.

MPa y el rango 0.1 MPa – 87 MPa, si bien solo un 11% de las muestras ensayadas superan 30.0 MPa.

Las mediciones del RQD realizadas en el testigo de los sondeos presenta dos poblaciones bien diferenciadas o una distribución bimodal, concentrándose ambas poblaciones de datos en los intervalos 10% – 20% y 80% – 90%, que corresponde a los tramos de predominio de rocas sedimentarias y/o metamórficas y volcánicas respectivamente. El frente de excavación permite tener una visión global del macizo rocoso, presentando la distribución de valores RQD medidos en él un máximo en el intervalo 20% - 30% (ver histograma de la figura 5).

Las juntas lisas o poco rugosas y abiertas (0.1 mm a 5.0 mm) con relleno arenoso y/o arcilloso. Se aprecia cierta afluencia de agua a favor de las discontinuidades más notables y de mayor continuidad, normalmente emplazadas en los términos litológicos sedimentarios (lutitas, argillitas y chert).

Fig 8. Histograma de frecuencias del índice RMR en las columnas de sondeos y frentes de excavación del túnel correspondientes a la unidad geológica Sh.



La clasificación geomecánica resultante de la observación de los sondeos es similar a del frente de excavación, si bien se aprecia mayor dispersión en los valores obtenidos en los primeros. El RMR varía entre 30 y 68 en el testigo de los sondeos y entre 32 y 56 en los frentes de excavación del túnel (ver histograma de frecuencias de la figura 6).

### 3.2.3. Unidad Sh (lutitas y argillitas con intercalaciones de chert)

La unidad Sh está formada por rocas sedimentarias (lutitas, cherts, argillitas, limolitas, etc) sometidas a cuantiosos esfuerzos tectónicos y de cizalla, siendo normal encontrar lentejones de rocas volcánicas serpentinizadas. Normalmente se disponen en capas y/o estratos bien definidos de 1 a 10 cm de espesor siendo frecuente que las discontinuidades presenten síntomas de desplazamiento, *slikensides*. Son materiales muy poco resistentes, siendo, junto con la unidad de relleno de falla o milonito, las de peor calidad geomecánica.

La resistencia a compresión simple de la roca intacta oscila entre 0.07 MPa y 16.72 MPa, siendo el valor promedio 16.72 Mpa, si bien más del 80% de los resultados obtenidos son inferiores a 20 MPa.

En este caso es notable la acción perturbadora de la perforación sobre el testigo de los sondeos, siendo infravalorado el RQD y RMR cuando se califica la roca atendiendo a éstos, tal como puede apreciarse en los histogramas de las figuras 7 y 8.

### 3.2.4. Falla (milonito: roca intensamente deformada, débil y plástica)

Se trata de roca dispuesta en las superficies de cabalgamiento y/o contactos tectónicos, que casi siempre separan distintas unidades geológicas, que se encuentra totalmente desintegrada por la tectónica compresiva y cizallamiento a la que se encuentra sometida.

Se trata de la unidad geotécnica de menor calidad geomecánica, siendo su clasificación como roca dudosa, pues si bien su génesis y naturaleza hace que se pueda considerar como tal su ínfima resistencia y comportamiento plástico conduce a considerarla como un suelo.

En general el índice RQD es igual o inferior al 15% y la resistencia a compresión simple no llega a alcanzar 3 MPa en el mejor de los casos, siendo normal no apreciar discontinuidades por su elevada meteorización, el RMR oscila, cuando se puede estimar, entre 25 y 30.

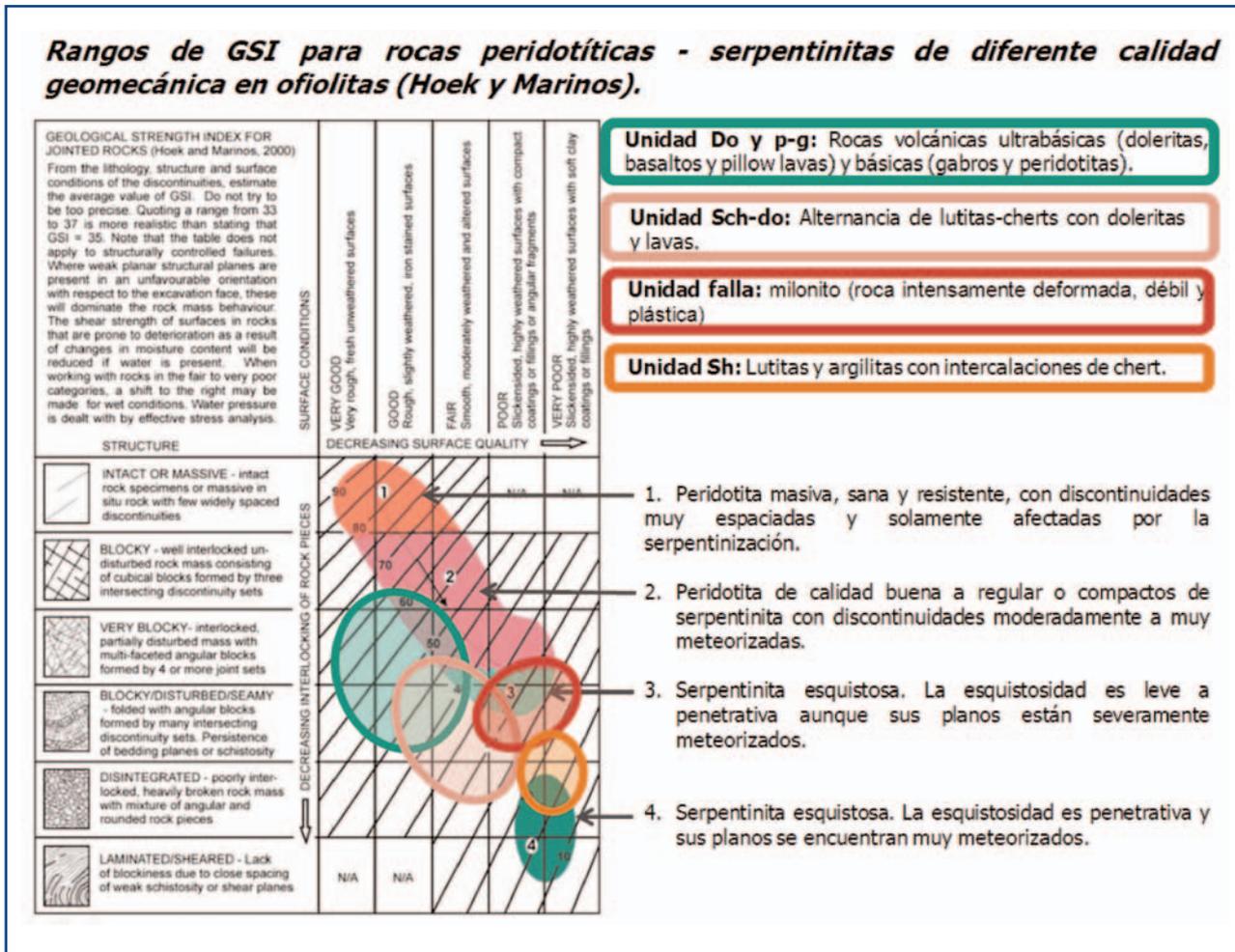


Fig 9. Rangos de variación del GSI estimados para las unidades geotécnicas establecidas superpuestas a los propuestos por Marinós y Hoek para distintas calidades de rocas peridotíticas, doleríticas y/o serpentinitas en complejos ofiolíticos.

### 3.3. Comparación y conclusiones.

Siguiendo las recomendaciones dadas por E. Hoek, P. Marinós y V. Marinós para la estimación del GSI y otros parámetros geomecánicos de macizos rocosos ofiolíticos, contenidos en su monografía *Variability of the engineering properties of rock masses quantified by the geological strength index: the case of ophiolites with special emphasis on tunnelling (Julio 2006)*, se ha procedido a representar sobre los diagramas y gráficos GSI propuestos los resultados obtenidos en las cuatro unidades geotécnicas establecidas en el presente documento para el macizo rocoso afectado por el túnel.

En la figura 9 se superponen los rangos de GSI para varias calidades de rocas peridotíticas y doleríticas serpentinizadas de complejos ofiolíticos propuestos por Hoek y Marinós junto con los estimados para las unidades geotécnicas anteriormente descritas.

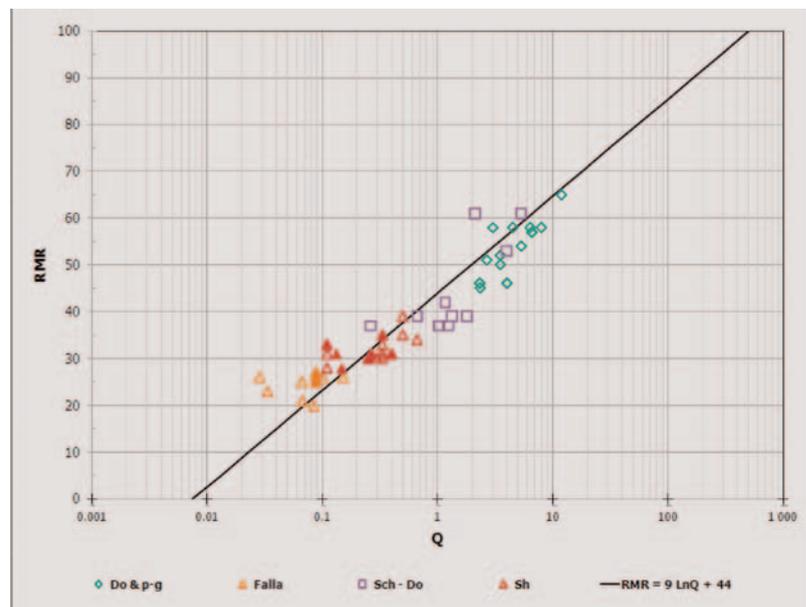


Fig 10. Comparación RMR y Q.

