

# VALENTÍN Salcedo

Ingeniero de Minas (Geología y Geofísica)  
ETSIM UPM.

Jefe de Unidad de Ingeniería Independiente  
en Proyecto y Obra Túnel Chenani-Nashri,  
(Team Leader of Independent Engineer for  
Chenani-Nashri Tunnel Project)



## Fenómenos de squeezing y patologías en un túnel profundo en el sub-Himalaya

### RESUMEN

El trabajo se centra en analizar las causas del comportamiento en deformaciones de las excavaciones desde ambas boquillas durante la ejecución del túnel Chenani-Nashri (Jammu y Cachemira, India), con 9 km de longitud y coberteras que superan ligeramente el kilómetro, en un macizo rocoso del Terciario (sub-Himalaya).

El desarrollo de Squeezing se limita sensiblemente a la excavación por NATM desde la boquilla Sur, con máximas deformaciones en el hastial y hombro derechos.

Se analizarán:

- la anisotropía de tensiones debida a la tectónica del sub-Himalaya, y local,
- la orientación de la estructura predominante (estratificación),
- la anisotropía del macizo rocoso, constituido por una formación tipo flysch, y
- otros condicionantes.

### PALABRAS CLAVE

Fluencia, tensiones "in situ", NATM, anisotropía, dianas

### ABSTRACT

*The construction of the 6, 7 km length BOLAÑOS TWIN TUNNEL during the excavation through NATM method of the 9 km long Chenani-Nashri Tunnel (Jammu & Kashmir, India) it has been observed that its behavior in deformation is dissimilar between drives from both the portals, South and North. The tunnel crosses a mountainous range with overburden slightly higher than 1 km, formed by Tertiary sedimentary rocks (sub-Himalaya)*

*Development of Squeezing phenomena in blasted/drilled rock mass by NATM is appearing mostly in excavation driven from South Portal, with higher deformations in right shoulder and sidewall.*

*To consider:*

- *the stress anisotropy generated by tectonic regional stresses (WSM), also by local folds,*
- *the structural control dominated by bedding,*
- *the rock anisotropy, which comprises a flysch formation, and*
- *other aspects.*

### KEYWORDS

*Squeezing, "in situ" stresses, NATM, anisotropy, targets*



Fig. 1. Vista de satélite con localización del Proyecto e indicadores tectónicos circundantes (puntos azules)

# 1 Ubicación de la obra, encuadre geográfico y condicionantes (relieve, tectónica regional)

El túnel de Chenani-Nashri es un túnel de carretera bidireccional de 9 km con dos carriles que se sitúa en las últimas estribaciones del sub-Himalaya hacia el suroeste, localizándose la boquilla sur junto a Chenani, a la que se accede por la existente NH-1A. La boquilla norte se sitúa cerca de Nashri, pasado Batote, a algo más de 5 km dirección Jammu. En la Fig. 1 se muestra su situación.

El túnel atraviesa una cresta montañosa (Nathatop) a cota +2279,60 m, cercana al puerto de Patnitop, sobre el pk de túnel 5+525 desde la boquilla Sur, mientras las boquillas presentan rasante de +1230 m al Sur y +1209 m al Norte. El recubrimiento máximo sobre clave es de 1030 m, siendo uno de los factores condicionantes en el diseño del túnel.

La orografía montañosa ha condicionado fuertemente el trazado, con una limitación de espacio para las zonas de peaje y diseño de taludes, debido a las expropiaciones previstas.

La zona queda encuadrada como Zona sísmica IV, que ha condicionado el diseño de sostenimiento en las zonas de boquilla. Es una zona en la confluencia de placas tectónicas continentales, en el vértice de giro de las tensiones (extremo NO del cabalgamiento principal limítrofe, MBT), y siendo difícil establecer orientaciones de plegamiento respecto al túnel.

Los indicadores tectónicos (por mecanismo focal sísmico) recopilados del mapa WSM (2008) dan direcciones de máximas tensiones in situ de WSW-ENE a SW-NE, incluidos arriba como segmentos con punto azul, mientras que el túnel está orientado N-S.

# 2 Breve descripción de la obra de túnel

## 2.1. Método Constructivo

El método constructivo se ha basado en el NATM con fases de avance y destroza (más contrabóveda prevista) en el túnel principal, a sección completa en la galería de evacuación y mixto en las galerías transversales.

La investigación geotécnica se ha visto muy limitada por razones de accesibilidad, permisos forestales y plazos de entrega de los Proyectos, y teniendo en cuenta la profundidad y longitud del túnel había bastantes incógnitas en la predicción del comportamiento. En el Proyecto Básico (DPR) se menciona que la flexibilidad del nuevo método austriaco, con su capacidad de adaptación óptima al tipo de terreno y seguridad de ejecución, y ha sido un método habitual en el Himalaya en tramos de geología variable con incertidumbres geomecánicas, experiencia de mano de obra local y aceptación por parte de los contratistas.

Por otro lado, presenta una ventaja cuando existen condiciones restrictivas de altas deformaciones en los frentes, que pueden generar atrapamiento de las TBM.

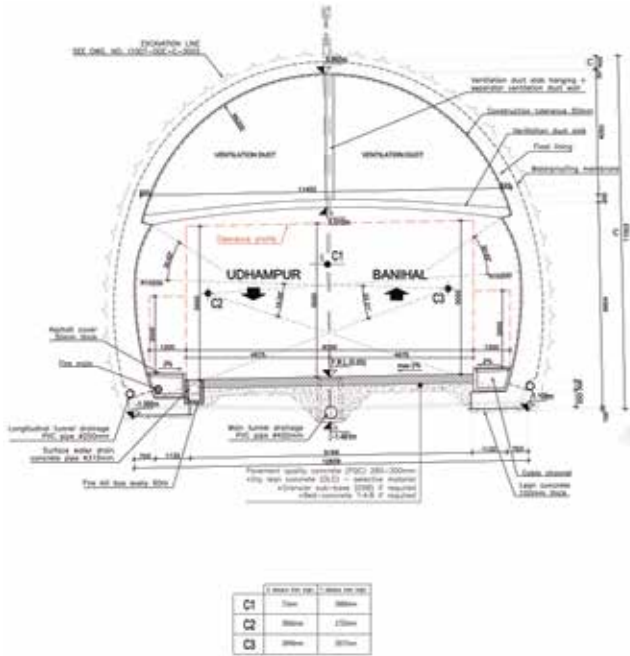
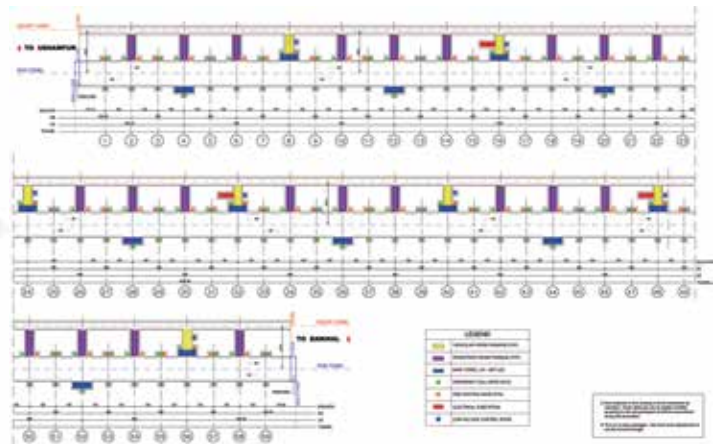


Fig. 2. Sección típica del túnel principal (MT) sin contrabóveda

Fig. 3. Planta esquemática del túnel de Chenani-Nashri y galería paralela con conexiones



## 2.2. Descripción de los túneles

Se trata de un túnel de carretera (MT) con un carril por sentido y aceras, con apartaderos cada 600 m en hastiales alternos, comenzando en pk (TM) 0+600 desde el Sur, y un gálibo de 9.35 m (H) x 5.0 m (V). También presenta losa con tabique central para los dos conductos de ventilación transversal. En la figura 2 se ve la sección típica funcional:

Se ha construido una galería de emergencia (abreviada ET) paralela, con gálibo mínimo 5.0 m (H) x 2.5 m (V), y a una distancia entre hastiales contiguos comprendida entre 15-22 m (en las boquillas) y 33 m (mayoría del trazado). En la figura 3 se presenta un esquema en planta con las conexiones entre ambos túneles mediante galerías (CP) cada 300 m (CP-1 a CP-29). Inicialmente, 3 de cada 4 galerías presentaban dimensiones para uso peatonal, pero se modificaron a vehiculares para acceso de maquinaria.

La elección de 300 m se debe a la aplicación de la normativa india sobre túneles, recogida en el Indian Roads Congress mediante el código IRC:SP:91-2010 Guidelines for Road Tunnels. Este criterio respeta la normativa europea y española de disposición de salidas de emergencia/ evacuación, como mínimo cada 500 m, y sin superar 400 m respectivamente.

Los túneles presentan un trazado prácticamente rectilíneo y orientación N8°E, con máxima cota de trazado de +1252.44 m próxima al centro del túnel (pk 4+445 desde Sur) y pendientes hacia ambas boquillas de 0,5 % que coinciden con el gradiente de drenaje.

Las longitudes totales son de 8979 m para MT y 8966 m para ET, y las secciones de excavación fueron: 136-145 m<sup>2</sup> para el MT, 35-40 m<sup>2</sup> para el ET, y 65-70 m<sup>2</sup> para la CP.

