

UNIVERSIDAD DE OVIEDO



Universidad de Oviedo

ANÁLISIS COMPARATIVO DE METODOLOGÍA DE SOSTENIMIENTO DE TÚNELES

Máster en Recursos Geológicos e Ingeniería Geológica

LEIRE CASTRESANA GONZÁLEZ

03/06/2016

TRABAJO FIN DE MÁSTER



D. Leire Castresana González, autor del Trabajo Fin de Máster titulado “Análisis comparativo de metodología de sostenimiento de túneles”, confirma que es un trabajo original y solicita su presentación en el Máster Universitario Recursos Geológicos e Ingeniería Geológica de la Universidad de Oviedo.

En Oviedo, a 3 de Junio de 2016

Fdo. Leire Castresana González

El Dr. María Belarmina Díaz Aguado, Profesora Titular, del Departamento de Explotación y prospección de minas de la Universidad de Oviedo, confirma que ha tutelado el trabajo “Análisis comparativo de metodología de sostenimiento de túneles”, realizado por D. Leire Castresana González, y autoriza su presentación y defensa como Trabajo Fin de Máster en el Máster Universitario en Recursos Geológicos e Ingeniería Geológica de la Universidad de Oviedo.

En Oviedo, a 3 de junio de 2016

Fdo. María Belarmina Díaz Aguado



RESUMEN

La calidad del macizo rocoso es muy importante a la hora de la construcción de los túneles más importantes y de mayor longitud, como son la Variante de Pajares y los túneles de Guadarrama. El macizo se analiza para diseñar el sostenimiento más adecuado a cada caso. En este trabajo se aborda el estudio del sostenimiento en varios aspectos: en primer lugar se revisan algunos de los métodos de diseño más reconocidos; luego se aplican a varias formaciones distintas en los dos mayores túneles de España, Guadarrama y Pajares; por último se proponen simplificaciones de alguna de las correlaciones que se usan en la actualidad. Este análisis permite establecer algunas pautas sencillas de diseño que pueden facilitar futuras estimaciones de sostenimiento y disminuir las diferencias que en la actualidad se producen entre el diseño previsto y el instalado.

Palabras clave: Sostenimiento, clasificaciones geomecánicas, Guadarrama, Pajares, método numérico.

ABSTRACT

The quality of the rock mass is very important in the construction of the most important and longest tunnels, such as the Pajares detour and Guadarrama tunnels. The rock mass is analyzed to design the most appropriate support to each case. The main aim of this project is to analyze the support attending to several aspects: first, some of the most recognized design methods are reviewed; then, those methods are applied to different formations in two of the largest tunnels in Spain, Guadarrama and Pajares; finally, simplifications of some of the correlations that are used at the present are proposed. This analysis allows establishing some simple design guidelines that may facilitate future estimation of support and reduce the differences that currently occur between the intended and installed design.

Key Word: Support, Geomechanical clasification, Guadarrama, Pajares, Numerical method.



1. INTRODUCCIÓN	4
1.1 OBJETIVOS DEL TRABAJO FIN DE MÁSTER	6
2. MÉTODOS DE SOSTENIMIENTO	7
a. MÉTODOS EMPÍRICOS DE SOSTENIMIENTO	7
i. Biewiawski	8
ii. Barton	13
iii. Romana	18
iv. ICE	22
b. MÉTODOS NÚMERICOS DE SOSTENIMIENTO	25
3. CASOS DE ESTUDIO	27
a. CASO 1: TÚNELES DE PAJARES. GALERÍA FOLLEDO	27
b. CASO 2: TÚNELES DE GUADARRAMA.	36
4. APLICACIÓN DEL DISEÑO DE SOSTENIMIENTO EN LOS TÚNELES.	44
a. CASO 1: TÚNELES DE PAJARES. GALERÍA DE FOLLEDO	44
b. CASO 2: TÚNELES DE GUADARRAMA.	58
5. ANÁLISIS DE RESULTADOS	69
a. CASO 1: TÚNELES DE PAJARES. GALERÍA DE FOLLEDO	69
b. CASO 2: TÚNELES DE GUADARRAMA	77
c. ANÁLISIS CONJUNTO	84
d. DISEÑO DE SOSTENIMIENTO	88
i. CASO 1: TÚNELES DE PAJARES. GALERÍA DE FOLLEDO	89
ii. CASO 2: TÚNELES DE GUADARRAMA.	92
6. CONCLUSIONES Y LINEAS DE FUTURO	95
7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	103



1. INTRODUCCIÓN

En la ejecución y puesta a punto de obras de gran envergadura, como son los túneles, existen problemas que van surgiendo a medida que avanza la obra. Pero en dichas obras los problemas también existen (y no en menor escala) antes de comenzar con la misma, en la descripción del proyecto básico más concretamente.

A veces esos problemas en el proyecto básico vienen por falta de información; otras por la enorme envergadura de esas obras; otras por haber realizado un pobre y rápido proyecto básico; en ocasiones, también por falta de presupuesto destinado a investigación geológica y geotécnica previa; y, como no, aunque son las menos ocasiones, por escasa o incompleta cualificación y/o formación de los técnicos que realizan el proyecto.

En cualquiera de estas situaciones, el resultado final será que la descripción de las formaciones presentes en los túneles no será detallada y esto acarreará muchos problemas una vez comenzada la obra. Se debe de decir que aunque se realice un proyecto básico de gran calidad, atendiendo detalladamente a la calidad del macizo rocoso, una vez comenzada la obra siempre existirán problemas en las formaciones de características que no se esperaban de las mismas, debido precisamente al grado de incertidumbre que siempre presentan las formaciones rocosas y a la imposibilidad de analizarlas en toda su extensión y detalle. Cuando un túnel tiene una longitud de más de 6 km (límite aproximado en que se pasa de métodos convencionales o excavación puntual a excavación con tuneladoras), por muchos tramos que se estudien de esa longitud siempre quedarán extensas zonas sin analizar en detalle, en las que se supondrán características de las formaciones más cercanas. Para entender esto en detalle, bastaría con comparar el corte geológico previo a una obra con el resultado final tras ejecutar la misma.

Muchos de estos problemas están presentes en los túneles analizados en el presente trabajo, que son la Variante de Pajares (Galería de Folledo) y los túneles de Guadarrama. Existen grandes variaciones en la calidad del macizo, por lo que el sostenimiento correspondiente a cada calidad será totalmente diferente y además no será siempre el que más se ajusta a la calidad del macizo. Analizando detalladamente los valores presentes en las formaciones estudiadas para dichos túneles, se obtiene una gran divergencia de propuestas de sostenimiento según el método que se proponga aplicar. Más aún, se podría llegar a simplificar la descripción del sostenimiento en futuras obras mediante únicamente un valor, a



partir del RMR o la profundidad, con el fin de realizar estimaciones y/o aproximaciones al diseño del sostenimiento.

Una estimación previa del sostenimiento a utilizar, aunque a lo largo de la construcción del túnel varíe, dará una aproximación a la calidad de roca que tenemos y si es mejor la utilización de sistemas de sostenimiento más especializados.

En el presente trabajo, además de un análisis y comparación de las clasificaciones geomecánicas y las propuestas de diseño de sostenimiento, se ha realizado una aplicación práctica estimando el sostenimiento más adecuado para varias formaciones según diferentes métodos. El análisis de las formaciones para describir su sostenimiento se ha realizado mediante las recomendaciones descritas por Bieniawski (1989), Romana (2001), Celada et al. (2011) y Barton et al. (1974-1989). Se deciden analizar dichos autores, por su uso extendido en el diseño de sostenimiento en los proyectos tipo, para analizar la existencia de diferencias entre las recomendaciones descritas por cada uno de ellos y establecer predicciones según cada autor sea más o menos conservador. Igualmente, se ha elaborado un modelo numérico de elementos finitos y se ha comprobado qué sostenimiento se ajusta mejor a las características del macizo en dos de las formaciones estudiadas.

Para dar una respuesta al problema descrito se ha realizado un análisis de la calidad de la formación (RMR) respecto al índice de plasticidad (ICE) (Celada et al. 2011) correspondiente a cada formación. Gracias a dicho análisis se han conseguido varias estimaciones a las que se puede acudir a la hora de describir un sostenimiento inicial para una nueva obra. Son estimaciones más sencillas pero que podrían valer igualmente de punto de partida para análisis posteriores.

Las estimaciones realizadas corresponden a la correlación existente entre todas las formaciones analizadas en ambos túneles, la profundidad la que se encuentran dichas formaciones a lo largo del trabajo y la composición de las diferentes formaciones analizadas. Por tanto, se puede realizar una estimación más detallada de sostenimiento e índice de plasticidad si se conoce el tipo de roca o la profundidad a la que se encuentra la misma a lo largo del trazado.

Respecto al modelo numérico, se ha analizado el sostenimiento siguiendo métodos numéricos, mediante el programa Phase2 de Rocscience. Se han analizado dos formaciones, una de cada caso de estudio, para conocer si el sostenimiento recomendado por los cuatro autores analizados es el real para dicha formación. Gracias a dicho programa se pueden estimar los factores de seguridad y otros



valores destacados, como por ejemplo el desplazamiento máximo en cada punto de la sección de la excavación. Con el sostenimiento recomendado lo que se requiere es que el factor de seguridad alcance el valor mínimo de seguridad y que el desplazamiento sea mínimo. En ambos casos analizados el sostenimiento recomendado es el necesario para dicha formación, ya que se logra el factor de seguridad obligatorio. Aunque tal vez podría haberse optimizado dicho sostenimiento, disminuyendo el factor de seguridad pero permaneciendo aún dentro del rango de valores aceptables.

Mediante el método numérico se puede corroborar lo descrito por los autores (, si el valido para el macizo estudiado o no lo es), ya que se tienen varios factores en cuenta, como la calidad del macizo y la profundidad a la que se encuentra.

Por tanto, se persiguen los siguientes objetivos.

1.1 OBJETIVOS DEL TRABAJO

El principal objetivo del trabajo fin de master es analizar el diseño de sostenimiento en grandes túneles, con el fin de mostrar la variabilidad en las propuestas según el autor en que se base el diseño o la clasificación geomecánica utilizada. Para ello, se han establecido una serie de objetivos parciales:

- Revisión de algunas de las principales metodologías de diseño de sostenimiento de túneles, mostrando aspectos tan importantes como: ausencia de datos previos en muchos estudios o gran abanico de valores en dichos estudios, lo que permite diseñar sostenimientos que van desde apenas la colocación de elementos sueltos hasta sostenimientos muy intensivos; carencias de algunos de los métodos de diseño; limitaciones de algunos métodos, pese a lo cual se emplean sistemáticamente en cálculos de sostenimiento en obra civil y en minería, incluso en casos en que los propios autores que los proponen descartan su aplicación; comparación entre algunos de los métodos comúnmente empleados. Se quiere demostrar que en determinadas obras, como es la Variante de Pajares, el proyecto básico no define concretamente las cualidades geotécnicas de las formaciones y esto crea grandes diferencias a la hora de describir un sostenimiento inicial que puede generar problemas a largo plazo en la obra.



- Propuesta de métodos según sean más o menos conservadores, diferencia entre los mismos y validación mediante programas numéricos, como es el Phase2.
- Aplicación a casos prácticos: dos túneles de gran longitud y varias formaciones por túnel, con el fin de analizar en detalle las propuestas de sostenimiento con métodos empíricos y numéricos.
- Propuesta de correlaciones que permitan estimar de forma sencilla índices de calidad de macizo, atendiendo a diferentes tipos de roca ya que según el tipo de roca, los índices podrían someterse a una revisión empírica.

2. MÉTODOS DE SOSTENIMIENTO

Para determinar el sostenimiento de un túnel es necesario hacer un detallado diseño del mismo. Este diseño se basa fundamentalmente en dos tipos de métodos: métodos empíricos, que utilizan la experiencia como base del diseño y métodos numéricos, en los que se emplearan fórmulas matemáticas que permiten diseñar modelos cada vez más complejos. Es innegable el tremendo auge de estos últimos, pero parece que ya se asume que no se debe ni puede prescindir de los métodos empíricos, mediante clasificaciones, que permiten hacer un prediseño más o menos adecuado. A continuación se resumen y analizan las principales clasificaciones que se usan hoy en día, y que son la base de este trabajo de fin de máster.

a. MÉTODOS EMPÍRICOS DE SOSTENIMIENTO

Los métodos empíricos de sostenimiento son recomendaciones de diseño ligados a la caracterización geomecánica del macizo rocoso. Estos métodos definen el tipo y cantidad de elementos de sostenimiento a emplear.

Estos métodos tienen una serie de ventajas; su uso está muy extendido, son muy sencillos de utilizar en las primeras fases de proyecto y normalizan el sostenimiento a emplear. Entre ellos destacan algunos métodos y estos son de los que nos vamos a valer para la definición de este trabajo, serán Biewiaswki, Barton, Romana e ICE.



Es necesario conocer las limitaciones de la clasificación del macizo rocoso (Palmstrom and Broch, 2006) y que su uso no puede reemplazar algunos de los procesos de diseño más elaborados.

i. BIENIAWSKI (1973, 1989)

En este sistema el índice RMR se consigue con la suma de cinco números (Martín Sánchez. D, 2003). Estos cinco números van en función de la resistencia a compresión simple de la roca matriz, el RQD, el espaciamiento de las discontinuidades, la condición de las discontinuidades, la condición del agua y la orientación de las discontinuidades. Dependiendo del estado de las características indicadas, conseguirán una puntuación determinada y mediante la suma de dichas puntuaciones se conseguirán unos valores, que se situaran entre 0 y 100.

La Figura 1 es una síntesis del sistema RMR, las tablas siguientes (Tabla 1) complementan la clasificación original que permiten entender mejor la Figura 1. Una vez obtenido el RMR básico, Bieniawski propone ajustar este número en función de la relación entre la orientación del túnel y las discontinuidades (Martín Sánchez. D, 2003).



Table 4.4: Rock Mass Rating System (After Bieniawski 1989).

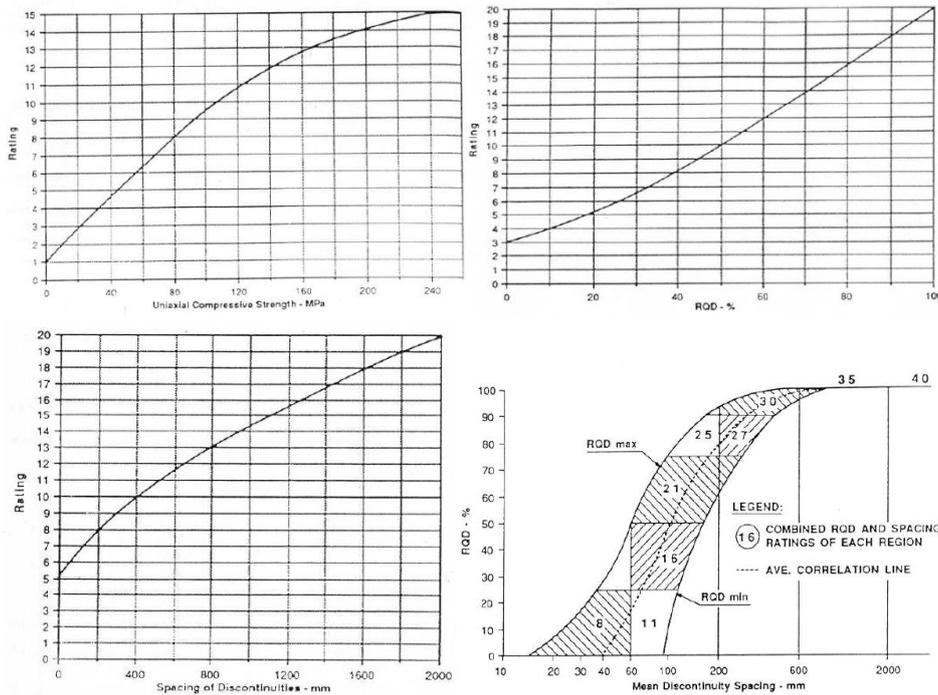
A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS								
Parameter		Range of values						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred	
		Uniaxial comp. strength	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa
	Rating	15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core Quality RQD	90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Rating	20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities	> 2 m	0.6 - 2 . m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating	20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities (See E)	Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge >5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
		Rating	30	25	20	10	0	
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125	
		(Joint water press)/ (Major principal σ)	0	< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5	
	General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating	15	10	7	4	0		
B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)								
Strike and dip orientations		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable		
Ratings	Tunnels & mines	0	-2	-5	-10	-12		
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25		
	Slopes	0	-5	-25	-50			
C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS								
Rating	100 ← 81		80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21		
Class number	I		II	III	IV	V		
Description	Very good rock		Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock		
D. MEANING OF ROCK CLASSES								
Class number	I		II	III	IV	V		
Average stand-up time	20 yrs for 15 m span		1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span		
Cohesion of rock mass (kPa)	> 400		300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100		
Friction angle of rock mass (deg)	> 45		35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15		
E. GUIDELINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY CONDITIONS								
Discontinuity length (persistence)	< 1 m		1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
Rating	6		4	2	1	0		
Separation (aperture)	None		< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm		
Rating	6		5	4	1	0		
Roughness	Very rough		Rough	Slightly rough	Smooth	Slickensided		
Rating	6		5	3	1	0		
Infilling (gouge)	None		Hard filling < 5 mm	Hard filling > 5 mm	Soft filling < 5 mm	Soft filling > 5 mm		
Rating	6		4	2	2	0		
Weathering	Unweathered		Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Decomposed		
Rating	6		5	3	1	0		
F. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELLING**								
Strike perpendicular to tunnel axis				Strike parallel to tunnel axis				
Drive with dip - Dip 45 - 90°		Drive with dip - Dip 20 - 45°		Dip 45 - 90°		Dip 20 - 45°		
Very favourable		Favourable		Very unfavourable		Fair		
Drive against dip - Dip 45-90°		Drive against dip - Dip 20-45°		Dip 0-20 - Irrespective of strike°				
Fair		Unfavourable		Fair				

* Some conditions are mutually exclusive . For example, if infilling is present, the roughness of the surface will be overshadowed by the influence of the gouge. In such cases use A.4 directly.
 ** Modified after Wickham et al (1972).

Figura 1. Tabla para obtener el RMR (Bieniaswki, 1989).



Tabla 1. Complementación de la síntesis del sistema RMR (Bieniaswki, 1989)



Parameter	Ratings				
Discontinuity length (persistence/continuity)	<1 m 6	1-3 m 4	3-10 m 2	10-20 m 1	>20 m 0
Separation (aperture)	None 6	<0.1 mm 5	0.1-1.0 mm 4	1-5 mm 1	>5 mm 0
Roughness	Very rough 6	Rough 5	Slightly rough 3	Smooth 1	Slickensided 0
Infilling (gouge)	None 6	<5 mm 4	Hard filling >5 mm 2	Soft filling <5 mm 2	>5 mm 0
Weathering	Unweathered 6	Slightly weathered 5	Moderately weathered 3	Highly weathered 1	Decomposed 0

*Note: Some conditions are mutually exclusive. For example, if infilling is present, it is irrelevant what the roughness may be, since its effect will be overshadowed by the influence of the gouge. In such cases, use Table 4.1 directly.

A partir del índice RMR se pueden obtener las siguientes ventajas (Martín Sánchez. D, 2003):

- Una aproximación del tiempo de estabilidad de excavaciones sin soporte (Figura 2).
- Recomendaciones para el sostenimiento de túneles en forma de arco de herradura con 10m de ancho, construido por el sistema convencional (voladura), siempre y cuando la presión vertical sea inferior a 25MPa (250 kp/cm²) y sea equivalente a un recubrimiento de 100m y asumiendo una $\gamma = 2,7 \text{ t/m}^3$; $\sigma_v = 27 \text{ kg/cm}^2$ (Figura 3).
- Correlaciones con otras propiedades del macizo rocoso.
 - Módulo de deformabilidad “in situ”



$$E_M \text{ (GPa)} = 2RMR - 100 \text{ (si } RMR > 50 \text{)} \text{ (Bieniawski, 1978)}$$

$$E_M \text{ (GPa)} = 10^{(RMR-10)/40} \text{ (Serafin y Pereira, 1983)}$$

- Parámetros de resistencia del criterio de rotura Hoek-Brown:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2}$$

σ_c = resistencia a compresión simple de la roca matriz.

m, s = parámetros relacionados con el grado de imbricación y fracturación del macizo rocoso.

Hoek y Brown (1988) propusieron:

- Para macizos poco alterados (perforados con máquina tuneladora):

$$m = m_i \exp((RMR-100)/28) \quad s = \exp((RMR-100)/9)$$

- Para macizos más alterados (excavados con voladura):

$$m = m_i \exp((RMR-100)/14) \quad s = \exp((RMR-100)/6)$$

m_i es el valor de m para la roca matriz (Hoek y Brown, 1980)

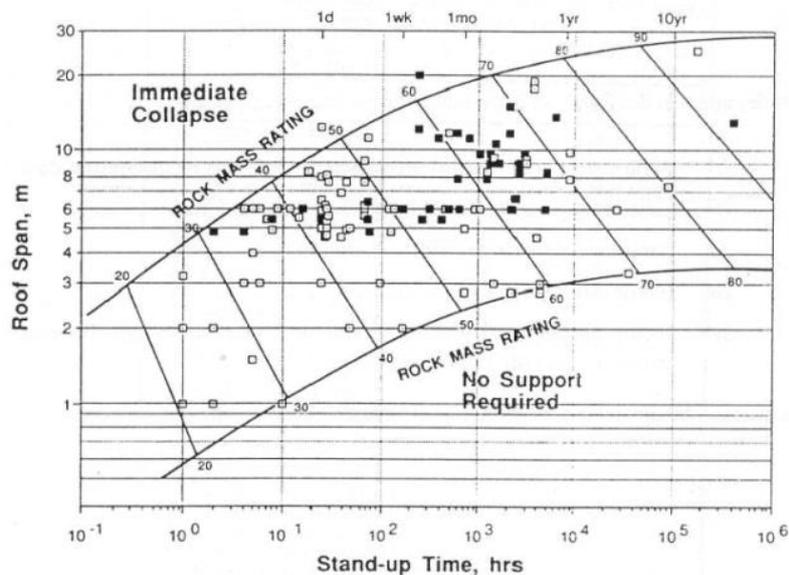


Figura 2. Tiempo de estabilidad de excavación sin soporte.



Rock Mass Class	Excavation	Support		
		Rock Bolts (20-mm Dia, Fully Grouted)	Shotcrete	Steel Sets
Very good rock I RMR:81–100	Full face 3-m advance	Generally, no support required except for occasional spot bolting		
Good rock II RMR:61–80	Full face 1.0–1.5-m advance Complete support 20 m from face	Locally, bolts in crown 3 m long, spaced 2.5 m, with occasional wire mesh	50 mm in crown where required	None
Fair rock III RMR: 41–60	Top heading and bench 1.5–3-m advance in top heading Commence support after each blast Complete support 10 m from face	Systematic bolts 4 m long, spaced 1.5–2 m in crown and walls with wire mesh in crown	50–100 mm in crown and 30 mm in sides	None
Poor rock IV RMR: 21–40	Top heading and bench 1.0–1.5-m advance in top heading. Install support concurrently with excavation 10 m from face	Systematic bolts 4–5 m long, spaced 1–1.5 m in crown and wall with wire mesh	100–150 mm in crown and 100 mm in sides	Light to medium ribs spaced 1.5 m where required
Very poor rock V RMR: <20	Multiple drifts 0.5–1.5-m advance in top heading. Install support concurrently with excavation. Shotcrete as soon as possible after blasting	Systematic bolts 5–6 m long, spaced 1–1.5 m in crown and walls with wire mesh. Bolt invert	150–200 mm in crown, 150 mm in sides, and 50 mm on face	Medium to heavy ribs spaced 0.75 m with steel lagging and forepoling if required. Close invert

*Shape: horseshoe; width: 10 m; vertical stress: <25 MPa; construction: drilling and blasting.

Figura 3. Recomendaciones para el sostenimiento en arco de herradura (Bieniaswki, 1989).

Aquí ya se detectan algunos de los problemas principales de la clasificación de Bieniaswki: es para túneles en herradura (lo que descartaría por ejemplo secciones circulares), en excavaciones por perforación y voladura (no contempla pues excavaciones por métodos mecánicos), es para túneles de 10 m de ancho (tampoco aplicaría en algunos de los grandes túneles actuales), y para una presión vertical inferior a 25 MPa (250kg/cm²) y equivalente a un recubrimiento de 100 m (con lo que en túneles profundos no se podría emplear). Además es una clasificación conservadora y tiende a sobrediseñarse el sostenimiento, debido a que se da demasiado peso al tamaño de bloque en la clasificación, pues se mide dos veces, como RQD y como espaciamiento de juntas (Jauch, 2000). Además, no presta demasiada atención a las individualidades de la formación geológica que se analice; de ahí la importancia de seguir analizando datos de RMR, medir in situ y establecer análisis y comparativas propias en cada zona de estudio.

Esto no quiere decir que no presente algunas ventajas importantes, sobre todo el hecho de ser la clasificación de calidad del macizo rocoso más utilizada internacionalmente, por las siguientes razones (Jauch, 2000): el RMR considera casi todos los parámetros que caracterizan un macizo rocoso, estos parámetros se pueden obtener fácilmente de sondeos o de observación in situ (González de Vallejo y Oteo, 1983); es sencilla de manejar; aunque desarrollada inicialmente para túneles se adapta a otras situaciones, incluyendo minería de carbón, metálica,



estabilidad de taludes, etc.; proporciona una descripción completa del macizo y además permite prediseñar el sostenimiento,

ii. **BARTON, LIEN Y LUNDE, 1974 (Q)**

La Q de Barton fue desarrollada en Noruega en 1974 por Barton, Lien y Lunde, del instituto Geotécnico Noruego (Hoek, 2007). Este sistema fue desarrollado mediante el análisis de un gran número de excavaciones subterráneas, fue propuesto para la caracterización del macizo rocoso y las necesidades de sostenimiento en túneles.

Este sistema establece a cada terreno un índice de calidad (Q), dicho índice será mayor cuando mejor es la calidad del macizo rocoso. Su numeración varía en escala logarítmica, siendo $Q=0,0001$ para terrenos muy malos y $Q=1000$ para terrenos muy buenos (Hoek, 2007).

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Siendo cada parámetro lo siguiente:

- RQD → Índice de calidad del macizo rocoso (Deere et al., 1963-1967)
- J_n → Número de familias de juntas en el macizo rocoso.
- J_r → Rugosidad de las juntas.
- J_a → Grado de alteración de las paredes de las juntas del macizo rocoso.
- J_w → Presencia de agua en el macizo rocoso.
- SRF → “Stress Reduction Factor”, estado tensional del macizo rocoso que atraviesa un túnel.

Para entender mejor el funcionamiento de la ecuación Barton et al., (1974) especificaron los siguientes comentarios:

(RQD/ J_n): representa la estructura del macizo rocoso mediante una medida rudimentaria del tamaño de los bloques o de las partículas, con dos valores extremos (100/0,05 y 10/20), siendo 400 el factor de diferencia entre ellos.

(J_r/J_a): representa la rugosidad y las características de la fricción de las paredes de las fisuras o de los materiales de relleno.

(J_w/SRF): consiste en dos parámetros de fuerza. El SRF es una medida de; 1) pérdida de carga en el caso de una excavación a través de la zona de cizalla y la roca madre de arcilla. 2) esfuerzo rocoso en la roca competente. 3)



opresión de carga en rocas plásticas incompetentes. Se puede considerar como un parámetro de esfuerzo total. El J_w es una medida de presión de agua, el cual tiene un efecto adverso sobre la resistencia al corte en las juntas, esto es debido a una reducción en el esfuerzo normal.

Para obtener cada uno de los cinco últimos parámetros Barton et al., (1974) propusieron las siguientes tablas (Tabla 2). En estas se obtienen los valores correspondientes dependiendo de las descripciones generales del macizo rocoso (Hoek, 2007).

Tabla 2. Clasificación de los parámetros individuales usada en el Índice de Calidad de Túneles Q Barton et al. (1974).

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
1. ROCK QUALITY DESIGNATION	RQD	
A. Very poor	0 - 25	1. Where RQD is reported or measured as ≤ 10 (including 0), a nominal value of 10 is used to evaluate Q .
B. Poor	25 - 50	
C. Fair	50 - 75	
D. Good	75 - 90	2. RQD intervals of 5, i.e. 100, 95, 90 etc. are sufficiently accurate.
E. Excellent	90 - 100	
2. JOINT SET NUMBER	J_n	
A. Massive, no or few joints	0.5 - 1.0	
B. One joint set	2	
C. One joint set plus random	3	
D. Two joint sets	4	
E. Two joint sets plus random	6	
F. Three joint sets	9	1. For intersections use $(3.0 \times J_n)$
G. Three joint sets plus random	12	
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, 'sugar cube', etc.	15	2. For portals use $(2.0 \times J_n)$
J. Crushed rock, earthlike	20	
3. JOINT ROUGHNESS NUMBER	J_r	
a. Rock wall contact		
b. Rock wall contact before 10 cm shear		
A. Discontinuous joints	4	
B. Rough and irregular, undulating	3	
C. Smooth undulating	2	
D. Slickensided undulating	1.5	1. Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m.
E. Rough or irregular, planar	1.5	
F. Smooth, planar	1.0	
G. Slickensided, planar	0.5	2. $J_r = 0.5$ can be used for planar, slickensided joints having lineations, provided that the lineations are oriented for minimum strength.
c. No rock wall contact when sheared		
H. Zones containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
J. Sandy, gravely or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	



Tabla 2 (continuación). Clasificación de los parámetros individuales usada en el Índice de Calidad de Túneles Q Barton et al. (1974).