Del examen del citado gráfico puede verse que el rango de valores propuestos por los citados autores coincide, en gran medida, con los rangos aquí deducidos y expuestos.

En la fig. 10 se comparan los valores estimados para el RMR y Q, si bien la gran mayoría de los datos provienen del análisis y estudio de los frentes de excavación del túnel queda patente la infraestimación en la clasificación geomecánica de la roca a partir de la observación del testigo de los sondeos frente a la hecha en los frentes de excavación del túnel.

La medición del índice RQD y de la separación o apertura de las juntas en los sondeos se ve notablemente perjudicada por la acción perturbadora de la perforación de los sondeos.

En el frente de excavación del túnel las condiciones de observación son notablemente mejores que en el sondeo, tanto por la extensión de la superficie de observación como por el periodo de tiempo transcurrido entre la perforación y la toma de datos, igualmente es mucho menor la perturbación causada en la roca por la acción mecánica de los medios de excavación y/o perforación.

#### 4. Descripción de los tipos de sostenimiento del túnel

En esta sección se describen los sostenimientos empleados durante la ejecución del túnel y se comparan con los obtenidos a partir de los valores del índice Q presentados en secciones anteriores del informe.

##### 4.1. Sostenimientos empleados

Los trabajos de excavación comenzaron el 25 de enero del 2010 y hasta principio de diciembre del mismo año se llevaban excavados unos 475m en ambos tubos. Durante ese tiempo se han instalado cuatro tipos: A, B1, B2 y C- además del sostenimiento P que solo se instaló en las boquillas de los túneles. Los elementos principales que constituyen los sostenimientos empleados son los siguientes:

1. **Gunita:** Reforzada con fibras de acero y con espesores variables entre 15cm y 35cm
2. **Bulones:** Con una longitud entre 4m y 9m e instalados en mallas que varían entre 1.5m x 2.5m y 1.5m x 1m.

Los bulones incluyen "fully grouted", "super swellex" y auto-perforantes

3. **Cerchas:** Dos tipos de cerchas reticuladas (LG70 y LG90) y dos secciones HEB (140 y 160)
4. **Enfilaje:** Solo se han instalado cuando las condiciones del frente de excavación así lo exigían. Constituido por barras de acero ( $\Phi$  28-32)
5. **Contra-bóveda temporal:** Solo instalada cuando las deformaciones del túnel alcanzaron valores próximos a los límites de alarma fijados en el diseño.

El diseño también contemplaba el uso de bulones de fibra de vidrio en el frente de excavación, pero estos fueron sustituidos por un machón central.

Estos sostenimientos se obtuvieron a partir de una serie de análisis con elementos finitos para los cuales se utilizaron parámetros estimados a partir de ensayos de laboratorio y el índice GSI. Cabe también destacar que el pre-dimensionamiento de los mismos se hizo siguiendo la metodología propuesta por Hoek y Marinos para túneles en terrenos con problemas de fluencia (5).

##### 4.2. Estimación de sostenimientos a partir del índice Q

A partir del valor del índice Q y el "Diámetro equivalente" del túnel, Grimstad y Barton (4) proponen nueve sostenimientos, para los cuales indican sus correspondientes ámbitos de utilización.

Se define como "Diámetro equivalente" (De) al cociente entre la dimensión mayor del túnel (anchura, diámetro o altura) y el ESR (Excavation Support Ratio) el cual es función del tipo de excavación. En este caso, la dimensión mayor corresponde a la anchura del túnel (13.3m) y el ESR es igual a 1 que es el valor que corresponde a túneles de carreteras primarias.

Los sostenimientos se estiman según se indica en la figura 11.

La tabla 1 resume los distintos sostenimientos estimados siguiendo la metodología arriba descrita. Estos sostenimientos se han obtenido teniendo en cuenta los valores del índice Q que se presentan en las secciones precedentes de este informe.

La longitud de los bulones se puede obtener a partir de la siguiente ecuación propuesta por Barton:

$$L = 2 + 0.15 \frac{B}{ESR}; L = 2 + 1.99 = 3.99m$$

Fig 11. Grafico de Grimstad y Barton (4).

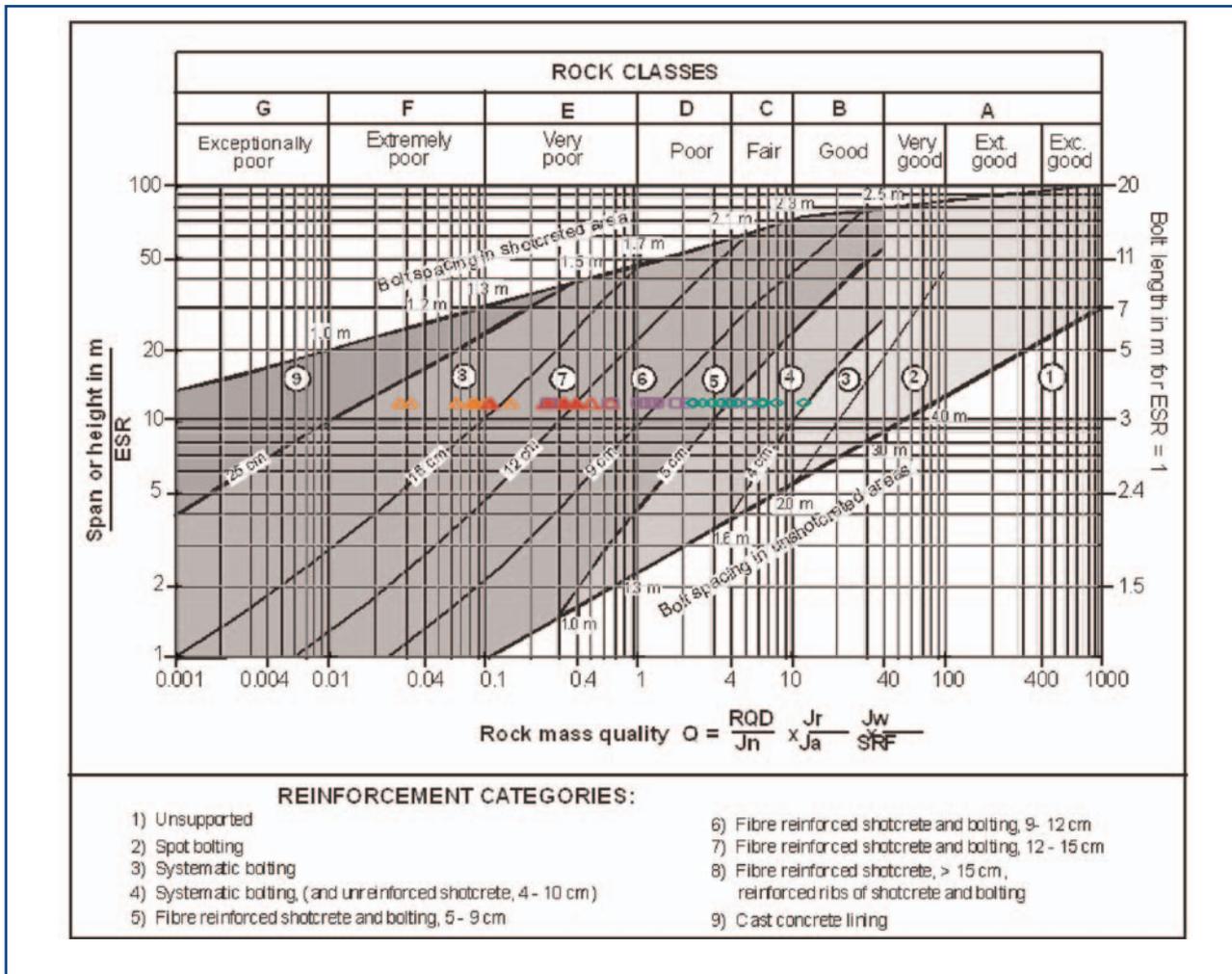


Tabla 1. Sostenimientos estimados a partir del índice Q

Unidad Geotécnica	Litología	Q	Sostenimiento según Grimstad y Barton, 1993	Sostenimiento seleccionado
Do - Pg	Doleritas, basalto, pillow lavas y gabros	2.31 - 12	4, 5	5
Sch - Do	Alternancias de doleritas, basalto y lavas con capas de lutitas, argilitas y chert	0.26 - 5.3	5, 6, 7	6
Sh	Lutitas y argilitas con intercalaciones de chert	0.11 - 0.65	6, 7	7
Falla	Milonito	0.03 - 0.15	7, 8	8