La galería de emergencia se ha utilizado como túnel piloto para localizar posibles zonas de falla e ingreso de agua en los túneles,

que finalmente no se han cortado. No obstante, las convergencias en el ET desde el Sur han sido con frecuencia superiores al 1 %, obligando a actuaciones de reperfilado y saneo, combinadas o no con ejecución de soporte adicional o sustitutivo de otro afectado por sobretensiones. Debajo, ejemplo en ET TM 2+230 (Sur).

Los plazos de ejecución de la obra de excavación/sostenimiento y revestimiento así como rendimientos se muestran en la tabla 1.

## 3 Marco geológico-geotécnico y caracterización geomecánica del macizo rocoso

El túnel de Chenani-Nashri se encuentra encuadrado geológicamente en las formaciones del cinturón Terciario del sub-Himalaya en Jammu denominada formación Murree (Mioceno inferior a medio), afectado por la tectónica de colisión en la parte NO de la cordillera del Himalaya, presentando el cinturón rumbo ONO-ESE y estando limitado por cabalgamientos.

La formación Murree está constituida por un flysch cuyas litologías corresponden a areniscas, limolitas y argilitas, éstas últimas altamente friables.

Toda la serie a lo largo del trazado del túnel se ve afectada por la tectónica regional (colisión de placas al NO del Himalaya), y también un gran pliegue sinclinal en Kud con su eje axial NW-SE, atravesado por el túnel en su flanco O. Atendiendo a la orientación y buzamiento de la estratificación se han definido tres dominios estructurales descritos más adelante.

La investigación geotécnica tuvo que limitarse por tema de orografía y dificultad de accesos, permisos forestales o privados, inconvenientes logísticos, así como ajuste de plazos de entrega de



Fig. 4. Reperfilado y refuerzo de sostenimiento en el túnel ET TM 2225 (desde el Sur)

Actividad	Túnel	Fecha comienzo	Fecha final	Producción* m/mes, pases/ día (año), puestas/ mes	Ciclo (horas o días)
Excavación/ Sostenimiento (Sección tipo B1, HP con fibra plástica)	MT-Principal avance	18-08-2011 (Sur)	13-07-2015	140-185, 1.5 a 2 (2013)	12-17 h
		22-10-2011 (Norte)		100-160, 1.2 a 1.7 (2014)	15-20 h
	MT-principal destroza	Fin Sept.2011 (Sur)	Finales Dic.2015	Variable, no crítica	–
		12-12-2011 (Norte)		Variable, no crítica	–
	Emergencia	08-08-2011 (Sur)	02-06-2014	200, 2 a 2.5 (2013)	10-12 h
		08-10-2011 (Norte)		135-165, 1.5 a 2 (2014)	12-18 h
Revestimiento Carro 15 m (rosca hormigón estructural)	MT-Principal	28-05-2013 (Sur)	13-07-2016 (rosca) 27-09-2016 (losa V)	9 a 10 puestas (2013-14)	3 días
		08-06-2013 (Norte)		16-20 puestas (2016) 23-25 en losa ventilación	1.5 días 1.25 días
	Emergencia	05-07-2013 (Sur)	14-08-2016	11-12 puestas (2013-14)	2.5 días
		15-07-2013 (Norte)		16-20 puestas (2016)	1.65 días

NOTA: \*Los rendimientos expresados en la tabla son medios por boquilla

Tabla 1. Sumario de producciones y periodos ejecución para sostenimiento y revestimiento túneles

los resultados de la campaña y conclusiones relativas a diseño. En la caracterización geotécnica propuesta por el Diseñador, se incorporaron los datos geo-estructurales y condiciones/características de los sistemas de juntas (según la clasificación ISRM, 1981, y Palmstrom, 2000) obtenidos de la investigación de campo (estaciones y sondeos), añadiendo otros ensayos sobre propiedades de la roca intacta. El análisis estadístico se resume en las figuras 5 (tablas) y 6 (gráficos distribución UCS=RCS).

La clasificación geomecánica del macizo rocoso se ha realizado a partir del índice GSI, cuya variabilidad se ha simulado por el método de Montecarlo, obteniendo distribuciones estadísticas mostradas en la figura 7. Se ha clasificado el macizo rocoso en

cuatro grupos de GSI, 1 a 4 (GSI decrecientes), asociándolos a los ábacos de Hoek y Marinos (2000).

Se ha considerado el macizo rocoso como un medio continuo, utilizándose el criterio de rotura generalizado de Hoek y Brown (Hoek et al., 2002), y para el módulo de deformación del macizo rocoso la formulación empírica de Hoek y Diederichs (2006), partiendo del GSI y RCS de la roca intacta.

La clasificación del macizo rocoso empleada en el Pliego Técnico del Contrato es la asociada al NATM (Rabcewicz and Pacher, 1964-1965), correlacionando esta clasificación descriptiva con el enfoque probabilístico empleado por Russo y Grasso (2007).

Fig. 5. Intact rock properties of Sandstone

Sandstone	Dry density	Porosity	"P" Wave velocity	UCS	Modulus of Elasticity	Poisson's ratio	c'	φ	mi
	kg/m <sup>3</sup>	%	(m/sec)	MPa	GPa		Mpa	(°)	
MIN.	23,5	1,8	377	9	2	0,1	9	37	6
AVERAGE	25,6	3,9	4008	79	18	0,2	21	45	8
MAX.	26,8	8,9	6010	164	68	0,3	40	54	13
ST.DEV.	0,7	1,9	851	40	17	0,1	7	5	2

Fig. 6. Intact rock properties of Siltstone / Claystone

Siltstone/ Claystone	Dry density	Porosity	"P" Wave velocity	UCS	Modulus of Elasticity	Poisson's ratio	c'	φ	mi
	kN/m <sup>3</sup>	%	(m/sec)	MPa	GPa		Mpa	(°)	
MIN.	23,9	0,6	2213	12	1	0,1	4	30	3
AVERAGE	25,7	3,0	3878	44	8	0,2	14	46	8
MAX.	26,8	8,3	5252	87	23	0,4	26	63	13
ST.DEV.	0,8	1,8	692	19,4	6	0,1	5	8	3

FREQUENCY GRAPH FOR UCS VALUES ( AS PER LITHOLOGY)

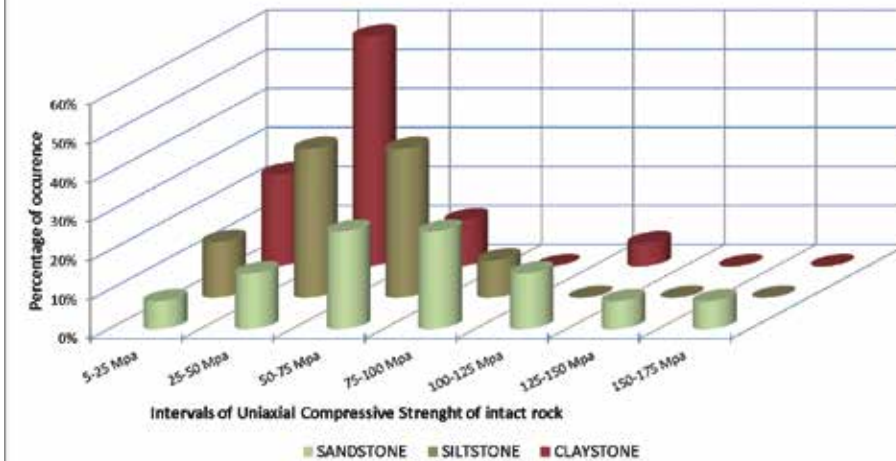


Fig. 5. Propiedades geomecánicas de la roca intacta: areniscas y grupo limolita-argilita

Fig. 6. Gráfico de frecuencias de compresiones simples según litologías

La cuantificación del comportamiento y clasificación por categorías se ha realizado a través del método analítico CCM (Hoek y Brown 1980, Hoek 2000, y Carranza-Torres, 2004), al que se ha aplicado el método de Montecarlo a los parámetros siguientes:

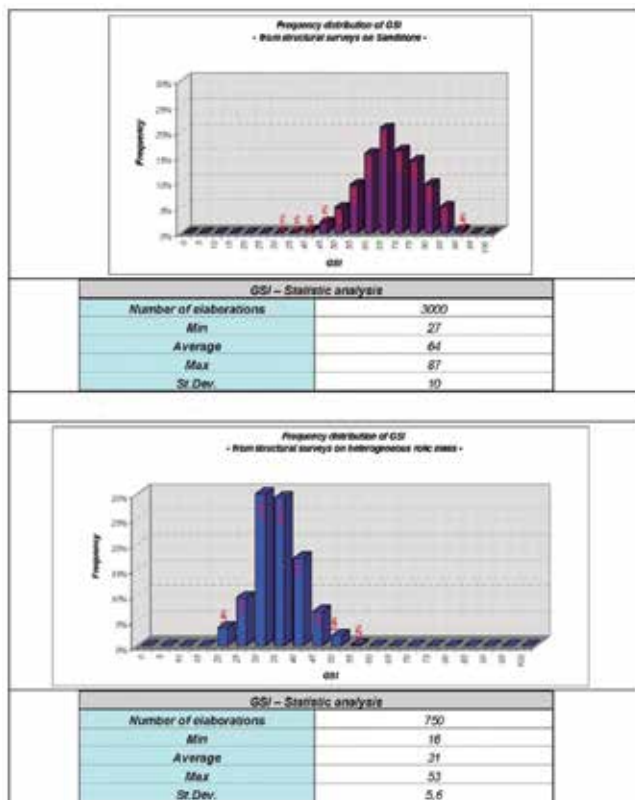
- Parámetros de la roca intacta y el macizo rocoso (GSI, RMR, mi, oci entre otros)
- Recubrimiento hasta clave del túnel (H) y estado de las tensiones in situ (K0=1)
- Geometría de la cavidad (R0): radio equivalente del MT, 6.7 m, y del ET, 3.3 m.