4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕ/r degrees (approx.)	
a. Rock wall contact			
A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling	0.75		1. Values of ϕ/r , the residual friction angle, are intended as an approximate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present.
B. Unaltered joint walls, surface staining only	1.0	25 - 35	
C. Slightly altered joint walls, non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	2.0	25 - 30	
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non-softening)	3.0	20 - 25	
E. Softening or low-friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite etc., and small quantities of swelling clays. (Discontinuous coatings, 1 - 2 mm or less)	4.0	8 - 16	

4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕ/r degrees (approx.)	
b. Rock wall contact before 10 cm shear			
F. Sandy particles, clay-free, disintegrating rock etc.	4.0	25 - 30	
G. Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	6.0	16 - 24	
H. Medium or low over-consolidation, softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	8.0	12 - 16	
J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite, (continuous < 5 mm thick). Values of J_a depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water.	8.0 - 12.0	6 - 12	
c. No rock wall contact when sheared			
K. Zones or bands of disintegrated or crushed rock and clay (see G, H and J for clay conditions)	6.0		
L. Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction, non-softening	5.0		
O. Thick continuous zones or bands of clay	10.0 - 13.0		
P. & R. (see G.H and J for clay conditions)	6.0 - 24.0	6 - 24	
5. JOINT WATER REDUCTION			
	J_w	approx. water pressure (kgf/cm ²)	
A. Dry excavation or minor inflow i.e. < 5 l/m locally	1.0	< 1.0	
B. Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings	0.66	1.0 - 2.5	
C. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5 - 10.0	1. Factors C to F are crude estimates; increase J_w if drainage installed.
D. Large inflow or high pressure	0.33	2.5 - 10.0	
E. Exceptionally high inflow or pressure at blasting, decaying with time	0.2 - 0.1	> 10	2. Special problems caused by ice formation are not considered.
F. Exceptionally high inflow or pressure	0.1 - 0.05	> 10	
6. STRESS REDUCTION FACTOR			
a. Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated			
A. Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock any depth)	10.0		1. Reduce these values of <i>SRF</i> by 25 - 50% but only if the relevant shear zones influence do not intersect the excavation
B. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth < 50 m)	5.0		
C. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth > 50 m)	2.5		
D. Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth)	7.5		
E. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation < 50 m)	5.0		
F. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation > 50 m)	2.5		
G. Loose open joints, heavily jointed or 'sugar cube', (any depth)	5.0		



Tabla 2 (continuación). Clasificación de los parámetros individuales usada en el Índice de Calidad de Túneles Q Barton et al. (1974).

DESCRIPTION	VALUE		SRF	NOTES
6. STRESS REDUCTION FACTOR				
<i>b. Competent rock, rock stress problems</i>				
	σ_c/σ_1	σ_t/σ_1		2. For strongly anisotropic virgin stress field
H. Low stress, near surface	> 200	> 13	2.5	(if measured): when $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduce σ_c
J. Medium stress	200 - 10	13 - 0.66	1.0	to $0.8\sigma_c$ and σ_t to $0.8\sigma_t$. When $\sigma_1/\sigma_3 > 10$,
K. High stress, very tight structure (usually favourable to stability, may be unfavourable to wall stability)	10 - 5	0.66 - 0.33	0.5 - 2	reduce σ_c and σ_t to $0.6\sigma_c$ and $0.6\sigma_t$, where σ_c = unconfined compressive strength, and σ_t = tensile strength (point load) and σ_1 and σ_3 are the major and minor principal stresses.
L. Mild rockburst (massive rock)	5 - 2.5	0.33 - 0.16	5 - 10	
M. Heavy rockburst (massive rock)	< 2.5	< 0.16	10 - 20	3. Few case records available where depth of crown below surface is less than span width. Suggest SRF increase from 2.5 to 5 for such cases (see H).
<i>c. Squeezing rock, plastic flow of incompetent rock under influence of high rock pressure</i>				
N. Mild squeezing rock pressure			5 - 10	
O. Heavy squeezing rock pressure			10 - 20	
<i>d. Swelling rock, chemical swelling activity depending on presence of water</i>				
P. Mild swelling rock pressure			5 - 10	
R. Heavy swelling rock pressure			10 - 15	

ADDITIONAL NOTES ON THE USE OF THESE TABLES

When making estimates of the rock mass Quality (Q), the following guidelines should be followed in addition to the notes listed in the tables:

1. When borehole core is unavailable, RQD can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per metre for each joint set are added. A simple relationship can be used to convert this number to RQD for the case of clay free rock masses: $RQD = 115 - 3.3 J_v$ (approx.), where J_v = total number of joints per m^3 ($0 < RQD < 100$ for $35 > J_v > 4.5$).
2. The parameter J_n representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistosity, slaty cleavage or bedding etc. If strongly developed, these parallel 'joints' should obviously be counted as a complete joint set. However, if there are few 'joints' visible, or if only occasional breaks in the core are due to these features, then it will be more appropriate to count them as 'random' joints when evaluating J_n .
3. The parameters J_r and J_a (representing shear strength) should be relevant to the weakest significant joint set or clay filled discontinuity in the given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of J_r/J_a is favourably oriented for stability, then a second, less favourably oriented joint set or discontinuity may sometimes be more significant, and its higher value of J_r/J_a should be used when evaluating Q. The value of J_r/J_a should in fact relate to the surface most likely to allow failure to initiate.
4. When a rock mass contains clay, the factor SRF appropriate to loosening loads should be evaluated. In such cases the strength of the intact rock is of little interest. However, when jointing is minimal and clay is completely absent, the strength of the intact rock may become the weakest link, and the stability will then depend on the ratio rock-stress/rock-strength. A strongly anisotropic stress field is unfavourable for stability and is roughly accounted for as in note 2 in the table for stress reduction factor evaluation.
5. The compressive and tensile strengths (σ_c and σ_t) of the intact rock should be evaluated in the saturated condition if this is appropriate to the present and future in situ conditions. A very conservative estimate of the strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.

Para definir el tipo de sostenimiento a utilizar, la Q de Barton recoge su valor, obtenido mediante la clasificación geomecánica de la Tabla 2, y realizando un factor de escala, denominado dimensión equivalente, de la excavación prevista a realizar. Este valor se obtiene dividiendo la luz, el diámetro o altura de la pared de la excavación entre un factor llamado ESR (Excavation Support Ratio) (Figura 4) (Hoek, 2007).

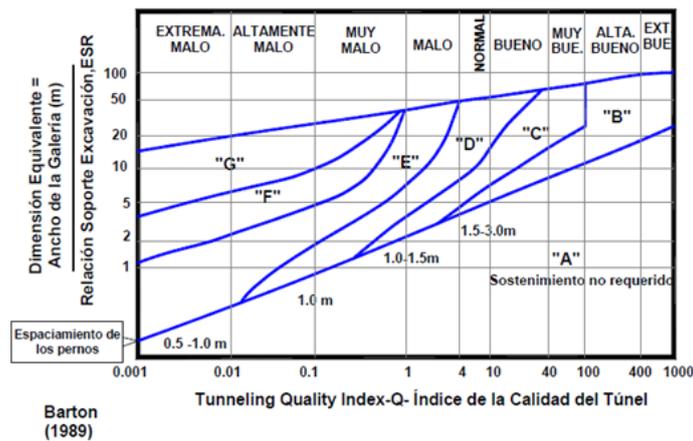
$$\text{Dimensión equivalente} = \frac{\text{Luz o altura (m)}}{ESR}$$



Excavation Category	ESR
A. Temporary mine openings	3-5
B. Vertical shafts:	
Circular section	2.5
Rectangular/square section	2.0
C. Permanent mine openings, water tunnels for hydropower (excluding high-pressure penstocks), pilot tunnels, drifts, and headings for large excavations	1.6
D. Storage caverns, water treatment plants, minor highway and railroad tunnels, surge chambers, access tunnels	1.3
E. Power stations, major highway or railroad tunnels, civil defense chambers, portals, intersections	1.0
F. Underground nuclear power stations, railroad stations, factories	0.8

Figura 4. Valor de ESR en función de la categoría de excavación (Barton et al. 1974).

Una vez obtenido el valor de Q y gracias a la dimensión equivalente, estos dos datos se ingresan en la Figura 5 y así se obtendrá el tipo de sostenimiento necesario.



Zona gráfico	Sostenimiento Recomendado
Zona "A"	No requiere sostenimiento
Zona "B"	Pernos puntuales a 1,5-3 m
Zona "C"	Pernos sistemáticos a 1-1,5 m
Zona "D"	Pernos a 1 m. Gunita
Zona "E"	Pernos a 0,5-1 m y gunita con fibras
Zona "F"	Cuadros de acero. Gunita > 15 cm. Pernos 0,5-1 m
Zona "G"	Cuadros de acero y hormigón

Figura 5. Relación entre Q y ESR y sostenimiento recomendado (Barton, 1989).

Según algunos autores destacados (Pells y Bertuzzi, 2011), el índice Q de Barton presenta dos limitaciones propias. Por una parte, que el ratio RQD/J_n no da una idea significativa del tamaño de bloque y, por otra, que el cociente J_w/SRF no es una medida adecuada de las tensiones que actúan sobre el macizo que debe sostenerse. Pero más aún, estos autores destacan el hecho ya detectado por la propia autora de este trabajo: que el uso de correlaciones entre Q y RMR debe de



hacerse con mucha precaución, sobre todo en aquéllos entornos geológicos que difieran de los que corresponden a los casos originales de estudio en que se han establecido.

Por ello, la autora decide profundizar en las clasificaciones y analizar sus correspondencias en casos y ejemplos concretos en algunos de los grandes túneles españoles de los últimos años.

iii. ROMANA (2001)

Romana propuso una recomendación a lo descrito por Bieniawski (1989), ya que para los túneles españoles no se dan las mismas condiciones de uso que las descritas para los túneles noruegos (Romana, 2001). Romana (2001) propuso unas nuevas recomendaciones de excavación y sostenimiento de túneles, basado en los usos y costumbres del mercado español.

Bieniawski (1989) dividió en índice RMR en 5 clases (I, II, III, IV y V), desde “Muy bueno (I)” hasta “Muy malo (V)”, pero Romana (2001) describió que las clases no son equiparables entre sí, indicando que la clase I es muy poco frecuente y que el resto de clases son muy amplias. Por lo que, abarcan muchos valores de RMR y estos no tienen el mismo comportamiento ante el sostenimiento y aún y todo Bieniawski (1989) lo describió en la misma clase (Romana, 2001).

Por estas razones Romana (2001) reclasificó las cinco clases primeramente descritas por Bieniawski (1989) en diez subclases (Figura 6). Como se puede ver en la Figura 6, cada subclase tiene un rango de 10 puntos y para mantener una correlación con Bieniawski se mantienen los números romanos, pero están seguidos de una letra; a, para la mitad superior y b, para la mitad inferior.



RMR	MODIFICADO		BIENIAWSKI ORIGINAL	
	CLASE	DENOMINACIÓN	DENOMINACIÓN	CLASE
100	la	EXCELENTE	MUY BUENA	I
90	lb	MUY BUENA		
80	II a	BUENA A MUY BUENA	BUENA	II
70	II b	BUENA A MEDIA		
60	III a	MEDIA A BUENA	MEDIA	III
50	III b	MEDIA A MALA		
40	IV a	MALA A MEDIA	MALA	IV
30	IV b	MALA A MUY MALA		
20	V a	MUY MALA	MUY MALA	V
10	V b	PÉSIMA		

Nota Las clases Ia (Excelente) y Vb (Pésima) no aparecen prácticamente nunca

Figura 6. Clasificación modificada de Bieniawski en subclases y comparación con la original (Romana, 2001).

En las Figuras 7 y 8 se presentan las recomendaciones dadas por Romana (2001) para la excavación y sostenimiento de túneles. Para ello se utiliza el RMR y las subclases definidas en la Figura 6. En estas recomendaciones se deben de puntualizar una serie de aspectos que aclaran y limitan la aplicación (Romana, 2001):

- Se tratan de túneles y obras subterráneas con ancho de excavación entre 10 y 14 m, son los más comunes para vías de comunicación.
- La excavación de túneles de 10 m de ancho se realiza mediante voladura, pero hoy en día y en un futuro próximo la utilización de las tuneladoras será mayor, por ello Romana (2001) recomendó un factor de ajuste complementario para los diversos métodos de excavación:
 - RMR=10 → Excavación con TBM



- RMR=5 → Excavación mecánica
 - RMR=0 → Excavación por voladuras cuidadosas
 - RMR=-5 a -10 → Excavación por voladuras deficientes
- En España predominan las tensiones tectónicas verticales, debido a su profundidad de excavación (250 m). Pero estas recomendaciones para tensiones horizontales pueden no ser adecuadas en el caso de tensiones verticales.



RMR	CLASE	LONGITUD DE PASE (m)		PARTICIÓN DE LA SECCIÓN	MÉTODO DE EXCAVACIÓN		
		MÁXIMA	RECOMENDADA				
100	I a		≥ 5	SECCIÓN COMPLETA CALOTA Y DESTROZA	TBM ABIERTO VOLADURAS ROZADORA		
90	I b		≥ 5				
80	II a	16.0	≥ 5				
70	II b	9.5	4/6				
60	III a	6.0	3/4				
50	III b	4.0	2/3				
40	IV a	2.5	1/2			GALERÍA DE AVANCE GALERÍAS MÚLTIPLES CONTRABO VEDA	ESCUDO FRESADO ESCARIFICACIÓN/PALA
30	IV b	1.75	1				
20	V a	1.0	0,5/0,75				
10	V b		0,5				
0							

- Notas**
- 1 La unidad para el pase es el metro (m)
 - 2 El pase máximo es el límite teórico según BIENIAWSKI
 - 3 El pase recomendado se refiere a la excavación en calota/avance y en caso de que exista galería de avance a la excavación de ensanche (y no a la propia galería)
 - 4 Las líneas continuas indican que el método es apropiado para el intervalo y se usa frecuentemente
 - 5 Las líneas de trazas indican que el método es posible para el intervalo y se usa a veces

RMR	CLASE	BULONADO			HORMIGÓN PROYECTADO			ARMADURA		CERCHAS		MÉTODOS ESPECIALES	
		L (m)	b/m2	s' (m)	e (cm)	CAPAS	SELLADO	MALLAZO	FIBRAS	TIPO	S' (m)		
100	I a	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
90	I b	2/3	0.10	Ocasional	2	Ocasional	No	SENCILLO OCASIONAL	FIBRAS	TH-21 TH-29	No	BIENOLD PARAGUAS	
80	II a	3	0.10-0.25	Ocasional	5	1	Ocasional				No		
70	II b	3	0.25/0.44	2 x 2/1.5 x 1.5	6-10	1/2	Si	No					
60	III a	3/4	0.44/0.66	1.5 x 1.5/1 x 1.5	8-15	2/3	Si	SENCILLO OCASIONAL	Ocasional	TH-21 TH-29	Ocasional	BIENOLD PARAGUAS	
50	III b	4	0.66/1	1 x 1.5/1 x 1	12-20	2/3	Si		1.5				
40	IV a	4/4.5	0.80/1	1 x 1.25/1 x 1	16-24	3	Si	SENCILLO OCASIONAL	1	TH-21 TH-29	1	BIENOLD PARAGUAS	
30	IV b	4.5/5	1	1 x 1	20-30	3	Si		0.75/1				
20	V a	-	-	-	30-40	3/4	Si	DOBLE	0.5/0.75	HEB	0.5/0.75	BIENOLD PARAGUAS	
10	V b	SISTEMAS ESPECIALES											
0													

- Notas**
1. Las unidades para el bulonado son: L, longitud en metros (m); densidad en bulones por m² (b/m²) y s, espaciamiento en metros (m)
 2. La unidad para e, espesor mínimo de hormigón proyectado, es el centímetro (cm). No se ha tenido en cuenta la sobreexcavación.
 3. El número de capas de hormigón proyectado incluye la capa de sellado
 4. La unidad para S, separación entre cerchas, es el metro (m).
 5. Las líneas continuas indican que el método es apropiado para el intervalo y se usa frecuentemente
 6. Las líneas indican que el método es posible para el intervalo y se usa a veces.

Figura 7 y 8. Recomendaciones para el sostenimiento de túneles para un túnel de 10-14m de ancho (Romana, 2001).



Por tanto, la clasificación tiene aún sus limitaciones aunque bien es cierto que gracias a Romana se ha ampliado el espectro a túneles de mayor anchura (hasta 14 m) y se ha incorporado un factor que incluye el tipo de excavación, aumentando el RMR en excavaciones con TBM (en que lógicamente la sección se ve menos afectada y por tanto el comportamiento del macizo es mejor) frente al estándar (no se añade nada para voladuras normales o cuidadosas, que son las consideradas por Bieniawski); y se restan 5 puntos para voladuras deficientes, pues lógicamente el macizo se comportará mucho peor.

iv. ICE (Celada, 2011)

Celada (2011) presentó una justificación para un nuevo enfoque de la ingeniería rocosa llamado “Interactive Structural Design” (DEA). Los principios de la DEA han sido aplicados con éxito durante la construcción de más de 100 túneles de autopistas, ferrocarriles y proyectos hidroeléctricos (Figura 9).

La metodología de DEA fue desarrollada por Geocontrol en la década de los 90, después de verse frente al mismo problema en varios túneles. Este problema fue la dificultad de calcular con precisión el movimiento de las excavaciones, dada la variabilidad de las propiedades de resistencia-deformación del macizo rocoso y la dificultad de determinar con fiabilidad el ratio del principal esfuerzo “ K_0 ” in situ (Celada, 2011). Para resolver esta dificultad se vio que el dimensionamiento del sostenimiento del túnel debe llevarse a cabo durante la construcción del túnel.

Durante la construcción del túnel de Vallvidrera (Barcelona, 1990) se descubrió otro hecho importante: las medidas de convergencia tomadas con extensómetros mecánicos son lo suficientemente precisos como para detectar consecuencias en el avance del túnel y concede el tiempo suficiente para iniciar el proceso de estabilización.

Con lo descrito anteriormente, el DEA fue desarrollado con una metodología que consiste en tres fases: caracterización del terreno, diseño estructural y confirmación durante la construcción. Esto se basa en los siguientes principios (Celada, 2011):

- Caracterización del macizo rocoso en una forma realista.
- Dimensionar el sostenimiento del túnel usando cálculos fiables, especialmente en la convergencia que se espera medir durante la construcción.

- Medir la convergencia del túnel durante la construcción y comparar esta con la que fue precedida mediante cálculos. En el caso de que el movimiento sea excesivo, el sostenimiento se reforzara con los nuevos cálculos.

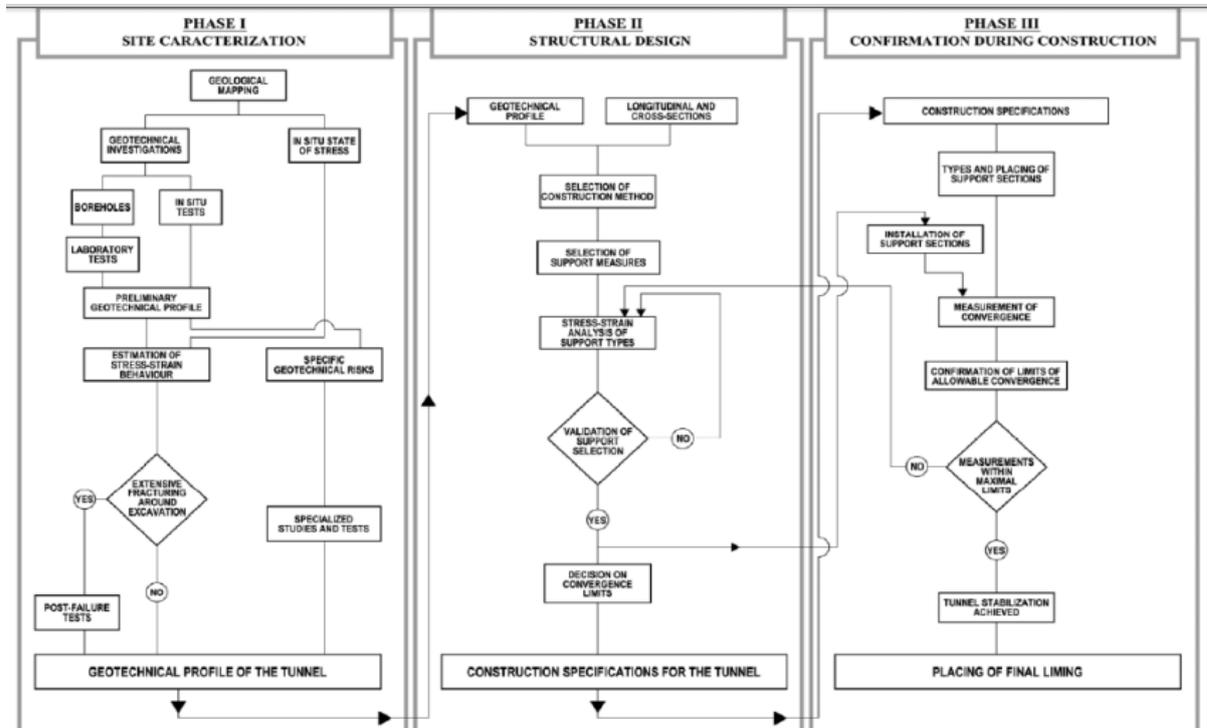


Figura 9. Diagrama de aplicación del DEA (Celada Tamames, 2011)

Gracias al perfil geotécnico y los resultados de la evaluación del estado in situ de las tensiones, se pueden calcular las tensiones de deformación de cada sección del túnel. Esto se realiza usando el ICE (Índice de Comportamiento Elástico) Celada et al. (2010) y Bieniawski et al. (2011).

El concepto de ICE se basa en los cálculos de la distribución de esfuerzos inducidos en el macizo rocoso durante la excavación de un túnel circular, este concepto sigue el modelo clásico de Kirsch (1989). Se define mediante las siguientes ecuaciones:

$$\text{Para } K_0 \leq 1 \quad \text{ICE} = \frac{3704 \cdot \sigma_{ci} \cdot e^{\frac{RMR-100}{24}}}{(3-K_0)H} \cdot F$$

$$\text{Para } K_0 \geq 1 \quad \text{ICE} = \frac{3704 \cdot \sigma_{ci} \cdot e^{\frac{RMR-100}{24}}}{(1+K_0)H} \cdot F$$

Dónde:

- K_0 es el coeficiente del ratio del principal esfuerzo in situ.
- σ_{ci} es la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta (MPa)



- RMR es el ratio de macizo rocoso corregido para la orientación de discontinuidades.
- H es la profundidad por debajo de la superficie (m).
- F es el factor de la forma del túnel, que tiene los siguientes valores:
 - F=1,3 para túneles circulares de 6m de diámetro.
 - F=1,0 para túneles circulares de 10m de diámetro.
 - F=0,75 para túneles convencionales de 14m de diámetro.
 - F=0,55 para cavernas de 25m de ancho y 60m de alto.

En la Figura 10 se puede ver los criterios de comportamiento que caracteriza la relación tensión-deformación en un túnel sin sostenimiento en función del ICE.

ICE	Behaviour stress-deformation
>130	Completely elastic
70-130	Elastic with incipient yielding
40-69	Moderate yielding
15-39	Intensive yielding
<15	Mostly yielding

Figura 10. Estimación del comportamiento de esfuerzo deformación de una sección de túnel como función del ICE (Celada Tamames, 2011))



Tabla 3. Sostenimiento necesario según el valor de ICE (Celada Tamames, B. 2011).

Table 3: Tentative recommendations for tunnels 14m wide, based on ICE values						
ICE	Excavation behaviour	Excavation size	Support	Special elements of support	Advance length	Tunnel lining
>130	Completely elastic	↑ Full face ↓ Top heading and bench ↓	Rock bolts L=4.5m Sp=2-2.5 m Shotcrete: 5cm	None	By RME	Cast concrete. No invert.
70-130	Elastic with incipient yielding		Rock bolts L=4.5m Sp=2m Shotcrete: 10cm	None		
40-69	Moderate yielding		Rock bolts L=4.5m Sp=1.5m Shotcrete: 15cm	None	By RMR and Q	Cast concrete and invert (0.1 x excavation width)
15-39	Intensive yielding		TH-29 Steel arches 1m spacing	Elephant foot, heavy forepoling umbrellas and grouting under elephant foot		Cast concrete and invert (0.2 x excavation width)
<15	Mostly yielding		HEB-180 Steel arches 1m spacing	As above plus face bolted		Steel reinforced concrete in circular cross section

Este método presenta la desventaja de que sólo se ha estimado en unos pocos ejemplos de túneles, y que su aplicación por tanto aún está en vías de verificarse y validarse en otros ejemplos. Como ventaja, se puede citar que incorpora mejoras importantes en la evaluación del estado tensional del macizo y que su diseño se basa en casos de túneles españoles.

b. METODOS NUMÉERICOS DE SOSTENIMIENTO

Los métodos numéricos son sin duda unos de los más fiables de los que se dispone hoy en día para realizar un buen diseño del sostenimiento de túneles y otras excavaciones subterráneas. Cabe citar los métodos de diferencias finitas y los de elementos finitos. Programas de diferencias finitas como el FLAC (2D y 3D) de ITASCA (ITASCA, 2016) o el programa de elementos finitos Phase2 (RS2), de Rocscience, son de aplicación extendida a nivel mundial.

Mediante el programa Phase 2 se ha modelizado una formación correspondiente a la galería de Folledo en la Variante de Pajares y otra formación correspondiente a los túneles de Guadarrama. Esto se ha realizado para conocer la estabilidad natural de dicha formación y una vez realizada la excavación. A partir del sostenimiento descrito mediante los métodos empíricos de sostenimiento, se conocerá si esa formación es estable o el sostenimiento descrito es insuficiente.



El Phase2 es un potente programa en 2D basado en elementos finitos para aplicaciones en suelo y rocas. El Phase2 se puede usar para un amplio rango de proyectos de ingeniería, incluyendo; diseños de excavaciones, estabilización de laderas, filtraciones de aguas subterráneas, análisis probabilísticos, consolidación y análisis dinámicos de capacidad.

Modelos complejos divididos en varias etapas, pueden ser fácilmente creados y rápidamente analizados gracias al Phase 2 (túneles con calidad de roca muy baja, grandes cavernas subterráneas, minas a cielo abierto, etc). A dichos modelos se les pueden añadir fallas progresivas, interacción de sostenimiento y otra gran variedad de problemas.

El Phase 2 ofrece gran variedad en la capacidad de modelización de sostenimiento. Pueden aplicarse elementos de sostenimiento tales como gunita, hormigón proyectado, sistemas de acero, muros de contención, pilotes, sostenimiento compuesto de multi-capas de materiales tipo composite, geotextiles y muchos más. Las herramientas de diseño de sostenimiento incluyen gráficos que muestran la capacidad de sostenimiento, que te permiten determinar el factor de seguridad del sostenimiento reforzado. Los tipos de bulones incluyen; anclaje final, anclaje repartido a lo largo del bulón (fully bonded, bulones con lechada), cables, bulones de anclaje del tipo split sets, y anclajes puntuales.

Una de las mayores características del Phase2 es el análisis de la estabilización de laderas mediante elementos finitos, usando el método de reducción del esfuerzo de cizalla. Esta opción es completamente automática y puede ser usada tanto con los parámetros de esfuerzo de Mohr-Coulomb como con los de Hoek - Brown. Los modelos de inclinación pueden ser importados o exportados entre Slide y RS² permitiendo una fácil comparación entre el equilibrio límite y los resultados de los elementos finitos.

El Phase2 incluye un estado estable, donde el análisis de la filtración de agua subterránea mediante elementos finitos forma parte del propio programa. No siendo necesario el uso de otro programa de análisis de aguas subterráneas y del nivel de las mismas. Se determina la presión de poro, así como el flujo y el gradiente, basándose en condiciones hidráulicas de contorno definidas y en la conductividad del material. La presión de poro resultante automáticamente es incorporada dentro del análisis tensional (Rocscience, 2016).



3. CASOS DE ESTUDIO

El análisis del diseño de sostenimiento realizado se plasma en dos casos prácticos de estudio, en los túneles de Pajares y en los túneles de Guadarrama, dos de los túneles más singulares de Europa excavados en los últimos años y los dos más largos y más importantes de España. En el primero se ha elegido la galería de Folledo, de la que se disponían de numerosos datos. En el caso de los túneles de Guadarrama, también se han seleccionado como caso de estudio galerías de conexión. Esto se debe a que al haber sido ejecutadas esas galerías por perforación y voladura se simplifican notablemente los cálculos y el diseño de sostenimiento es menos complicado que en las excavaciones con tuneladora.

A su vez, dentro de cada caso de estudio, se han analizado diferentes formaciones para observar cómo se comportan y adaptan los métodos de diseño de sostenimiento a cada uno de ellos.

a. CASO 1: TÚNELES DE PAJARES. GALERÍA DE FOLLEDO

La Variante de Pajares se encuentra en la zona noroccidental de España entre las comunidades autónomas de León y Asturias. Se procedió a la realización de esta obra para disminuir el tiempo de viaje entre ambas comunidades y así renovar el tren de cercanías existente desde el siglo XVIII, logrando disminuir los kilómetros que tiene dicho cercanías. Es una obra de gran entidad ya que transcurre a través de la cordillera Cantábrica y solventa el difícil paso de Pajares, con un total de 24,6 km de longitud. Debido a su gran longitud son los sextos túneles más largos en Europa y el noveno a escala mundial. Son los más largos de España, por detrás de los túneles de Guadarrama.