**Descripción**

- 5 Gunita con fibras, espesor entre 5cm y 9cm, y bulonado sistemático en una malla de 2m x 2.5m
- 6 Gunita con fibras, espesor entre 9cm y 12cm, y bulonado sistemático en una malla de 1.5m (transversal) x 1m (longitudinal)
- 7 Gunita con fibras, espesor entre 12cm y 15cm, y bulonado sistemático en una malla de 1m (transversal) x 1m (longitudinal)
- 8 Gunita con fibras, espesor superior a 15cm, bulonado sistemático en una malla de 1m (transversal) x 0.5m (longitudinal) y cerchas de acero instaladas cada 0.5m

Tabla 2. Elementos principales de los sostenimientos utilizados y estimados según Grimstad y Barton

Tipo	Gunita (cm)	Dosificación (kg/m <sup>3</sup> )	Bulón		Cercha	Contrabóveda	Enfilaje	Bulones fibra de vidrio
			L (m)	Malla (mxm)				
<b>A</b> <i>G&amp;B 1</i>	10 <b>15</b>	40 <b>30</b>	4 <b>4.5</b>	1.5 x 2.5 <b>2 x 2</b>	No <b>No</b>	No <b>No</b>	No <b>No</b>	No <b>No</b>
<b>B1</b> <i>G&amp;B 2</i>	15 <sup>1</sup> <b>20</b>	40 <b>30</b>	5 <b>4.5</b>	1.5 x 1.75 <b>1.5 x 1.5</b>	LG70 <b>No</b>	No <b>No</b>	Si <sup>1</sup> <b>No</b>	No <b>No</b>
<b>B2</b> <i>G&amp;B 3</i>	25 <sup>1</sup> <b>25</b>	40 <b>30</b>	5 <b>4.5</b>	1.5 x 1.5 <b>1 x 1</b>	LG90 <b>No<sup>2</sup></b>	Si <sup>2</sup> <b>No</b>	Si <b>No</b>	Si <sup>2</sup> <b>No</b>
<b>C-</b> <i>G&amp;B 4</i>	35 <sup>1</sup> <b>30</b>	40 <b>30</b>	6 <sup>2, 3</sup> <b>63</b>	1.5 x 1 <b>1 x 0.5</b>	HEB160 <b>LG</b>	Si <b>Si</b>	Si <b>No</b>	Si <sup>2</sup> <b>No</b>

1 5cm de gunita en el frente cuando sea necesaria; 2 Cuando sea necesaria; 3 Bulones auto-perforantes.

La longitud de los bulones se ha tomado igual a 4.5m.

De acuerdo con esta metodología los sostenimientos propuestos para las diferentes unidades geológicas son los siguientes:

#### 4.3. Comparacion y evaluacion de los distintos sostenimientos

La tabla 2 resume los elementos principales de los sostenimientos utilizados y de los obtenidos siguiendo la metodología propuesta por Grimstad y Barton (4).

A simple vista se puede observar que existen diferencias entre los sostenimientos aplicados y los estimados a partir del índice Q. Las principales diferencias se encuentran en la cercha metálica, contra-bóveda, enfilaje y bulones de fibra de vidrio. Las diferencias entre el resto de elementos también existen, pero son de menor importancia.

Tabla 3. Parámetros geomecánicos de las unidades atravesadas

Unidad geotécnica	Do & p-g	Sch-do	Sh	Falla
GSI	50	43	30	20
mi	18	16	15	10
RMR	57	48	32	22
Q	4.82	2.01	0.29	0.08
Ei (Mpa)	7000	5500	4000	3400
$\sigma_{ci}$ (Mpa)	25	16	15	5
$\sigma_{cm}$ (Mpa)	5.78	3.17	1.66	0.61

#### 5. Deformabilidad del macizo a partir de la clasificación geomecánica

En la tabla 3 se resumen los valores obtenidos en los ensayos de laboratorio realizados y de las estimaciones y evaluaciones hechas para el valor de GSI, RMR mi y otros parámetros geomecánicos de las cuatro unidades geotécnicas identificadas a lo largo del túnel.

Bieniawski (2) propuso una simple correlación basada en el RMR, después de extensas campañas de ensayos de deformación en tres proyectos, Orange River Water Project (una presa cimentada en rocas volcánicas y un túnel excavado en lutitas y argilitas), Drakensberg Scheme (una central hidroeléctrica cimentada sobre estratos horizontales de lutitas y areniscas) y Elansberg Scheme (otra central hidroeléctrica).

Para RMR > 50 el modulo de deformación puede expresarse según la siguiente ecuación lineal:

$$E_{rm} = 2 \text{ RMR} - 100 \text{ (GPa)}.$$

Posteriores estudios recomendaron aplicarla solo en los casos en los se cumple  $55 < \text{RMR} < 90$ .

Para RMR < 55 la ecuación de Bieniawski no puede aplicarse, no obstante hay posteriores trabajos de investigación que intentan correlacionar el  $E_{rm}$  con RMR inferiores a 50, como la ecuación propuesta por Serafim y Pereira (9) deducida de los resultados obtenidos en varios ensayos de deformación in situ en varias presas de Asia:

$$E_{rm} = 10^{(RMR - 10 / 40)} \text{ (GPa)}$$

Naturalmente existen muchas otras correlaciones empíricas entre el RMR y el  $E_{rm}$ , siendo una de las más usadas y extendidas la propuesta por Kayabashi, Gokceoglu and Sonmez:

$$E_{rm} = 0.0736 e^{0.0715 RMR} \text{ (GPa)}$$

La ecuación más aceptada que pone en relación los dos índices geomecánicos por excelencia, RMR (Bieniawski (2)) y Q (Barton (1)), es la siguiente:

$$RMR = 9 * \ln Q + 44.$$

Barton estableció, la relación entre el índice Q y el modulo de deformación de un macizo rocoso.

$$E_{rm} = 10 * Qc^{1/3}.$$

Donde  $Qc = Q * (\sigma_{ci} / 100)$  and  $\sigma_{ci}$  es el valor de la resistencia a compresión simple de la roca intacta.

Posteriormente Hoek (6) concluyó que la relación entre el RMR y el modulo de deformación de un macizo rocoso propuesta por Serafín y Pereira es aceptable en macizos rocosos de Buena o muy Buena calidad ( $RMR \geq 55$ ), y propuso, junto con Carranza y Corkum, introducir el valor de la compresión simple,  $s_{ci}$ , para establecer la relación entre el índice de calidad geomecánica, GSI, y el modulo de deformación de un macizo rocoso.

$$E_{rm} = (1-D/2) * (s_{ci} / 100)^{0.5} * 10^{(GSI-10)/40} \text{ (Gpa)},$$

for  $s_{ci} < 100$  Mpa.

Donde D es un factor que expresa el grado de perturbación producido en la roca por el método de excavación ( $0 \leq D \leq 1$ ).

Basándose en datos extraídos de numerosas medidas y resultados de auscultación llevados a cabo en Taiwan y China Hoek y Diederichs proponen la siguiente expresión:

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

Donde  $E_i$  es el modulo de deformación de la roca intacta.

Tabla 4. Modulos de deformacion del macizo rocoso

Túnel T-2: Rock mass deformability modulos from empiric correlations					
Litology	DO	SCH-DO	SCH-DO	SH	F
GSI	50	45	50	35	25
mi	18	16	16	15	10
RMR	55	50	55	40	30
$Q = e^{(RMR-44)/9}$	3.3947	1.9477	3.3947	0.6412	0.2111
$E_i$ (Mpa)	7 000	5 500	5 500	5 000	4 200
$\sigma_{ci}$ (Mpa)	25	16	22	15	10
$\sigma_{cm}$ (Mpa)	5.78	3.17	4.80	1.66	0.81
Correlations between RMR and rock mass deformability					
<b>RMR &gt; 50</b>					
Bieniawski (after 1977)					
$E_m = 2 \cdot RMR - 100 \cdot 10^3$ Mpa	10 000	0	10 000	-20 000	-40 000
<b>30 &lt; RMR &lt; 55</b>					
Serafim & Pereira (1983)					
$E_m = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \cdot 10^3$ Mpa	13 335	10 000	13 335	5 623	3 162
<b>Other correlations</b>					
Kayabashi, Gokceoglu&Sonmez (2003)					
$E_m = 0.0736 e^{0.0715RMR} \cdot 10^3$ Mpa	3 756	2 627	3 756	1 285	629
Correlations between Q and rock mass deformability					
Barton (1996 y 1996)					
$E_m = 100Qc^{1/3} \cdot 10^3$ Mpa $Q_c = Q * (\sigma_{ci} / 100)$	9 468	6 780	9 073	4 582	2 764
Correlations between GSI index and rock mass deformability					
Hoek, Carranza & Corkum (2002) for $\sigma_{ci} < 100$ Mpa					
$E_m = (1 - \frac{D}{2}) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\frac{(GSI-10)}{40}} \cdot 10^3$ Mpa	5 000	3 000	4 690	1 633	750
<b>0 &lt; D &lt; 1</b>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Hoek & Diederichs (2006)					
$E_m = E_i \left( 0.02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{60 + 15D - GSI}{11}}} \right)$	2 150	1 230	1 690	567	251
<b>0 &lt; D &lt; 1</b> <b>D=</b>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

**Tabla 5. Problemas de fluencia en función de la deformación del macizo**

Clase	Deformación $\epsilon$ (%)	Posibles problemas
1	$\epsilon \leq 1$	Poca importancia
2	$1 < \epsilon \leq 2,5$	Fluencia de poca importancia
3	$2,5 < \epsilon \leq 5$	Fluencia importante
4	$5 < \epsilon \leq 10$	Fluencia muy importante
5	$\epsilon > 10$	Fluencia extrema

En la tabla 4 se exponen los valores del módulo de deformación del macizo rocoso, tal como se ha descrito en este mismo apartado, del macizo rocoso atravesado por el túnel objeto del presente informe.