Para la variabilidad de parámetros del macizo se ha fijado un porcentaje de 50 % de arenisca y 50 % de roca heterogénea (limolitas más argilitas) al combinar las distribuciones de ambas, mientras el recubrimiento se ha limitado al intervalo 300-650 m para el diseño de sostenimiento por CCM, asumiendo cierto riesgo.

El Diseñador obtuvo seis categorías de comportamiento ("a" a "(f)" de mejor a peor) y para cada categoría se estimaron intervalos de % deformación del túnel (circular), y de radio de plastificación relativo al del túnel. En la figura 8 se muestra la equivalencia entre la clasificación NATM (Contrato de Concesión) y la caracterización de Russo y Grasso.

Las clases de roca establecidas según Pliego han sido:

- A1, "Estable"
- A2, "Con ligera generación de sobre-excavaciones", macizo elástico, caídas (gravedad)
- B1, "Comportamiento friable" macizo rocoso no estable, elasto-plástico, caídas
- B2, "Comportamiento altamente friable": idem, auto-soporte menor, más fracturado



Rock class description (as per Concession Agreement)		Russo and Grasso (2007) quantitative approach	
Class	Description	Stress analysis (behavioural category)	Geostructural condition (typical RMR class)
A1	Stable	a/b	I
A2	Slightly overbreaking		II
B1	Friable	c	III
B2	Heavily friable		IV
C1	Pressure exerting		III-IV
C2	Heavily pressure exerting	e	III-IV-V
L	Loose ground	(f)	V

Fig 7. Distribuciones probabilísticas de ocurrencia del GSI en areniscas y macizo rocoso heterogéneo

Fig. 8. Equivalencia entre la Clasificación NATM del Pliego y el enfoque cuantitativo de Russo, Grasso

- C1, "Somético a presiones críticas": con fluencia viscosa en el tiempo ("Squeezing")

- C2, "Somético a altas presiones, superiores a las críticas": zonas de falla

- L, "Terreno suelto": materiales con baja calidad geotécnica, zonas de boquilla

El Diseñador ha relacionado grupos GSI y categorías de comportamiento: grupo G1 con categorías a/b, G2 con categoría c, G3 con categoría d, y G4 con categoría e/f.

Para la selección de la clase de roca en el frente se han tomado el GSI, RCS (intacta), el índice de competencia IC (se asume  $K_0=1$ ) y el índice RMR para distinguir las clases B1 ( $RMR>40$ ) y B2 ( $RMR\leq 40$ ).

El nuevo método austriaco descansa sobre la observación del comportamiento del túnel monitorizado a juicio/apreciación del técnico responsable, y existiendo la limitación de investigación geotécnica disponible se ha justificado el análisis probabilístico.

No obstante, el enfoque probabilístico cuantitativo se considera excesivamente optimista debido a la limitación de recubrimientos, a la consideración de  $K_0=1$ , y a la composición asignada al modelo probabilístico.

## 4 Secciones tipo de sostenimiento/revestimiento diseñadas y empleadas en obra

### Sostenimiento de los túneles

Atendiendo al Pliego técnico de Contrato, el Diseñador ha propuesto las correspondientes secciones tipo de sostenimiento para el Proyecto Constructivo, utilizando métodos empíricos, analíticos (análisis de cuñas, CCM) y numéricos (MEF con Phase2, medios continuos). Las principales se muestran en la Tabla 2.

Debajo se muestra la sección tipo B1, la más utilizada, mientras la C1 no se ha llegado a emplear, sólo una intermedia entre B2 y C1 en contramedidas de refuerzo.

Las Secciones tipo B3, para condiciones de rockburst (estallido en areniscas), A1 y C2 han estado lejos de aplicarse en los túneles. No obstante se ha observado el popping (expulsión ruidosa de fragmentos pequeños) en bancos de areniscas casi masivas.

Medidas adicionales de refuerzo del sostenimiento (contramedidas): Respecto a las medidas de refuerzo del sostenimiento (contramedidas), las principales son:

- Saneado de grietas y desconches en HP con reposición de capa 200-250 mm y mallazo.

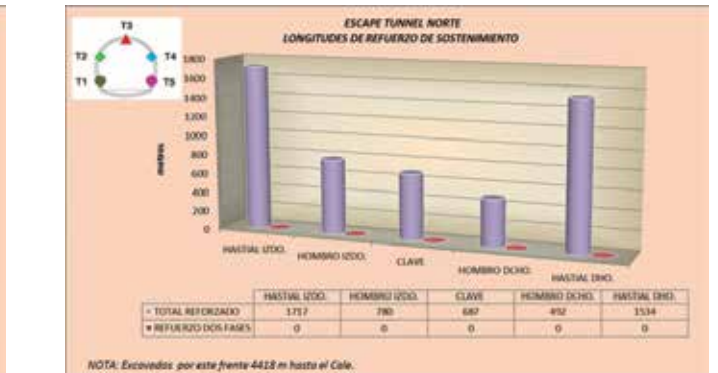
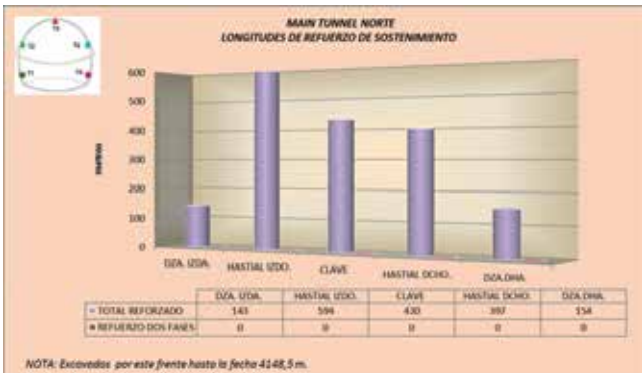
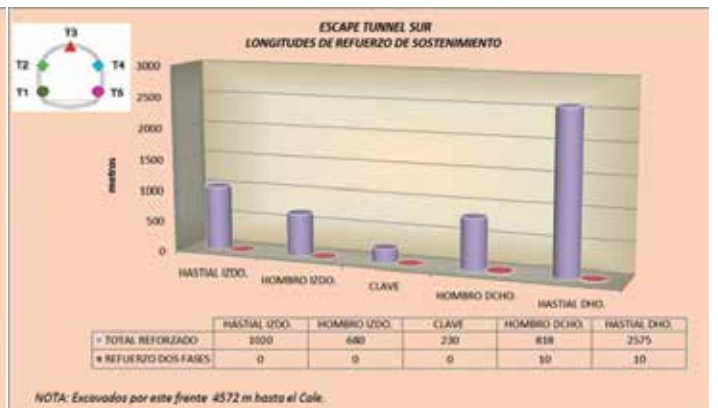
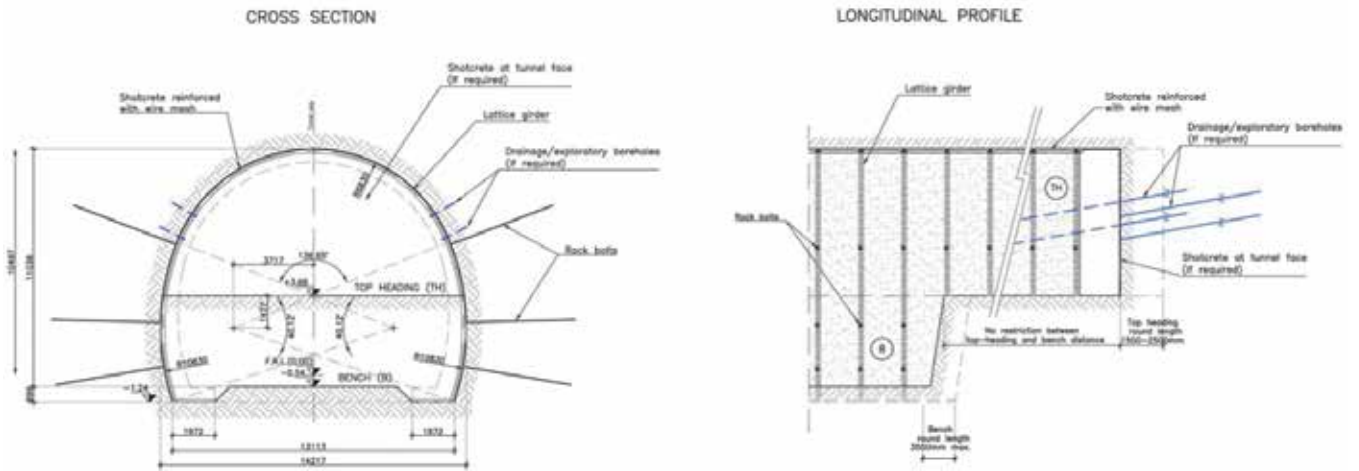


Fig. 9. Sección tipo sostenimiento B1 en MT

Fig. 10. Longitudes de túnel principal (izqda.) y de emergencia (dcha.) con medidas de refuerzo del sostenimiento

- Ejecución de bulones adicionales Swellex de 5 m (MT) o 3 m (ET) en malla 2x2 m<sup>2</sup> aplicados en franjas de dianas consideradas no tan críticas, o como complemento.
- Ejecución de auto-perforantes (SDA IBO) de 9 y 12 m (MT) o 6 y 9 m (ET) en malla 1,5 m x 1,5 m a 2,0 m x 2,0 m en las áreas incluyendo dianas con mayores deformaciones: franjas de 2(3) (para una diana) a 4(5) (para dos dianas) bulones IBO 9 m con espaciado longitudinal 1.5 m. También se ha aplicado a sección completa.