Los túneles de Pajares atraviesan la mayor parte de la rama sur de la Zona Cantábrica (Alonso, J. L y Rubio, A. 2009) (Figura 11). Estos túneles atraviesan las montañas del sector central de la Cordillera Cantábrica, esta forma la divisoria hidrográfica entre los ríos leoneses de la Cuenca del Duero y los asturianos de la vertiente Cantábrica (Fernández Rodríguez, L y García Sánchez, T. 2009).

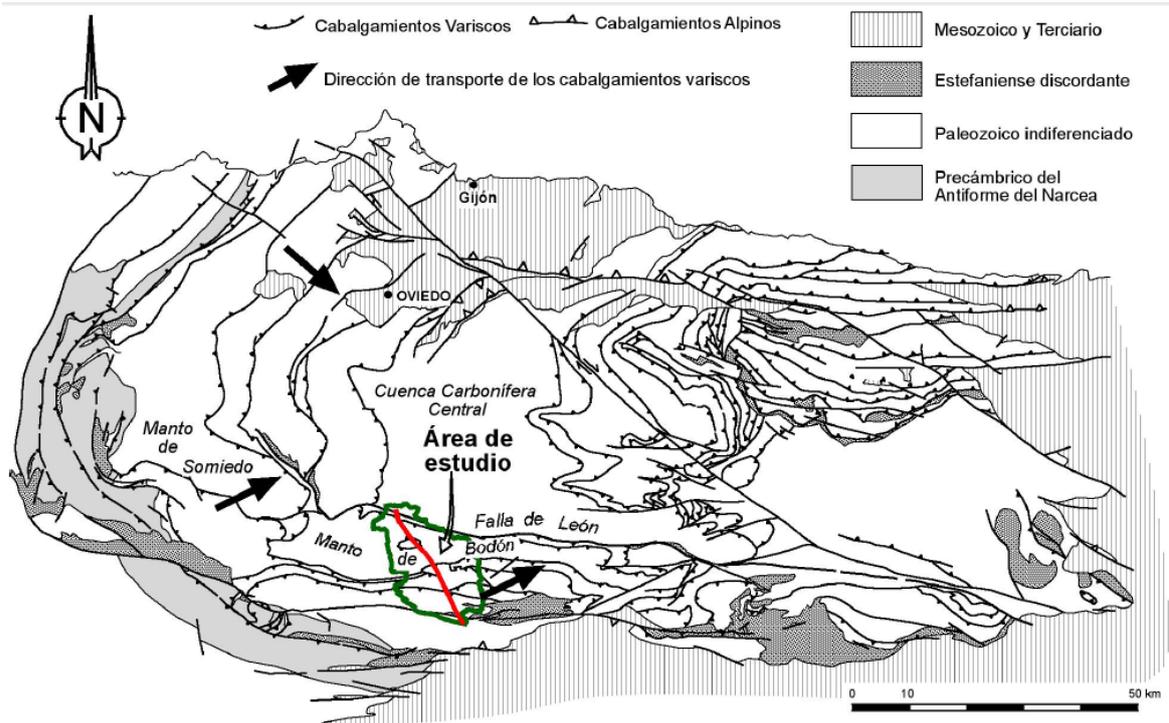


Figura 11. Mapa estructural de la Zona Cantábrica. En rojo señalado la traza del túnel de Pajares (Alonso, J. L y Rubio, A. 2009).

La boca sur de los túneles de Pajares se encuentra cerca de Pola de Gordón (León) y la boca norte cerca del pueblo Los Pontones (Asturias). Ambas entradas se encuentran situadas junto a ríos, junto al Río Bernesga en el caso leones y junto al Río Huernan en el lado asturiano (Alonso, J. L y Rubio, A. 2009). Entre ambas bocas existe un desnivel de 420 m.

La sección de materiales Paleozoicos es bastante completa en la sección de la variante de Pajares, esta se apoya de manera discordante sobre materiales del Precámbrico, estos últimos afloran en el Antiforme de Narcea (Sáenz de Santa María, 2012). Sobre estos materiales y de manera discordante, aparecen pequeños parches de materiales detríticos conglomeráticos del Carbonífero superior.

Teniendo en cuenta la estratigrafía, el Paleozoico se puede dividir en tres grandes unidades: 1) Serie Preorogénica → Precámbrico – Carbonífero inferior. Sedimentada en un ambiente de plataforma continental. 2) Serie sinorogénica → Carbonífero superior. Concordante con la serie anterior y que está compuesta por sedimentación marina. Ambas están implicadas dentro de la tectónica de cabalgamientos. 3) Serie postorogénica → Estefaniense. Estos materiales continentales lacustres son discordantes sobre los mantos cabalgantes.



Estas unidades Paleozoicas tienen un adelgazamiento hacia el este, llegando a tener 3000 m para la serie preorogénica, 1300 m para la sinorogénica y 200-300 m para la portorogénica (Figura 12).

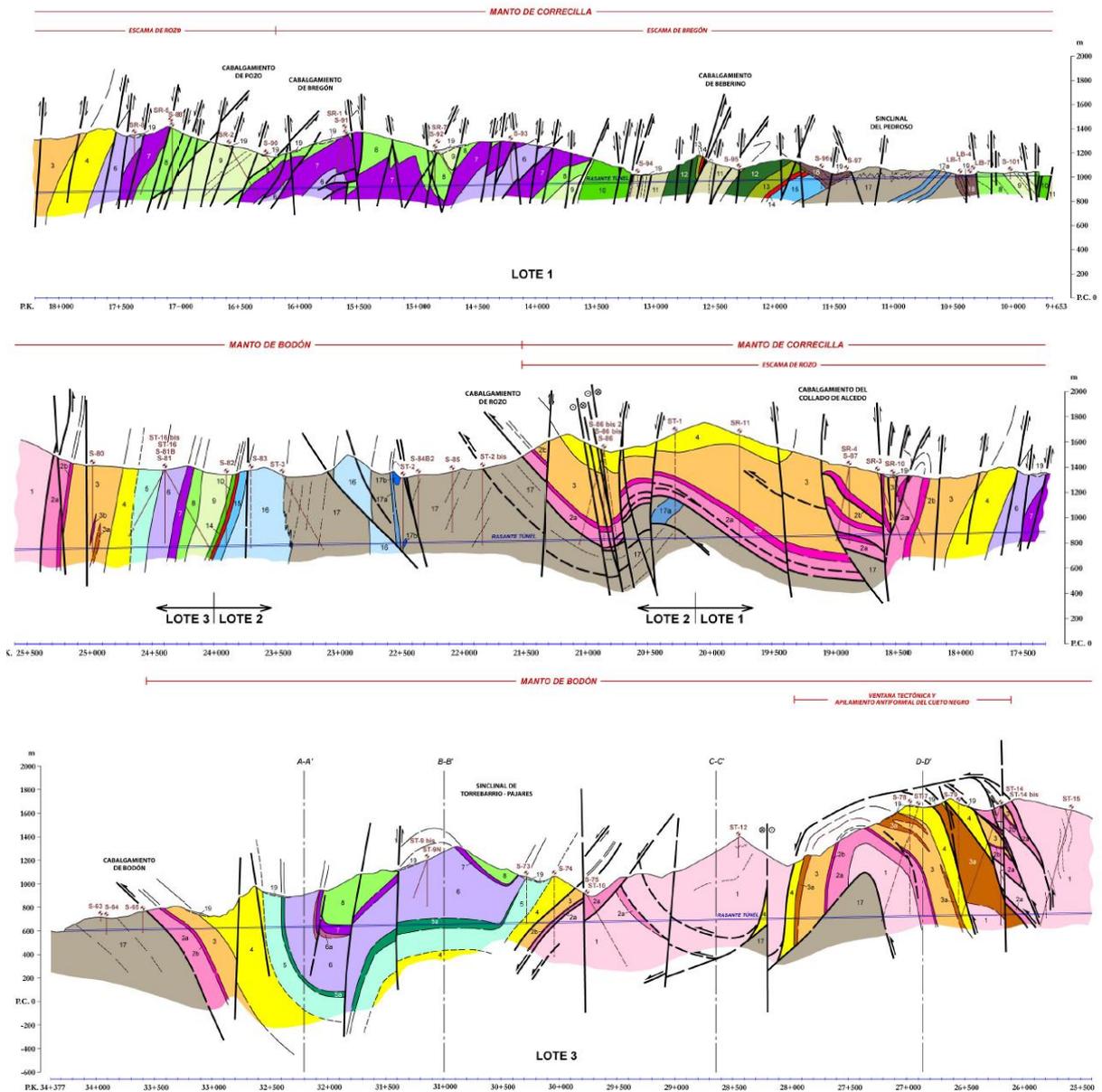


Figura 12. Corte geológico a lo largo de los túneles de Pajares (J.M.Toys et al. (2009).

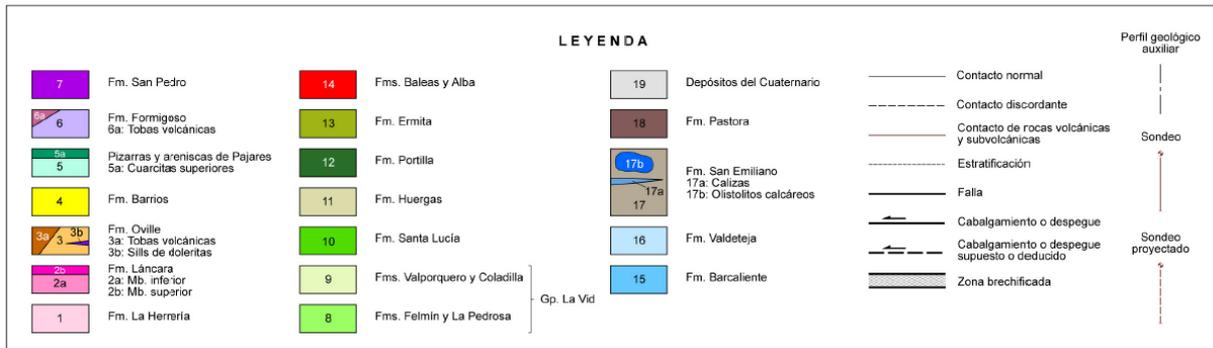


Figura 12. (Continuación). Corte geológico a lo largo de los túneles de Pajares (J.M.Toyos et al. (2009).

GALERIA DE FOLLEDO

La Galería de Folledo se construyó para crear un acceso a los túneles principales del Lote 1. Tiene una longitud de 2000 metros y una sección excavada de 10,5 m de ancho por 8 m de alto (Rodríguez Ortiz, 2009). Tiene una pendiente de 13,5 % (Fajardo Gérez et al. 2009). La sección total de la Galería es de 72,1701 m², su diámetro equivalente es de 9,5859 m (Figura 13).

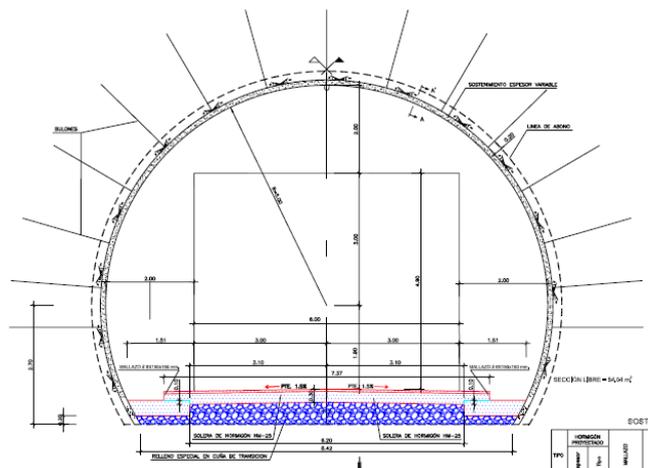


Figura 13. Sección tipo de la Galería Folledo, junto con el sostenimiento utilizado en la misma (Saénz de Santa María, 2012).

Dado que su diámetro es 9,5859 el **factor F** (diámetro equivalente de a excavación) tendrá un valor de **0,9**. La Galería se construyó en forma de herradura, por lo que es más inestable que un túnel circular con diámetro de 10m (F=1.0) y más estable que un túnel convencional de diámetro 14m (F=0.75).

En la figura 14 se muestra un corte geológico vertical y horizontal de la galería de Folledo, en él se pueden observar las diferentes litologías que se presentan a lo largo de la galería.

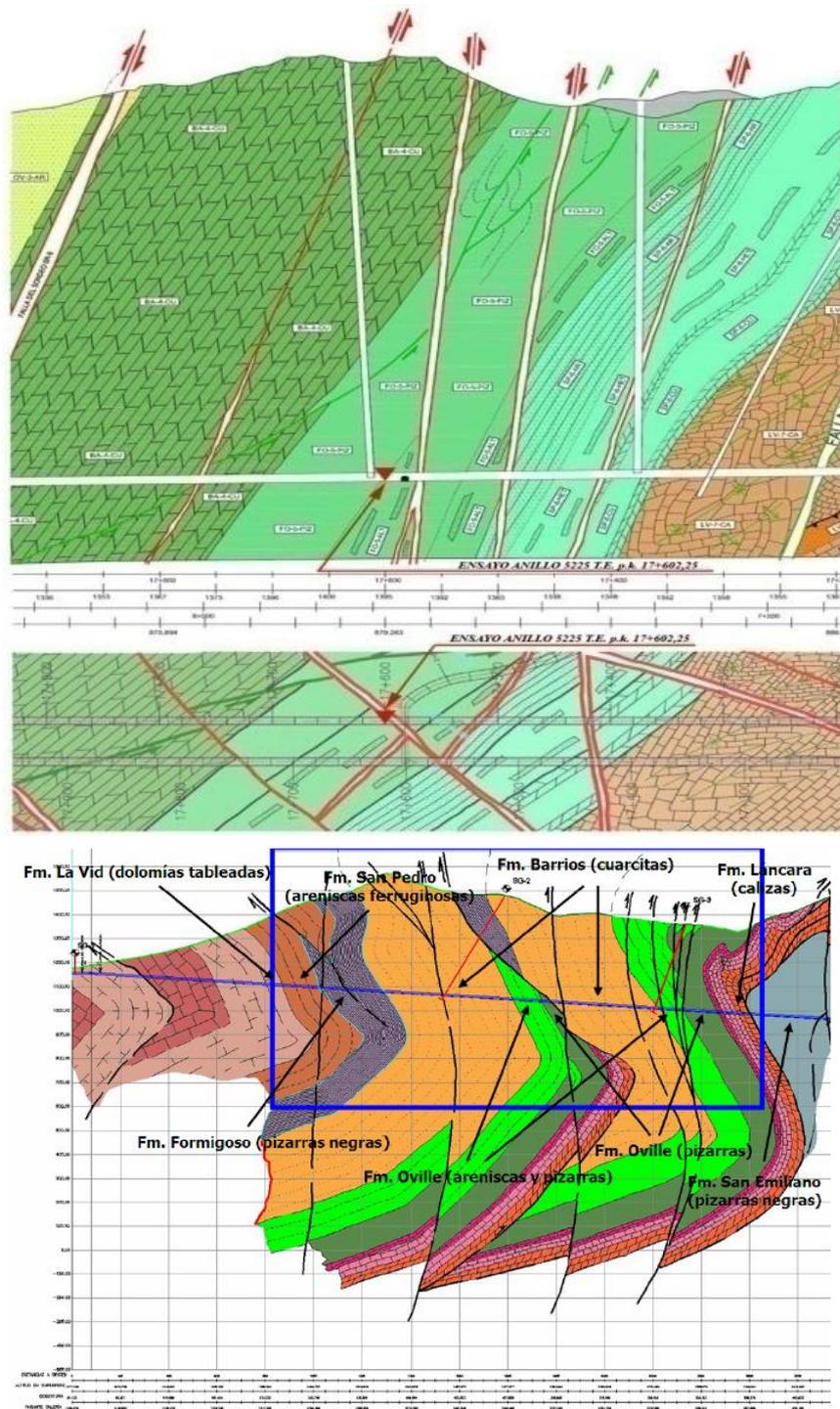


Figura 14. Corte geológico vertical y horizontal de la Galería de Folledo (Sáenz de Santa María, J.A. 2012) y Localización de la galería Folledo y las diferentes formaciones que se atraviesan (Blasco Herguedas et al. 2009).



En la Figura 14 (arriba) se muestra un corte vertical y la visión en la planta de la localización de la galería de Folledo en el trazado de los túneles. En la Figura 14 (abajo) se observa un perfil geológico con las formaciones aflorantes, señalado mediante un recuadro azul aparece la localización exacta de la galería y la localización de las formaciones.

Las formaciones que se han analizado en el transcurso del trabajo fin de máster en la Galería de Folledo son las siguientes:

- **FORMACIÓN BARRIOS (CÁMBRICO MEDIO)**

Está compuesta principalmente por cuarzoarenitas blancas que tienen intercalaciones de lutitas grises, negras, rojas y verdes. El contacto con la formación de muro es gradual (Sáenz de Santa María, 2012), pasa a ser formación Barrios cuando domina el carácter cuarcítico – arenoso. Es una formación de gran competencia y dureza dando fuertes relieves en la topografía.

Su espesor aumenta hacia el Oeste de la Zona Cantábrica, con valores máximos de 300 a 450m en la zona de la Variante de Pajares. En la Variante de Pajares se encuentra la siguiente sucesión, dentro de esta formación gradual (Sáenz de Santa María, 2012):

- Un tramo inferior en el que aparecen capas de cuarcitas blancas que tienen laminación paralela y cruzada. Las capas tienen intercalaciones delgadas de pizarras limolíticas y limolitas arenosas.
- Un tramo medio que está compuesto por capas de pizarras arcillosas y limolíticas. Es un tramo muy débil y tienen variabilidad tanto lateral como vertical.
- Un tramo superior formado por bancos de cuarcita blanca, intercalado con niveles de pizarras arenosas.

La formación Barrios tiene un carácter granocreciente (Vilas, 1971), siendo más arenosa y menos cuarcítica hacia techo.

Es una formación que aparece muy fracturada. Dicha fragilidad está dada en gran parte por culpa de la fracturación tardihercinica obtenida en la zona de la Variante de Pajares (Sáenz de Santa María, 2012). Dentro de estas fracturas se desarrollaron zonas muy arenizadas y dieron lugar a acuíferos. La fracturación también es la responsable de la gran permeabilidad de la formación.



• FORMACIÓN FORMIGOSO (SILÚRICO)

Es una formación compuesta por pizarras negras y gris oscuro, con intercalaciones muy delgadas de pizarras limolíticas, limolitas y areniscas muy finas en la parte alta, por lo tanto es una secuencia granocreciente (Sáenz de Santa María, 2012) (Figura 11). Las rocas que componen esta formación fueron acumuladas en un mar somero que estuvo sometido a la acción de frecuentes tempestades (Suárez de Centí, 1988).

Su contacto con la formación de muro (Formación Barrios) es neto, en cambio con la formación superior (Formación San Pedro) muestra contacto gradual. Este contacto gradual consiste en un aumento de los niveles de arena o cuarcita (Sáenz de Santa María, 2012). La parte superior de la formación está constituida por una alternancia de pizarras y areniscas cuarcíticas tableadas, se denomina “Capas de Villasimpliz”.

Dentro de esta formación se diferencian dos tramos (Sáenz de Santa María, 2012):

- El tramo inferior, denominado “Pizarras del Bernesga”, formado por pizarras negras laminadas, arcillosas y con gran abundancia de graptolites. La piritita también es existente. Esta formación es desigual dependiendo de la zona, mostrando una calidad pésima en alguna de ellas, debido a la combinación de sus características propias con una tectónica intensa y una introducción posterior de aguas meteóricas.
- El tramo superior de “Capas de Villasimpliz” está formado por pizarras negras compactas con intercalaciones de areniscas cuarcíticas tableadas. Estas últimas aumentan su cantidad y espesor hacia techo.

Su espesor se comprende entre los 100 y los 150m, siendo 70-80m de tramo inferior y 50m de tramo superior. La variación de espesor puede ser debida a la tectónica, ya que es una formación muy dúctil. En ella se pueden ver muchos pliegues de arrastre y fallas inversas asociadas al plegamiento (Sáenz de Santa María, 2012). Por lo general esta formación actúa como un nivel de despegue, presentando abundantes superficies de cabalgamiento en el interior.

Los dos tramos descritos también se diferencian por sus características geotécnicas. El tramo inferior está compuesto por unas pizarras de muy baja calidad geomecánica, canaliza los esfuerzos tectónicos que sufre la formación y eso le hace mostrar un aspecto deteriorado y alterado. Las “Capas de



Vilasimpliz” del tramo superior también son de baja calidad geomecánica, pero de mayor calidad que las del tramo superior.

• **FORMACIÓN SAN PEDRO (DÉVONICO INFERIOR)**

Su composición es compleja y variable, está formada por areniscas cuarcíticas y ferruginosas, y por pizarras verdes y negras (Sáenz de Santa María, 2012). El espesor es cambiante y muestra cambios laterales de facies. Gracias a su color es fácil su distinción en el campo, dado que es característico, también los relieves que da la parte inferior de la formación constituida por areniscas ferruginosas. Su contacto inferior con las “Capas de Villasimpliz” es gradual, la arenisca cuarcítica de color gris claro va en aumento hasta finalizar con un aumento de areniscas ferruginosas.

Esta formación se puede diferenciar en tres tramos bastante homogéneos (Sáenz de Santa María, 2012):

- Un tramo inferior que está formado por gruesos bancos de areniscas ferruginosas. Estas a veces suelen ser oolíticas, masivas o con estratificación cruzada y suelen llegar a ser paquetes de 2 o 3m. Se puede decir que es un buen nivel guía.
- Un tramo intermedio que está compuesto por arenas y pizarras. Muestra un nivel inferior de areniscas y cuarcitas blancas y pardas con cantos blandos, estratos dispersos de areniscas ferruginosas rojas y pizarras grises o verdes. Estas rocas muestran abundante bioturbación y niveles “convolucionados”.
- Un tramo superior formado por areniscas y cuarcitas, estos son más potentes que los tramos inferiores y muestran intercalaciones de pizarras gris oscuras. Hacia techo presentan cemento carbonatado.

En toda la formación aparecen intercalaciones de paquetes de areniscas tobáceas, estas tienen niveles de tobas vítreas y arenosas y niveles de concentración de lapilli. La influencia volcánica está presente en la formación mediante óxidos de hierro y venas de siderita de origen sedimentario y exhalativo (Sáenz de Santa María, 2012).

El espesor aumenta hacia las partes externas del arco asturiano, llegando a máximos de 250-300 m.



La formación aparece afectada por el “tren de pliegues del Manadero” y esto hace que su espesor sea mayor en la zona de la Variante de Pajares, por la existencia de un engrosamiento en las charnelas.

Debido a que las pizarras son muy abundantes y por la aparición de numerosas fallas de baja entidad, repliegues e incluso despegues de pequeña entidad, la deformación es muy importante (Sáenz de Santa María, 2012).

Teniendo en cuenta la geotécnica, la formación presenta variabilidad lateral muy importante. El tramo de areniscas ferruginosas se define como rocas muy duras y competentes, el resto de tramos están muy afectados por la tectónica y su competencia y dureza son menores.

• FORMACIÓN SAN EMILIANO (CARBONÍFERO INFERIOR)

Bowman (1982) describió 3 miembros muy diferenciados dependiendo de la proporción de pizarras, areniscas, calizas y carbón y de la zona en la que se encuentran. En el Valle de la Tercia se diferencian los siguientes miembros descritos por Bowman (1982):

- **Pinos** → Son pizarras negras monótonas que pasan a ser limolitas con intercalaciones de areniscas y algún nivel calcáreo hacia techo. Su espesor es de 250m.
- **La Majúa** → Está formado por 8 ciclos rítmicos compuestos por calizas, margas, pizarras y areniscas, que son escasas, y terminan con una capa de carbón. Su espesor total es de 1050m.
- **Candemuela** → Está formado al igual que La Majúa a excepción de los bancos calizos. Se reconocieron 9 o 10 niveles de carbón. El techo de la formación es desconocido, por lo que se da un espesor de 500m.

En el trazado de la Variante de Pajares esta formación se dispone a techo y lateralmente a las calizas masivas de la Formación Valdeteja, esto consiste en una sucesión terrígena con intercalaciones de caliza y de capas de carbón (Sáenz de Santa María, 2012).

En la zona de Cármenes – Villamanín, Bowman (1982) describió una secuencia distinta para la formación, presentando lo que se muestra a continuación:

- **Tramo inferior o “Capas de Villanueva”** → Es una serie detrítica de 300 a 500m de espesor, dependiendo de la aparición el tramo superior de calizas



masivas. Este tramo muestra rápidas variaciones laterales de facies, mostrando un carácter pizarroso cerca de Villanueva con intercalaciones de turbiditas y “debrisflows” calcáreos en la parte inferior, turbiditas terrígenas en la parte media y pizarras en la parte alta.

- **Tramo superior, “Capas de Villamanín”** → En su parte inferior aparece un nivel calcáreo de calizas masivas de origen arrecifal con un espesor de 250m, este se acuña lateralmente en la serie terrígena. Moore et al. (1971) definió que estas calizas están compuestas por un tramo inferior tableado de calizas y pizarras calcáreas que muestran braquiópodos y crinoideos, y un tramo superior masivo.

El tramo superior es terrígeno, con algún nivel calcáreo intercalado. Su espesor total es desconocido, dado que el techo aparece cortado por el frente de cabalgamiento de la escama de Gayo.

La esquistosidad de las pizarras presenta una orientación variable a lo largo de la traza de la Variante de Pajares y esto unido con la intensa tectonización, define que el tramo superior está más deformado que el tramo inferior.

En el Valle de Casares esta formación se presenta subvertical y progresivamente se va horizontalizando y colocándose en secuencia normal con buzamientos de 30° Sur (Sáenz de Santa María, 2012).

Toda la serie está muy replegada mediante pliegues “chevron” muy apretados y con vergencia Sur. Las fallas de pequeña entidad también son abundantes.

b. CASO 2: TÚNELES DE GUADARRAMA

El túnel de Guadarrama es un túnel ferroviario bitubo; ambos tubos son paralelos y cada uno de ellos tiene 28,4 km aproximadamente. Siendo el túnel Este de mayor longitud con sus 28418,66 m, en cambio el túnel Oeste tiene una longitud de 28407,70 m. Existe una separación entre ambos de 30 m. A día de hoy es el segundo túnel más largo construido en España por detrás de los túneles de la Variante de Pajares. Su construcción se inició a finales del 2002 y entró en servicio el 22 de diciembre de 2007.

Los túneles de Guadarrama atraviesan dicha Sierra, Guadarrama, poniendo en contacto la comunidad de Madrid y la de Castilla y León. Parten desde Miraflores de la Sierra (Madrid), que se encuentra a una cota de 998 m, localizada

en la parte Sur y finalizan en Segovia (Castilla y León), que se encuentra a una altura de unos 1114 m, localizada en la parte Norte (Figura 15). Pero el trazado del túnel no es solo de subida, también existe un tramo de bajada, dado que el túnel va en ascenso desde Miraflores de la Sierra hasta alcanzar una altura máxima de 1240 m, teniendo una pendiente media de 1,5%, para después descender hacia Segovia con una pendiente media de 95%. El recubrimiento máximo al que está sometido el túnel es en el Pico de Peñalara, con 992 m de altura, que se encuentra en la parte central del trazado (Figura 16).

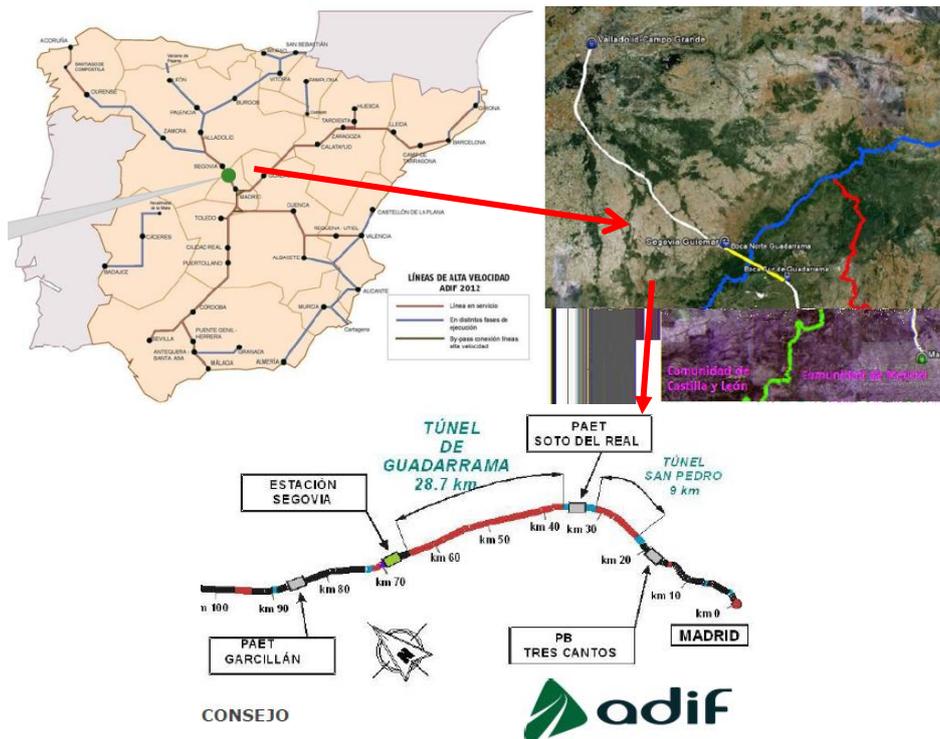


Figura 15. Localización del Túnel de Guadarrama (Adif, 2012).