**6. Análisis del riesgo de fluencia**

Una vez establecidos los parámetros geotécnicos de las diferentes unidades geotécnicas afectadas por el túnel, la deformación de éstas a la profundidad a la que se encuentran puede estimarse de un modo bastante preciso mediante el empleo del criterio de rotura de Hoek y Brown.

De acuerdo con Hoek y Marinos (5) la relación existente entre el ratio  $\sigma_{CM}/\gamma H$  y la convergencia del túnel,  $\epsilon$ , donde:

$\sigma_{CM}$ : resistencia a compresión simple de la roca intacta.

$\gamma$ : densidad aparente del macizo rocoso.

H: profundidad del túnel.

$\epsilon$ : % de la deformación radial del túnel.

Asumiendo  $P_0 = \gamma H$ , entonces:

$$\epsilon = 0,2 \times (\sigma'_{cm} / P_0)^{-2}$$

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \cdot \frac{(m_b + 4s - a(m - 8s))(m_b / 4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$$

Las distintas clases de riesgo de fluencia propuestas por Hoek (5) son las que se reflejan en la tabla 5.

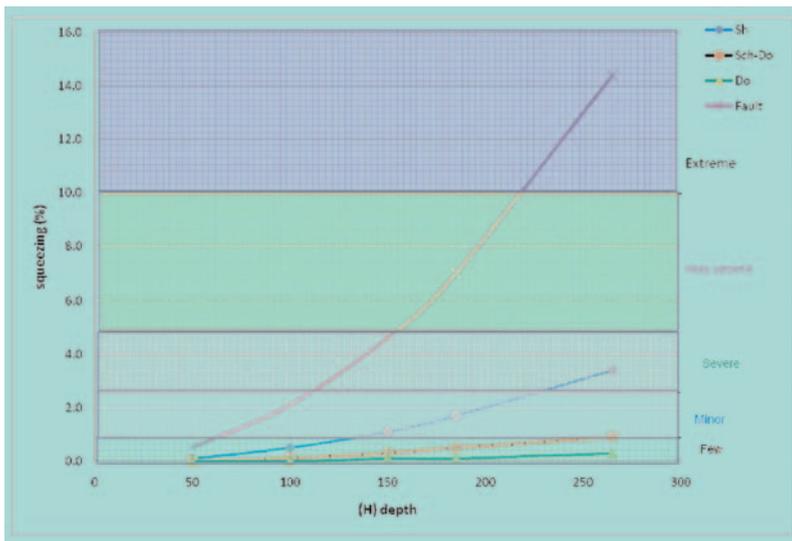
En la figura 12 se muestra la sensibilidad del análisis del criterio de rotura de Hoek de acuerdo con los parámetros geotécnicos establecidos a lo largo del presente informe.

Del gráfico de la fig. 12 se deduce lo siguiente:

- Las unidades Do y Sch-Do no plantean problemas de deformación incluso a la profundidad máxima del túnel.
- La unidad Sh solo plantea problemas de deformación y fluencia cuando se encuentran a profundidades mayores de 150 m.
- La unidad Falla, presenta deformaciones cuando se encuentra a una profundidad igual o superior a 100 m.

Como conclusión general puede decirse que, según Hoek, el túnel no presentará problemas significativos de fluencia.

Fig 12. Deformación potencial de fluencia en función de la profundidad.



**7. Comportamiento del macizo durante la excavación del túnel**

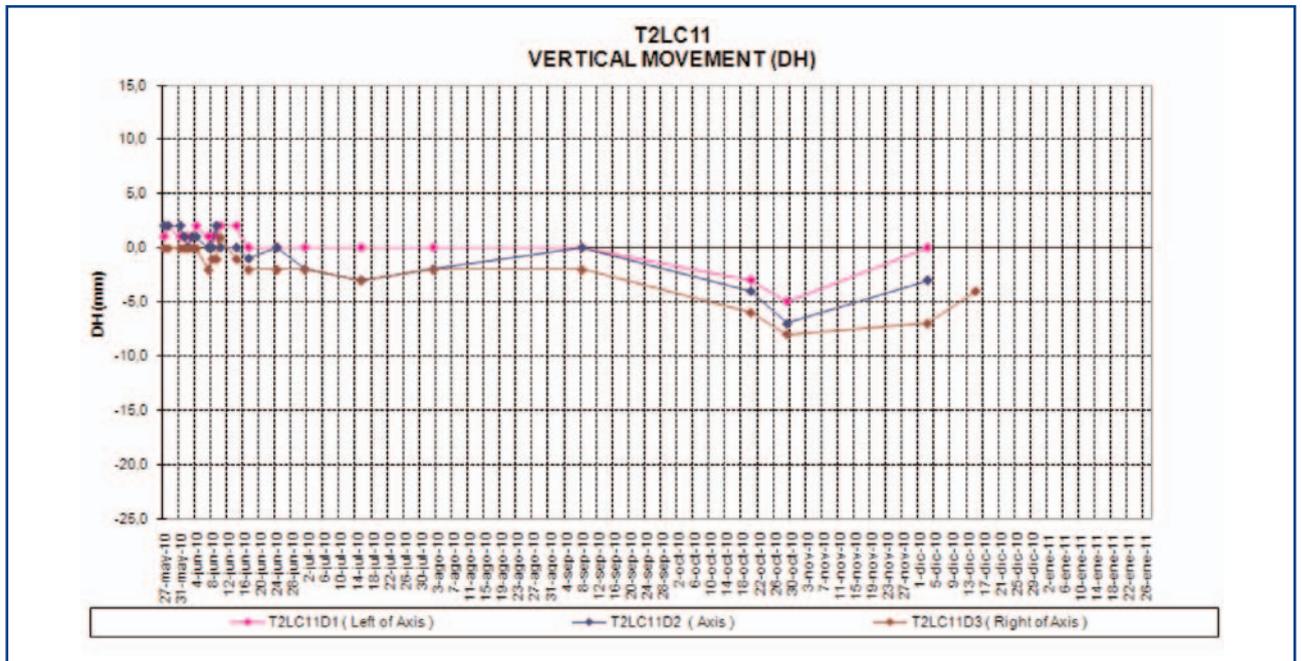
A continuación se describe el comportamiento del macizo durante la excavación del túnel para cada uno de los sostenimientos tipo instalados. Este análisis se basa en la información obtenida de las estaciones de monitoreo instaladas a lo largo del túnel.

**7.1. Sostenimiento tipo A**

Hasta el momento este sostenimiento se ha instalado en una longitud de 31m en el tubo derecho y de 10m en el izquierdo y siempre en Do-Pg con un RMR mayor de 50. El recubrimiento máximo es 37m para el tubo izquierdo y 85m para el derecho.

Como puede observarse en la figura 13, el comportamiento del macizo en el tubo izquierdo ha sido

Fig 13.  
Movimiento  
vertical Vs  
Tiempo.  
Estación 11.  
Tubo izquierdo.

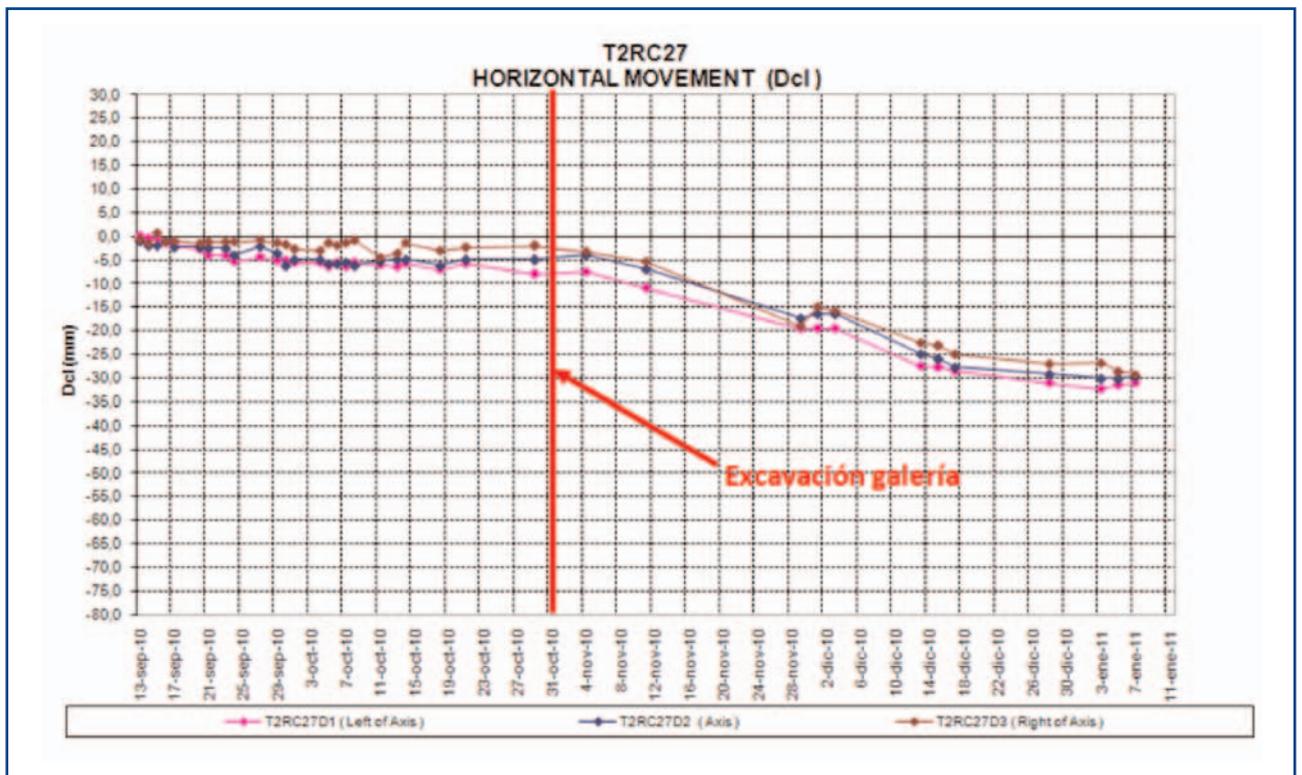


bueno ya que apenas ha sufrido deformaciones. La máxima deformación vertical es de 8mm mientras que la horizontal no llega a los 7mm.