- Instalación de celosías triangulares en sección B1\* tras el reperfilado de perímetro excavación en tramos de 1-2 pases con espaciados de 1,2 a 1,8 m, más proyección hormigón con espesor 200-250 mm en zonas con fisuras saneadas.

Para evaluar el grado de sostenimiento adicional, se presentan unos gráficos con las longitudes totales de tramos en los que se ha actuado, para los dos túneles, en la figura 10.

## Revestimiento de los túneles

El revestimiento se ha calculado asumiendo recubrimientos máximo (1.050 m), salvo para anisotropía tensional en el hombro derecho, en el que limitaban a 850 m (supuesto donde llegaba la misma). Todas las secciones van con rosca armada excepto la B1 (refuerzos locales en repisas y clave para losa y tabique de ventilación).

En este caso el cálculo estructural se realizaba por el método de reacciones hiperestáticas (Bedded Beam Model) modelizado mediante MEF. Las cargas se establecieron como sigue:

- Para comportamiento elástico del terreno, el método de Unal:  $p_v = (100 - RMR) \cdot \gamma \cdot B / RMR$ , con B ancho del túnel, RMR de Bieniawski, y  $\gamma$  el peso específico.

- Para comportamiento plástico, el peso del anillo de plastificación:  $p_v = \gamma \cdot (R_{pl} - R_o)$ .

- Para túnel somero en zona de falla, la carga limitó a  $p_v = \gamma \cdot D_{eq}$  (diámetro equivalente).

- En las zonas de boquilla se consideró carga de recubrimiento completo:  $p_v = \gamma \cdot H$ .

Como criterio conservador se ha supuesto no contribución del sostenimiento.

Al detectarse convergencias mayores a las esperadas, se planteó un criterio para aplicación del revestimiento basado en los límites de alarma de convergencias para las clases de terreno,

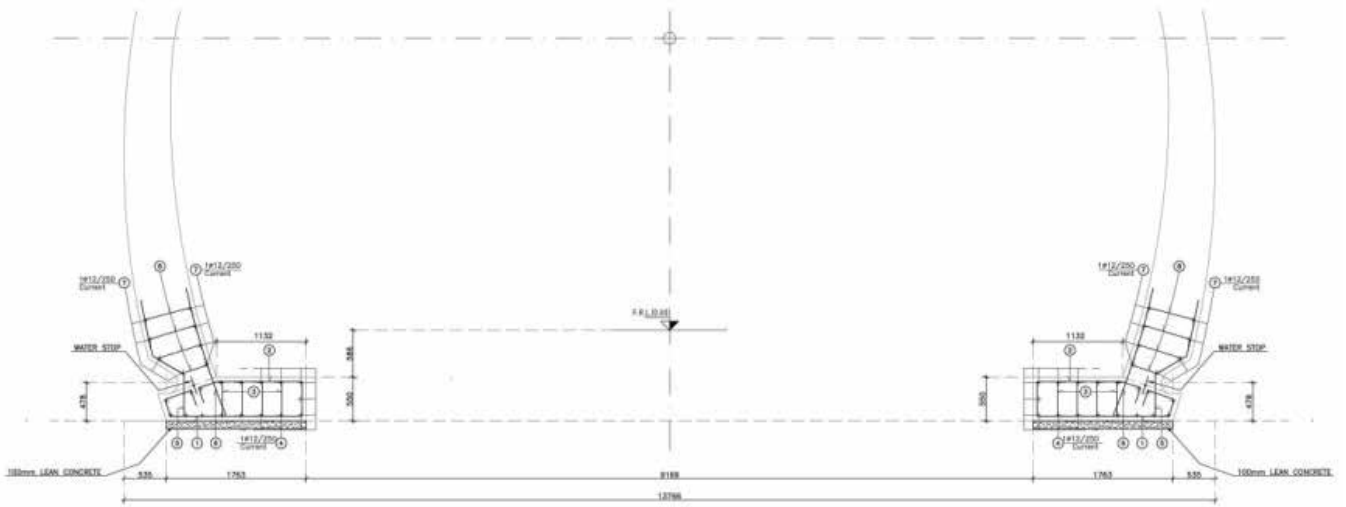
Sección tipo (según Pliego) Túnel	Hormigón proyectado (mm)	Mallazo, Nº/composición	HP con fibra equivalente sin mallazo, mm	Ancajes tipo/ Nº por pase/ longitud	Celosías comp.	Cerchas tipo/ espaciado	Enfilajes Tipo/ espaciado/ long.	Utilización en el túnel	
A2	MT	100	1/ 150x150Ø6	100 (polifibra)	SN Ø25/ 12/ 5m	No	No	No	Escasa, en tramos muy cortos cerca de boquillas, excepto MT Norte
	ET	100	1/ 150x150Ø6	100 (polifibra)	SN Ø25/ 6-7/ 3m	No	No	No	
B1	MT	200	1/ 150x150Ø6	150 (polifibra) + 50 s/f	SW Ø36/ 12// 5m	Triangular, Ø32/2Ø25	No	No	En la mayor parte del túnel, desde TM 0+820 por el Sur y TM 2+700 por el Norte
	ET	200	1/ 150x150Ø6	150 (polifibra) + 50 s/f	SW Ø36/ 6-7/ 3m	Triangular, Ø25/2Ø20	No	No	Por el Sur, desde TM 3+300 y por el Norte desde TM 3+050
B1*	MT	150	1/ 150x150Ø6	150 (polifibra)	SW Ø36/ 12// 5m	No	No	No	Hasta 0+820 y tramo 1+150 a 1+325 (Sur). Hasta 2+700 (N)
	ET	150	1/ 150x150Ø6	150 (polifibra)	SW Ø36/ 6-7/ 3m	No	No	No	Hasta unos 3 km desde ambas boquillas (ver B1)
B2	MT	250	1/ 150x150Ø6	200 c/f plástica + 50 s/f	SN Ø25/ 10/ 5m	Triangular, Ø32/2Ø25	No	SDA R32N/ 300-400 c/c >3 m	En tramos cortos aislados cerca de boquillas
	ET	250	1/ 150x150Ø6	200 c/f plástica + 50 s/f	SN Ø25/ 6/ 3m	Triangular, Ø25/2Ø20	No	SDA R32N/ 300-400 c/c >3 m	En tramos cortos aislados cerca de boquillas
C1	MT	250	2/ 150x150Ø6	200 c/f acero + 50 s/f	SN Ø25/ 13/ 9m	Cuadrangular, 4Ø25	No, sólo contrabóveda	No	No se ha empleado, aunque contramedidas similares
	ET	250	2/ 150x150Ø6	200 c/f acero + 50 s/f	SN Ø25/ 9/ 6m	Cuadrangular, 4Ø20	No, sólo contrabóveda	No	No se ha empleado, aunque contramedidas similares
L1	MT	250	2/ 150x150Ø6	No	SN Ø25/ 6/ 6m	No	HEB200/ 0.8 a 1.5 m	No	Primeros 12 m desde boquillas. Sísmica
	ET	250	2/ 150x150Ø6	No	SN Ø25/ 6/ 5m	No	HEB 180/ 0.8 a 1.5 m	No	Primeros 12 m desde boquillas. Sísmica

NOTA: MT es túnel principal, y ET es túnel de emergencia. La sección B1 reducida (B1\*) ha sido insuficiente para estabilizar, y fue reforzada con sostenimiento adicional desde el Sur

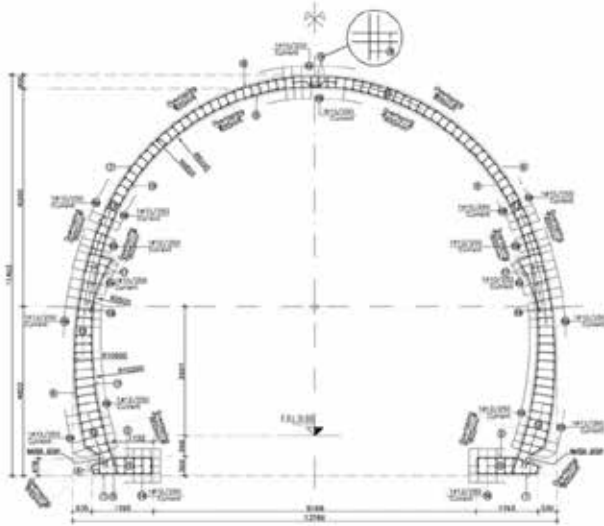
Tabla 2. Descriptiva de elementos de sostenimiento de túneles por secciones tipo