En el proyecto se propuso un trazado recto para el túnel, pero en el Valle de Umría se tuvo que realizar un cambio de trayecto debido a las complicaciones geológicas, lo que obligo a realizar una curvatura cóncava hacia el oeste en el itinerario.

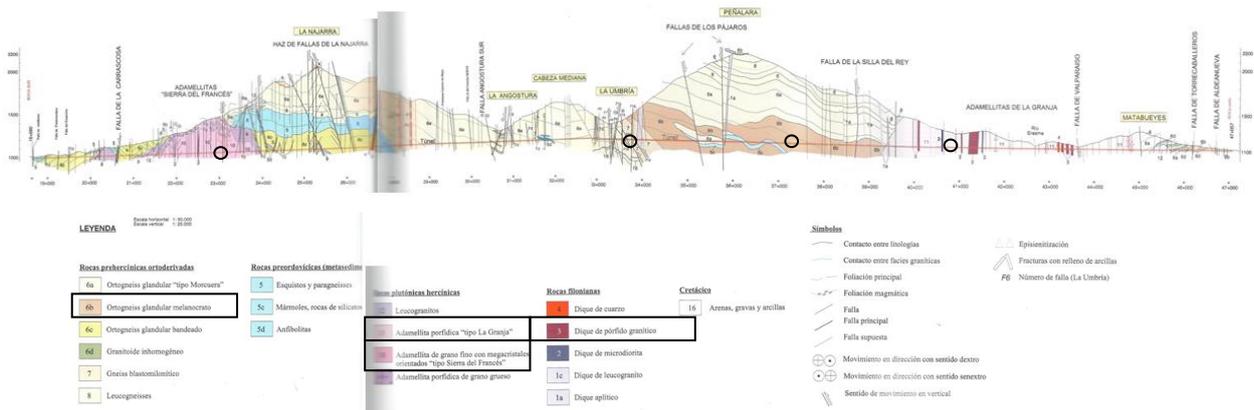


Figura 15. Perfil Geológico y Geotécnico del túnel de Guadarrama (Capote del Villar, R. 2005) señalizadas las formaciones estudiadas.

Como ya se ha dicho, el túnel de Guadarrama atraviesa la Sierra de Guadarrama, esta forma parte del Sistema Central y éste último cruza el Macizo Ibérico. El Sistema Central tiene una longitud de 410km y está formado por varias sierras con direcciones cambiantes (Capote del Villar, 2005). Teniendo una dirección NE-SO la Sierra de Guadarrama y siendo su pico más alto el de Peñalara con un altura de 2406m, pasando el túnel por debajo de dicho Pico. La Sierra de Guadarrama divide dos cuencas, al norte la del Duero y al sur la del Tajo.

El Sistema Central es una cadena montañosa alpina con edad Terciaria y con un basamento cristalino varisco, que fue levantado por un régimen compresivo como un gran pop-up (Capote del Villar, 2005). El basamento cristalino esta constituido por rocas metamórficas y plutónicas de tipo granito, lo que hace que la resistencia, abrasividad y excavabilidad de la roca sea un problema, debido a la gran cantidad de cuarzo. El revestimiento también es un gran problema, no solo la gran potencia que tiene, sino el poco espesor que muestra en algunos tramos del túnel.

La Sierra de Guadarrama está formada por rocas con edades Precámbricas y Paleozoicas, que son rocas plutónicas (granitoides) y rocas metamórficas (gneises, esquistos mármoles y rocas de silicatos cálcicos) (Capote del Villar, 2005). Estas fueron emplazadas o deformadas y estructuradas durante la orogenia Varisca (390-280Ma), pero su levantamiento ocurrió durante la Orogenia Alpina, en el Terciario (10Ma), formando así la Sierra de Guadarrama. El bloque central fue levantado mediante dos fallas conjugadas, formando un gran pop-up. Estas fallas y el resto que se encuentran en el Sistema Central, se formaron durante los movimientos tectónicos tardivariscos (Carbonífero – Pérmico) y fueron reactivadas durante la



orogenia Alpina, formando el sistema que vemos hoy en día (Capote del Villar, 2005).

La geología Varisca del basamento cristalino está formada por las siguientes rocas y estas son las estructuras que presenta, las descritas son las atravesadas por la traza del túnel (Capote del Villar, 2005):

- **Formaciones metamórficas** → Se formaron por deformación plástica y recristalización durante la orogenia Varisca (337-326Ma). Se dividen en dos grupos de rocas:
 - Gneises glandulares y leucogneises, que son el derivado metamórfico de antiguas rocas cuarzo-feldespáticas graníticas.
 - Metasedimentos, fueron generados por la transformación de antiguos sedimentos pelíticos, arenosos y carbonatados.

La estructura tectónica de esta formación son grandes pliegues tumbados y láminas de cabalgamiento superpuestas. Por ello es difícil limitar el contacto entre diferentes litologías, dado que se superponen las unas a las otras en posición subhorizontal.

- **Granitos** → Son abundantes y muestran edad, composición, geometría y tamaño muy cambiante. Fueron emplazados posteriormente al máximo metamorfismo y al final de la deformación plástica de las rocas metamórficas. Se emplazaron hace unos 325-280Ma, mediante varios pulsos magmáticos (1º pulso 320Ma, adamelitas y granodioritas. 2º pulso 300-280Ma, leucogranito y enjambres de diques pórfidos adamelíticos) y su origen se debe a la fusión parcial de la corteza continental inferior de esta región a finales de la Orogenia Varisca.
- **Diques** → Cortan las rocas metamórficas y plutónicas, y son de edad y composición variante:
 - Diques de pórfido granítico de microdioritas: Su dirección es E-W y fueron emplazados en dos momentos diferentes. El primer momento acompañó al segundo pulso magmático y el segundo es de composición bimodal con pórfidos adamelíticos y rocas básicas.
 - Diques de cuarzo: Tienen una dirección N-S y están relacionados con una alteración hidrotermal durante una larga etapa que llega hasta el Mesozoico.
- **La fracturación sistemática frágil tardivarisca del basamento cristalino** → La deformación y estructuración de los materiales metamórficos de Guadarrama son el resultado de un proceso orogénico que



terminó con el colapso extensional de la cordillera varisca (335Ma). Además del hundimiento se produjo erosión tectónica y el comportamiento de las rocas paso de dúctil o plástico a frágil. Se formaron grandes fallas y muchas de ellas fueron reactivadas en la orogenia alpina. Las orientaciones de las fallas a lo largo del túnel son ENE – WSW, N – S y E – W.

- **El comportamiento mecánico de los materiales del basamento** → El basamento cristalino está formado por rocas cristalinas metamórficas e ígneas. Estas son rocas muy competentes, de alta resistencia a la compresión, coeficiente de desgaste bajo, baja permeabilidad y estabilidad geotécnica aceptable.

Los gneises, en cambio, tienen una abrasividad más baja y muestran menos resistencia, por lo que su excavación es más fácil.

Las episienitas son poco abrasivas lo que hace que esas zonas sean más favorables en el avance.

Geomecánicamente los diques se comportan igual que los granitos. Los que tienen cuarzo son más resistentes y por ello son más duros y menos excavables, en cambio los formados por microdioritas son más blandos y no tan abrasivos.

La fracturación sistemática existente facilita la excavación al afectar en el comportamiento geomecánico de las rocas, también controla la permeabilidad y si la fracturación es muy intensa contribuye con la inestabilidad.

- **La cobertera Cretácica** → En algunas zonas el basamento cristalino está totalmente recubierto por rocas sedimentarias del Cretácico superior (100-65Ma). Es una cobertera sedimentaria y ha sido deformada y erosionada durante la orogenia Alpina. Son sedimentos de origen marino, siendo su espesor máximo 150m y siguiendo la siguiente composición de muro a techo; materiales areno-arcillosos, materiales carbonatados, dolomíticos, margosos y arcillosos. El conjunto representa la última gran transgresión marina.

Geomecánicamente, estos materiales dan problemas, la estabilidad de las arenas y areniscas es baja y las calizas dan karstificación.

Como se ha descrito anteriormente la estructura alpina en Guadarrama está constituida por fallas Variscas reactivadas. La mayoría de estas fallas actuaron como fallas inversas, pero en periodos de relajación algunas actuaron como fallas normales. El sistema que levanto la Sierra de Guadarrama fue de tipo pop – up, un



gran bloque central fue levantado por dos fallas inversas conjugadas durante el Terciario (43-5/10Ma), en varios eventos Capote del Villar, 2005).

Estas fallas son los elementos más importantes en la Sierra de Guadarrama, por lo que se realizó su análisis en la fase del proyecto base y posteriormente en obra. Estos estudios dieron a conocer que la falla está constituida por dos zonas (Capote del Villar, 2005):

- **Núcleo de falla** → Está formado por el material triturado que se desliza por la superficie de deslizamiento. En las fallas frágiles este material suele ser no cohesivo o suelto, de tipo brecha y arena de falla o arcilla o jabón de falla. Normalmente los materiales finos están alterados por circulación de agua o por acción de fluidos hidrotermales. Hidrogeológicamente estos materiales son impermeables y geotécnicamente son poco estables. En profundidad el material suelto se sustituye por rocas cohesivas y compactas, cataclasitas o milonitas.
- **Zona de daño** → Esta zona se encuentra alrededor del núcleo y su característica es su alto grado de fracturación. Su anchura es variable y la geometría compleja, siendo su comportamiento hidrogeológico permeable.

El levantamiento fue muy importante, esto queda reflejado en la diferencia de cota existente entre el punto de mayor y menor altitud, 5000m de desnivel (Capote del Villar, 2005). Este desnivel pudo haber sido mayor, ya que algunos bloques de mayor altura han sido erosionados 2km, por lo tanto el desnivel total sería de 7000m.

Las formaciones que se han analizado en el presente trabajo son las siguientes:

- **ORTOGNEIS GLANDULAR**

Son antiguas rocas cuarzofeldespáticas (granitos) que se han formado por deformación y recristalización metamórfica.

Estas rocas muestran una foliación grosera, con bandas ricas en cuarzo y feldespatos, que se alternan con bandas ricas en micas. Por su composición son rocas de gran resistencia y de grandes cualidades geotécnicas.

Los ortogneises glandulares en su mayoría aparecen en la parte central de los túneles de Guadarrama, en la zona de Peñalara. Donde el recubrimiento



del túnel alcanza su máximo espesor. No aparecen grandes fallas a su alrededor, por tanto se clasifica como una roca sana o con poca alteración.

Estas características están visibles en los valores de RMR logrando unos valores entre 60-80.

- **PORFIDO GRANITICO**

Esta roca aparece en diques que cortan las rocas metamórficas y plutónicas, mostrando una dirección principal E-W. Generalmente están formados por una matriz muy fina compuesta por fenocristales feldespáticos y por una facies oscura de enfriamiento, sin fenocristales.

Los diques aparecen cerca de la boca norte del túnel intruyendo las Adamellitas de La Granja. Al estar en la parte final de los túneles el recubrimiento no es muy potente, no superando los 300m. Por esta razón y como son rocas muy duras sus cualidades geotécnicas son buenas y aportan estabilidad en el túnel.

La resistencia a compresión simple que presenta el granito es muy alta, llegando a los 125N/mm², lo que hace pensar que su RMR también será alto, situándose entre 60 y 80.

- **ZONA DE FALLA**

Como ya se ha explicado anteriormente el trazado de los túneles de Guadarrama atraviesa gran cantidad de fallas, algunas de gran magnitud y otras de menor magnitud que pueden ser conjugadas a las de gran magnitud.

Por ejemplo la zona de La Umbría es un lugar en el que aparecen varias fallas. Existe una gran falla principal, llamada la falla de La Umbría, y unas fallas menores junto a ellas. Las rocas que aparecen en ese tramo estarán muy fracturadas debido a las fallas y sus características geotécnicas son muy inferiores a lo que mostrarían si el macizo estuviese sano.

Las rocas que aparecen en esta zona tan fracturadas son gneises blastomiloníticos, estos muestran una alteración de grado III-IV, y entre ellos aparecen rocas del Cretácico, que son arenas, gravas y arcillas.

Estas rocas se encuentran en un valle, por lo que el revestimiento no supera los 160m, aun así sus características geotécnicas son muy bajas,



mostrando RMR inferiores a 20. Por tanto, el sostenimiento necesario para esta zona será muy importante y de gran magnitud.

- **ADAMELLITA PORFIDICA**

Son conocidas como Adamellitas de “Sierra del Frances”, aparecen cerca de la boca Sur de los túneles. Son rocas de grano fino que muestra megacrístales orientados con la foliación magmática y tiene una facies de borde de grano grueso. Se formaron en el primer pulso de la orogenia Varisca, hace 320Ma.

La zona en la que afloran está muy fallada, debido a la existencia de dos importantes fallas, una con movimiento normal y otra con movimiento inverso. No solo aparecen estas dos fallas, también aparecen fallas de menor entidad pero que son muy importantes, probablemente se formaron por la presión ejercida en el impulso que formó las rocas. Existe también una zona de episenitización, lo que nos indica que existe alteración en esta zona de las adamellitas. Por lo tanto, es una zona con bajas cualidades geotécnicas. La profundidad a la que se encuentra el túnel en esta zona es de unos 470m.

SECCION TIPO

Como en el caso de la Variante de Pajares se va a proceder al análisis del macizo rocoso en las galerías de conexión de los túneles. Al ser túneles de gran longitud es obligatorio la construcción de dichas galerías para acelerar la evacuación en caso de la existencia de algún problema en el túnel. Estas galerías son excavadas cada 250m.

Ambos túneles cuentan con un diámetro de 8,50 m y una sección libre de 52 m², entre los ejes de ambos túneles existe una distancia de 30 m. Aunque en los primeros 1500 m desde la boca Norte existe una distancia de 40 m entre ambos túneles.

Se sabe que es un túnel circular, por tanto el diseño es a priori mejor y más estable que el de los túneles en forma de herradura. Teniendo un diámetro equivalente de 6 m el factor F será 1,3 y siendo de 10 m el F tiene un valor de 1, por tanto el túnel de Guadarrama, con sus 8,5 m de diámetro, tendrá un valor de 1,11.

La sección transversal diseñada en proyecto tiene una forma de arco circular, con 27m de radio interior, 2,02m de galibo vertical y 5m de anchura (Figura 16).

Sección tipo

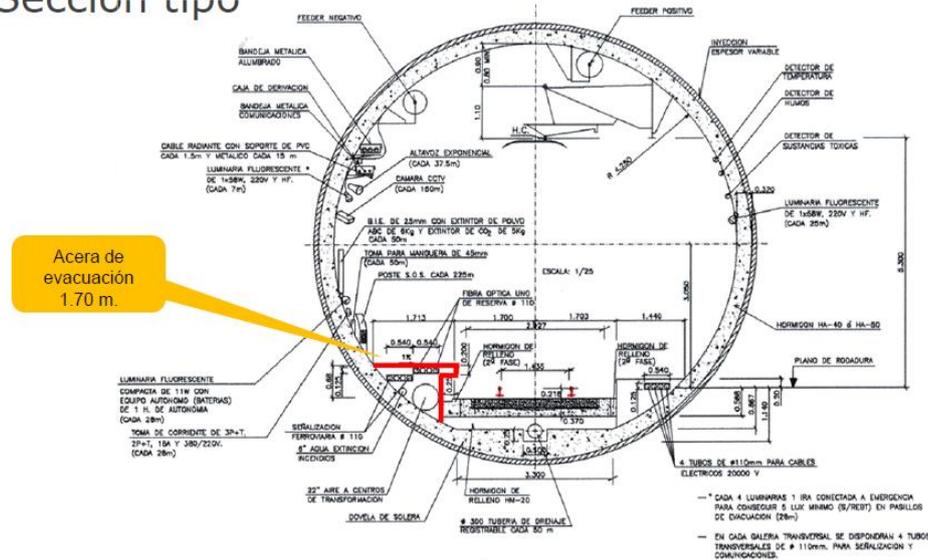


Figura 16. Sección tipo del túnel de Guadarrama (ADIF, 2012).

4. APLICACIÓN DEL DISEÑO DE SOSTENIMIENTO EN LOS TÚNELES

a. CASO 1: TÚNELES DE PAJARES. GALERÍA DE FOLLEDO.

FORMACIÓN BARRIOS (CAMBRICO MEDIO)

Esta formación aparece en la parte central de la galería, con un revestimiento que ronda los 450m. Dado que está compuesta por cuarcita, en el proyecto base se dio un RMR máximo de 62, pero como en muchas zonas aparece arenizada el RMR mínimo tuvo un valor de 23.

- RECOMENDACIONES BIENIAWSKI (1989)



TABLA 4. RECOMENDACIONES BIENIAWSKI (1989)

RMR		23	62
CLASE		IV Mala	II Buena
EXCAVACIÓN (PASE)		Avance (1/1,5m) y destroza. Sostenimiento simultáneamente con la excavación, hasta 10m del frente.	Sección completa (1/1,5m). Sostenimiento completo a 20m desde el avance.
SOSTENIMIENTO	BULONES	Sistemáticamente en clave y hastiales. L=4/5m. Espaciados 1/1,5m. Mallazo.	Localmente en clave. L=3m. Espaciados 2,5m. Mallazo ocasional.
	HORMIGÓN PROYECTADO	Clave= 100/150mm. Hastiales= 150mm.	Clave= 50mm donde sea necesario.
	CERCHAS METÁLICAS	Ligeras a medias. Espaciadas 1,5m.	NO

- **RECOMENDACIONES ROMANA (2001)**

TABLA 5. RECOMENDACIONES ROMANA (2001)

RMR		23	62
CLASE		IVb Mala a Muy mala	IIb Buena a Media
LONGITUD DE PASE Y EXCAVACIÓN		1m. Galería de avance.	4/6m. Sección completa.
MÉTODO DE EXCAVACIÓN		Fresadora	TBM abierto
SOSTENIMIENTO	BULONES	L=4,5/5m. 1bxm ² . 1x1m.	L=3m. 0,25/0,44b x m ² . 2x2m/1,5x1,5m.
	HORMIGÓN PROYECTADO	20/30cm. 3 capas. Sellado.	6/10cm. 1/2 capas. Sellado.
	ARMADURA	Mallazo doble.	Fibras plásticas.
	CERCHAS	Tipo HEB 0,75x1m.	NO
	MÉTODOS ESPECIALES	Bernold	NO

- **RECOMENDACIONES CELADA et al. (2011)**

**TABLA 6. RECOMENDACIONES CELADA et al. (2011)**

ICE	12,58 (RMR 23)	63,91 (RMR 63)
COMPORTAMIENTO EXCAVACIÓN	Totalmente plastificado	Moderadamente plastificado
TIPO DE EXCAVACIÓN	Avance y destroza	Avance y destroza
SOSTENIMIENTO	Cerchas metálicas HEB-180 a 1m	Bulones, L=4,5m. Sp=1,5m Hormigón proyectado 15cm.
ELEMENTOS ESPECIALES DESOSTENIMIENTO	Patas de elefante. Pesados paraguas en la bóveda. Gunita bajo las patas de elefante.	NO
LONGITUD DE AVANCE	Con RMR y Q	Con RMR y Q
REVESTIMIENTO	En toda la sección circular con hormigón proyectado.	Contravobeda, (0,1 x excavación)

FORMACIÓN FORMIGOSO (SILÚRICO)

Esta formación aparece en la parte inicial de la Galería de Folledo y tiene un revestimiento alrededor de los 400m. Principalmente está formada por pizarras, de RMR mínimo se dio un valor de 20 y de RMR máximo de 55.

- **RECOMENDACIONES BIENIAWSKI (1989)**

**TABLA 7. RECOMENDACIONES BIENIAWSKI (1989)**

RMR		20	55
CLASE		V Muy mala	III Media
EXCAVACIÓN (PASE)		Avance (0,5/1,5m) Galerías múltiples. Sostenimiento simultaneo con avance. Hormigón proyectado inmediatamente después de voladura.	Avance (1,5/3m) y destroza. Comenzar sostenimiento en el frente y terminar a 10m.
SOSTENIMIENTO	BULONES	Sistemáticamente en clave y hastiales. L=4/5m. Espaciados 1/1,5m. Mallazo. Colocar en la contraboveda.	Sistemáticamente en clave y hastiales. L=4m. Espaciados 1,5/2m. Mallazo en la clave.
	HORMIGÓN PROYECTADO	Clave= 150/200mm Hastiales= 150mm Frente= 50mm	Clave= 50/100mm Hastiales= 30mm
	CERCHAS METÁLICAS	Medias a pesadas. Espaciadas 0,75m. Forro y longarinas. Contraboveda.	NO

- **RECOMENDACIONES ROMANA (2001)**

**TABLA 8. RECOMENDACIONES ROMANA (2001)**

RMR		20	55
CLASE		IVb Mala a Muy mala	IIIa Media a Buena.
LONGITUD DE PASE Y EXCAVACIÓN		1m. Galería de avance	3/4m. Calota y destroza
MÉTODO DE EXCAVACIÓN		Fresadora	Voladura
SOSTENIMIENTO	BULONES	L=4,5/5m. 1bxm ² . 1x1m	L=3/4m. 0,44/0,66b x m ² . 1,5x1,5m/1x1,5m.
	HORMIGÓN PROYECTADO	20/30cm. 3/4 capas. Sellado.	8/15cm. 2/3 capas. Sellado.
	ARMADURA	Mallazo doble metálico.	Fibras plásticas. Ocasionalmente metálica.
	CERCHAS	Tipo HEB 0,75x1m	Ocasionalmente TH21
	METODOS ESPECIALES	Bernold	NO

- **RECOMENDACIONES CELADA et al. (2011)**

TABLA 9. RECOMENDACIONES CELADA et al. (2011)

ICE	5,36 (RMR 20)	23,06 (RMR 55)
COMPORTAMIENTO EXCAVACIÓN	Totalmente plastificado.	Intensamente plastificado
TIPO DE EXCAVACIÓN	Avance y destroza.	Avance y destroza
SOSTENIMIENTO	Cerchas metálicas HEB-180 a 1m	Cerchas metálicas TH-29 a 1m
ELEMENTOS ESPECIALES DESOSTENIMIENTO	Patas de elefante. Pesados paraguas en la bóveda. Bulones en el frente. Gunita bajo las patas de elefante.	Patas de elefante. Pesados paraguas en la bóveda. Gunita bajo las patas de elefante.
LONGITUD DE AVANCE	Con RMR y Q	Con RMR y Q
REVESTIMIENTO	En toda la sección circular con hormigón proyectado	En toda la sección circular con hormigón proyectado (0,2 x ancho de excavación)

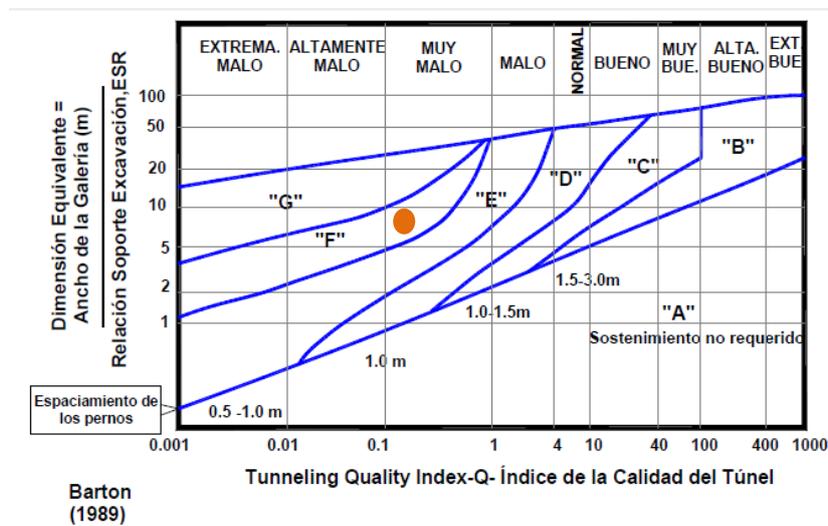
- **RECOMENDACIONES BARTON et al. (1989)**



El valor de Q correspondiente a esta formación tiene un valor de 0,32, que nos indica que es un macizo rocoso muy malo.

Con este valor y el ESR (Relación soporte excavación) se realiza una relación que nos dará el valor correspondiente para el cálculo del sostenimiento necesario en esta zona. En este caso el De tiene un valor de 10,5.

$$De = \frac{\text{Ancho de la excavación (m)}}{\text{Relación de soporte de excavación (ESR)}}$$



Zona gráfico	Sostenimiento Recomendado
Zona "A"	No requiere sostenimiento
Zona "B"	Pernos puntuales a 1,5-3 m
Zona "C"	Pernos sistemáticos a 1-1,5 m
Zona "D"	Pernos a 1 m. Gunita
Zona "E"	Pernos a 0,5-1 m y gunita con fibras
Zona "F"	Cuadros de acero. Gunita > 15 cm. Pernos 0,5-1 m
Zona "G"	Cuadros de acero y hormigón

Figura 17. Recomendaciones Barton (1989).

El sostenimiento necesario para este caso son:

- Cuadros de acero.
- Gunita con un espesor mayor a 15cm
- Pernos con una separación de 0,5/1m.

Se han obtenido datos posteriores sobre la formación Formigoso, datos reales de RMR que se dieron en la obra. Por lo que se ha analizado el sostenimiento necesario para esos nuevos valores y así poder observar la diferencia que existe con lo definido para los valores que se tiene de proyecto.



- **RECOMENDACIONES BIENIASWKI (1989)**

TABLA 10. RECOMENDACIONES BIENIAWSKI (1989)

RMR		50-60
CLASE		III Media
EXCAVACIÓN (PASE)		Avance (1,5/3m) y destroza. Comenzar sostenimiento en el frente y terminar a 10m.
SOSTENIMIENTO	BULONES	Sistemáticamente en clave y hastiales. L=4m. Espaciados 1,5/2m. Mallazo en la clave.
	HORMIGÓN PROYECTADO	Clave= 50/100mm Hastiales= 30mm
	CERCHAS METÁLICAS	NO

- **RECOMENDACIONES ROMANA (2001)**

TABLA 11. Recomendaciones Romana (2001)

RMR		50 - 60
CLASE		IIIa Media a Buena.
LONGITUD DE PASE Y EXCAVACIÓN		3/4m Llegando a 5m. Calota y destroza
MÉTODO DE EXCAVACIÓN		Voladura
SOSTENIMIENTO	BULONES	L=3/4m 0,44/0,66b x m ² 1,5x1,5m/1x1,5m
	HORMIGÓN PROYECTADO	8/15cm. 2/3 capas. Sellado
	ARMADURA	Fibras plásticas. Ocasionalmente metálica
	CERCHAS	Ocasionalmente TH21
	MÉTODOS ESPECIALES	NO

El índice de plasticidad no se ha podido calcular para estos datos reales de obra, porque no se dispone de ellos. Si se calcula con los datos que tenemos del proyecto base, el resultado que se obtiene no es real porque los valores no son los reales para esos RMR.



FORMACION SAN PEDRO (DÉVONICO INFERIOR)

Aparece en la parte inicial de la Galería de Folledo. Generalmente está constituido por tres tramos, pero se ha dividido en arenas y pizarras a la hora de analizar las características geotécnicas, obteniendo RMR mínimos y máximos de 32-57 y de 43-75 respectivamente. Su revestimiento es alrededor de los 350m.

- **RECOMENDACIONES BIENIAWSKI (1989)**

TABLA 12. RECOMENDACIONES BIENIAWSKI (1989)

		PIZARRAS		ARENAS	
RMR		32	57	43	75
CLASE		IV Mala	III Media	III Media	II Buena
EXCAVACIÓN (PASE)		Avance (1/1,5m) y destroza. Sostenimiento simultáneamente con la excavación, hasta 10m del frente.	Avance (1,5/3m) y destroza. Comenzar sostenimiento en el frente y terminar a 10m.	Avance (1,5/3m) y destroza. Comenzar sostenimiento en el frente y terminar a 10m.	Sección completa (1/1,5m). Sostenimiento completo a 20m desde el avance.
SOSTENIMIENTO	BULON	Sistemáticamente en clave y hastiales. L=4/5m. Espaciados 1/1,5m. Mallazo	Sistemáticamente en clave y hastiales. L=4m. Espaciados 1,5/2m. Mallazo en la clave	Sistemáticamente en clave y hastiales. L=4m. Espaciados 1,5/2m. Mallazo en la clave.	Localmente en clave. L=3m. Espaciados 2,5m. Mallazo ocasional.
	HORMIGÓN PROYECTADO	Clave= 100/150mm Hastiales= 150mm	Clave= 50/100mm Hastiales= 30mm	Clave= 50/100mm Hastiales= 30mm	Clave= 50mm donde sea necesario
	CERCHAS	Ligeras a medias. Espaciadas 1,5m	NO	NO	NO

- **RECOMENDACIONES ROMANA (2001)**



TABLA 13. Recomendaciones Romana (2001)

		PIZARRAS		ARENAS	
RMR		32	57	43	75
CLASE		IVa Mala a Media	IIIa Media a Buena	IIIb Media a Mala	IIa Buena a Muy Buena.
LONGITUD DE PASE Y EXCAVACIÓN		1/2m. Calota y destroza	3/4m. Calota y destroza	2/3m. Calota y destroza	10m. Sección completa.
MÉTODO DE EXCAVACIÓN		Rozadora	Voladura	Voladura	TBM abierto/Voladura
SOSTENIMIENTO	BULONES	L=4/4,5m. 0,8/1bxm ² x 1,25m/1x1m	L=3/4m 0,44/0,66b x m ² 1,5x1,5m/1x1,5 m	L=4m. 0,66/1bxm ² 1x1, 5m/1x1m	L=3m. 0,10/0,25b x m ²
	HORMIGÓN PROYECTADO	16/24cm. 3capas. Sellado.	8/15cm. 2/3 capas. Sellado.	12/20cm. 2/3 capas. Sellado.	5cm. 1 capa
	ARMADURA	Mallazo sencillo metálico	Fibras plásticas. Ocasionalmente metálica.	Ocasionalmente mallazo sencillo. Fibras plásticas.	Fibras plásticas
	CERCHAS	Tipo TH-29a 1m	Ocasionalmente TH21.	Tipo TH-21 1,5m	NO
	MÉTODOS ESPECIALES	Posible Bernold	NO	NO	NO

- **RECOMENDACIONES CELADA et al. (2011)**



TABLA 14. Recomendaciones Celada et al. (2011)

ICE	PIZARRAS		ARENAS	
	5,95 (RMR 32)	16,88 (RMR 57)	26,12 (RMR 43)	99,10 (RMR 75)
COMPORTAMIENTO EXCAVACIÓN	Totalmente plastificado.	Intensamente plastificado	Intensamente plastificado	Elástico con incipiente plástica
TIPO DE EXCAVACIÓN	Avance y destroza	Avance y destroza	Avance y destroza	Sección completa
SOSTENIMIENTO	Cerchas metálicas HEB-180 a 1m	Cerchas metálicas TH-29 a 1m	Cerchas metálicas TH-29 a 1m	Bulones L= 4,5m Sp=2m Hormigón proyectado= 10cm
ELEMENTOS ESPECIALES DESOSTENIMIENTO	Patas de elefante. Pesados paraguas en la bóveda. Bulones en el frente. Gunita bajo las patas de elefante.	Patas de elefante. Pesados paraguas en la bóveda. Gunita bajo las patas de elefante.	Patas de elefante. Pesados paraguas en la bóveda. Gunita bajo las patas de elefante.	NO
LONGITUD DE AVANCE	Con RMR y Q	Con RMR y Q	Con RMR y Q	Con RME
REVESTIMIENTO	En toda la sección circular con hormigón proyectado.	En toda la sección circular con hormigón proyectado (0,2 x ancho de excavación)	En toda la sección circular con hormigón proyectado (0,2 x ancho de excavación)	

Se dispone de los valores necesarios para el cálculo de la Q de Barton, pero solo de la parte arenosa que compone la formación. Teniendo un valor de 1,46, indicando que es un macizo rocoso malo.