En el tubo derecho (Fig. 14) la situación es similar a pesar del que recubrimiento en esta zona es mayor.

En este caso, la máxima deformación es horizontal y alcanza un valor de 33mm en el hastial izquierdo. El aumento en los movimientos observado a partir del 4 de noviembre está asociado al efecto producido por la excavación de la galería de conexión. En cualquier

Fig 14.  
Movimiento  
horizontal Vs  
Tiempo.  
Estación 27.  
Tubo derecho.



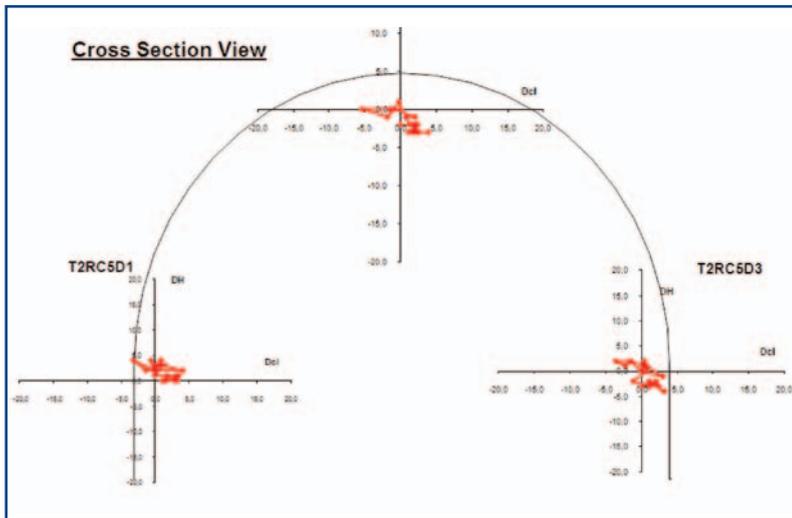


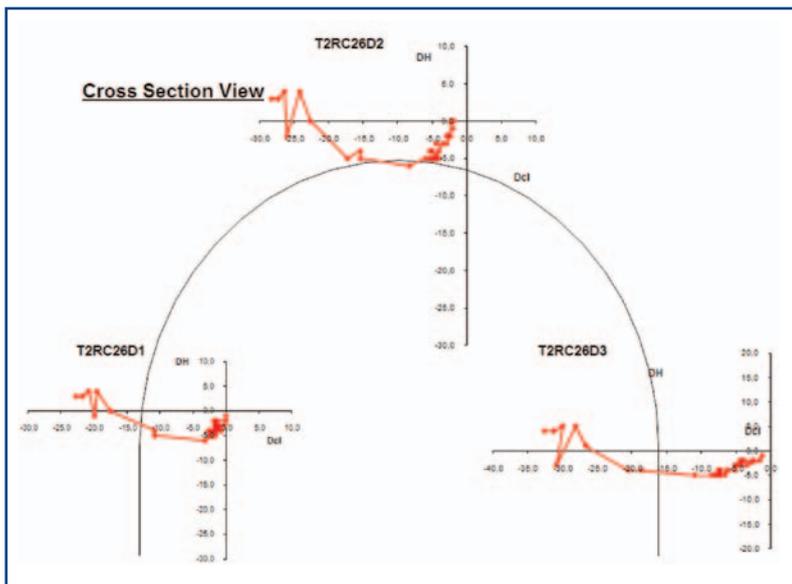
Fig 15. Movimientos absolutos. Estación 5. Tubo derecho.

caso, las deformaciones parecen estar estabilizadas aunque se debería esperar a tener más datos para poder sacar conclusiones definitivas.

### 7.2. Sostenimiento Tipo B1

Hasta el momento este sostenimiento se ha instalado en una longitud de 13m en el tubo derecho y de 22m en el izquierdo. La unidad geotécnica predominante es la Do-Pg con RMR mayores de 50 aunque también se ha instalado en Sch-Do con RMR entre 20 y 40. Los valores bajos de RMR corresponden a zonas con poco recubrimiento del tubo derecho. La máxima profundidad a la que se ha instalado este sostenimiento es de 44m en Do-Pg.

Fig 16. Movimientos absolutos. Estación 26. Tubo derecho.



El comportamiento del macizo en las secciones excavadas en Sh-Do con RMR bajo es bueno, como se muestra en la figura 15. En ningún caso las deformaciones exceden los 5mm.

Para las secciones más profundas excavadas en Do-Pg el comportamiento del macizo es similar al anterior. En este caso, las deformaciones máximas alcanzan un valor de 7mm.

### 7.3. Sostenimiento Tipo B2

Este tipo de sostenimiento se ha instalado en todas las formaciones atravesadas por el túnel con un recubrimiento máximo de 116m en el tubo derecho. Es el sostenimiento del que mas metros lineales se han instalado con 555m.

#### 7.3.1. Formación Do - Pg

El sostenimiento tipo B2 se ha instalado en una longitud de 21m incluyendo ambos tubos. El RMR varía entre 48 y 65 con un valor medio superior a 50. La máxima profundidad a la que se ha instalado este sostenimiento ha sido de 87m en el tubo derecho.

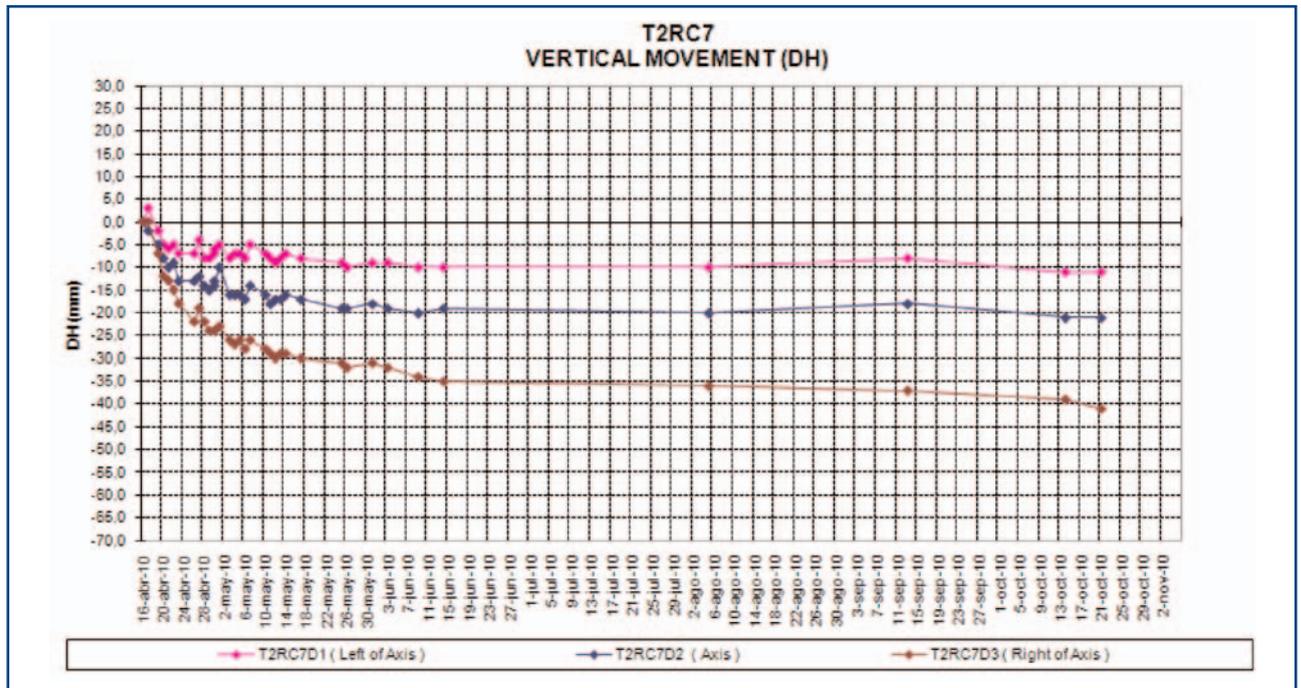
La figura 16 muestra las deformaciones absolutas del macizo en las cercanías de la zona más profunda donde se ha instalado el sostenimiento B2. Como puede observarse, el túnel ha sufrido deformaciones horizontales de hasta 32mm mientras que apenas ha sufrido de deformaciones verticales (<7mm). Los movimientos horizontales han alcanzado valores próximos a los límites de atención (Warning Level) fijados en el diseño. En lo que respecta a la tendencia de los movimientos, todo parece indicar que estos están próximos a estabilizarse aunque no se disponen de datos necesarios para confirmarlo.