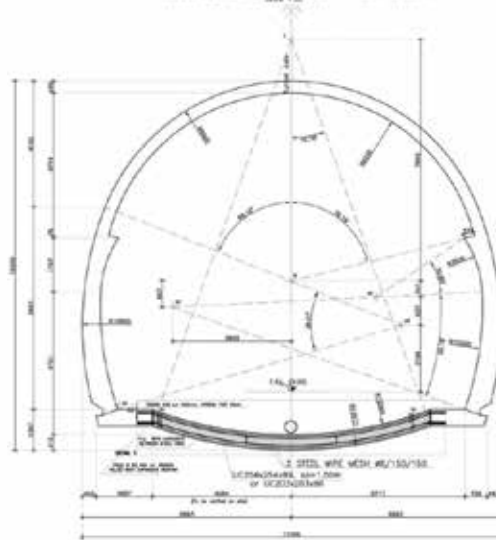
CROSS SECTION TYPE B1



CROSS SECTION TYPE B2



CROSS SECTION TYPE C0 SCI - Main Tunnel



CHENANI-NASHRI TUNNEL. MAIN TUNNEL.  
COMPARATIVA TIPO SOSTENIMIENTO / REVESTIMIENTO

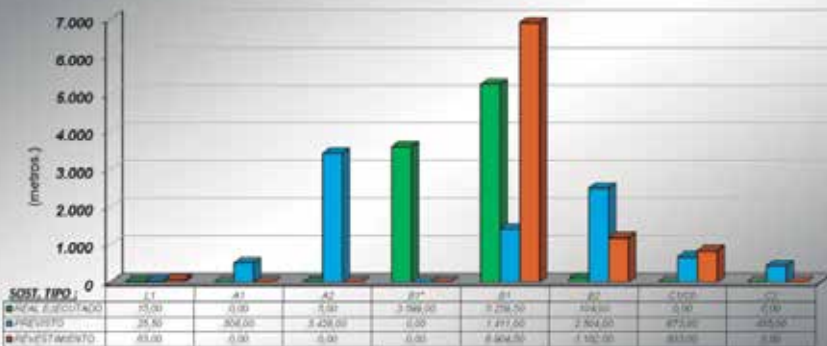


Fig. 11. Esquemas armado para sección revestimiento B1

Fig. 12. Armado para secciones revestimiento B2 y C0 (similar a C1, con zapata B1 previa y contrabóveda HEB-25)

Fig. 13. Comparativa tipos de sostenimiento previstos (azul) y ejecutados (verde) con revestimiento aplicado (MT)

y en síntomas de sobretensión en el sostenimiento. Con ello se asegura una adecuación del revestimiento a las condiciones reales. Debajo se muestra una comparativa.

## 5 Instrumentación y monitorización de deformaciones: criterios y resultados

Las convergencias y deformaciones radiales en el perímetro de excavación de los túneles se han controlado mediante secciones instrumentadas topográficamente con 5 dianas ópticas, ya sea en fase de avance, destroza o sección completa, como se muestra en la fig. 14:

Un ejemplo de gráfico de convergencias en una de las secciones críticas desde la boquilla Sur se muestra en la Figura 15,

incluyendo progreso de la excavación en avance y destroza:

Las frecuencias de lecturas de control dependían de la distancia al frente, detección de convergencias excesivas, seguimiento de una zona inestable rectificada, o de la velocidad de deformación previa a la ejecución del revestimiento, cuyo límite se ha fijado en el Pliego Técnico por debajo de 2 mm/mes. Finalmente este límite se ha ampliado a 3 mm/mes chequeando previamente tendencia decreciente, debido al ruido estimado en 1 mm/mes.

Las secciones ópticas se instalaron cada 50 m al principio, exceptuando zonas con riesgo (donde se reduce a 15-25 m), aunque se generalizó posteriormente a 25±5 m.

En la tabla 3 se exponen los límites y tolerancias de excavación debidas a convergencias para el Proyecto, incluyendo para el túnel principal (MT) avance (TH) y destroza (BN):

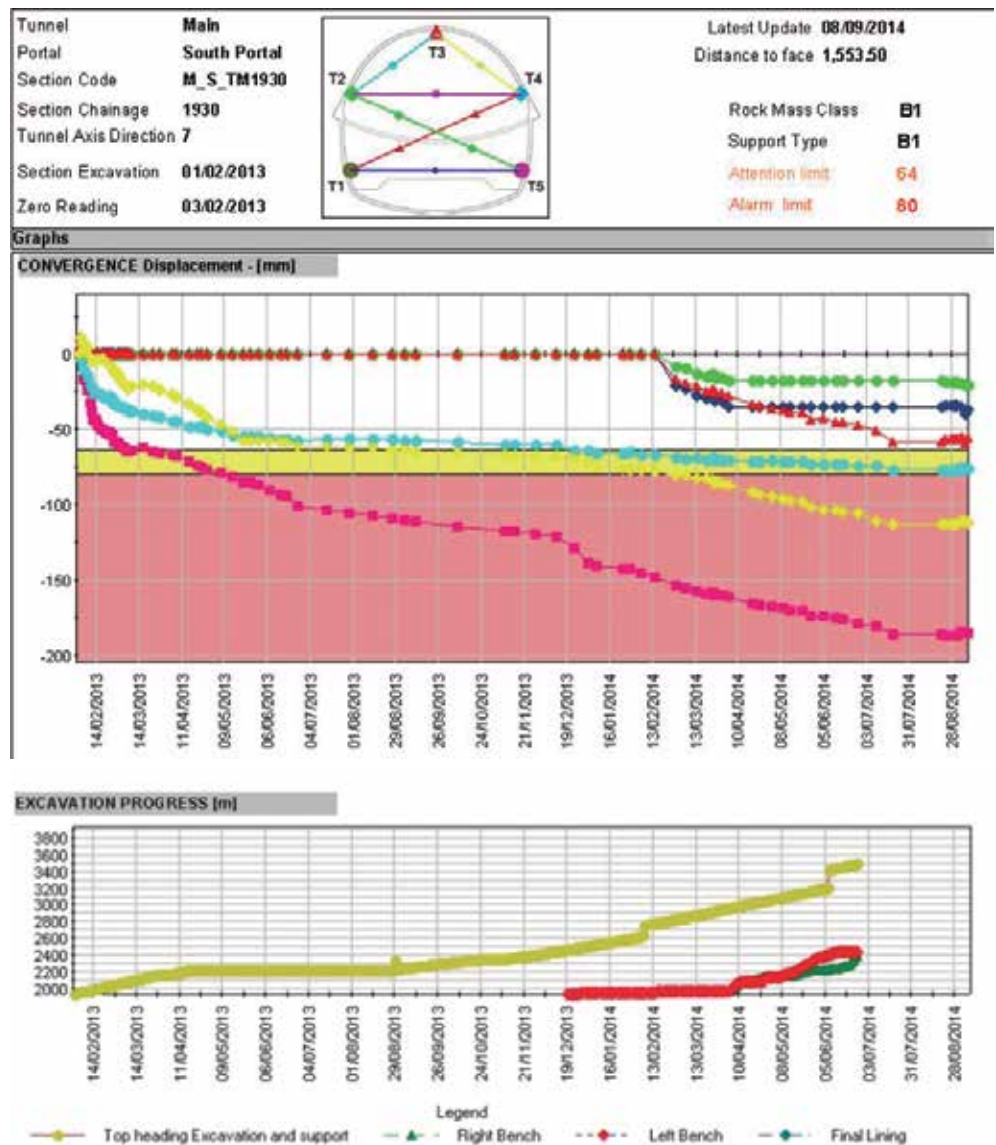
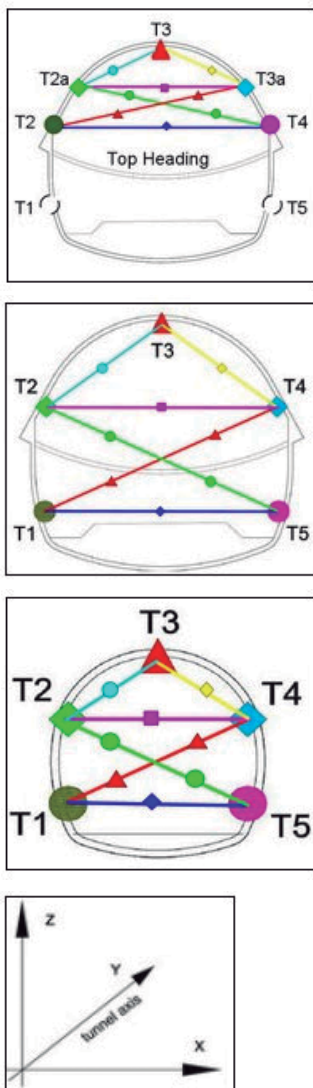
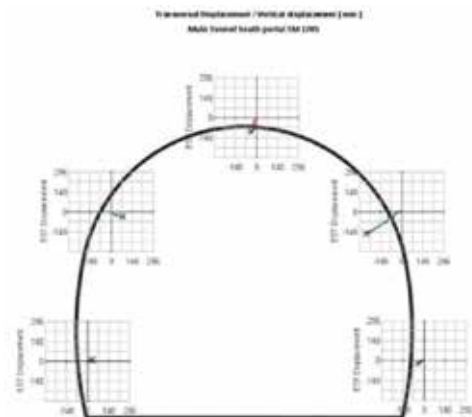
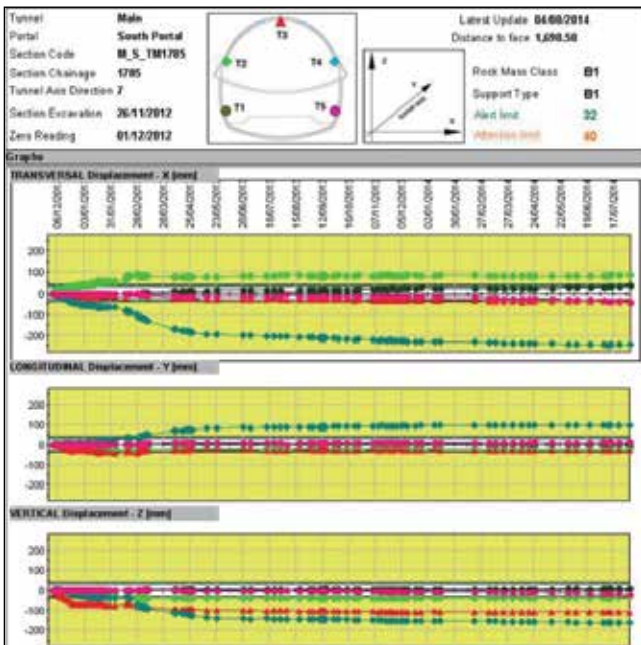