Se procede al cálculo de valor de De, mediante la siguiente fórmula, dando un valor de 10,5. Una vez obtenido ese dato se realiza la correlación necesaria para calcular el sostenimiento necesario para esta formación.

$$De = \frac{\text{Ancho de la excavación (m)}}{\text{Relación de soporte de excavación (ESR)}}$$

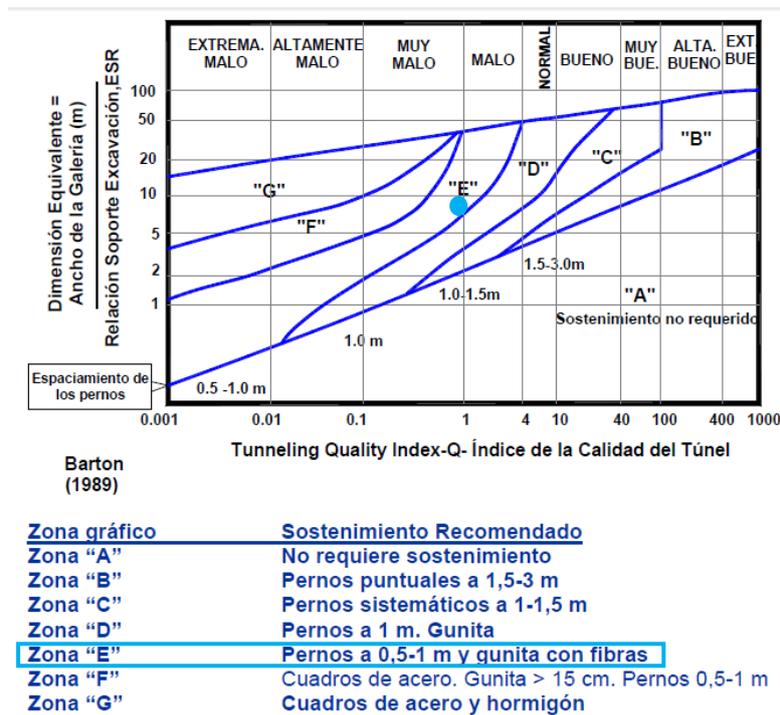


Figura 18. Recomendaciones Barton (1989)

El sostenimiento necesario para esta formación es:

- Pernos a una distancia de 0,5/1m.
- Gunita, que estará armada con fibras.

FORMACIÓN SAN EMILIANO (CARBONIFERO MEDIO)

Está presente en la parte final de la Galería, teniendo un revestimiento de 450m. Es una formación compuesta por varios materiales, pero se han descrito dos litotipos generales, pizarras y arenas. Estas tienen unos RMR mínimos de 20 y 30 respectivamente, y máximos de 50 y 62.

- **RECOMENDACIONES BIENIAWSKI (1989)**



TABLA 15. RECOMENDACIONES BIENIAWSKI (1989)

		PIZARRAS		ARENAS	
RMR		20	50	30	62
CLASE		V Muy Mala	III Media	IV Mala	II Buena
EXCAVACIÓN (PASE)		Avance (0,5/1,5m) Galerías múltiples. Sostenimiento simultaneo con avance. Hormigón proyectado inmediatamente después de voladura.	Avance (1,5/3m) y destroza. Comenzar sostenimiento en el frente y terminar a 10m.	Avance (1/1,5m) y destroza. Sostenimiento simultáneamente con la excavación, hasta 10m del frente.	Sección completa (1/1,5m). Sostenimiento o completo a 20m desde el avance.
SOSTENIMIENTO	BULON	Sistemáticamente en clave y hastiales. L=4/5m. Espaciados 1/1,5m. Mallazo. Colocar en la contravobeda.	Sistemáticamente en clave y hastiales. L=4m. Espaciados 1,5/2m. Mallazo en la clave.	Sistemáticamente en clave y hastiales. L=4/5m. Espaciados 1/1,5m. Mallazo	Localmente en clave. L=3m. Espaciados 2,5m. Mallazo ocasional.
	HORMIGÓN PROTECTADO	Clave= 150/200mm Hastiales= 150mm Frente= 50mm	Clave= 50/100mm Hastiales= 30mm	Clave= 100/150mm Hastiales= 150mm	Clave= 50mm donde sea necesario
	CERCHAS	Medias a pesadas. Espaciadas 0,75m. Forro y longarinas. Contravobeda	NO	Ligeras a medias. Espaciadas 1,5m	NO

- **RECOMENDACIONES ROMANA (2001)**



TABLA 16. Recomendaciones Romana (2001)

		PIZARRAS		ARENAS	
RMR		20	50	30	62
CLASE		IVb Mala a Muy malo	IIIa Media a Buena	IVa Mala a Media	IIb Media a Buena.
LONGITUD DE PASE Y EXCAVACIÓN		1m. Galería de avance.	3/4m. Calota y destroza.	1/1,75m. Calota y destroza/Galería de avance.	4/6m. Sección completa.
MÉTODO DE EXCAVACIÓN		Fresadora	Voladura	Rozadora	TBM abierta
SOSTENIMIENTO	BULONES	L=4,5/5m. 1bxm ² 1x1m	L=3/4m. 0,44/0,66b x m ² 1,5x1,5m/1x1,5m	L=4/4,5m 0,8/1bxm ² 1x1,25m/1x1m	L=3m 0,25/0,44b x m ² 2x2m/1,5x1,5m
	HORMIGÓN PROYECTADO	20/30cm. 3capas. Sellado	8/15cm. 2/3 capas. Sellado.	16/24cm. 3capas. Sellado.	6/10cm. 1/2 capas. Sellado.
	ARMADURA	Mallazo doble metálico	Ocasionalmente mallazo sencillo. Fibras plásticas.	Mallazo sencillo metálico.	Fibras plásticas.
	CERCHAS	Tipo HEB a 0,75/1m	Ocasionalmente TH-21	Tipo TH-29 a 1m	NO
	MÉTODOS ESPECIALES	Bernold	NO	Posible Bernold	NO

- RECOMENDACIONES CELADA et al. (2011)



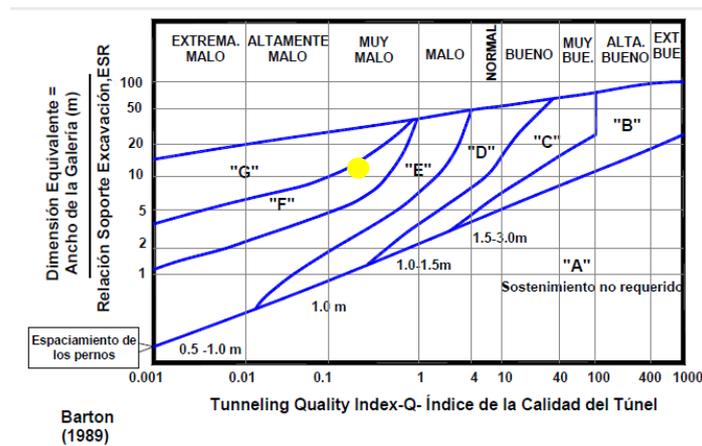
TABLA 17. Recomendaciones Celada et al. (2011)

ICE	PIZARRAS		ARENAS	
	8,02 (RMR 20)	28,00 (RMR 50)	12,89 (RMR 32)	48,90 (RMR 62)
COMPORTAMIENTO EXCAVACIÓN	Totalmente plastificado.	Intensamente plastificado	Completamente plastificado.	Moderadamente plastificado.
TIPO DE EXCAVACIÓN	Avance y destroza	Avance y destroza	Avance y destroza	Avance y destroza
SOSTENIMIENTO	Cerchas metálicas HEB a 1m	Cerchas metálicas tipo TH-29 a 1m	Cerchas metálicas HEB-180 a 1m.	Bulones L= 4,5m Sp=1,5m. Hormigon proyectado= 15cm
ELEMENTOS ESPECIALES DESOSTENIMIENTO	Patas de elefante. Pesados paraguas en la bóveda. Gunita bajo las patas de elefante. Bulones en el frente.	Patas de elefante. Pesados paraguas en la bóveda. Gunita bajo las patas de elefante.	Patas de elefante. Pesados paraguas en la bóveda. Gunita bajo las patas de elefante. Bulones en el frente de excavación.	NO
LONGITUD DE AVANCE	Con RMR y Q	Con RMR y Q	Con RMR y Q	Con RMR y Q
REVESTIMIENTO	En toda la sección circular con hormigón proyectado	En toda la sección circular con hormigón proyectado. (0,2 x ancho excavación)	En toda la sección circular con hormigón proyectado.	Hormigón proyectado y contrabóveda (0,1 x ancho excavación)

- **RECOMENDACIONES BARTON (1989)**

Se ha procedido al cálculo de la Q que corresponde al tramo pizarroso, ya que se tienen los datos necesarios de este tramo para poder realizar su cálculo.

La Q tiene un valor de 0,41, lo que indica que es un macizo rocoso de calidad muy mala. El De da un valor de 10,5 y se relacionan ambos valores para conocer el sostenimiento necesario para esa zona.



Zona gráfico	Sostenimiento Recomendado
Zona "A"	No requiere sostenimiento
Zona "B"	Pernos puntuales a 1,5-3 m
Zona "C"	Pernos sistemáticos a 1-1,5 m
Zona "D"	Pernos a 1 m. Gunita
Zona "E"	Pernos a 0,5-1 m y gunita con fibras
Zona "F"	Cuadros de acero. Gunita > 15 cm. Pernos 0,5-1 m
Zona "G"	Cuadros de acero y hormigón

Figura 19. Recomendaciones Barton (1989).

Para el tramo pizarroso se necesita el siguiente sostenimiento:

- Cuadros de acero
- Gunita, con un espesor mayor a 15cm.
- Pernos a 0,5/1m de separación.

b. CASO 2: TÚNELES DE GUADARRAMA

ORTOGNEIS GLANDULAR

Aflora en la zona de Peñalara la zona más profunda del túnel de Guadarrama, que está situado en la parte central del túnel siendo su revestimiento 860 m. Es una zona que no está afectada por la tectónica y no existen grandes fallas en la zona de afloramiento.

- **RECOMENDACIONES BIENIAWSKI (1989)**

**TABLA 18. Recomendaciones Bieniawski (1989)**

RMR		60	80
CLASE		III Media	II Buena
EXCAVACIÓN		Avance y destroza (1/3m). Sostenimiento después de voladura, hasta 10m del frente	Sección completa (1/1,5m). Sostenimiento completo hasta 20m del frente
SOSTENIMIENTO	BULONES	Sistemático. L=3/4m. S=1,5/2m. Malla en bóveda	Localmente en bóveda. L=2/3m. S=2/2,5m con malla ocasional
	HORMIGÓN PROYECTADO	5/10cm en bóveda. 3cm en hastial.	5cm en bóveda, si es necesario.
	CERCHAS METÁLICAS	NO	NO

- **RECOMENDACIONES ROMANA (2001)**

TABLA 19. Recomendaciones Romana (2001)

RMR		60	80
CLASE		Ib Buena a media	Ib Muy buena
LONGITUD DE PASE Y EXCAVACIÓN		4/6m. Sección completa/Calota y destroza	16m. Sección completa
MÉTODO DE EXCAVACIÓN		Voladura/TBM abierto	TBM abierto
SOSTENIMIENTO	BULONES	L=3m. 0,25/0,44bxm ² . 2x2m/1,5x1,5m	L=2/3m. 0,10b x m ²
	HORMIGÓN PROYECTADO	6/10cm. 1/2 capas. Sellado	2cm. Ocasionalmente capas
	ARMADURA	Fibras plásticas	Sencillo/Ocasional
	CERCHAS	NO	NO
	MÉTODOS ESPECIALES	NO	NO

- **RECOMENDACIONES CELADA et al. (2011)**

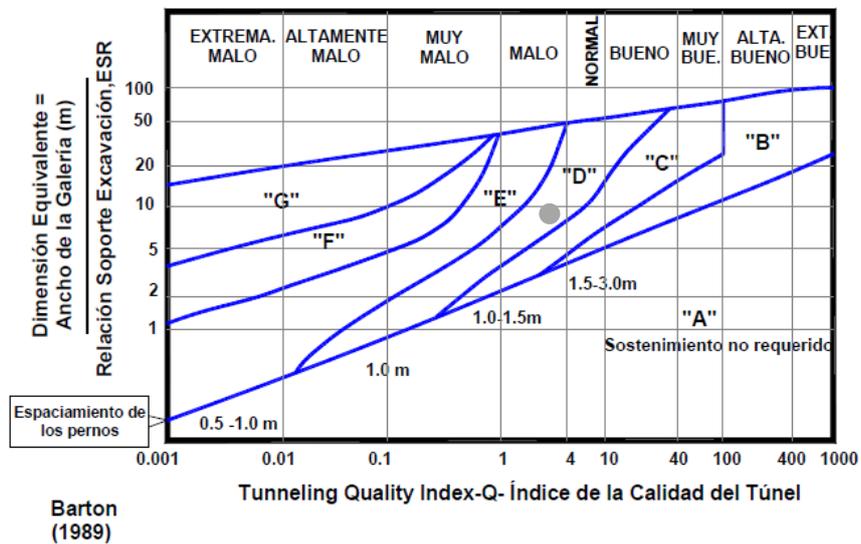


TABLA 20. Recomendaciones Celada et al. (2011)

ICE	37,81 (RMR 60)	87,01 (RMR 80)
COMPORTAMIENTO EXCAVACIÓN	Intensamente plastificado	Elástica con incipencia elástica
TIPO DE EXCAVACIÓN	Avance y destroza	Sección completa
SOSTENIMIENTO	Cerchas metálicas TH-29 a 1m	Bulones, L=4,5m. Sp=2m Hormigón proyectado
ELEMENTOS ESPECIALES DESOSTENIMIENTO	Patas de elefante. Pesados paraguas en la bóveda. Gunita bajo las patas de elefante	NO
LONGITUD DE AVANCE	Con RMR y Q	Con RME
REVESTIMIENTO	En toda la sección circular con hormigón proyectado.	

• **RECOMENDACIONES BARTON (1989)**

El valor de Q es igual a 4,4, lo que indica que es un macizo rocoso de calidad media. El valor de De es igual a 8,5, por tanto se puede hacer la correlación para el cálculo del sostenimiento descrito por Barton.



Zona gráfico	Sostenimiento Recomendado
Zona "A"	No requiere sostenimiento
Zona "B"	Pernos puntuales a 1,5-3 m
Zona "C"	Pernos sistemáticos a 1-1,5 m
Zona "D"	Pernos a 1 m. Gunita
Zona "E"	Pernos a 0,5-1 m y gunita con fibras
Zona "F"	Cuadros de acero. Gunita > 15 cm. Pernos 0,5-1 m
Zona "G"	Cuadros de acero y hormigón

Figura 20. Recomendaciones Barton (1989)



Haciendo la relación se ve que el punto cae entre la zona D y C, pero para ser un poco más conservadores se ha decidió coger el sostenimiento necesario a la zona D, aunque no existe gran diferencia entre ambas zonas. El sostenimiento necesario es el siguiente:

- Pernos a 1 m de distancia.
- Gunita, no se especifica el espesor pero será inferior a 15 cm.

PORFIDO GRANITICO

El pórfido granítico aparece en diques en la parte cercana a la boca norte del túnel, intruyendo las adamellitas de tipo la granja. Como aparecen cerca de la boca norte el revestimiento no es muy grande, encontrándose estos diques a una profundidad de 160 m.

- **RECOMENDACIONES BIENIAWSKI (1989)**

TABLA 21. Recomendaciones Bieniawski (1989)

RMR		60	80
CLASE		III Media	II Buena
EXCAVACIÓN		Avance y destroza (1/3m). Sostenimiento después de voladura, hasta 10m del frente.	Sección completa (1/1,5m). Sostenimiento completo hasta 20m del frente.
SOSTENIMIENTO	BULONES	Sistemático. L=3/4m. S=1,5/2m. Malla en bóveda	Localmente en bóveda. L=2/3m. S=2/2,5m con malla ocasional
	HORMIGÓN PROYECTADO	5/10cm en bóveda. 3cm en hastial	5cm en bóveda, si es necesario
	CERCHAS METÁLICAS	NO	NO

- **RECOMENDACIONES ROMANA (2001)**

**TABLA 22. Recomendaciones Romana (2001)**

RMR		60	80
CLASE		I b Buena a media	I b Muy buena
LONGITUD DE PASE Y EXCAVACIÓN		4/6m. Sección completa/Calota y destroza	16m. Sección completa
MÉTODO DE EXCAVACIÓN		Voladura/TBM abierto	TBM abierto
SOSTENIMIENTO	BULONES	L=3m. 0,25/0,44b x m ² 2x2m/1,5x1,5m	L=2/3m. 0,10b x m ²
	HORMIGÓN PROYECTADO	6/10cm. 1/2 capas. Sellado	2cm. Ocasionalmente capas
	ARMADURA	Fibras plásticas	Sencillo/Ocasional
	CERCHAS	NO	NO
	MÉTODOS ESPECIALES	NO	NO

- **RECOMENDACIONES CELADA et al0 (2011)**

TABLA 23. Recomendaciones Celada et a. (2011)

ICE	197,64 (RMR 60)	454,78 (RMR 80)
COMPORTAMIENTO EXCAVACIÓN	Completamente elástico	
TIPO DE EXCAVACIÓN	Sección completa	
SOSTENIMIENTO	Bulones L=45m Sp=2-2,5m Gunita=10cm	
ELEMENTOS ESPECIALES DESOSTENIMIENTO	NO	
LONGITUD DE AVANCE	Según el RME	
REVESTIMIENTO	Hormigón proyectado	

- **RECOMENDACIONES BARTON (1989)**

Mediante la ecuación descrita por Barton (1989) se ha calculado el valor de la Q, que da un valor de 13,2 indicando que es un macizo rocoso de calidad buena.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$



Con este valor y el De , que se sabe que es 8,5, podemos calcular el sostenimiento correspondiente a este macizo mediante la siguiente Figura 21.

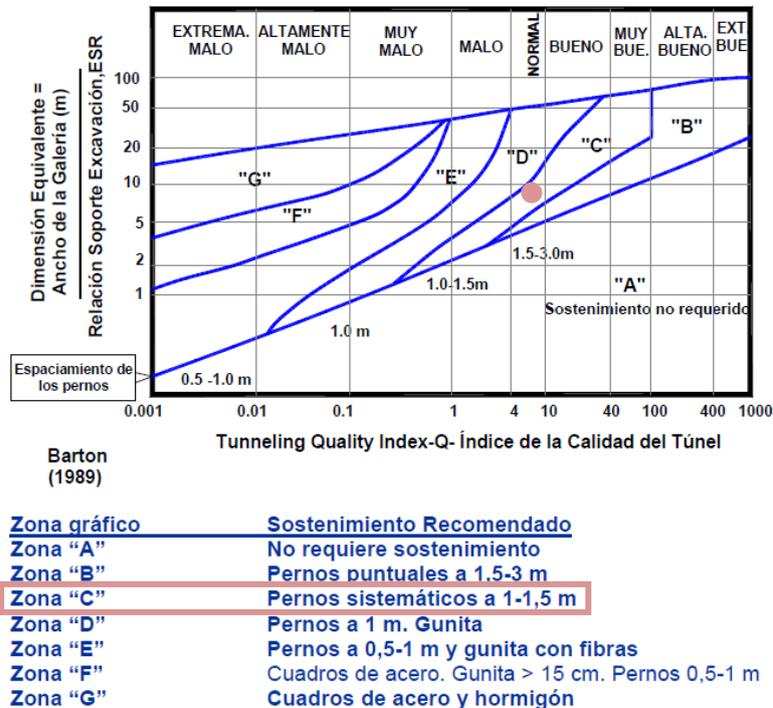


Figura 21. Recomendaciones de sostenimiento descritas por Barton (1989)

Al ser un macizo de calidad buena el sostenimiento requerido es el siguiente:

- Pernos sistemáticos a 1/1,5 m.

ZONA DE FALLA

Se ha realizado el análisis en la zona de LA Umbría, donde aparecen muchas fallas de diferente longitud y tamaño. En esta zona la roca está muy fracturada y alterada, por eso sus cualidades geotécnicas serán muy bajas. El revestimiento es de 160m, ya que se encuentra en un valle.

- **RECOMENDACIONES BIENIAWSKI (1989)**

**TABLA 24. Recomendaciones Bieniawski (1989)**

RMR		10
CLASE		V Muy mala
EXCAVACIÓN		Avance y destroza, 0/1,5m. Sostenimiento completo con excavación. Hormigón proyectado después de voladura.
SOSTENIMIENTO	BULONES	Sistemático (incluso en solera). L=5/6m Sp=1/1,5m con malla en bóveda y hastiales
	HORMIGÓN PROYECTADO	15/20cm en bóveda. 15cm en hastiales. 5cm en el frente
	CERCHAS	Medias o pesadas Sp=0,75m, con chapa metálica y paraguas de ser necesario. Contrabóveda

- **RECOMENDACIONES ROMANA (2001)**

TABLA 25. Recomendaciones Romana (2001)

RMR		10
CLASE		Va/Vb Muy mala/Pésima
LONGITUD DE PASE Y EXCAVACIÓN		0,5/0,75m. Galería de avance
MÉTODO DE EXCAVACIÓN		Escudo
SOSTENIMIENTO	BULONES	SISTEMAS ESPECIALES
	HORMIGÓN PROYECTADO	
	ARMADURA	
	CERCHAS	
	MÉTODOS ESPECIALES	

- **RECOMENDACIONES CELADA et al. (2011)**

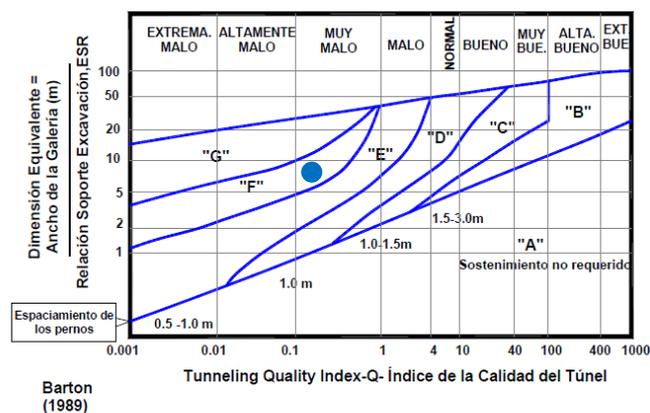
**TABLA 26. Recomendaciones Celada et al. (2011)**

ICE	6,631
COMPORTAMIENTO EXCAVACIÓN	Totalmente plastificado
TIPO DE EXCAVACIÓN	Avance y destroza
SOSTENIMIENTO	Cerchas metálicas de tipo HEB-180, espaciadas 1m
ELEMENTOS ESPECIALES DESOSTENIMIENTO	Bulones en el frente, patas de elefante, paraguas pesados en bóveda y hormigón proyectado bajo las patas de elefante.
LONGITUD DE AVANCE	Según el RMR y la Q
REVESTIMIENTO	Hormigón proyectado en toda la sección circular

- **RECOMENDACIONES BARTON (1989)**

Debido a que es una zona muy fallada el valor de la Q es igual a 0,165 indicando que el macizo rocoso es de una calidad muy mala. El valor de De lo conocemos, es 8,5 por tanto el sostenimiento necesario para esta zona será (Figura 22):

- Cuadros de acero
- Pernos a 0,5/1 m.
- Gunita con un espesor mayor a 15 cm.



Zona gráfico	Sostenimiento Recomendado
Zona "A"	No requiere sostenimiento
Zona "B"	Pernos puntuales a 1,5-3 m
Zona "C"	Pernos sistemáticos a 1-1,5 m
Zona "D"	Pernos a 1 m. Gunita
Zona "E"	Pernos a 0,5-1 m v gunita con fibras
Zona "F"	Cuadros de acero. Gunita > 15 cm. Pernos 0,5-1 m
Zona "G"	Cuadros de acero y hormigón

Figura 22. Recomendaciones Barton (1989)



ADAMELLITA PORFÍDICA

Se han analizado una adamellita porfídica alterada y una sana, para observar las diferencias entre ellas. La adamellita porfídica alterada tiene un revestimiento de 380 m y la sana de 320 m. La adamellita alterada corresponde a las denominadas sierra del francés, que es una zona donde aparecen muchas fallas y aparece cerca de la boca sur del túnel. La adamellita sana, pertenece a la denominada la Granja y aparece cerca de la boca norte del túnel.

- **RECOMENDACIONES BIENIAWSKI (1989)**

TABLA 27. Recomendaciones Bieniawski (1989)

		ADAMELLITA ALTERADA	ADAMELLITA SANA	
RMR		30	60	80
CLASE		IV Mala	III Media	II Buena
EXCAVACIÓN		Avance y destroza, 1/1,5m. Sostenimiento completo a medida que se excava.	Avance y destroza (1/3m). Sostenimiento después de voladura, hasta 10m del frente.	Sección completa (1/1,5m). Sostenimiento completo hasta 20m del frente.
SOSTENIMIENTO	BULONES	Sistemático. L=4/5m Sp=1/1,5m con malla en bóveda y hastiales	Sistemático. L=3/4m. S=1,5/2m. Mallazo en bóveda	Localmente en bóveda. L=2/3m. S=2/2,5m ocasionalmente mallazo
	HORMIGÓN PROYECTADO	10/15cm en bóveda. 10cm en hastiales	5/10cm en bóveda. 3cm en hastial	5cm en bóveda, si es necesario
	CERCHAS	Ligeras Sp=1,5m	NO	NO

- **RECOMENDACIONES ROMANA (2001)**



TABLA 28. Recomendaciones Romana (2001)

		ADAMELLITA ALTERADA	ADAMELLITA SANA	
RMR		30	60	80
CLASE		IVa Mala a media	IIb Buena a media	Ib Muy buena
LONGITUD DE PASE Y EXCAVACIÓN		1,75m. Galería de avance/Calota y destroza	4/6m. Sección completa/Calota y destroza	16m. Sección completa
MÉTODO DE EXCAVACIÓN		Rozadora	Voladura/TBM abierto	TBM abierto
SOSTENIMIENTO	BULONES	L= 4/4,5m. 0,80/1bxm ² . Sp=1x1,25m/1x1m	L=3m. 0,25/0,44bxm ² . 2x2m/1,5x1,5m	L=2/3m. 0,10b x m ²
	HORMIGÓN PROYECTADO	3 capas. 16/24cm. Sellado	6/10cm. 1/2 capas. Sellado	2cm. Ocasionalmente capas.
	ARMADURA	Mallazo sencillo	Fibras plásticas	Sencillo/Ocasional
	CERCHAS	TH-29 a 1m	NO	NO
	MÉTODOS ESPECIALES	Ocasionalmente Bernold	NO	NO

- **RECOMENDACIONES CELADA et al. (2011)**

TABLA 29. Recomendaciones Celada et al. (2011)

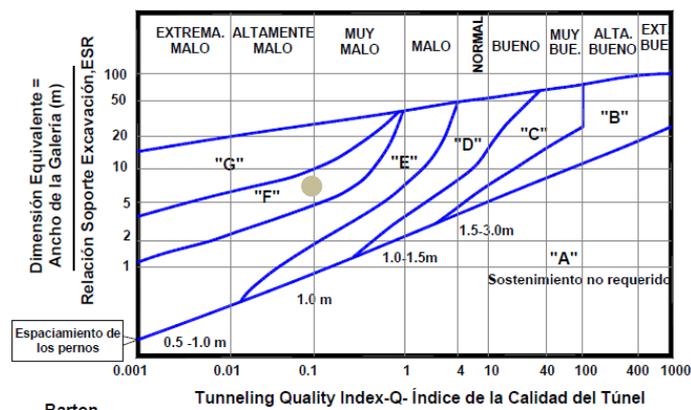
	ADAMELLITA ALTERADA	ADAMELLITA SANA	
ICE	13,714	91,61	210,81
COMPORTAMIENTO EXCAVACIÓN	Totalmente plastificado	Elástico con incipiente plástica	Completamente elástico
TIPO DE EXCAVACIÓN	Avance y destroza	Sección completa	Sección completa
SOSTENIMIENTO	Cerchas metálicas de tipo HEB-180, espaciadas 1m	Bulones, L=4,5m, Sp=2m Gunita=10cm	Bulones, L=4,5m, Sp=2/2,5m Gunita=5cm
ELEMENTOS ESPECIALES DESOSTENIMIENTO	Bulones en el frente, patas de elefante, paraguas pesados en bóveda y hormigón proyectado bajo las patas de elefante	NO	NO
LONGITUD DE AVANCE	Según el RMR y la Q	Con RME	Con RME
REVESTIMIENTO	Hormigón proyectado en toda la sección circular.		Hormigón proyectado

- **RECOMENDACIONES BARTON (1989)**



TABLA 30. RECOMENDACIONES BARTON (1989)

	ADAMELLITA ALTERADA
Q	0,48
De	8,5
CUADROS DE ACERO	SI
PERNOS	Espaciados 0,5/1m
GUNITA	Mayor a 15cm



Barton (1989)

Zona gráfico	Sostenimiento Recomendado
Zona "A"	No requiere sostenimiento
Zona "B"	Pernos puntuales a 1,5-3 m
Zona "C"	Pernos sistemáticos a 1-1,5 m
Zona "D"	Pernos a 1 m. Gunita
Zona "E"	Pernos a 0,5-1 m y gunita con fibras
Zona "F"	Cuadros de acero. Gunita > 15 cm. Pernos 0,5-1 m
Zona "G"	Cuadros de acero y hormigón

Figura 23. Recomendaciones Barton (1989)



5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En los siguientes apartados se realiza el análisis de resultados obtenidos y se comparan las distintas clasificaciones utilizadas.

a. CASO 1: TÚNELES DE PAJARES. GALERÍA FOLLEDO

A lo largo del análisis de todas las formaciones analizadas en el caso de la Galería de Folledo, se ha visto como existe gran diferencia entre los RMR propuestos para cada formación en el proyecto básico. En alguno de los casos analizados, esta diferencia alcanza los 40 puntos. Por tanto, esto no resulta muy adecuado a la hora de estimar un sostenimiento inicial para esa formación, ya que existe gran diferencia entre la elección del máximo o el mínimo. El sostenimiento para ambos valores muestra gran diferencia, siendo en algunos casos el sostenimiento obtenido incluso muy potente para los valores mínimos y casi innecesario para el valor máximo.