#### 7.3.2. Formación Sch - Do

La longitud total excavada en esta formación es de 187m aproximadamente. El RMR varía entre 20 y 54 con un valor medio superior a 35. La profundidad a la que se ha instalado el sostenimiento B2 dentro de esta formación varía entre 27m y 116m.

En las zonas más superficiales el túnel ha experimentado asientos de hasta 41mm mientras que los movimientos horizontales han alcanzado un valor máximo de 23mm. Estos valores han superado los límites de aviso, pero están por debajo de los límites de alarma

Fig 17.  
Movimiento  
vertical Vs  
Tiempo.  
Estación 27.  
Tubo derecho.



(50mm y 40mm). De acuerdo con el gráfico de la figura 17, parecería que las deformaciones se han estabilizado en el hastial izquierdo y la bóveda, pero no así en el hastial derecho. El gráfico solo incluye datos hasta finales del mes de octubre.

No se disponen datos suficientes para sacar conclusiones definitivas con respecto al comportamiento del macizo en las zonas más profundas. Los pocos datos disponibles muestran, en general, un comportamiento relativamente bueno del macizo. Las deformaciones horizontales alcanzan un valor máximo de 15mm mientras que las verticales no superan los 5mm. Cabe destacar que estas deformaciones son menores que las medidas en las zonas más superficiales, lo que se podría atribuir a una mejoría en la calidad del macizo aunque esta no se refleje en los valores de RMR medidos (RMR de 37 en ambas zonas).

**7.3.3. Formacion Sh y Falla**

Hasta el momento la mayor parte de este sostenimiento se ha instalado en la formación Sh con un total de 282m lineales incluyendo ambos tubos. El RMR varía entre 29 y 45 con un valor medio de 35 y la profundidad a la que se encuentra lo hace entre 29m y 70m. Como se podrá observar a continuación, el comportamiento de macizo rocoso en las zonas en las que se ha instalado el sostenimiento B2 no ha sido adecuado.

En las zonas más superficiales (29m a 53m de montera), el túnel ha experimentado, además de deformaciones horizontales, asentamientos de cierta consideración. Los movimientos verticales varían entre 30mm y 68mm mientras que los horizontales los hacen entre 2mm y 24mm. Los movimientos verticales sobrepasaron el límite de alarma contemplado en el diseño razón por la cual, se procedió a la instalación de una contra-bóveda temporal y bulones auto-perforantes en las zonas que así lo demandaban. Estas medidas fueron suficientes para ralentizar las deformaciones, pero no así para evitar la fluencia del terreno.

En las zonas más profundas (>59m), el comportamiento del terreno es aun peor que el arriba descrito. Este comportamiento se puede atribuir a la proximidad de una zona de falla así como a la excavación de la galería de conexión que se encuentra en el P.K. 29+515. La zona de falla se encuentra aproximadamente entre los P.K. 29+528 y 29+510 de ambos tubos. El RMR medio de esta formación es de 30. En este caso, las deformaciones alcanzaron valores muy superiores a los límites establecidos en el diseño llegando a máximos de 180mm y 278mm de movimiento horizontal y vertical respectivamente.

Cabe señalar, que hasta el comienzo de la excavación de la galería, el túnel ya había sufrido deformaciones importantes las cuales no se habían estabilizado hasta ese momento. Estos movimientos se acele-

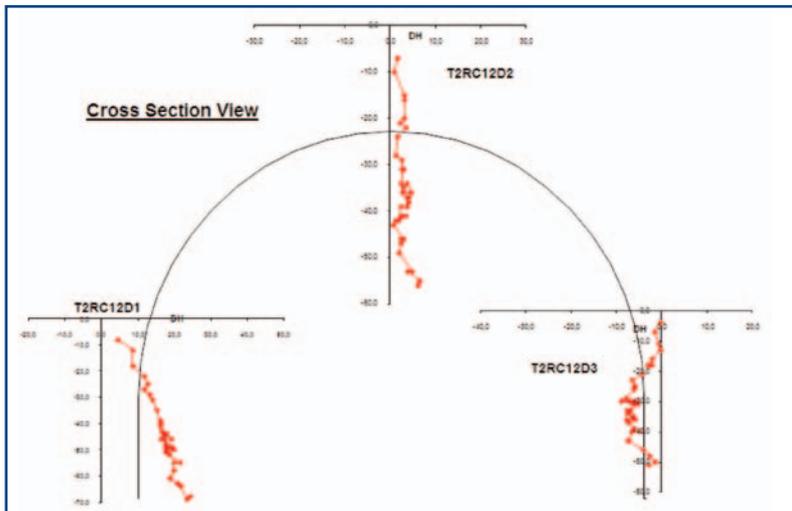


Fig 18. Movimientos absolutos. Estación 12. Tubo derecho.

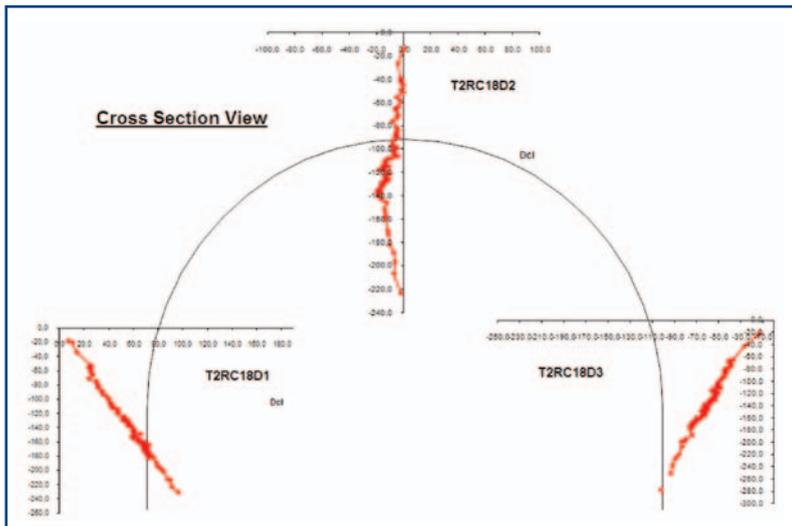


Fig 19. Movimientos absolutos. Estación 18. Tubo derecho.

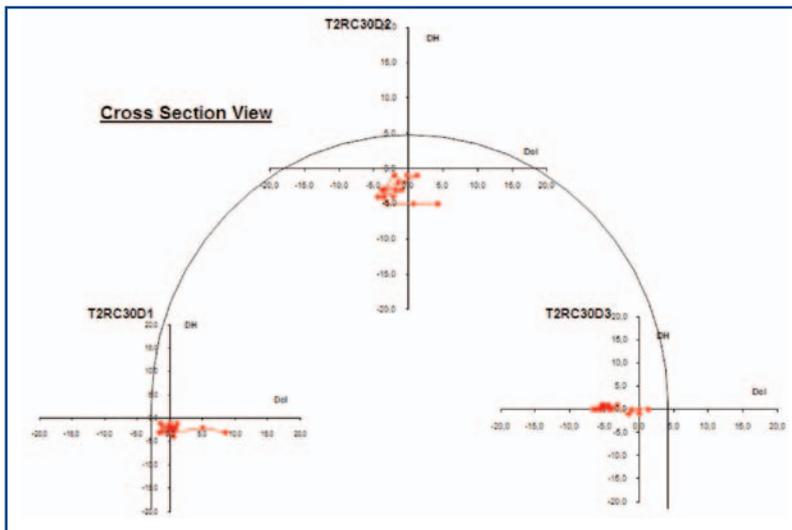


Fig 20. Movimientos absolutos. Estación 30. Tubo derecho.

raron una vez comenzados los trabajos de excavación. Como en casos anteriores, la instalación de una contra-bóveda y de bulones auto-perforantes no fue suficiente para controlar las deformaciones del túnel. Gran parte de las deformaciones se podrían deber a la fluencia del terreno. Además, la falta de cimentación bajo los apoyos de las cerchas podría ser la causa principal de los asentamientos.

#### 7.4. Sostenimiento tipo C-

Este sostenimiento se ha instalado en dos formaciones distintas: Sh-Do y Sh, siendo el recubrimiento máximo de 65m en el tubo derecho y 114m en el izquierdo. Hasta el momento se han instalado un total de 329m lineales de este sostenimiento.

##### 7.4.1. Formación Sch - Do

La longitud total excavada en esta formación es de 174m aproximadamente. El RMR varía entre 29 y 53 con un valor medio de 38. La profundidad a la que se ha instalado el sostenimiento C- dentro de esta formación varía entre 84m y 114m.

En el tubo derecho (fig. 20) el comportamiento del macizo ha sido bueno ya que en ningún caso las deformaciones superan los 8mm.