Fig. 15. Gráfico de convergencia para el MT Sur TM 1930

CLASE ROCA/ SECCIÓN TIPO	CONVERGENCIAS LÍMITES PARA TÚNELES CHENANI NASHRI (mm)					
	Tolerancia excavación		Umbral de atención		Umbral de alarma	
	Principal (MT)	Escape (ET)	Principal (MT)	Escape (ET)	Principal (MT)	Escape (ET)
A2	15.0	10.0	14.0 (TH) 24.0 (BN)	16.0	18.0 (TH) 30.0 (BN)	20.0
B1	40.0	20.0	38.0 (TH) 64.0 (BN)	32.0	48.0 (TH) 80.0 (BN)	40.0
B1*	30.0	15.0	29.0 (TH) 48.0 (BN)	24.0	36.0 (TH) 60.0 (BN)	30.0
B2	50.0	30.0	48.0 (TH) 80.0 (BN)	48.0	60.0 (TH) 100.0 (BN)	60.0
C1	150.0	100.0	144.0 (TH) 240.0 (BN)	160.0	180.0 (TH) 300.0 (BN)	200.0
L1	100.0	50.0	96.0 (TH) 160.0 (BN)	80.0	120.0 (TH) 200.0 (BN)	100.0

Tabla 3. Umbrales de convergencia en los túneles principal (MT) y de emergencia (ET) y tolerancias de excavación

Fig. 16. Asimetría de deformaciones según coordenadas sobre dianas en túnel principal Sur TM 1785



Aunque debió existir un protocolo de contramedidas cuando se excedían los límites de atención/ alarma en deformaciones, no fue proporcionado por el Contratista/ Diseñador.

Los resultados de la monitorización con dianas ópticas indican que en avances desde el Sur se ha llegado a producir Squeezing, según la gráfica de evaluación de grado de Squeezing sin sostenimiento de Hoek y Marinos (2000). Las convergencias, como se verá en el capítulo 7, han alcanzado porcentajes de diámetro del túnel de 1,5 a 3,5 % en algo más de los 3 km desde la boquilla Sur para el túnel principal, y de 2 al 5 % en los 3,5 km desde el Sur para el túnel de emergencia, mientras en el avance desde Norte el máximo es del orden de 1.5 %.

Según la monitorización se aprecia una deformación mayor en el hombro derecho en el MT Sur y hastial derecho en el ET Sur. En avances desde el N no está tan clara esa tendencia. En la Figura 16 se muestra la deformación asimétrica en MT Sur 1+785.

Los cambios de tendencia en las curvas de convergencia están influenciados por:

- La destroza en el túnel principal se detecta por la aceleración de la gráfica para la fase de destroza. El Diseñador estimó en el modelo que el 60 % de la deformación se produce en avance y el resto en destroza, lo que no se confirma necesariamente.
- En el túnel de emergencia, el paso del frente del MT a la altura de la sección de monitorización correspondiente, lo que ratifica la influencia entre los dos túneles, a pesar de la distancia entre hastiales de unos 33 m.
- La ejecución de medidas correctoras consistentes en el reperfilado/saneado de la sección de excavación ante entradas en sección.
- Reposición de sostenimiento debido a que está dañado, se ha decidido cambiar de sección tipo (normalmente de B1\* a B1) o

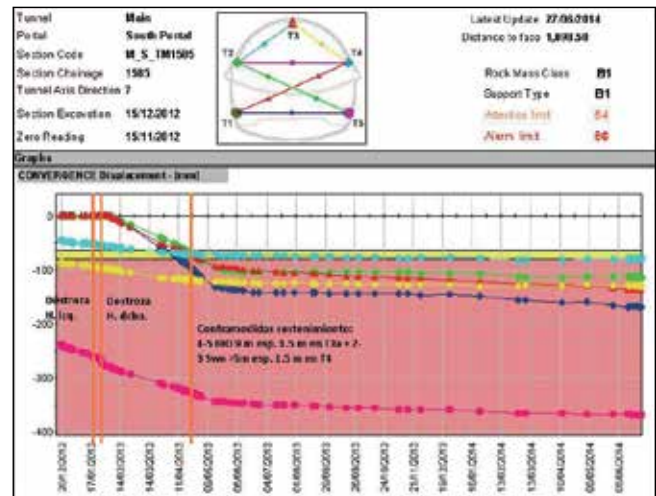
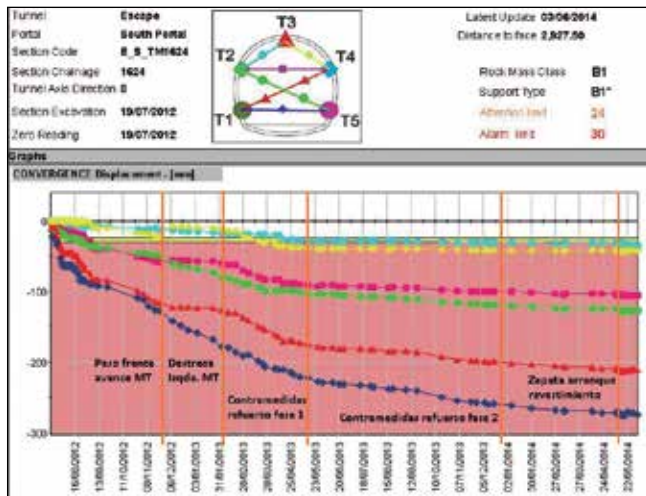


Fig. 17. Evolución de gráfica de convergencia en ET avance Sur TM 1+624 con influencias

Fig. 18. Gráfica de convergencias de sección repuesta en MT Sur TM 1585

se ejecutan contramedidas, reactivando velocidades de deformación, aunque suelen remitir en 1-2 semanas.

Apuntar que el grado de estabilización del túnel se verificó con velocidades de deformación.

### Conclusiones relativas a la monitorización topográfica con dianas

(1) El plan detallado de auscultación no se desveló por parte de Concesionaria/Contratista. El espaciado entre secciones de dianas según pliego técnico era de 50 m.

(2) Se medían siempre 5 dianas, tanto en avance como en destroza, utilizando un software de procesamiento de datos (Eupalinos) según la configuración de cuerdas.

(3) Gracias al control de deformaciones mediante dianas se ha podido detectar la anisotropía de deformaciones y otros aspectos del comportamiento de los túneles, como la influencia de excavación o el control estructural/litológico.

(4) Una ventaja de las lecturas en dianas sobre los pernos para medida con cinta invar es que permite focalizar contramedidas de sostenimiento y refuerzo localmente en zonas críticas atendiendo a aceleración en la deformación.

(5) El incremento en velocidad de deformación en las dianas debía ser verificado con inspecciones (detección de síntomas de sobretensión en los elementos de sostenimiento) y chequeo de datos (revisión lecturas y procesamiento, repetición de lecturas). Los síntomas de sobretensión eran por ejemplo fisuras, grietas, solapamiento por compresión en la capa de gunita, deformaciones por compresión en celosías y roturas por cortante, o bien caídas o colapsos en el túnel.

(6) En las dianas se chequeaba la velocidad de deformación en el perímetro antes de revestir el túnel, que debía ser menor a 2 mm/

mes, según pliego. Se acordó 3 mm/mes con tendencia a estabilizar, debido al ruido en lecturas de la estación total.

(7) El tiempo total de estabilización de convergencia no era crítico, excepto si afectaba al plan de obra de revestimiento o las convergencias en destroza superaban con mucho 40 % (obtenido en la fase de diseño).

(8) En general con la ejecución de contramedidas se estabilizaba, no se utilizó contrabóveda. No obstante, en algunos casos se tuvo que acudir a 3 fases de contramedidas para estabilizar, con longitudes de bulones creciente.

(9) Las dianas también servían para evaluar las entradas en sección y reperfilado en los túneles, y había dificultades durante la reposición de dianas en secciones para mantener referencias acumuladas.

(10) Había unos criterios claros de límites de atención y alarma (L.A.) para las convergencias, así como una componente de tolerancias de excavación debido a las deformaciones esperadas para evitar entradas en sección, por ejemplo para el revestimiento (tolerancia constructiva).

(11) La convergencia total podía generar la modificación de la sección tipo de revestimiento, según su valor en % del L.A.: si convergencia > 120 % del L.A., se cambiaba a la sección tipo inmediatamente superior, y si >200 % se saltaban dos secciones tipo por encima.

## 6 Análisis del comportamiento diferencial relativo a deformaciones y conclusiones

En este apartado se exponen algunos ejemplos sobre el desarrollo de inestabilidades en algunas secciones de los túneles principalmente desde el Sur. En algunas de ellas el Diseñador ha reali-



Fig. 19. Fisuras en capa HP con mallazo en hombro derecho cerca de TM 278, MT

zado un retro-análisis para aplicar las contramedidas pertinentes, partiendo de la monitorización y deformaciones.

También se ahonda en las causas de la deformación diferencial entre excavaciones desde ambas boquillas, y la asimetría en las convergencias, concentradas en el hombro derecho (desde el Sur).