Por otro lado, se ha visto que en varias de las formaciones analizadas y que muestran la misma composición, a pesar de que sus cualidades geotécnicas son diferentes, los valores de RMR son prácticamente idénticos.

Todo esto hace pensar que no se hizo un correcto análisis de las formaciones en el proyecto básico y no se obtuvieron características geotécnicas reales de las formaciones hasta que se empezó con la realización de la obra. Esta gran diferencia indica que se fue conservador a la hora de describir la calidad del macizo. Esto resulta lógico si se tiene en cuenta la gran profundidad a la que está situada la galería, lo que complica la investigación previa. Pero es también un fiel reflejo de la situación por la que suelen atravesar los estudios previos y los proyectos básicos: se dedica poco dinero a la investigación y estudio geotécnico. Este aparente ahorro económico provoca a la larga numerosos perjuicios económicos, pues se acaba diseñando un sostenimiento inadecuado y mayor del necesario, lo que conlleva gastos más elevados de los que deberían producirse.

En la Tabla 31, se observan los valores de RMR reales medidos en obra mediante la tuneladora con la que se realizó la excavación. Estos datos nos indican que las formaciones no son de tan mala calidad como se había descrito en el proyecto básico, aun estando a grandes profundidades en algunos casos. Si se debe aclarar que seguro que habrá zonas dentro de la misma formación que serán zonas en la que aparezcan fallas y que en ese caso la calidad de la roca será inferior a lo descrito en la Tabla 31.



Tabla 31. RMR medidos en obra (Díaz Aguado, 2014). Señalizadas las formaciones analizadas.

LITOLOGIA	RMR	RME	Q	Q _{TBM}					
LV-7-CA	46,8	74	3,71	0,74	SP-6-AR	51	68	42,50	194,60
SE-20-PIZ	40	64	0,35	0,13	SP-6-AR	40	58	31,88	246,86
SE-20-PIZ	49	72	0,18	0,03	LV-8-PIZ	45,9	62	4,87	0,93
SE-20-PIZ	38	56	0,88	0,29	LV-7-CA	46,4	67	14,00	0,33
BC-18-CA	61	71	23,75	4,04	BA-4-CU	61,8	65	1,94	35,43
PO-12-CA	68,3	72	2,97	0,06	OV-3-AR	57	77	1,51	7,03
HU-11-PIZ	49,7	82	1,42	0,11	LA-2-CA	49,5	72	8,81	0,20
HU-11-PIZ	45,3	62	6,00	1,16	OV-3-PIZ	36,8	62	7,00	1,02
SL-10-CA	59,4	77	5,76	0,12	LA-2-DO	48,3	87	8,44	0,34
LV-7-CA	57,3	77	11,67	0,24	SE-20-PIZ	46,2	72	1,25	0,40
SP-6-AR	61,5	68	21,75	116,32	HU-11-PIZ	42	57	2,38	0,17
FO-5-PIZ	36,8	60	0,73	0,14	SP-6-AR	51,6	68	12,50	83,54
SP-6-AR	48,8	63	28,33	220,08	SP-6-PIZ	42,2	54	1,67	0,44
SP-6-AR	43	68	14,17	104,92	LV-7-CA	56,1	72	10,63	0,20

En la Tabla 32, se muestran los valores descritos en el proyecto básico y una media de los valores medidos en obra, de esta manera se puede observar la diferencia existente entre ellos.

TABLA 32. RMR PROYECTO BÁSICO Y RMR MEDIDO EN OBRA

FORMACIONES	PROYECTO BASICO		OBRA
BA-4-CU	23	62	61,8
FO-5-PIZ	20	55	50 60
SP-6-PIZ	32	57	42,2
SP-6-AR	43	73	49,31
SE-20-PIZ	20	50	43,3
SE-20-AR	36	62	

Existe gran diferencia entre unos valores y otros; esto provoca que se pueda realizar un sobredimensionamiento del sostenimiento y esto generará un sobrecoste a la obra, porque el sostenimiento necesario es inferior a lo descrito con anterioridad una vez analizados los datos de obra.

En el siguiente grafico 1 se observa la relación existente entre las formaciones presentes en Pajares y sus ICE correspondientes.

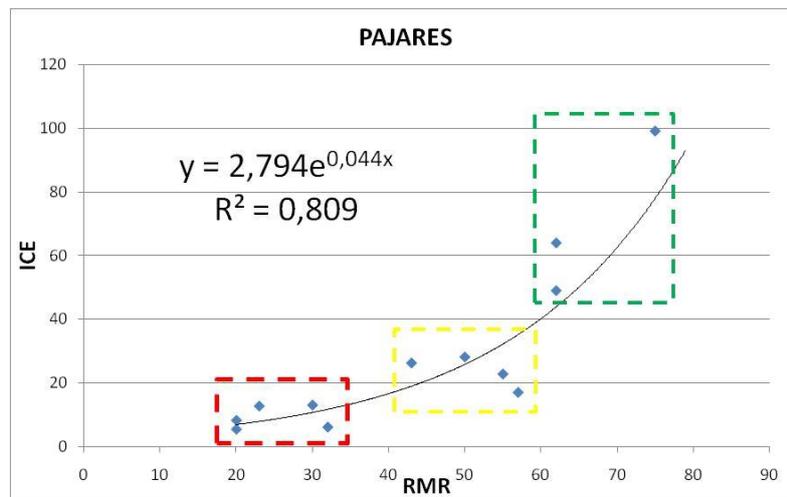


Grafico 1. Correlación de todas las formaciones analizadas en Pajares.

Como se puede ver en el Grafico 1, los valores más altos de ICE corresponden a los valores más altos de RMR, como es lógico. Por tanto, la correlación existente entre ICE y RMR es total. De estas gráficas se puede obtener una estimación simplificada del ICE a partir del RMR, sin ser necesario utilizar los parámetros de cálculo del ICE (algunos de los cuales es de difícil estimación, como el K_0 o ratio del principal esfuerzo in situ).

Como se ha señalado en el grafico se diferencian 3 zonas dentro del grafico, esto corresponde a la calidad de la roca. A los valores bajos de RMR, entre 20 y 30, corresponden los valores más bajos de ICE que son inferiores a 15 puntos, lo que nos indica que son macizos rocosos de muy baja calidad. Los valores correspondientes a RMR entre 40 y 60, se podrían definir como valores medios, pero aun así sus valores de índice de plasticidad son bastante bajos, no superando el valor de ICE igual a 30. Por último y en la zona más superior de la grafica, aparecen los valores correspondientes a RMR entre 60 y 80. Respecto a estos RMR los valores de ICE muestran grandes valores, superando la puntuación de 50. Esto indica que ese macizo será de buena o muy buena calidad.

Se observa la correlación que muestran las formaciones analizadas en la Galería Folledo, es una correlación bastante alta a pesar de la diferencia en la geología y geotecnia de las formaciones. Gracias a la formula de la correlación, se puede calcular el ICE estimado para cada formación y como se puede ver en la Tabla 33, los valores estimados no distan tanto de los valores calculado mediante la fórmula descrita por Celada et al. (2011).

**TABLA 33. ICE REAL Y ESTIMADO DE LAS FORMACIONES**

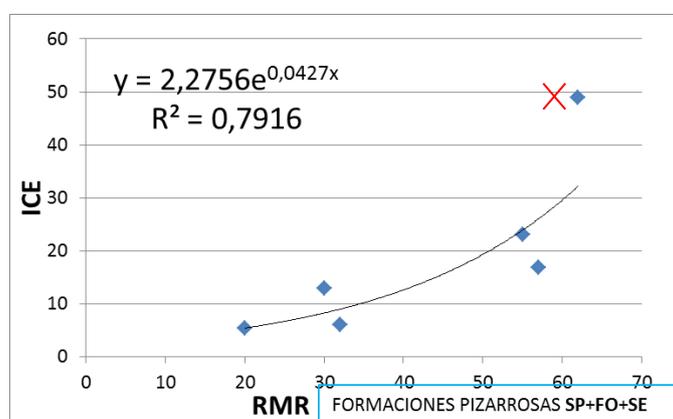
FORMACIÓN	RMR	ICE	ICE ESTIMADO	DIFERENCIA ICE
SAN PEDRO	43	26,12	18,53	-7,59
	75	99,1	75,75	-23,35
	32	5,96	11,42	5,46
	57	16,88	34,31	17,43
FORMIGOSO	20	5,27	6,74	1,47
	55	22,66	31,42	8,76
BARRIOS	23	12,58	7,69	-4,89
	62	63,91	42,75	-21,16
SAN EMILIANO	30	12,89	10,46	-2,43
	62	48,9	42,75	-6,15
	20	8,08	6,74	-1,34
	50	28,01	25,22	-2,79

Como se puede ver la diferencia entre ambos ICE se sitúa por debajo de los 10 puntos en todas las formaciones, excepto en tres valores, que aun y todo, la diferencia no llega a 25. Por tanto es una gran estimación y la correlación que muestran los datos es de gran valor.

Una vez analizada la correlación existente entre todas las formaciones aflorantes en la Galería de Folledo, se va a proceder al análisis de la correlación dependiendo del tipo de roca.

FORMACIONES PIZARROSAS

En este caso se procede a ver la correlación existente entre todas las formaciones pizarrosas y en las que aparecen pizarras, son las siguientes; San Pedro, Formigoso y San Emiliano.

**Gráfico 2. Correlación entre las formaciones pizarrosas.**



Como se puede ver en el Grafico 2, existe un gran correlación entre todas las formaciones pizarrosas, exceptuando el valor de ICE cercano a 50 que queda fuera de la correlación general. Pero si se procede a su desestimación, la correlación general de las formaciones disminuye por tanto se ha decidido no desestimarlo. En la siguiente Tabla 34 se presenta la diferencia existente entre el ICE real, el ICE estimado y la diferencia entre ambos (El valor en rojo es el desestimado).

TABLA 34. ICE REAL Y ESTIMADO DE LAS FORMACIONES PIZARROSAS				
FORMACIÓN	RMR	ICE	ICE ESTIMADO	DIFERENCIA ICE
SAN PEDRO	32	5,96	8,72	-2,76
	57	16,88	24,93	-8,05
FORMIGOSO	20	5,36	5,27	0,09
	55	23,06	22,92	0,14
SAN EMILIANO	30	12,89	8,02	4,87
	62	48,9	30,75	18,15

La diferencia entre ambos índices de plasticidad es mínima, exceptuando el último dato de la tabla que es el que queda totalmente fuera de la correlación (Grafico 2). El resto de valores se encuentran totalmente integrados en la correlación, esto nos indica que las pizarras presentes en Pajares muestran gran correlación entre ellas, aumentando su valor de ICE respecto a la calidad de la roca (RMR).

FORMACIONES ARENOSAS

Se han correlacionado las formaciones de San Pedro y San Emiliano, que son las únicas que están formadas por arenas.

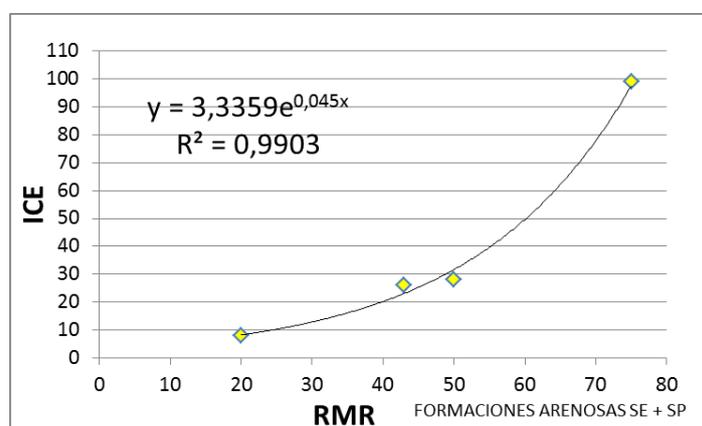


Grafico 3. Correlación de las formaciones arenosas.



Como se puede ver todos los valores muestran una correlación perfecta, siendo esta prácticamente 1. Por tanto, las formaciones arenosas presentes en la Variante de Pajares son totalmente correlativas, aumentando el valor de ICE respecto al aumento del RMR. En la siguiente Tabla 35, se presenta el ICE estimado para que la correlación sería totalmente perfecta.

<i>TABLA 35. ICE REAL Y ESTIMADO DE LAS FORMACIONES PIZARROSAS</i>				
FORMACIÓN	RMR	ICE	ICE ESTIMADO	DIFERENCIA ICE
SAN PEDRO	43	26,12	23,12	-3
	75	99,1	97,49	-1,61
SAN EMILIANO	20	8,08	8,20	0,12
	50	28,01	31,65	3,64

La Tabla 35 muestra que la diferencia de la estimación respecto a la calculada matemáticamente es de gran similitud, siendo la diferencia inferior en todos los casos a 4 puntos.

Como se ha visto en el trabajo, varios autores propusieron sus recomendaciones a la hora de describir el sostenimiento a colocar dependiendo de la calidad del macizo rocoso. Estos autores muestran diferencias entre ellos, dado que todos no utilizan la misma técnica a la hora de que tener en cuenta para la aplicación del sostenimiento.

Por ejemplo, Celada et al. (2011) en gran medida se tiene en cuenta la profundidad a la que se encuentra el túnel. En cambio, Barton (1989) tiene en cuenta el estado de macizo rocoso, si la presencia de agua es muy abundante, si se encuentra muy diaclasado y varias características más. También se tiene en cuenta el diámetro de la excavación y la relación de soporte de excavación.

En la siguiente Tabla 36, se ha procedido al análisis de los diferentes sistemas de sostenimiento para observar cual es el más cauteloso y el más conformista. Para ello se ha analizado la formación Formigoso y dentro de ella las recomendaciones necesarias para su RMR de 55.

A continuación se realiza un análisis de los sostenimientos posibles. Se incluye en la tabla el diseño que se ha realizado para las distintas clasificaciones, que dan lugar a diferentes propuestas de sostenimiento.

Así mismo se resume el sostenimiento que finalmente se instaló en el túnel, pudiendo comprobarse las divergencias entre los distintos sostenimientos propuestos (según las clasificaciones del macizo rocoso realizadas) y el colocado.



TABLA 36. COMPARACIÓN DE LAS RECOMENDACIONES DE SOSTENIMIENTO

		Bieniawski (1989)	Romana (2001)	Celada et al. (2011)	Barton (1989)	Sostenimiento real
RMR		55	55	55 (23,06)	55	
CLASE		III Media	IIIa Media a Buena.	Intensamente plastificado		
EXCAVACIÓN (PASE)		Avance (1,5/3m) y destroza. Comenzar sostenimiento en el frente y terminar a 10m	3/4m. Calota y destroza	Longitud según RMR y Q. Avance y destroza		
METODO DE EXCAVACIÓN			Voladura			
SOSTENIMIENTO	BULONES	Sistemáticamente en clave y hastiales. L=4m. Espaciados 1,5/2m. Mallazo en la clave	L=3/4m. 0,44/0,66b x m ² 1,5x1,5m/1x1,5m		Espaciados 0,5/1m	L=4m 1.5x1,5m/1x1m En mallazo
	HORMIGÓN PROYECTADO	Clave= 50/100mm Hastiales= 30mm	8/15cm. 2/3 capas Sellado		>15cm	25/30 cm
	ARMADURA		Fibras plásticas. Ocasionalmente metálica			Fibras plásticas
	CERCHAS METALICAS	NO	Ocasionalmente TH21	TH-29 a 1m	SI	TH-29 a 1m
	SISTEMAS ESPECIALES		NO	Patas de elefante. Pesados paraguas en la bóveda. Gunita bajo las patas de elefante. En toda la sección circular con hormigón proyectado (0,2 x ancho de excavación)	Cuadros de acero	Solera de 35cm de hormigón en masa/ Contraboveda curva de 50cm



La Tabla 36 correlaciona las diferentes recomendaciones descritas por cada autor para el sostenimiento de un macizo rocoso, existe grandes diferencias entre ellos. Como Romana (2001), mejoró lo descrito por Bieniawski (1989) anteriormente ambas recomendaciones tienen grandes similitudes. Pero hay que decir, que lo descrito por Romana (2001) es de mayor exactitud y a la larga resulta más adecuado para cada tipo de macizo rocoso.

En la Tabla 33 se puede ver como Barton (1989) es el autor menos conservador a la hora de describir el sostenimiento. Únicamente da unas leves indicaciones para la colocación del sostenimiento, pero no define concretamente el espaciado entre los elementos, ni tampoco la longitud de los mismos. Por lo que, en el caso de tener que basarse en una recomendación para la descripción de un sostenimiento inicial para un túnel, no debería tomarse en cuenta lo descrito por Barton (1989), ya que es muy poco específico y esto puede crear problemas a lo largo de la vida del túnel.

En cambio, Celada et al. (2011) sobre todo se basa en los elementos especiales de sostenimiento necesarios para cada situación y los describe concretamente, lo que puede ayudar en gran medida en el sostenimiento del túnel. Pero no describe ni el sistema de excavación, ni la longitud de pase necesaria para la excavación, ni tampoco la distancia a la que se deben de colocar dichos sistemas especiales. Por tanto, se podría describir como una recomendación conservadora si se tienen en cuenta la descripción de sistemas especiales, pero por otro lado no se describe en gran medida el resto de sostenimiento "singular", como bulones y gunita. Romana (2001), en cambio define correctamente la longitud y espaciado de los sistemas y también el método de excavación y longitud de pase. El no definido los elementos especiales de sostenimiento en casos de que el macizo rocoso sea bueno, pero cuando el macizo rocoso es de muy baja calidad si se define los sistemas especiales. Por tanto, se podría decir que Romana (2001) es el autor más completo teniendo en cuenta las recomendaciones de sostenimiento.

También se muestra el sostenimiento real colocado durante la excavación de la Galería de Folledo (Tabla 36). Por la existencia de varias formaciones de diferente composición en la galería, ocurrieron varios problemas una vez colocados los sistemas de sostenimiento, siendo el mayor problema la convergencia. Lo que hizo que se tuviese que reforzar el sostenimiento inicial en gran medida. Estos son los refuerzos que se hicieron a lo largo de la galería por cruzar zonas con tránsitos de arenas de San Pedro (Rodríguez Ortiz, J. M.2009), para conseguir estabilizar la convergencia que se estaba produciendo (y, por tanto, estabilizar el túnel):



- Bulones de 6 m de longitud en malla de 2 x 2 m, mallazo de 150 x 150 x 6 mm y 30 cm de hormigón proyectado en bóveda y hastial derecho.
- Bulones autoperforantes de f32 mm y 12 m de longitud en hastiales y en cuadrícula de 2 x 2m al tresbolillo (Extensión de 6m a lo largo de la sección de convergencia).
- La losa de hormigón de 35 cm sufrió levantamiento y se reforzó aumentando su espesor con 30 cm de hormigón reforzado con mallazo y se ensancho hasta 0,50 m de espesor cerca de los hastiales. Se anclo con bulones y la conexión entre la solera y los hastiales se reforzó con barras de conexión de 32 mm de diámetro.

Todas las recomendaciones analizadas de los diferentes autores tienen muchas características en común, aunque uno sea más conservador que el otro, y que para un buen sostenimiento sería necesario comparar alguno de ellos antes de su colocación. Se propone tener en cuenta las recomendaciones de Celada et al. (2011) junto con las de Romana (2001), ya que se pueden compenetrar en gran medida y de esta manera el sostenimiento será más específico para ese macizo y no creara ningún problema en el futuro.

Pero como se ha podido ver en el caso real, es muy difícil definir un sostenimiento concreto para un macizo, ya que pueden aparecer alternancias de otro material no descritas en el estudio geológico y crear problemas, no siendo suficiente el sostenimiento definido inicialmente. A la hora de ocurrir un problema se debe de actuar con rapidez y reforzar de manera notable el sostenimiento colocado inicialmente.

b. CASO 2: TÚNELES DE GUADARRAMA.

A lo largo del análisis de sostenimiento se ha podido ver que en el caso de los túneles de Guadarrama no existe gran diferencia entre los valores máximos y mínimos de RMR, por tanto el sostenimiento entre dichos valores mostrará grandes similitudes, aunque presentará variaciones ya que la calidad del macizo rocoso no es la misma.

La diferencia de estabilidad y calidad de las rocas entre Guadarrama y la Variante de Pajares es notable, esto es debido a la composición general del macizo. En el caso de la Variante son generalmente rocas sedimentarias las que aparecen en la traza del túnel exceptuando las cuarcitas de Barrios. Por su parte, en el caso de Guadarrama son rocas metamórficas e ígneas, aunque aparece alguna roca sedimentaria.



Las rocas metamórficas e ígneas si no están muy alteradas o diaclasadas poseen gran resistencia y suelen ser muy estables. En cambio, las rocas sedimentarias no poseen gran resistencia y son menos estables. Esto ha quedado registrado a lo largo del trabajo, visto el sostenimiento a colocar en un túnel y en el otro.

En el caso del túnel de Guadarrama se ha escogido una zona de falla, en la que las rocas aparecen muy fracturadas, para comprobar su parecido con las rocas que aparecen en la Variante de Pajares. Los resultados obtenidos son prácticamente iguales a los obtenidos en Pajares en las rocas con RMR bajos.

En cambio, en las rocas que no muestran mucha fracturación ni diaclasado los valores son completamente distintos, superando incluso el valor de 100 en el índice de plasticidad. En el Grafico 4 se muestra la correlación existente entre las formaciones analizadas dentro de los túneles de Guadarrama.

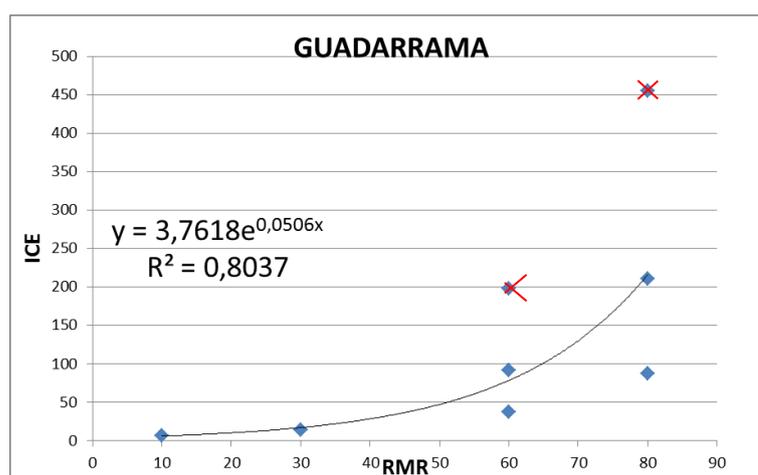


Grafico 4. Correlación entre todas las formaciones analizadas en Guadarrama.

La correlación existente entre las formaciones analizadas en Guadarrama es buena, pero se observa como dos valores quedan totalmente fuera de dicha correlación, siendo los mismos los valores máximos de ICE logrados. Esta diferencia es tan grande debido a que las cualidades geotécnicas de esa formación son de gran calidad comparándolas con el resto de formaciones. Aunque, generalmente muestran buenas cualidades rocosas.

Como se encuentran tan distantes de la correlación general se decide desestimarlos, de esta manera se logra aumentar tanto la correlación como la estimación (Grafico 5).

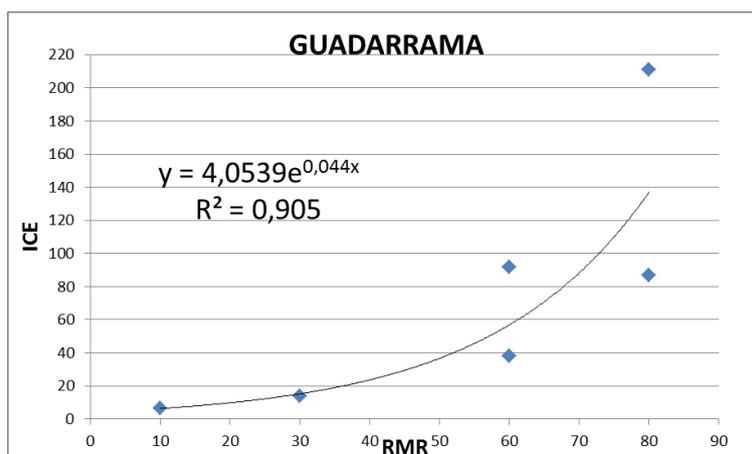


Grafico 5. Correlación de las formaciones analizadas en Guadarrama desestimando los valores máximos del índice de plasticidad.

Una vez desestimados los valores máximos de ICE se ve como ha aumentado la correlación y la estimación de las mismas. En este caso, no queda ningún punto fuera de la correlación general y la diferencia entre el ice estimado y el calculado matemáticamente se muestra en la Tabla 37. Se pueden diferenciar dos zonas en el Grafico 4, la correspondiente a RMR menor de 30 y los mayores a 50. Los menores a 30 es una roca de calidad mala, queda reflejado en el valor del índice de plasticidad y los mayores a 50 son rocas de mayor calidad, aunque existe gran diferencia entre dichos valores.

Se observa gran diferencia entre las formaciones analizadas, esto es debido a que alguna formación está más cercana a la zona de falla o muestra gran alteración y su calidad es baja. Aun así, tanto la correlación como la estimación existente entre ellas es buena.

TABALA 37. CALCULO DE ESTIMACIÓN GUADARRAMA

FORMACIÓN	RMR	ICE	ESTIMACIÓN	DIFERENCIA
ORTOGNEIS	60	37,81	56,81	19,00
GLANDULAR	80	87,01	136,96	49,95
ZONA DE FALLA	10	6,63	6,29	-0,34
ADAMELLITA ALTERADA	30	13,71	15,18	1,46
ADAMELLITA	60	91,61	56,81	-34,80
SANA	80	210,81	136,96	-73,85

Las diferencias entre el ICE estimado y el real, en algunos caso son bastante altas, pero se debe de decir que aun que la diferencia entre ambos sea alta los valores siguen la correlación general existente entre las formaciones.



Como se ha descrito con anterioridad en el túnel de Guadarrama aparecen mayormente rocas metamórficas e ígneas, siendo estas las formaciones analizadas en el presente trabajo. En el Grafico 6, se han relacionado las formaciones Graníticas analizadas a lo largo del trabajo y presentes en Guadarrama, siendo estas el pórfido granítico y la Adamellita.

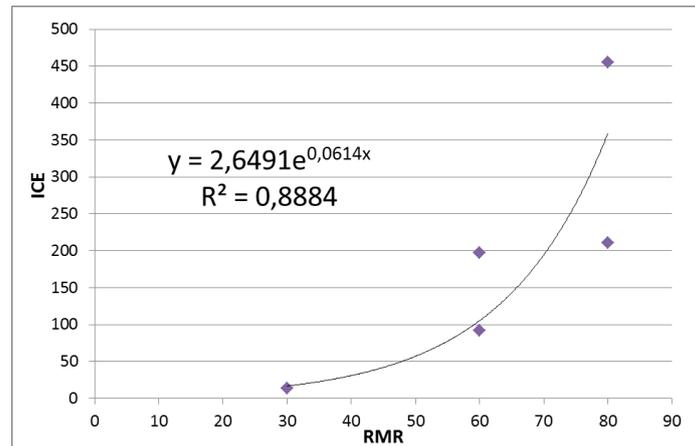


Grafico 6. Relación de las formaciones plutónicas (granitos).