En el tubo izquierdo (fig. 21) el comportamiento es muy similar al anterior con la excepción de algunos casos en los que las deformaciones horizontales alcanzaron valores próximos a los 20mm. El movimiento vertical máximo ha sido de 12mm aunque en la mayoría de los casos estos no superaron los 5mm.

Basándonos en la información disponible se podría decir que el sostenimiento aplicado es adecuado aunque se debería esperar a tener más datos para poder sacar conclusiones definitivas.

##### 7.4.2. Formación Sh y Falla

Hasta el momento se han instalado un total de 154m lineales de este sostenimiento en esta formación. El RMR varía entre 24 y 47 con un valor medio de 31 mientras que el recubrimiento varía entre 65m y 85m. Como se podrá observar a continuación, el comportamiento del macizo dependerá de la zona en la que se encuentre.

Dentro del tubo derecho y basándonos en la información disponible (fig. 22), se podrían distinguir dos

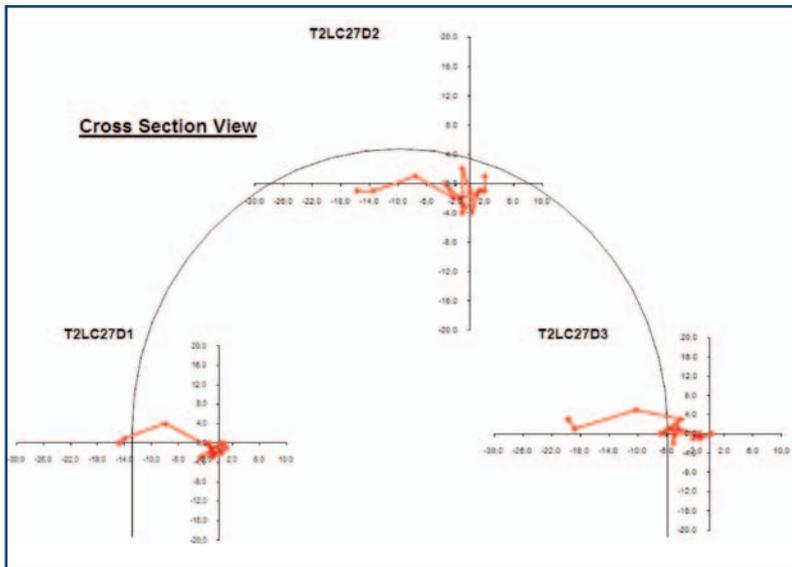


Fig 21. Movimientos absolutos. Estación 27. Tubo izquierdo.

zonas en función grado de afectación que la falla y la excavación de la galería tienen sobre ellas. La primera de estas zonas se extiende desde el P.K. 29+510 al P.K. 29+450. Como puede observarse, las deformaciones alcanzaron valores importantes incluso antes de la excavación de la galería. Una vez comenzada la excavación de esta, los movimientos se aceleraron de

manera notable alcanzando, en su mayoría, valores superiores a los límites fijados en el diseño. Como era de esperar el grado de afectación disminuye a medida que nos alejamos de las áreas de interés.

La segunda de estas zonas se extiende desde el P.K. 29+412 al P.K. 29+406. En este caso, los movimientos registrados han sido casi nulos como puede apreciarse en la siguiente figura.

Con respecto al tubo izquierdo se podría decir que el comportamiento del macizo es bastante bueno teniendo en cuenta que las deformaciones registradas no son importantes. Los movimientos horizontales alcanzaron un máximo de 21mm mientras que los verticales no superaron los 17mm. Estos valores están por debajo de los límites máximos fijados en el diseño.

Se podría decir que el comportamiento del sostenimiento es adecuado exceptuando cuando se instala en las proximidades de una falla. Para estos casos se debería plantear una nueva tipología de sostenimiento capaz de resistir las deformaciones y esfuerzos impuestos.

### 7.5. Conclusiones

- **Formación Do - Pg:** Esta formación ha tenido un comportamiento relativamente bueno incluso en

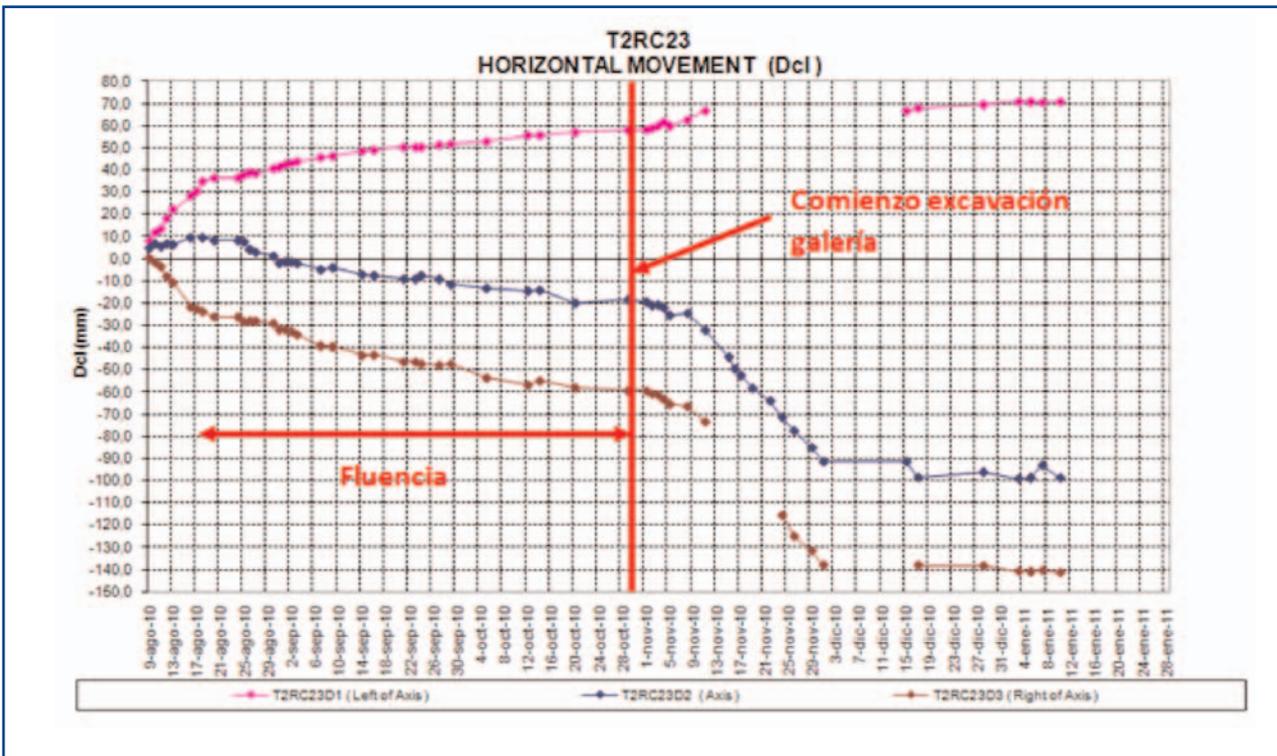


Fig 22. Movimiento horizontal Vs Tiempo. Estación 23. Tubo derecho (P.K. 29+494).

Tabla 6.

SOSTENIMIENTO	GUNITA		BÚLON		CERCHA		CONTRA-BÓVEDA		ENFILAJE	
	RMR < 35	RMR >35	RMR < 35	RMR >35	RMR < 35	RMR >35	RMR < 35	RMR >35	RMR < 35	RMR >35
A	x	OK	x	OK	x	x	x	x	x	x
B1	OK	OK	OK	OK	OK	OK	x	x	x	x
B2	H < 53m	REGULAR	OK	REGULAR	REGULAR	OK	REGULAR	OK	OK	OK
	H > 53m	MAL	OK	MAL	MAL	OK	MAL	OK	OK	OK
C-	H < 53m	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	H > 53m	MAL	OK	MAL	OK	OK	MAL	OK	OK	OK

1. Sostenimientos A y B1: OK      2. Sostenimiento B2:  
a. Mal en zona de falla o cerca de la galería  
b. OK en terreno de calidad media o superior

3. Sostenimiento C-:  
a. Mal en zona de falla  
b. Ok en terreno de calidad media

las zonas más profundas (85m) donde se ha atravesado. Los movimientos registrados han estado, en general, siempre por debajo de los límites de aviso fijados en el diseño. Hasta el momento se han instalado tres tipos de sostenimientos en esta formación: A, B1 y B2 y ninguno de ellos ha sufrido desperfectos hasta el momento. Se recomienda extremar las precauciones cuando esta formación se encuentre en las proximidades de una galería ya que el aumento de tensiones provocado por la excavación de esta podría empeorar el comportamiento del macizo.

- **Formación Sch - Do:** El comportamiento del macizo depende del sostenimiento instalado y de la profundidad a la que se encuentre. Hasta el momento se han instalado tres tipos de sostenimiento dentro de esta formación: B1, B2 y C-. En las zonas menos profundas donde se ha instalado el sostenimiento B1 el comportamiento del macizo ha sido adecuado mientras que para el B2 no lo ha sido tanto. En el primer caso, las deformaciones no han superado los 5mm mientras que en el segundo estas han superado los límites de aviso. Esta diferencia en el comportamiento se puede deber a la presencia de pequeñas fallas en las zonas donde se instaló el sostenimiento B2.