La evaluación por parte del Diseñador de secciones críticas con inestabilidades mediante Phase2 se ha recogido en dos casos del túnel MT con ppkk (TM) desde la boquilla Sur:

MT TM-0+278: Sección crítica con presencia de limolitas, así como argilitas y limolitas argilíticas en hombro derecho, detectada por fisuración destacable en la gunita más monitorización (se perdieron deformaciones iniciales), y con un índice RMR=55. La anisotropía litológica se achaca como causa, aunque no se confirmaron mediante auscultación los espesores de argilitas en el hombro, y el RMR puede no ser representativo del frente. No se consideró anisotropía de tensiones in situ ( $\sigma_H/\sigma_V = K_0 > 1$ ).

MT TM-820 y 880: En este caso se han producido dos fenómenos de inestabilidad:

- En caso del TM 0+820 se ha producido un colapso local en hastial dcho. por vaciado de argilita principalmente, plastificada y altamente fracturada, con escasa afluencia de agua. Parámetros: GSI=45, UCS= 15 Mpa, P. hinchamiento 250 Kpa.
- En caso del TM 0+880 se ha producido un fenómeno más superficial de "spalling" o rotura con expulsión de lascas paralelas al hastial dcho. en limolitas calcáreas grises. Parámetros: RMR=46, UCS= 50 Mpa (sobrevalorados?).

Como factores incidentes se siguió tomando la anisotropía litológica y orientación de la estructura del macizo rocoso, añadiendo una anisotropía de tensiones generadas por el efecto ladera (coef. 1,5), con tensión principal menor paralela a la estratificación, y el agua.

El modelo numérico para 0+820 incluía una capa de más de 5 m de limolitas-argilitas, de la que no se tiene constancia de verificación in situ. Y la conclusión del Diseñador es que existe una falta de correspondencia entre la clasificación del macizo rocoso, su comportamiento y el sostenimiento aplicado. Se achaca al agua una contribución.

En conclusión, los factores que influyen en el comportamiento diferencial de convergencias entre boquillas y la concentración de deformaciones en el hombro/hastial derecho para tramos críticos documentados son:

- Anisotropía de tensiones generada por la tectónica regional, con valor de  $K_0=1.5$  en la boquilla Sur y llegando cerca de la boquilla N a valores  $K_0=1.0$  (cierre del pliegue)
- Orientación de la estructura principal ( $S_0$ =estratificación): cuando el rumbo de  $S_0$  es sub-paralelo al eje del túnel y con buzamientos bajos-medios se produce una debilidad estructural en el hombro derecho del MT, mientras en el ET afecta al hastial. Los rumbos perpendiculares al eje del túnel no favorecen el Squeezing.
- Presencia de paquetes con espesor importante de limolita + argilita de menor resistencia en el contorno de excavación, hastial/hombro dcho., asimilados a viga en flexión. No siempre explica las altas convergencias, como en las limolitas del MT Sur TM 1787 (máximo valor de convergencias registrado).

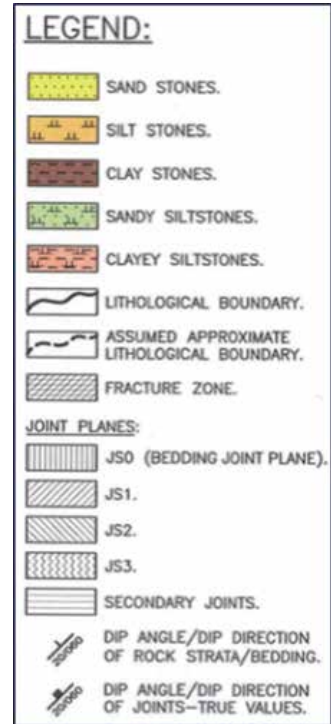
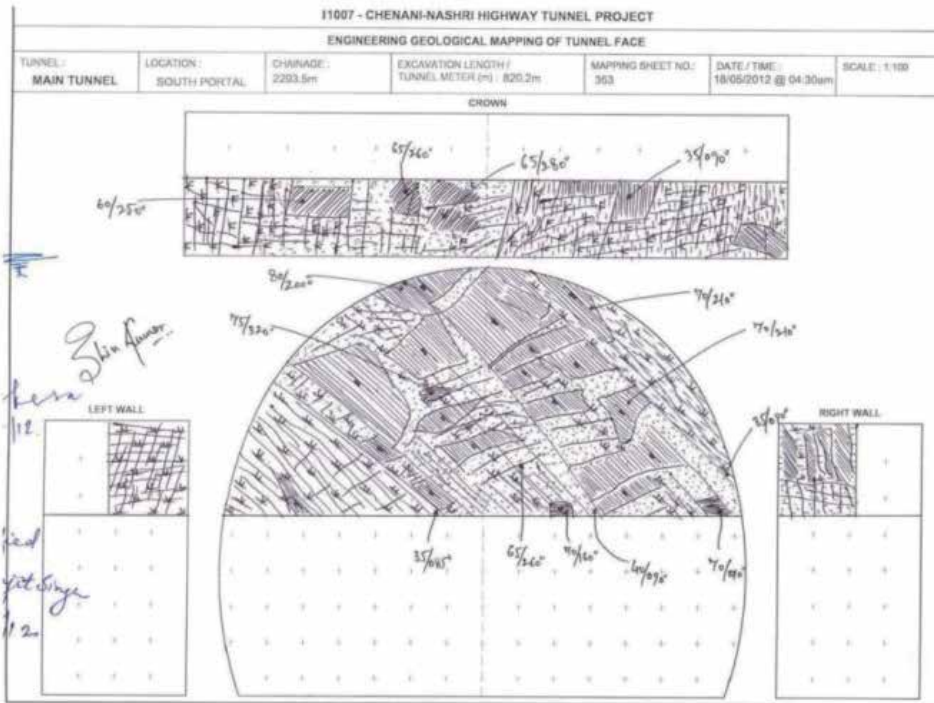


Fig. 20. Mapeo del frente en MT TM 820

No obstante, este factor litológico no es el más importante, ya que en el MT excavado desde la boquilla N también se han observado frentes sólo con limolita y argilita pero con convergencias sensiblemente menores, como en TM 2+700 (ver Figura 22).

- El efecto de escala afecta al túnel de emergencia en mayor grado para un mismo espesor de roca débil sometida a anisotropía tensional, afectando a ambos hastiales.

- La influencia entre los dos túneles relativa a modificación del estado tensional: al deformarse el ET durante el paso del MT se relajan ligeramente las tensiones en el hastial izqdo. sólo, y el dcho. se cargaría más. Sería interesante confirmarlo por MEF.

Los síntomas de inestabilidad y sobretensiones en los túneles desde boquilla Norte se limitan a escasas fisuras en la capa de HP, caídas en pie de hastiales cercanos a pilares de intersección con galerías transversales (concentración de tensiones), o bien típicas caídas a través de discontinuidades, mientras que en la boquilla Sur los fenómenos de fisuración en el hormigón proyectado están más desarrollados, las sobretensiones axiales en celosías han producido su curvado y desconches en el HP, y las caídas corresponden a roca muy fracturada o plastificada, en ciertos casos combinada con descalces de bloques y cuñas.

En la Figura 23 se presenta el perfil geológico longitudinal con los valores de convergencias acumuladas finales en los dos túneles, incluyendo deformaciones perdidas. Se han diferenciado tres (3) dominios estructurales:

1) d1: El tramo más cercano a la boquilla Sur presenta buzamientos hacia el Este en el intervalo 30-45°, con rumbos casi paralelos al eje del túnel.

2) d2: El tramo central, en la culminación de crestas montañosas, la estratificación presenta rumbos oblicuos al eje y buzamientos 25-35° hacia el ESE.

3) d3: En los últimos aprox. 2 km a la boquilla Norte los rumbos son perpendiculares (o casi) al eje del túnel, con ángulos de buzamiento de 20-30° hacia el Sur.

Como se ve, los picos de convergencia coinciden sensiblemente en ambos túneles, por lo que existe control estructural del macizo rocoso tipo flysch (orientación S0). Cuando el rumbo de la estratificación es perpendicular al eje del túnel las convergencias se reducen.

En secciones de túnel con apartaderos (más anchas) y/o coincidentes con cruces de galerías transversales, la concentración de tensiones afectaría a ambas boquillas por igual.

El efecto ladera indicado por el Diseñador para la anisotropía de tensiones no es aplicable para el caso de 850 m desde la boquilla Sur, debido a la profundidad del túnel (unos 300 m).

Se concluye que las convergencias están influidas por un control estructural y anisotropía litológica, pero no se pueden explicar sin la anisotropía de tensiones con valores mínimos de  $K_0=1.5$  en la boquilla Sur, hasta  $K_0=1.0$  cerca de boquilla Norte.