Analizando detalladamente el Grafico 6 se pueden diferenciar dos zonas principalmente, una que corresponde a los valores más altos de ICE que quedan fuera de la correlación general y la otra, con ICE inferiores que continúan una correlación más real entre los mismos.

Los puntos correspondientes a los valores máximos de ICE corresponden al porfido granítico, que al aparecer como diques su resistencia y su profundidad es muy baja, lo que hace que su resistencia sea muy alta y quede fuera de la correlación debido a su gran calidad.

En cambio, los puntos correspondientes a los índices de plasticidad mínimos corresponden a la Adamelliita, que se encuentran a mayor profundidad y su calidad es menor. Presentan gran correlación entre ellas, ya que su índice de plasticidad aumenta con el RMR, por lo que están totalmente relacionadas. Esto se observa en la Tabla 38, que muestra la estimación de dichas formaciones.

Por tanto, para obtener una mejor correlación teniendo en cuenta las formaciones graníticas de Guadarrama, se deberán analizar en mayor medida, pero se puede deducir que continuaran el camino de las Adamellititas.

**TABLA 38. ESTIMACIÓN FORMACIONES GRANITICAS**

FORMACIÓN	RMR	ICE	ICE ESTIMADO	DIFERENCIA
PORFIDO GRANITICO	60 80	197,64 454,78	105,45 360,04	-92,19 -94,74
ADAMELLITA ALTERADA	30	13,71	16,71	3,00
ADAMELLITA SANA	60 80	91,61 210,81	105,45 360,04	13,84 149,23



TABLA 39. COMPARACIÓN DE LAS RECOMENDACIONES DE SOSTENIMIENTO

	Bieniawski (1989)	Romana (2001)	Celada et al. (2011)	Barton (1989)	Sostenimiento real
RMR	60	60	60 (30,90)	60	DOVELAS
CLASE	III Media	IIIa Media a Buena.	Intensamente plastificado		
EXCAVACIÓN (PASE)	Avance (1/3m) y destroza. Comenzar sostenimiento después de voladura y terminar a 10m	4/6m. Sección completa/ Calota y destroza	Longitud según RMR y Q. Avance y destroza		
METODO DE EXCAVACIÓN	Voladura	Voladura/ TBM abierta			
SOSTENIMIENTO	BULONES	Sistemático. L=3/4m Espaciados 1,5/2m Mallazo en la clave	L=3m. 0,25/0,44b x m ² 2x2m/1,5x1,5m	Espaciados 1m	
	HORMIGÓN PROYECTADO	Clave= 5/10cm Hastiales= 3cm	6/10cm. 1/2 capas. Sellado	<15cm	
	ARMADURA		Fibras plásticas		
	CERCHAS METALICAS	NO	NO	TH-29 a 1m	
	SISTEMAS ESPECIALES		NO	Patas de elefante. Pesados paraguas en la bóveda. Gunita bajo las patas de elefante. En toda la sección circular con hormigón proyectado (0,2 x ancho de excavación)	



En la Tabla 39, se ha presentado las diferencias de sostenimiento y recomendaciones empleadas por los autores para el ortogneis glandular presente en la zona media del túnel. Como en el caso de Pajares existe diferencia entre los autores, siendo Barton (1989) el menos conservador, solo indicando la necesidad de pernos y hormigón proyectado, y siendo Romana (2001) el más conservador junto con Celada et al. (2011) si se tienen en cuenta los elementos especiales.

Como se ha descrito en el caso de Pajares, para un mejor sostenimiento del macizo se debe de hacer una relación entre lo descrito por Romana (2001) y lo descrito por Celada et al. (2011). De esta manera el macizo estará más reforzado y será menor la creación de problemas en un futuro.

En el caso de Guadarrama, no como en el de Pajares, como las formaciones analizadas aparecen a lo largo de todo el trazado del túnel el revestimiento que muestran entre las mismas es variable. Por lo que, se puede hacer un análisis exhaustivo entre la profundidad a la que se encuentra la formación y el índice de plasticidad correspondiente a cada profundidad, es se observa en el grafico 7.

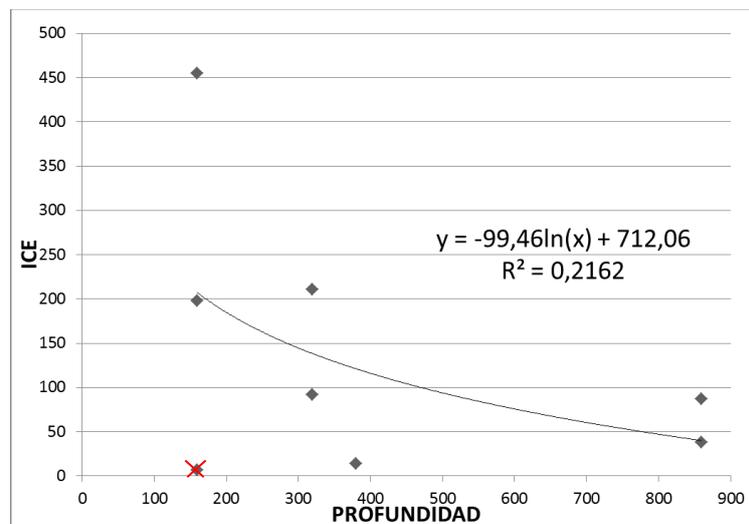


Grafico 7. Relación de la profundidad y el índice de plasticidad.

La correlación existente entre las formaciones no es de gran calidad, ya que existe gran variabilidad tanto en la profundidad como en el valor del índice de plasticidad. Para realizar un buen análisis de lo presente en el Grafico 7, no se tendrá en cuenta el valor correspondiente a la zona de falla (Tachado mediante unas aspás rojas).

Una vez desestimado el valor de la falla, se observa como existe gran relación entre la profundidad y el índice de plasticidad. Los mayores valores de ICE corresponden a la formación presente a una profundidad de unos 150 m (Pórfido



granítico), las puntuaciones son muy altas y esto es debido en gran medida al bajo revestimiento que obtiene. En cambio, los valores bajos de ICE corresponden a la formación que muestra un revestimiento superior a 850 m (Ortogneis glandular). A pesar de que se encuentra a gran profundidad sus valores no son tan bajos, esto se debe a que la calidad de la roca es alta y hace que ese valor aumente, pero como la profundidad tiene gran importancia dentro de la fórmula descrita por Celada et al. (2011) el índice de plasticidad disminuye en gran medida.

Se puede decir que a pesar de que el macizo rocoso analizado sea de gran calidad, si en un túnel dicho macizo está presente a gran profundidad o con un revestimiento muy potente sus cualidades geotécnicas disminuirán en gran medida y el sostenimiento que se deberá de colocar será mayor, si se tiene en cuenta el índice de plasticidad. Por tanto, la profundidad es muy importante a la hora de analizar una formación geológica para la formación de un túnel.

C. ANÁLISIS CONJUNTO

Una vez analizados ambos túneles por separado, se ha procedido a realizar un análisis conjunto de ambos túneles y observar la correlación que muestran entre ellos a pesar de las diferencias observadas analizándolos por separado.

En el Gráfico 8 se observa la relación que muestran las formaciones de ambos túneles y la correlación existente en cada una de ellos.

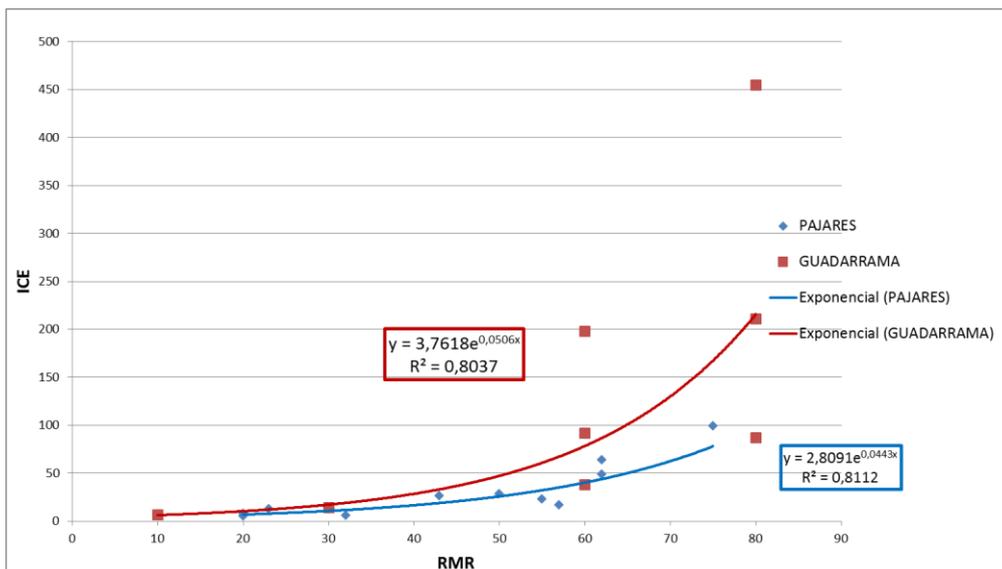


Gráfico 8. Correlación en la Variante de Pajares y en los túneles de Guadarrama.



Ambas correlaciones no muestran gran puntuación, pero si se debe de decir que la correlación existente en Pajares es de mayor calidad que la existente en Guadarrama. Esto es debido a que las rocas presentes en la Variante de Pajares son de calidad muy similar entre las mismas, lo que hace que todos los puntos presentes en el grafico se encuentren muy juntos y sin grandes variaciones. En cambio, en los túneles de Guadarrama la calidad de las formaciones es de mayor variabilidad y esto queda reflejado en el Grafico 8. Al existir gran variabilidad en la calidad de las rocas, no existe un acercamiento en los puntos estando muy distantes entre los mismos.

Pero aun así, ambas correlaciones muestran similitudes en la geometría de la curva exponencial que une los puntos. Por ello, se ha realizado una correlación entre los datos de todas las formaciones analizadas (Grafico 9).

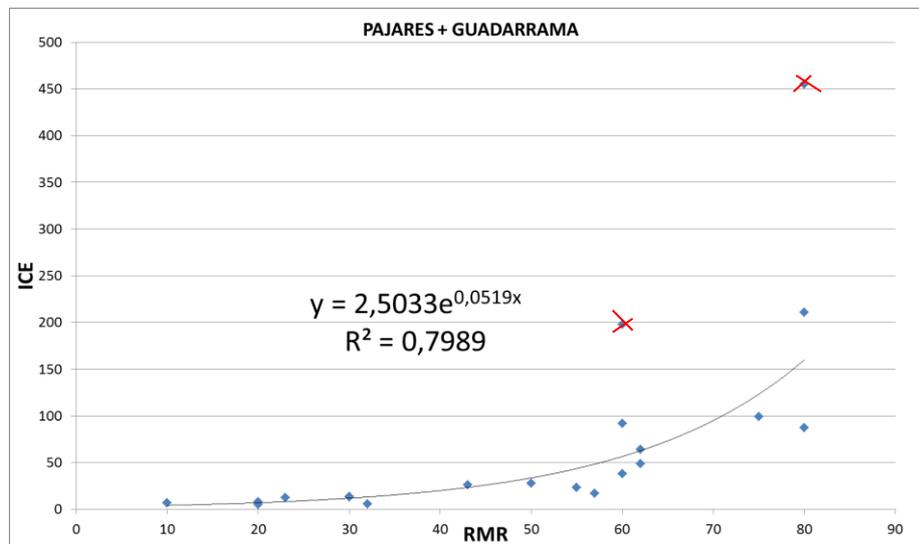


Grafico 9. Correlación entre los datos de Pajares y Guadarrama.

Una vez relacionados los datos de ambos túneles, se forma la correlación mostrada en el Grafico 9. Esta correlación no es muy alta debido a que existen grandes diferencias entre la calidad de las formaciones analizadas. No obstante existe una muy buena correlación entre todos los datos a excepción de dos valores que se alejan totalmente de la correlación general, por lo que se decide desestimarlos para analizar la correlación “real” entre las formaciones analizadas (Grafico 10).

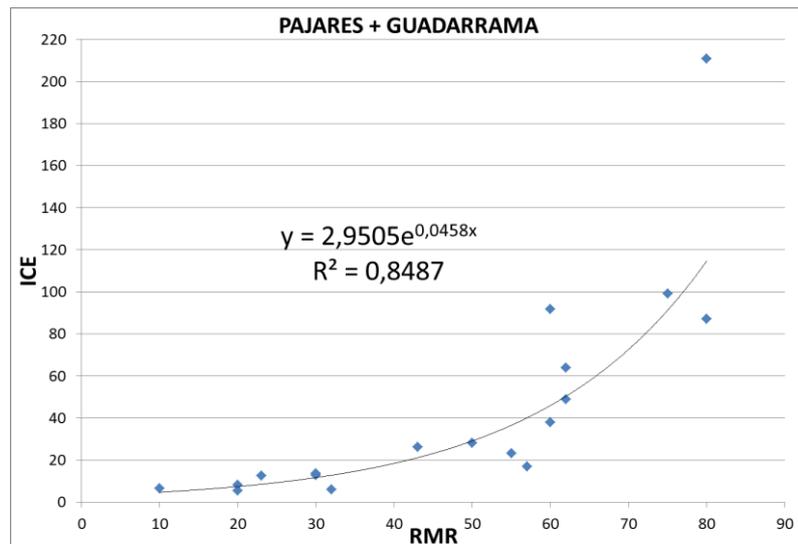


Grafico 10. Correlación entre los datos de Pajares y Guadarrama una vez desestimados los valores máximos.

Una vez desestimados los valores que quedaban totalmente fuera de la correlación se observa como tanto la estimación, como la correlación aumentan. Esto es debido a que estos valores aun siendo de diferentes formaciones y de calidad variable muestran similitudes.

Se puede observar (grafico 10) como existe una diferenciación entre los valores bajos de RMR (hasta 32), los medios y altos (a partir de 43). Hasta RMR de 32, los valores de ICE son muy bajos no superando el valor de 20. Esto nos indica que son rocas de muy baja calidad o que están muy alteradas o fracturadas, tanto por el valor de RMR como por el de ICE, siendo algunas de ellas formaciones que se encuentran a gran profundidad.

A partir de 43, las rocas presentan mejores valores, pero aun así algunos de ellos son muy bajos. Estos, corresponden a formaciones que se encuentran a mayor profundidad, lo que hace que el valor de ICE disminuya aunque la roca no esté muy alterada o fracturada.

Los RMR más altos, corresponden a rocas con gran valor de índice de plasticidad. Esto indica que su calidad geotécnica es buena y a pesar de que se encuentre a gran profundidad, la buena calidad de la roca se contrapone a la profundidad y hace que el valor de ICE logre gran puntuación.

La estimación de ICE para esta correlación se muestra en la Tabla 40, en ella se puede ver como no existe grandes diferencias entre el ICE estimado y el ICE calculado mediante la fórmula de Celada et al. (2011), siendo en la mayoría de

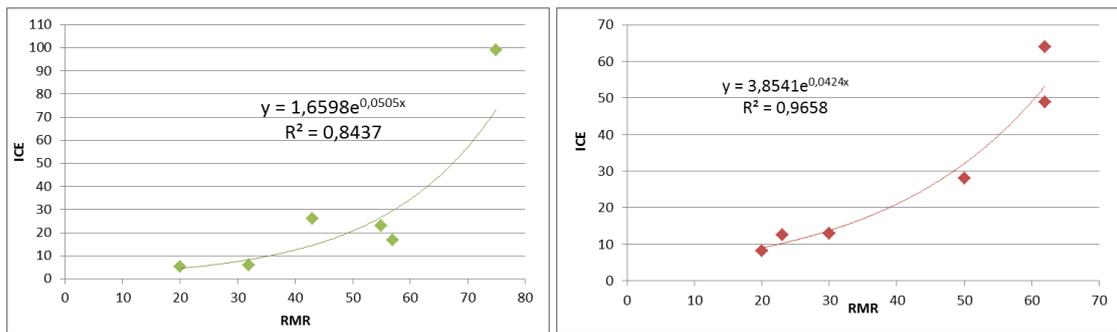


casos menor a 10. Esto es otro indicativo la buena correlación existente entre las formaciones.

TABLA 40. Estimación de ICE de las formaciones de Pajares y Guadarrama.

RMR	ICE	ESTIMACIÓN	DIFERENCIA
43	26,12	21,14	-4,98
75	99,1	91,56	-7,54
32	5,96	12,78	6,82
57	16,88	40,15	23,27
20	5,36	7,37	2,01
55	23,06	36,63	13,57
23	12,58	8,46	-4,12
62	63,91	50,48	-13,43
30	12,89	11,66	-1,23
62	48,9	50,48	1,58
20	8,08	7,37	-0,71
50	28,01	29,14	1,13
60	37,81	46,06	8,25
80	87,01	115,12	28,11
10	6,63	4,66	-1,97
30	13,71	11,66	-2,05
60	91,61	46,06	-45,55
80	210,81	115,12	-95,69

Una vez analizada la correlación existente entre ambos túneles, se ha realizado un análisis de la profundidad. Debido a que las formaciones presentes en la galería de Folledo (túnel de Pajares) se encuentran prácticamente a la misma profundidad, el análisis se ha realizado mediante el RMR de la formación respecto a su ICE. Se han realizado dos análisis, uno con las formaciones que se encuentran a una profundidad inferior a 400 metros y otro con las formaciones que se encuentran a mayor profundidad de 400 m. En ambos casos se han desestimado los valores que en el Grafico 9 quedan totalmente fuera de la correlación. La correlación existente entre las profundidades respecto a su hice se presentan en los Gráficos 11 y 12.



Graficos 11 y 12. Correlación existente entre formaciones con revestimiento inferiores a 400m (izquierda) y superiores a 400m (derecha).

Ambas relaciones de profundidades muestran gran correlación, siendo esta superior en las formaciones que se encuentran con unos revestimientos superiores a 400 m.

Pero existe una gran diferencia entre ambos graficos, el valor del indice de plasticidad es inferior en las formaciones con revestimientos superiores a 400 metros. Por tanto, queda claro que en la formula descrita por Celada et al. (2011) la profundidad es muy importante afectando en gran medida la calidad de las rocas.

En el grafico 11, donde el revestimiento es inferior a 400, se observa como varios valores de ICE no superan los 25 puntos, esto es debido a que la calidad de la roca es muy mala existiendo dichas formaciones cerca de Fallas o mostrando gran alteración.

d. DISEÑO DE SOSTENIMIENTO

Se ha realizado el diseño de sostenimiento de forma numérica, además de los métodos empíricos, mediante el programa Phase2 de Rocscience. Esto se ha realizado para conocer la estabilidad de la formación excavado y observar si su factor de seguridad es el recomendado o está por debajo de él, en dicho caso se procederá a la colocación del sostenimiento recomendado. Así se podrá definir si dicho sostenimiento es el necesario o es necesario un sostenimiento de mayor potencia.



i. CASO 1: VARIANTE DE PAJARES. GALERÍA DE FOLLEDO

En el caso de la Variante de Pajares se ha escogido una formación pizarrosa, que corresponde a la formación Formigoso que se encuentra a una profundidad de unos 394 m. Se han realizado tres fases dentro del programa, de esta manera se observa la diferencia existente entre el macizo de forma natural (sin excavación) y una vez realizada la excavación (Figura 24 y 25).

Gracias a los datos existentes del proyecto básico se han descrito las características del macizo rocoso y la profundidad a la que se encuentra. Debido a que en Pajares las formaciones están muy verticalizadas, se ha procedido a la colocación de 40m de material por cada extremo de la galería.

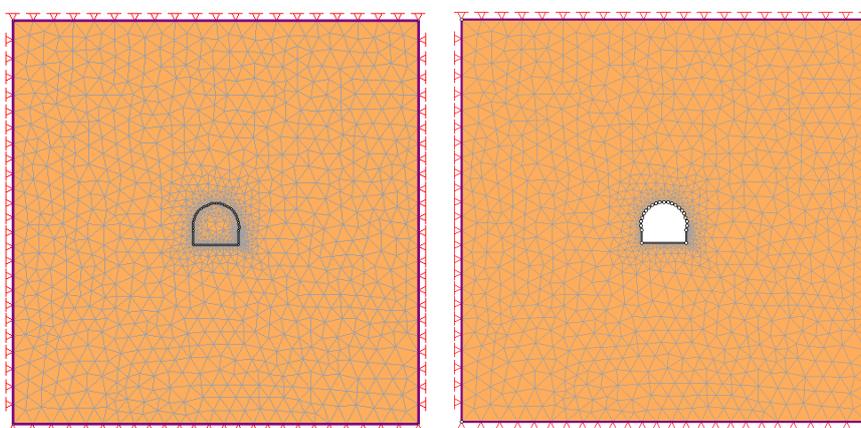


Figura 24 y 25. Galería Folledo junto con formación Formigoso, sin realizar la excavación y con la excavación realizada.

Una vez realizada la galería y la descripción del material elegido, se pone a funcionar el programa (“correr el modelo”) para comprobar la estabilidad del macizo rocoso. En el caso de la etapa sin excavación, el macizo muestra un valor muy alto de factor de seguridad, por encima de 5 (Figura 26). Una vez realizada la excavación esta estabilidad disminuye y el factor de seguridad es inferior en los extremos de la galería, sobre todo en la clave y en las esquinas inferiores de los hastiales. Siendo dicho factor mínimo alrededor de la galería de aproximadamente 1,30 (Figura 27). Para poder realizar la excavación tanto de un túnel como de una galería, el factor de seguridad se tiene que encontrar entre 1,3 y 1,5. Por tanto, la galería dentro de la formación Formigoso estaría muy al límite de los parámetros necesarios para poder ser excavada en condiciones de seguridad y necesitaría sostenimiento.

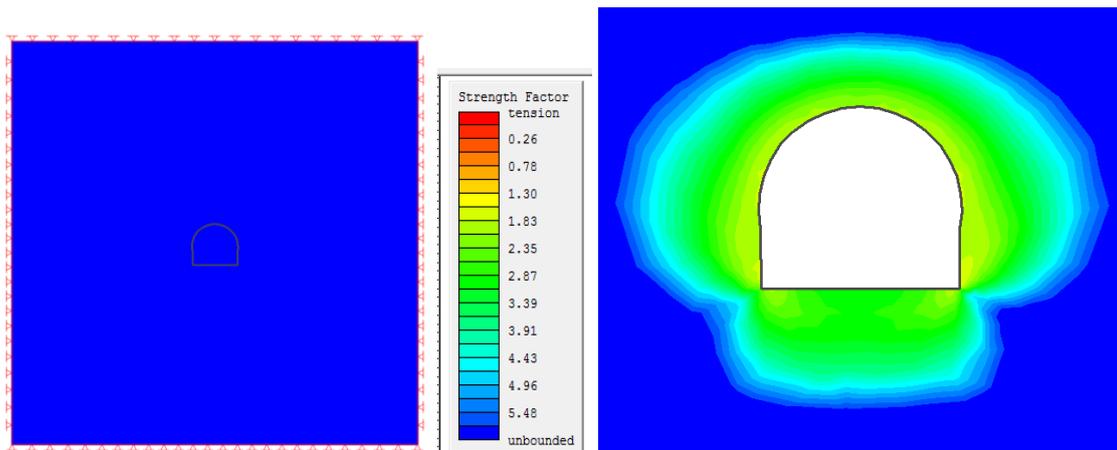


Figura 26 y 27. Galería sin excavación y con excavación, presentando el factor de seguridad.

Una vez conocida la estabilidad del macizo, se procede a la colocación del sostenimiento recomendado por Romana (2001), para este tipo de macizo rocoso. Se han instalado bulones de forma racial en la clave, con una longitud de 3m y espaciado de 1,5. Junto a ellos se ha colocado gunita, tanto en la clave como en los hastiales, siendo su espesor de 100mm y 30mm respectivamente (Tabla 7) (Figura 28).

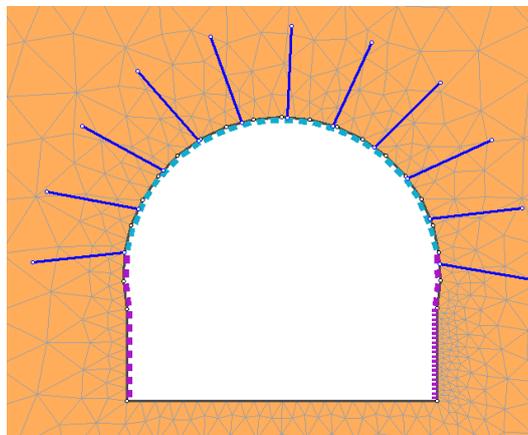


Figura 28. Galería de Folledo con el sostenimiento instalado.

Una vez colocado el sostenimiento y conociendo que el factor de seguridad del macizo, que en la clave y en las esquinas de los hastiales era inferior, aumenta su valor en la clave, indicando que el macizo se ha estabilizado gracias a los elementos de contención (Figura 29). El factor de seguridad aumenta a 1,6/1,8, valores que ya permiten afirmar que la excavación sería estable con sostenimiento. Son valores ligeramente superiores al factor mínimo de seguridad requerido, con lo que parece que la propuesta es ligeramente conservadora pero no demasiado.

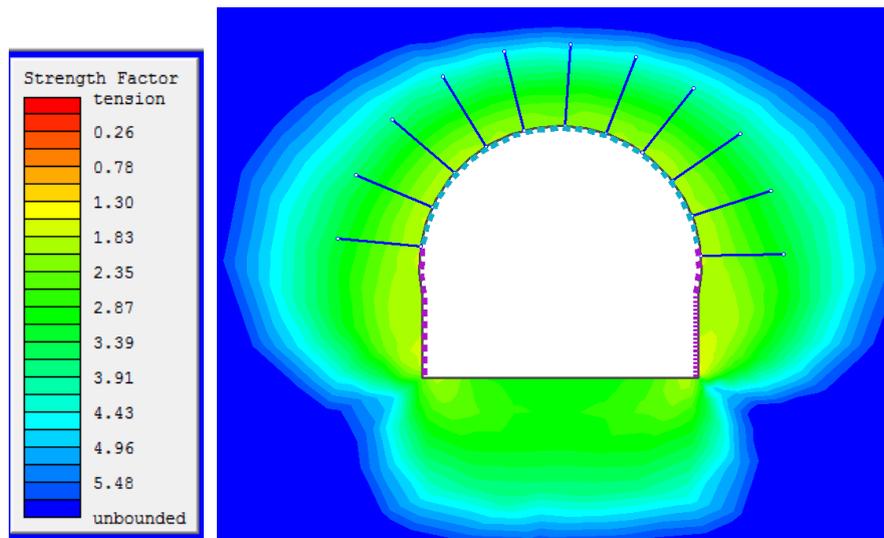


Figura 29. Factor de seguridad una vez colocado el sostenimiento.

Gracias a la realización del programa, queda claro que el macizo cumple los parámetros necesarios para su excavación, ya que su factor de seguridad en este tramo se encuentra en el entorno de 1,3, y una vez colocado el sostenimiento aumenta en clave, indicando su estabilidad.

Las recomendaciones descritas por Romana (2001), se ajustan perfectamente al tipo de macizo analizado sosteniendo correctamente la formación Formigoso. Se puede decir que el sostenimiento necesario para esta formación es el descrito por Romana (2001).

Mediante el programa Phase2, también se puede conocer el desplazamiento alrededor de la galería. En el caso de la galería Folledo el desplazamiento máximo se encuentra en la contraboveda (Figura 30). Esto nos muestra la realidad ya que, durante la obra tuvieron problemas de convergencia en la galería., teniendo que colocar una losa de hormigos en la contraboveda.

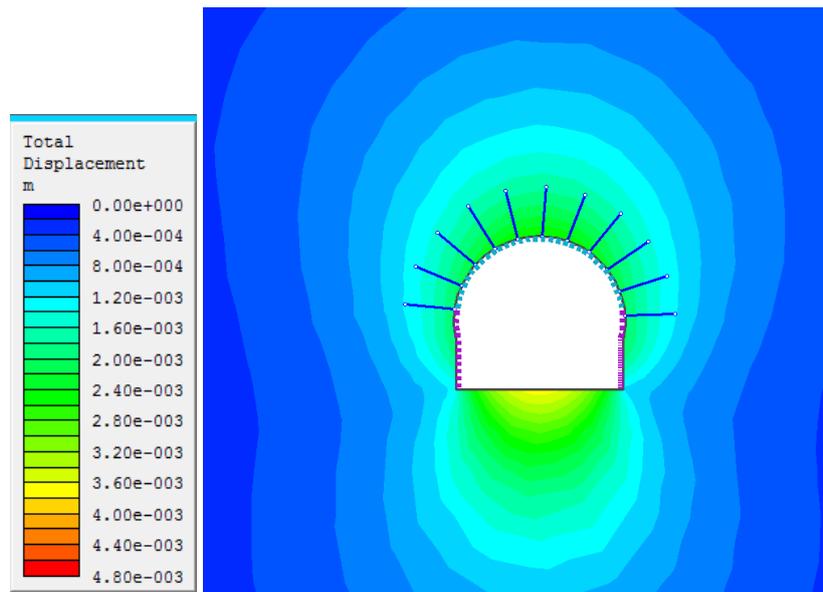


Figura 30. Desplazamiento total de la galería en la formación Formigoso.

ii. CASO 2: TUNELES DE GUADARRAMA

Se ha realizado el estudio de la Adamellita Porfídica alterada, que se encuentra cerca de la boca sur de los túneles de Guadarrama a una profundidad de 380m. Ha sido elegida dicha formación, ya que se encuentra en una zona con la presencia de muchas fallas y eso crea alteraciones en la roca y que sus cualidades geotécnicas disminuyan. En este caso, la geometría del túnel es circular, no en herradura como era anteriormente, y como en este caso las formaciones no están tan verticalizadas se ha colocado un “espesor” menor rodeando la excavación.