No se disponen de datos suficientes para analizar el comportamiento del macizo en las zonas con más recubrimiento (114m), pero los datos disponi-

bles muestran un comportamiento incluso mejor que en las zonas más superficiales. En este caso las máximas deformaciones medidas no superan los 20mm. En estas zonas se ha instalado el sostenimiento C-.

En general, el comportamiento del macizo ha sido satisfactorio para los tres sostenimientos aplicados.

- **Formación Sh y Falla:** Estas dos formaciones han sido las que, hasta el momento, han dado más problemas durante la excavación del túnel. Los sostenimientos instalados han sido el B2 (282m) y el C- (154m). En general, el macizo ha sufrido deformaciones importantes.

En las zonas más superficiales (de 29m a 53m de montera) donde se instaló el sostenimiento B2, las deformaciones superaron los límites de alarma lo que obligó a la instalación de una contra-bóveda y bulones auto-perforantes. Estas medidas ralentizaron las deformaciones, pero fueron insuficientes para evitar la fluencia del macizo. La principal causa de los problemas sufridos es la ausencia de una placa de reparto bajo el apoyo de la cercha, lo cual hace que esta se clave en el terreno dando lugar a asientos importantes del sostenimiento. En la zona de falla, el sostenimiento B2 ha sufrido deformaciones muy importantes (>>150mm) lo cual obligó a su demolición y sustitución con el sostenimiento C-. En general, este sostenimiento no es el más adecuado para este tipo de formación.

En las zonas más profundas solo se ha instalado el sostenimiento C-. Este sostenimiento se ha visto afectado por la presencia de una falla importante y por la excavación de la galería de conexión. La presencia de la falla ha dado lugar a deformaciones importantes por fluencia del terreno mientras que la excavación de la galería produjo un aumento importante de las deformaciones.

En las zonas más alejadas de la falla, el sostenimiento C- no ha sufrido deformaciones importantes (<25mm).

A la vista de lo expuesto anteriormente, ni el sostenimiento B2 ni el C- parecen adecuados para atravesar zonas de falla. En este caso, se reco-

mienda cambiar a tipología del sostenimiento. Este requeriría la excavación simultánea del avance y la destroza seguida por la construcción del revestimiento definitivo lo más cerca posible del frente. La sección del túnel se cambiaría de herradura a circular con el fin de conseguir un anillo autoportante de mejor calidad.

En las zonas alejadas de fallas, el sostenimiento C- parece ser adecuado, pero aun no se disponen de datos suficientes para poder sacar conclusiones más definitivas.

La tabla 6 resume el comportamiento de los distintos elementos de sostenimientos en función del RMR. ♦

#### Referencias:

- (1) BARTON, N. LIEN, R. and LUNDE, J. (1974). "Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support". Rock mechanics, Springer Verlag, col. 6, pp 189-236
- (2) BIENIAWSKI, Z. T (1989). "Engineering rock mass classifications". John Wiley and Sons, Inc.
- (3) FOUCAULT, A. and RAOULT, J.F. (1980). Dictionnaire de Géologie, Ed. Masson.
- (4) GRIMSTAD, E., and N. BARTON (1993). "Updating the Q-system for NMT. Proceedings of the International Symposium on Sprayed Concrete: Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support". Oslo: Norwegian Concrete Assn.
- (5) E.HOEK y P. MARINOS (2000). "Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses (2000)". Tunnels and Tunnelling November and December issues, pp 45-51 and pp 33-36
- (6) E.HOEK, P. MARINOS y V. MARINOS (2006). "Variability of the engineering properties of rock masses quantified by the Geological Strength Index: the case of ophiolites with special emphasis on tunneling". Bulletin of Engineering Geology and the Environment. Vol. 65. pp 129-142
- (7) M.CAI, P.K. KAISER, Y. TASAKA y M. MINANI (2006). "Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system". International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. Volume 44, Issue 2, pp 247-265
- (8) OMIKROM KAPPA CONSULTING (2009). "TU.026 (T2) - Final design of tunnel mined part excavation and initial support. Technical report".
- (9) SERAFIM, J.L. and PEREIRA, J.P. (1983). Considerations of the geomechanics classification of Bieniawski. Proc. Int. Symp. Eng. Geology. Lisbon.

## Characterization and behaviour of a tunnel in weathered dolerite

### 1. Introduction

The tunnel T-2 belongs to the E-65 Highway project, crossing the western slopes of "Paliovigla-Paliokazarma-Kazarma" ridge on the Othrys massif in Central Greece. The macro-geological unit in which the tunnel is located is called the Othrys Ophiolitic Complex. An intricate structure in which volcanic rocks are intruded in the direction of the schistosity of the metamorphic rocks is further complicated by large scale over thrusts which create tectonic melanges. The whole entity is found in considerable tectonic disorder where packages of peridotites or pillow lavas of various sizes "float" inside a sheared shale-like mass. It is understandable that tunnelling in such a formation requires a good appraisal of the rock mass deformation potential as, in weathered dolerites, it will have a direct impact on the support behaviour, particularly in the deeper sections with more than 250 m overburden. This paper first deals with the geomechanical

characterisation of the heterogeneous rocks mass and the different models employed to simulate its behaviour during the tunnel excavation and support. The tunnel sections that have already been excavated and supported have then been subject to extensive monitoring through a long period of time, which has permitted a comprehensive analysis of their behaviour in the different geotechnical units previously characterized. This has led to a final conclusion on the virtues and deficiencies of the design tools in their ability to forecast the support performance.

### 2. Geomechanical classification of the rock mass

The estimation of the Geological Strength Index (GSI) of the different geological units that would be encountered during the excavation of the tunnels has been based on the analysis of the samples recovered from boring, the results from the Uniaxial Compressive Strength Tests (UCS) and on those of the point load

	Do - Pg		Sch - Do		Sh		Falla	
	H < 53m	H > 53m	H < 53m	H > 53m	H < 53m	H > 53m	H < 53m	H > 53m
Q < 0.3	x	x	OK	x	REGULAR	MAL (FALLA)	x	MAL
Q > 0.3	OK	OK	OK	OK	OK	OK	x	x

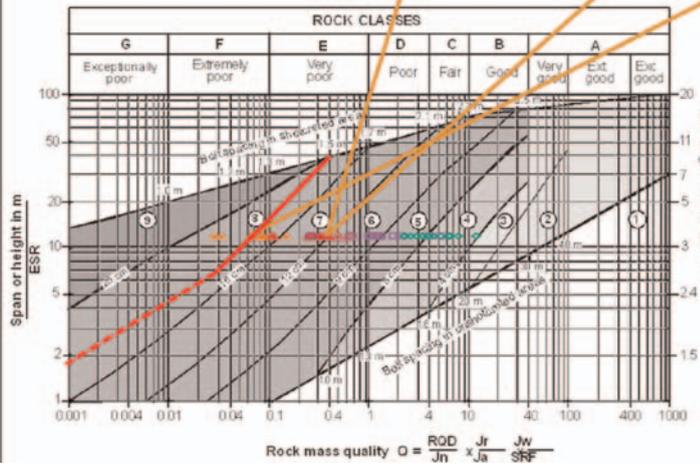


Figure 1. Proposed boundary for support class No. 8.

tests (PLT) as well as on the bibliographical information (Marinos et al., 2006 and Cai et al., 2006). A detailed description of the analysis can be found in Simic (2010).

### 3. Tunnel design and construction

From the Geotechnical assessment 4 support classes have been defined using the original notation of Grimstad and Barton criteria :

- Support class No.5, to be applied in Do formation when the Q value is greater than 1.2, consisting of 10 cm of shotcrete with steel fibres and rock bolts of 200 KN, having a length of 4 m and spacing 1.5 m in the transverse section and 2-2.5 m in the longitudinal direction.
- Support class No. 6, to be applied both in Do and Sch-Do formations having  $0.4 < Q < 1.2$ , consisting of 15 cm of shotcrete with steel fibres and rock bolts of 200 KN having a length of 5 m and arrangement of 1.5x1.5 m. A lattice girder is also installed, together with a non-systematic installation of  $\phi$  25 spiles of 4 m length at the crown heading when rock falling was foreseen.
- Support class No. 7, to be applied in all formations when face stability problems occur due to the intense rock fracturing. This class is similar to No. 6 with the addition of

systematic spiling (38 spiles,  $\phi$  25, 4 m long with a spacing of 0,35 m) and 5 cm shotcrete at the tunnel face.

- Support class No. 8, to be applied in Sch-Do, Sh and F formations having  $0.012 < Q < 0.12$ , and consisting of 35 cm of shotcrete with steel fibres, self-boring anchors of 250 KN, a length of 6 m and a arrangement of 1.5 m T x 1.0 mL, steel sets HEB-160 are also systematically installed at every excavation run of 1.0 m length. A temporary slab of 0.2 m of shotcrete thickness is also systematically placed.

### 4. Conclusions

The squeezing potential during tunnel excavation was assessed using Hoek-Marinos criteria, from which it was foreseen that the more sheared materials were prone to squeezing under depths of overburden not very high (about 100 m).

Tunnel support sections were determined by means of Grimstad-Barton criteria and their behaviour has been analysed in this paper. Figure 1 shows a summary of the sections adopted in the different materials. Only support class No. 8 was clearly insufficient, as steel sets bending, shotcrete spalling and temporary invert breaking was noticed along with high ground convergency. This behaviour made it necessary to modify the Grimstad-Barton criterion at the lower scale of Q values for support class 8, as shown in figure 1. ♦