Otra conclusión es que a partir de  $\approx 3500$  m desde la boquilla Sur y de  $\approx 3300$  m desde la boquilla Norte las convergencias disminuyen a pesar del aumento del recubrimiento sobre la clave de los túneles. Las causas son:



TUNEL CHENANI - NASHRI  
PERFIL GEOTECNICO LONGITUDINAL

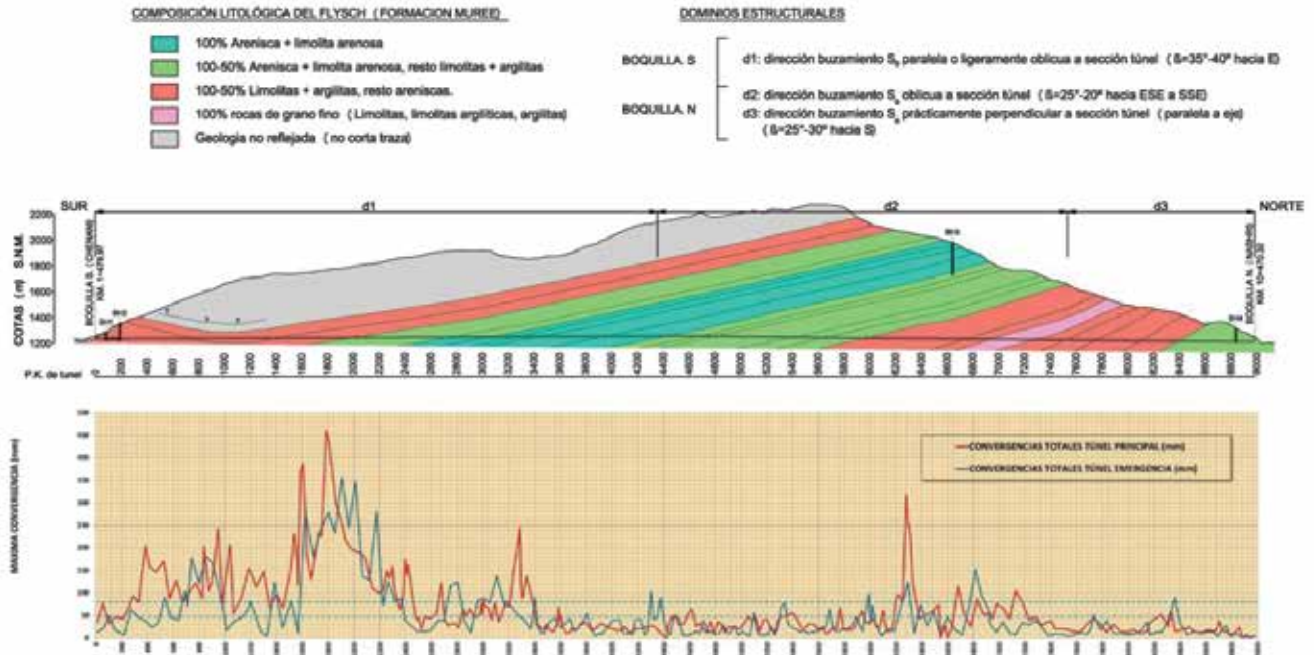


Fig. 23. Gráfica de máxima convergencias en túnel principal y de escape superpuesta al perfil geológico

Fig. 24. Contramedidas sistemáticas (5 IBO 9m) en MT Sur hastial dcho. desde 3+000 hasta frente



1º) Presencia de formación flysch con más del 75 % de areniscas en el tercio central de túneles.

2º) Instalación de B1 con celosías espaciadas 1.5 m o menos, y consecuentemente mayor densidad de bulones, especialmente en el ET.

3º) Se ha aplicado sistemáticamente sostenimiento adicional a la sección B1 en el hastial dcho. (4-5 bulones IBO de 9 m) en el MT Sur a partir de TM 3+000, como se aprecia en la foto de la figura 24.

4º) No ha habido deformaciones importantes en destroza, lo que implica litologías favorables a pesar de dominio estructural desfavorable.

## CONCLUSIONES FINALES

Como conclusión global, existe un comportamiento diferenciado en el Túnel de Chenani-Nashri entre avances desde la boquilla Sur, más problemática, y desde la Norte. A pesar de la clasificación del macizo rocoso como B1 para casi el total de túneles, no se esperaba un nivel de convergencias tan alto en la mitad Sur, llegando a Squeezing ligero a medio.

La caracterización geomecánica realizada por el Diseñador resulta demasiado optimista debido a las simplificaciones introducidas en el modelo probabilístico cuantitativo: fijar los porcentajes al 50 % de tipos de flysch, no aplicar todo el rango de recubrimiento sobre el túnel, y especialmente por no considerar la anisotropía tensional. Por otro lado, presenta sus limitaciones al no considerar el control estructural (asimetría de deformaciones).

Aunque la presencia de litologías débiles es un factor incidente en las convergencias, no explica por sí sola los valores alcanzados, por lo que hay que acudir a la tectónica regional (WSM) y local, con la presencia del sinclinal de Kud (anisotropía tensional). Sería interesante confirmarlo con un modelo numérico MEF.

No obstante, la litología también incide en el comportamiento de los 2,5 kilómetros centrales, con convergencias limitadas, ya que en ese tramo hay un aplastante dominio de areniscas.

La singularidad de este túnel es debida a su longitud y gran covertera de macizo rocoso, que se combina con un macizo rocoso heterogéneo, tipo flysch. La elección del método constructivo NATM se debe a su flexibilidad de adaptación a las incertidumbres existentes, que se han logrado cuantificar mediante análisis probabilístico, junto a la experiencia local en este tipo de metodología constructiva.

No se deben menospreciar ni el efecto de recubrimientos máximos del orden de un km en las convergencias, que al final han sido menores en el centro del túnel debido a la existencia de tramos de arenisca, ni el efecto de la tectónica local y regional en cuanto a las tensiones horizontales sobre las secciones del túnel. La caracterización geomecánica por tramos en los túneles, basada en la clasificación adoptada, fue a nuestro parecer demasiado optimista.

La utilización de un plan de auscultación topográfica en los túneles mediante dianas ha sido un mecanismo de control muy valioso para la aplicación del NATM y método observacional, adaptando el sostenimiento y revestimiento a las condiciones de comportamiento real del macizo rocoso:

- Durante la campaña de auscultación se pudieron establecer en un mismo tramo diferentes secciones tipo de sostenimiento y revestimiento. La decisión sobre el tipo de sostenimiento a aplicar se realizó en el frente y durante las dos primeras semanas, y el tipo de revestimiento pudo ser cambiado dependiendo de los resultados de auscultación.

- En algunos tramos con colapsos, caídas y deformaciones apreciables se ha realizado un "back-analysis" de la situación local para el diseño de contramedidas efectivas. Normalmente las contramedidas han sido efectivas y adaptadas a inestabilidades locales.

Por último, es importante tener en cuenta que valoraciones demasiado optimistas pueden acarrear actuaciones de refuerzo e sostenimiento y contramedidas en un gran porcentaje de los túneles, con los consecuentes impactos en costes y tiempo de ejecución. ☹

## REFERENCIAS

- Barla, G. (2001). Tunnelling under Squeezing rock conditions (lecture). En: National Project "Tunnelling in difficult Conditions" No. 9708328160/1998, (pp. 1-96). Turin: Politecnico di Torino.
- Barton, N., & Choubey, V. (1977). The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 10(1), pp. 1-54.
- Bieniawski, Z. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications*. New York: Wiley & Son.
- Cai, M., Kaiser, P.K., Tasaka, Y. and Minami, M. (2007). Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 44, pp. 247-265.
- Carranza-Torres, C. (2004). Elasto-Plastic Solution of Tunnel Problems Using the Generalized Form of the Hoek-Brown Failure Criterion. En J. Hudson, & F. Xia-Ting, Eds. *Int J Rock Mech Mining Sciences, Proceedings of the ISRM SINOROCK 2004 Symposium*, 41, pp. 480-481.
- Hoek, E. y Brown, E.T. (1980). *Underground Excavations in Rock*. Institution of Mining and Metallurgy, London (527 pp.).
- Hoek, E. (1994). Strength of rock and rock masses. *ISRM News Journal*, 2(2), pp. 4-16.
- Hoek, E., & Marinos, P. (2000). GSI: A Geologically Friendly Tool for Rock Mass Strength Estimation. *Proceedings of GeoEngineering2000 Conference* (pp. 1422-1446). Melbourne: Technomic publishers.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). *Hoek-Brown Failure Criterion - 2002 Edition*. En R. Hammah, W. Bawden, J. Curran, & M. Telesnicki (Ed.), *proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium and the 17th Tunnelling Association of Canada Conference, NARMS-TAC 2002*. Toronto: University of Toronto Press.
- Hoek, E., & Diederichs, M. (2006). Empirical Estimation of Rock Mass Modulus. *Int J Rock Mech Mining Sci*, 43(2), pp. 203-215.
- Hoek, E. & Marinos, P.G. (2009). Tunnelling in Overstressed Rock. En: I. Vrkljan (Ed.), *Proceedings of Eurock2009 Symposium, Dubrovnik, Croatia, 29-31 October 2009*
- Kovári, K. (1998). Tunneling in squeezing ground. *Tunnel* 5/98
- Marinos P. and Hoek E. (2001). Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as Flysch. *Bull. Engg. Geol. Env.* No. 60, pp. 85-92.
- Marinos, V., Marinos, P., & Hoek, E. (2005). The Geological Strength Index: Applications and Limitations. *Bull Eng Geol Environ*, 64, pp. 55-65.
- Palmström A., 1995. RMI - a rock mass characterization system for rock engineering purposes. Ph.D. thesis Univ. of Oslo, 400 p.
- Palmström, A. & Singh, R. (2001). Measurements and Characterization of Rock Mass Jointing. En: V.M. Sharma and K.R. Saxena (Ed.) *In-Situ Characterization of Rocks (Chapter 2)*. Lise/Abingdon/Exton/Tokio: A. A. Balkema Publishers.
- Rabcewicz L.v., 1964/65. The new Austrian tunnelling method. *Water Power*, Part 1, November 1964 pp. 511-515, Part 2, January 1965 pp. 19-24
- Russo G. and Grasso P. (2007). On the classification of the rock mass excavation behavior in tunnelling. En: *Proceedings of 11th Congress of ISRM, Lisbon*, pp. 979-982
- Russo G.(2008). A simplified rational approach for the preliminary assessment of the excavation behavior in rock tunnelling. *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, No. 207 (May-June 2008)