En la Figura 31 y 32, se puede ver la primera fase del programa, que es en la que únicamente aparece la geometría del túnel dentro de la formación, junto con la segunda fase que es una vez realizada la excavación del túnel.

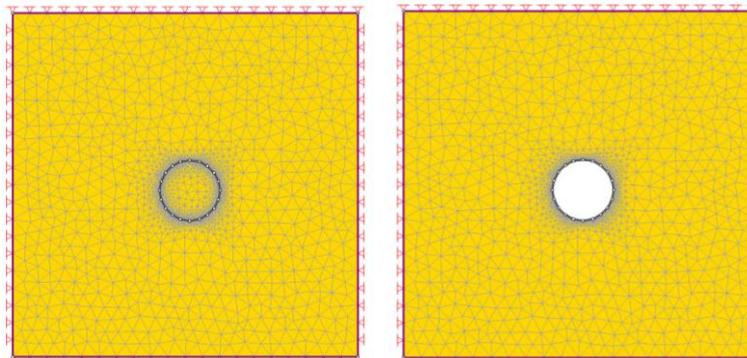


Figura 31 y 32. Primera y segunda fase realizadas en el programa.

Para conocer si el túnel es excavable dadas las características del macizo, se debe de conocer el factor de seguridad. Ambas fases muestran factores diferentes, ya que una vez realizada la excavación el macizo se desestabiliza en gran medida y el factor de seguridad disminuye alrededor del túnel (Figura 33 y 34).

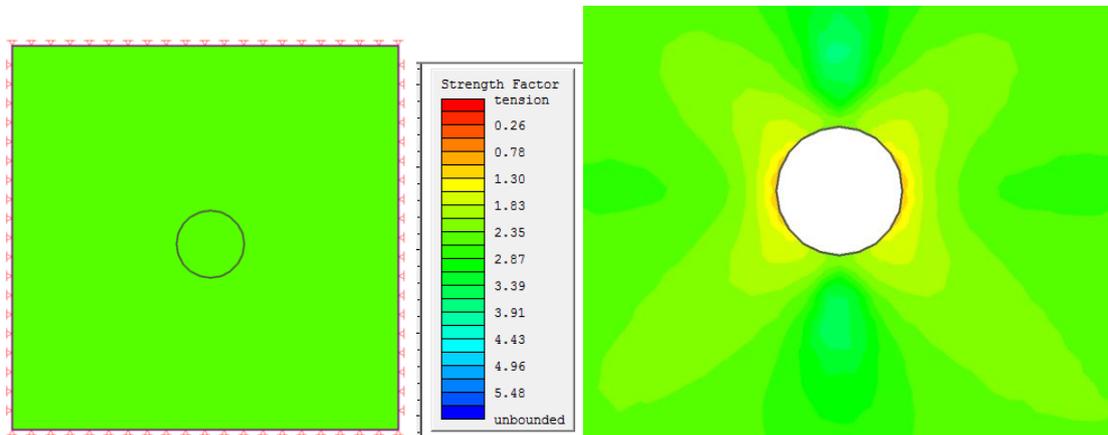


Figura 33 y 34. Factor de seguridad en las dos primeras fases.

Como la formación analizada muestra alteración, sus cualidades geotécnicas disminuyen, siendo el factor de seguridad del macizo alrededor de 3,5, lo que indica que se puede proceder a su excavación. Una vez realizada la excavación dicho factor disminuirá, como se puede ver en la figura 34, alrededor de la excavación, siendo este inferior a 1. Las zonas menos estables se encuentran en los laterales de la excavación, creando como una aureola en la que el factor de seguridad es inferior que en el resto del macizo.

Para observar si este macizo se vuelve estable, se procede a la colocación del sostenimiento descrito en la Tabla 27. Que son bulones de 4,5 m de longitud y espaciados 1m y 3 capas de gunita, con 24 cm cada una (Figura 35).

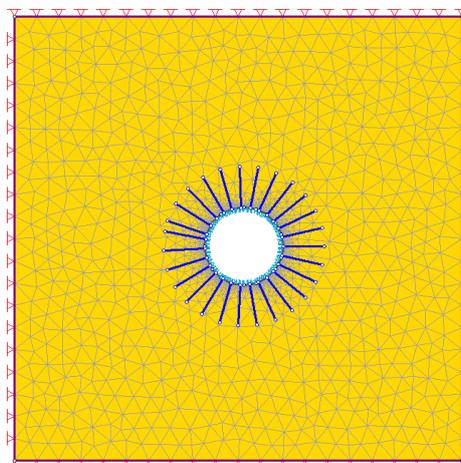


Figura 35. Sostenimiento necesario colocado en la formación.

En la Figura 36, se muestra el factor de seguridad una vez colocado el sostenimiento descrito en la Tabla 27 para esta formación. Dicho factor ha aumentado hasta lograr el mismo que obtiene la formación, alrededor de 3,5, y la aureola que existía alrededor de los laterales de la excavación ha disminuido en gran medida.

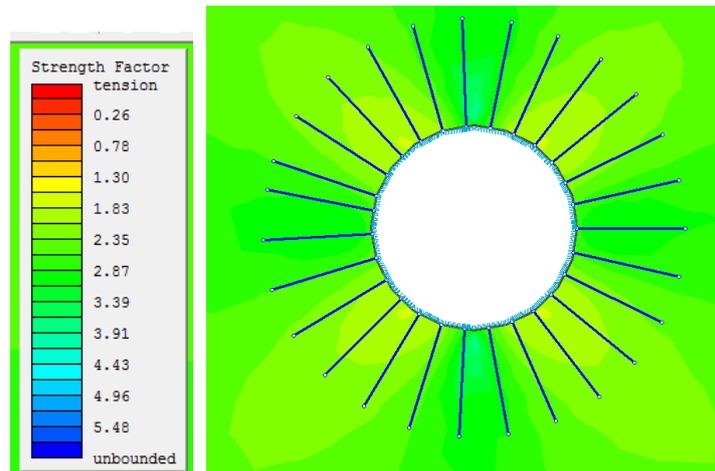


Figura 36. Factor de seguridad, una vez colocado el sostenimiento recomendado.

Queda confirmado, que el sostenimiento recomendado para la Adamellita Profidica alterada es el suficiente y se logra que la formación se estabilice una vez colocado. Más aún, parece lógico pensar que este sostenimiento está amplamente sobredimensionado y debería ajustarse más al factor de seguridad límite, de 1,5 (pues es más de dos veces superior al factor mínimo de seguridad requerido). Debería entrarse en un ciclo de rediseño-ajuste de sostenimiento. No se trata de disminuir temerariamente el sostenimiento, pero sí ajustarlo a valores más próximos al mínimo factor de seguridad requerido.

El desplazamiento total en esta parte del túnel, se da en la boveda y en la contraboveda (Figura 37), siendo este alrededor de 8cm. Por tanto, este desplazamiento se debería de controlar mediante la colocación de nuevos sistemas de sostenimiento y hacer un seguimiento para observar si disminuye o aumenta.

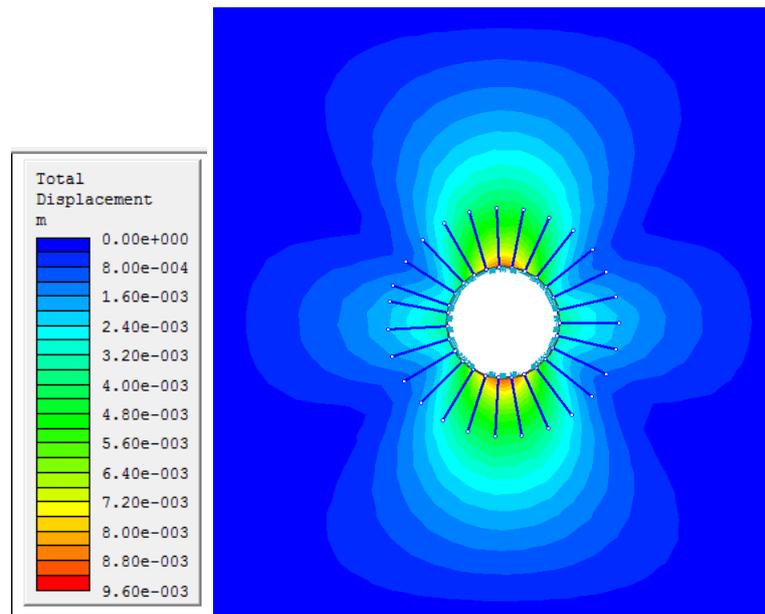


Figura 37. Desplazamiento dado alrededor de la excavación.

6. CONCLUSIONES Y LINEAS DE FUTURO

CONCLUSIONES

A tenor del trabajo realizado en el transcurso de este trabajo fin de master, se pueden sacar varias conclusiones, entre las que destacan las siguientes:

- Una conclusión importante y que ha tenido gran repercusión a la hora de realizar el trabajo, ha sido la falta de documentación existente sobre obras de tal envergadura como son la Variante de Pajares y los túneles de Guadarrama. Esta información es inexistente tanto online, como en revistas de ingeniería y libros relacionados. Por tanto, ha sido necesaria la ayuda de profesores (incluida la directora del trabajo) y de compañeros, que han proporcionado datos propios de los que disponían, para el logro de los datos necesarios para la realización del trabajo.
- Debido a la poca información publicada, los datos con los que se ha realizado el trabajo son datos iniciales de obra, es decir los datos que se dan en el proyecto básico. Estos datos normalmente varían una vez comenzada la obra, se ajustan más a la calidad del macizo y no produce tanta diferencia



entre los mismos. Por lo que, todo lo calculado a lo largo del trabajo son estimaciones derivadas del proyecto base, y pueden diferir de las soluciones finales y reales; pero se acercan sin duda en alguna medida a la realidad del macizo rocoso. Más aún, esta situación es similar a la que suele encontrarse a priori antes de realizar un túnel: escasos datos y muy dispersos; ausencia de datos previos; muchas zonas sin información y gran variabilidad y rango de datos. Todo esto hace que se puedan diseñar sostenimientos que van desde apenas elementos de sostenimiento hasta sostenimientos muy intensivos.

- Se ha realizado una revisión de los posibles diseños de sostenimiento en grandes túneles, con el fin de mostrar la variabilidad en las propuestas según el autor en que se base el diseño o la clasificación geomecánica utilizada. Se han mostrado aspectos tan importantes como las limitaciones de algunos métodos, pese a lo cual se emplean sistemáticamente en cálculos de sostenimiento en obra civil y en minería, incluso en casos en que los propios autores que los proponen descartan su aplicación.
- Relacionado con los datos existentes y analizados, se ha reconocido que existe gran diferencia entre los RMR máximos y mínimos descritos para cada formación. Esto ocurre generalmente en los valores relacionados con la Variante de Pajares. Como se puede observar en la Tabla 32, existe gran diferencia entre ambos valores llegando en algunos casos a diferencias de 40 puntos. Esto indica que las mediciones recopiladas para el proyecto básico no son muy reales y que fueron bastante conservadores a la hora de describir la calidad del macizo rocoso.

Como se ha visto en la descripción de sostenimiento necesario para cada formación, existe gran diferencia entre el descrito para los RMR mínimos y para el máximo. Siendo esta diferencia en algunos casos de gran (Tablas de 4 a 30). Esta gran diferencia en el sostenimiento a la hora de describir un presupuesto, puede generar un gran sobrecoste a la obra. Debido a que existe gran diferencia en escoger el macizo correspondiente al RMR mínimo o al máximo. En caso de elegir el correspondiente al mínimo se puede estar colocando mayor sostenimiento del necesario o en caso de elegir el correspondiente al máximo en algunas zonas, puede que se esté colocando un sostenimiento inferior al que es necesario y esto con el tiempo creara muchos problemas y habrá que solventarlos con mayor incremento de elementos de contención.



Por todo ello, para un mejor análisis de sostenimiento y un mejor acercamiento a la realizada, en grandes obras como las analizadas en el presente trabajo, se debe realizar un análisis geológico más detallado. De esta manera las diferencias entre los valores geológicos no serán tan dispares y el sostenimiento inicial descrito tendrá mayores similitudes con el que se escogerá al final.

- Se ha comparado las diferencias existentes entre las recomendaciones de los autores analizados para la descripción del tipo de sostenimiento a colocar (Tablas 36 y 39). En ellas se ha visto que los cuatro autores muestran similitudes, pero en algunos casos también grandes diferencias. Las similitudes son que todos los autores describen aproximadamente la misma calidad para el macizo rocoso, aunque esto se realice mediante diferentes métodos.

Las diferencias principalmente se basan en la cantidad y tipos de elementos de contención a colocar, la descripción del método necesario para su excavación y la longitud de pase.

Como lo recomendado por Romana (2001) es una mejora de lo descrito por Bieniawski (1989) muestran grandes similitudes. Aunque Romana (2001) describió con más detenimiento el método de excavación y la longitud de pase, y los elementos de contención son más descriptivos. Por tanto, se puede decir que Romana (2001) es más conservador que Bieniawski (1989). Entre los menos conservadores se encuentra Barton (1989), describió las recomendaciones mediante la utilización del valor de Q y el diámetro equivalente. Las recomendaciones descritas por él, se basan únicamente en el tipo de sostenimiento, pero no describe la longitud de los mismos, ni el método de excavación y tampoco la longitud de pase. Por tanto, las recomendaciones descritas por Barton (1989) únicamente pueden servir para dar un tipo de sostenimiento que se va a necesitar sin entrar en muchos detalles. Las recomendaciones descritas por Celada et al. (2011) se basan principalmente en métodos especiales de contención, estos se describen con gran detenimiento. También describió el método de avance y los sistemas convencionales de sostenimiento, y la longitud de pase indica que se observe mediante otros métodos como RMR, RME y Q . Se podría decir que Celada et al. (2011) es bastante conservador respecto a lo que se refiere a los métodos especiales de sostenimiento.



Tanto Romana (2001), como Celada et al., (2011), son conservadores y para una mejor descripción de sostenimiento se plantea realizar un análisis entre ambos, para que el macizo rocoso sea más seguro y no cree problemas en el futuro.

- Se ha realizado una aplicación a casos prácticos: dos túneles de gran longitud y varias formaciones por túnel, con el fin de analizar en detalle las propuestas de sostenimiento con métodos empíricos y numéricos.
- Tanto en la Variante de Pajares, como en los túneles de Guadarrama se ha analizado en detalle el diseño del sostenimiento según los diferentes métodos posibles.
- Se ha realizado una propuesta de correlaciones que permitan estimar índices de calidad de macizo, atendiendo a diferentes tipos de roca y a que según el tipo de roca, los índices podrían someterse a una revisión empírica. Se ha realizado la correlación existente entre las diferentes formaciones.. Como se ha podido ver a lo largo del trabajo, dichas correlaciones se han realizado para todas las formaciones analizadas, y también se han clasificado según su profundidad y por el tipo de litología.

Por tanto, estos análisis dan un amplio abanico a la hora de la realización de una nueva estimación de datos, pudiendo realizar un cálculo experimental del valor del índice de plasticidad correspondiente a la profundidad o al RMR, sin necesidad de calcular matemáticamente dicho valor mediante la fórmula descrita por Celada et al. (2011) y eliminando algún parámetro difícil de estimar como K_0 o coeficiente de anisotropía del estado tensional. Más aún, estas correlaciones muestran quizá la conveniencia de ahondar más de forma empírica en los valores del índice ICE, posiblemente tramificando sus ecuaciones en función del RMR (valores para RMR bajo, medio y alto) y no solo del estado tensional. Para ello podrían incorporarse datos y medidas empíricas obtenidas en túneles reales. Lo mismo ocurre con la profundidad, en que parece lógico establecer tramos más detallados y variar las estimaciones en función de dicha correlación.

Por ejemplo, si el túnel que se quiere construir transcurre a través de formaciones pizarrosas, mediante el cálculo realizado en el Grafico 2 se



puede realizar una estimación experimental del índice de plasticidad basándonos en el RMR disponible en cada formación a analizar. Una vez conseguido este nuevo ICE estimado se podrá describir el sostenimiento inicial que será necesario para la seguridad de esa formación, que probablemente a lo largo de la formación de la obra este sostenimiento será desestimado y se describirá uno más cercano a los nuevos datos. Pero la estimación calculada en el Grafico 2 sirve para una primera estimación experimental.

Si no se dispone en el túnel de una litología analizada en el presente trabajo, el cálculo del índice de plasticidad experimental se puede realizar mediante la profundidad a la que se encuentra el nuevo túnel o la nueva galería. Esta nueva estimación se realizara mediante la fórmula de correlación descrita en el Grafico 10 o el 11, dependiendo del revestimiento que exista, si es superior o inferior a 400 m. La estimación conseguida será más exacta que si se prefiere calcular la estimación del ICE mediante el Grafico 10. Esta correlación también nos dará una estimación sobre el índice de plasticidad, pero será de mayor exactitud tanto si se conoce la profundidad o el tipo de litología. Pero en el caso de no conocer ninguno de dichos valores, mediante el Grafico 10, se puede calcular de una manera fácil y rápida el ICE.

Por tanto, gracias a este análisis que correlaciona el RMR con el índice de plasticidad, se puede calcular un índice de plasticidad experimental sin la necesidad de disposición de datos geotécnicos o sin la necesidad de realizar la formula descrita por Celada et al. (2011). Es una simplificación a la hora de analizar el sostenimiento inicial necesario para un túnel, pero que va más allá y cuestiona a su vez que el índice ICE se estime en dos tramos de cálculo, viendo la enorme influencia del RMR y de la profundidad.

- Generalmente, como se ha podido ver a lo largo de todo el trabajo, queda claro que a mayor RMR mayor índice de plasticidad, exceptuando únicamente algunos casos puntuales. Esto es totalmente coherente, ya que cuanto mayor RMR muestre el macizo rocoso su calidad será mayor y por tanto su índice de plasticidad en el frente tendrá mayor valor y el frente mostrara mayor estabilidad, lo que indica que es un buen macizo rocoso y no está muy plastificado.



Las excepciones indicadas corresponden a que Celada et al. (2011) en la fórmula que describió para el índice de plasticidad da gran importancia a la profundidad. Primeramente es necesaria para el cálculo del parámetro K_0 y posteriormente vuelve a tener gran valor debido a que vuelve a estar presente en la fórmula principal para calcular el ICE. Esto indica que aun que una formación muestre gran calidad, que corresponde a un valor alto de RMR, si esta se encuentra bajo un revestimiento muy potente, por ejemplo 800 m, su valor de ICE será muy bajo y no corresponderá con la calidad que indica el RMR debido a que se da gran importancia a la profundidad en la fórmula del índice de plasticidad.

- En el análisis de los métodos numéricos de sostenimiento mediante el programa Phase2 de Rocscience de las dos formaciones analizadas en un túnel y el otro, ha quedado claro que es un programa muy valioso para comprobar la estabilidad del macizo y verificar si el sostenimiento sirve para estabilizar el hueco una vez colocados los sistemas de sostenimientos empíricos descritos para dichas formaciones.

En ambas formaciones se ha visto como una vez realizada la excavación el macizo se desestabiliza alrededor de la galería, originando una bajada del Factor de seguridad. Pero en ambos casos una vez colocado el sostenimiento recomendado para el tipo de formación, vemos como ese factor de seguridad aumenta, estabilizando el macizo (Figuras 29 y 36).

Por tanto, en ambos casos el sostenimiento descrito por Bieniawski, (1989) y Romana, (2001) es el correcto y necesario para las formaciones descritas, ya que estabilizan el macizo y proporcionan su seguridad. Indicando que para una descripción inicial del macizo rocoso, dicho sostenimiento se debe de tener en cuenta hasta que se tengan mayores datos de las formaciones a excavar.

- Más aún, los métodos numéricos deberían servir para corregir las propuestas empíricas y afinar o ajustar más en el diseño del sostenimiento, pues se comprueba que en ocasiones las clasificaciones dan propuestas de diseño que dan lugar a elevados factores de seguridad. En este sentido, la experiencia debería contribuir a “reajustar” esos diseños.



LÍNEAS DE FUTURO

Existen varias líneas de futuro una vez concluido lo analizado en el presente trabajo, las siguientes son alguna de ellas;

Sería interesante lograr recopilar más datos de ambos túneles, tanto de proyecto básico como datos reales medidos en obra. Con estos posibles nuevos datos se podrá realizar un análisis más exhaustivo de las formaciones y determinar la variación existente entre datos de proyecto base y datos reales. Con la existencia de nuevos datos tanto las recomendaciones de sostenimiento como las correlaciones analizadas mostrarían mayor exactitud y serían de mayor calidad, lo que facilitaría en gran medida los trabajos realizados en dicha obra en un futuro o en otra obra.

Otra línea de futuro y relacionada totalmente con la anterior, debido a que es necesario la existencia de mayor cantidad de datos, será el análisis de más formaciones que se encuentran a lo largo de ambos túneles (Variante de Pajares y Túneles de Guadarrama). El análisis de nuevas formaciones también puede ser realizado a lo largo de otro túnel de dimensiones parecidas. Mediante el análisis de mayor número de formaciones la información obtenida será de mayor calidad, por tanto las correlaciones analizadas tendrán mayor exactitud y serán de mayor garantía.

El análisis de nuevas formaciones daría opción a sustentar las correlaciones litológicas realizadas en el presente trabajo y a la creación de nuevas correlaciones de diferentes litologías no descritas en el análisis realizado. No solo se podrán realizar correlaciones en litología, también se podrá realizar respecto a la profundidad. De esta manera se dará mayor exactitud a lo descrito en el presente trabajo. Puede que se puedan realizar correlaciones de profundidad en baremos de 200 metros y no de 400 metros como se han dado aquí.

Por tanto, el logro de nuevos datos, tanto de proyecto base como de obra, es muy importante para el cálculo de nuevas correlaciones.

Por otro lado, una nueva línea de futuro podría ser el análisis de mayor número de autores que hayan propuesto recomendaciones de sostenimiento y excavación. De esta manera se podrá analizar con mayor detenimiento que autor es el más conservador y el menos conservador. Se podrá determinar si se puede completar una recomendación con otra, para que el sostenimiento sea mayor y los problemas en el futuro disminuyan.



Finalmente, sería interesante revisar el índice ICE y establecer rangos de definición que atiendan a más tramos de profundidad y /o a rangos de RMR, de manera que se afine y ajuste un buen parámetro científico con datos reales obtenidos en obra.

Por tanto existen varias líneas de futuro por las que se puede continuar y realizar de esta manera un análisis más detallado de lo analizado en el presente trabajo.



7. BIBLIOGRAFIA

Alonso, J. L y Rubio, A. (2009). La estructura de la sección del Túnel de Pajares. *Jornadas técnicas variante de Pajares*. 29-41

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

Bieniawski, Z.T.; Aguado, D.; Celada, B. and Rodríguez, A. (2011). Forecasting Tunnel Behaviour by conventional methods. *Tunnels & Tunnelling Int.*, August 2011, pp. 39-42.

Bieniawski, Z.T. (1978). Determining Rock Mass deformability. Experience from histories. *Int. Jour. Rock. Merch. Min. Sci.* N°15.

Bieniawski, Z.T. (1989). Engineering rock mass classifications. New York: Wiley.

Blasco Herguedas, O.; Peña Puentes, E.; del Olmo Ruiz, J. y Álvarez Fernández, J. R. (2009). Modelo numérico de la relación túnel-aguas subterráneas. Galería de acceso del Lote 2 (Túneles de Pajares). *Jornadas técnicas variante de Pajares*. 87-95.

Bowman, M. B. J. (1982). *The stratigraphy of the San Emiliano Formation and its relationships to other Namurian/Westphalian A sequences in the Cantabrian Mts., NW Spain*. Trabajos de Geología, Univ. De Oviedo, 12, 23-35.

Capote Villar, R. (2005). *Túneles de Guadarrama*. Granada: Entorno Grafico.

Celada Tamames, B. (2011). Capítulo 23: Dimensioning tunnel support by design methodology. *Taller sobre Diseño de Túneles de Carretera. Manual de Túneles y Obras Subterráneas*, Tomo 1, (p.815-854).

Celada, B.; Fernández, M.; Rodríguez, A. and Tardáguila, I. (2010). Definición preliminar de las secciones tipo de sostenimiento en los túneles proyectado por métodos convencionales. *Ingeopres*, no.192, May, 16-22.

Deere, D. U.; Hendron, A. J.; Jr., Patton, F. D. and Cording, E. J. Design of Surface and Near-Surface Construction in Rock, in *Failure and Breakage of Rock*, C. Fairhurst, Ed., Society of Mining Engineers of AIME, New York, 1967, pp. 237-302

Díaz Aguado, M.B. (2014). Apuntes de clase. Universidad de Oviedo.

Fajardo Gérez, F.; Méndez Lanza, L.A.; Orestes García Navarro, M.; Muñiz González, I.; Míguez Bailo, R. y Díez Cadavid, L. (2009). Mejora de procesos



constructivos e innovación tecnológica como reto hacia la sostenibilidad: Túneles de Pajares Lote 1.

Fernández Rodríguez, L. y García Sánchez, T. (2009). Seguimiento de la geología durante la perforación de los Túneles de Pajares. *Jornadas técnicas variante de Pajares*. 53-61.

González de Vallejo, L., Oteo, C. (1983). Geotechnical procedures for open pit coal mines design. *Rock Mechanics*. Wittke (Ed.) Rotterdam. Balkema, 1, pp. C11-C16

Hoek, E. and Brown E.T. (1980). *Underground Excavations in Rock*. London: Institution of Mining and Metallurgy 527 pages.

Hoek, E and Brown, E.T (1988). The Hoek-Brown Failure Criterion. Recuperado de https://www.rocscience.com/documents/pdfs/library/RL_2.pdf

Hoek, E. (2007ed). In situ and induced stresses. *Practical Rock Engineering*. Recuperado de <https://www.rocscience.com/documents/hoek/corner/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf>

Hoek, E. (2007ed). Rock Mass Clasification. *Practical Rock Engineering*. Recuperado de <https://www.rocscience.com/documents/hoek/corner/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf>

ITASCA (2016). FLAC versión 8.0. <http://www.itascacg.com/software/flac> .
Último acceso: 31-Mayo-2016.

Jauch, F. (2000). [Using borehole geophysics for geotechnical classifications of crystalline rock masses in tunneling. Dissertation: Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, 228 p.](#)

Kirsch, E.G. (1898). Die Theorie der Elastizität und die Bedürfnisse der Festigkeitslehre. *Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure*, Vol (42), 797-807

Martín Sánchez, D. (2003). El sostenimiento de túneles basado en las clasificaciones geomecánicas. Recuperado de <http://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/6215/00.pdf?sequence=1>

Moore, L. R.; Neves, R.; Wagner, R. H., y Wagner-Gentis, C. H. T. (1971). *The stratigraphy of Namurian and Westphalian rocks in the Villamanín area of northern León, NW Spain*. Trabajos de Geología, Univ. De Oviedo, nº3, pp. 307 a 363.

Muntazir Abbas, S. y Konietzky, H. (2015). *Rock Mass Classification Systems*. Recuperado de https://tu-freiberg.de/fakult3/gt/feme/e-book/10_Rock_Mass_Classification_Systems.pdf



Palmstrom, A. and Broch, E. (2006). Use and misuse of rock mass classification systems with particular reference to the Q-system. *Tunnels and Underground Space Technology*, volumen (21), pp. 575-593. Recuperado de http://www.rockmass.net/ap/78_Palmstrom&Broch_on_Use_and_misuse_of_Q.pdf

Pells, P., Bertuzzi, R., & BE, M. E. (2011). Limitations of rock mass classification systems for tunnel support designs. Pells Sullivan Meynink Pty Ltd, 65.

Rocscience (2016). RS2 Phase 2 9.0. <https://www.rocscience.com/rocscience/products/rs2>. Último acceso: 31-Mayo-2016.

Rodríguez Ortiz, J. M^a. (2009). La Geotecnia de los Túneles de Pajares. Túneles de Pajares.

Romana Ruiz, M. (2001). Recomendaciones de excavación y sostenimiento para túneles. *Revista de obras públicas*, n. 3408.

Sáenz de Santa María, J.A. (2012). *ANÁLISIS DEL ESTADO TENSIONAL EN EXCAVACIONES PROFUNDAS. TÚNELES DE PAJARES*. Trabajo fin de Master. Universidad de Oviedo.

Serafin, J.L. y Pereira, J.P. (1983). Considerations of the geomechanics classification of Bieniawski. *Proc, Symp. On Eng. Geol. And Underground Constr. L.N.E.C, Lisboa*.

Toyos, J. M.; Suárez, M. A.; Rodríguez Fernández, L. R y Serrano, L. (2009). Perfil geológico a lo largo del trazado de los Túneles de Pajares. *Jornadas técnicas variante de Pajares*. 41-53.

Vilas Minondo, L. (1971). El Paleozoico Inferior y Medio de la Cordillera Cantábrica entro los ríos Parma y Bernesga (León). *Mem. Inst. Geol. Min. España*, 80, 169 pp.

La experiencia en la explotación de un túnel ferroviario singular: Guadarrama, 2012 dirección de protección y seguridad. ADIF 2012