

Terraplenes y balasto en Alta Velocidad Ferroviaria. Tercera parte: Los túneles de Alta Velocidad. Profundidad, proyecto, RMR y NATM

Embankments and Ballast in High Speed Rail.

Third part: High-speed railway tunnels. Depth, design, RMR and NATM.

Manuel Melis Maynar. Prof. Dr. Ing. De Caminos, M.Sc, MBA
Catedrático de Geotecnia. ETS Caminos Coruña (Exced.). Catedrático de Ferrocarriles, ETS Caminos Madrid
mmelism@terra.es

Resumen: Tras lo publicado en el BOE del 24 de Julio, pag.27705, hoy parece estar confirmado que para que los trenes de Alta Velocidad circulen a su velocidad actual de diseño de 350 o 400 km/h hay que sustituir la vía en balasto por vía hormigonada, la llamada vía en placa, porque los problemas del vuelo del balasto y el golpeo de las piedras a los frenos, ejes y bajos del tren no dejan otra alternativa ya que naturalmente no puede meterse a los pasajeros en un tren en semejantes condiciones. Pero la vía en placa no puede montarse en nuestros trazados porque rompería por los grandes descensos que sufren los altísimos terraplenes y pedraplenes que estamos construyendo. Se llega así a un tipo de trazado que países con orografía similar a la nuestra utilizan desde 1982. Bajada de la rasante de los túneles, gran aumento de su longitud, largos viaductos baratos y robustos que permitan utilizar agrícolamente el terreno que cruzan y eliminación de los terraplenes de altura mayor de 5 o 10 m. En este trabajo se analiza la influencia que tiene la bajada de la rasante de un túnel sobre su proyecto y construcción.

Palabras Clave: Alta Velocidad, Balasto, Terraplen, Vía en placa, Túnel, NATM, RMR

Abstract: Following the publication on page 27,705 of the Official Gazette of 24 July, it now appears to be confirmed that in order for high-speed trains to circulate at their current design speeds of 350 or 400 kph, it is necessary to replace ballasted track by concrete track, the so-called slab track, as the problem of flying ballast and the striking of the stones on brakes, axles and the undercarriage of the train does not leave any other alternative as it would appear that passengers cannot board trains under such conditions. However, slab track cannot be laid on our type of alignments as it would break on account of the large drops implied by the extremely high earth and stone embankments that we are currently constructing. In this manner we would then obtain alignments that countries with similar terrain to Spain have been using since 1982 and, namely, the lowering of the level of tunnels, large increases in their lengths, long, cheap and robust viaducts which allow the agricultural use of the underlying land and the elimination of embankments over 5 or 10 metres. This paper analyses the influence of a lowering of tunnel levels in terms of design and construction.

Keywords: High speed, Ballast, Embankment, Slab track, Tunnel, NATM, RMR

Introducción

En las dos primeras partes de este trabajo el autor ha intentado mostrar al lector la conveniencia de alargar los túneles ferroviarios para la Alta Velocidad y de bajar sus rasantes, agrupando en uno largo los numerosos túneles cortos tan juntos que se están diseñando hoy en los Estudios Informativos, eliminando así los terraplenes intermedios y los altísimos viaductos actuales entre túnel y túnel. De esta forma puede instalarse vía en placa y los trenes podrán circular a la velocidad previs-

ta, 350 o más km/h, que la vía en balasto no permite. Ha resumido también a este efecto diversos ejemplos de trazados en otros países. En esta tercera parte el autor repasa la literatura técnica sobre los posibles efectos geotécnicos de bajar un centenar de metros o más la rasante del túnel para alargarlo. De esta y de las experiencias existentes en el mundo llega a la conclusión de que no parece haber motivo científico para afirmar que un túnel más profundo que otro sea más difícil o peligroso de construir, sino que para las profundidades de las infraestructuras del transporte ocurre probable-

mente lo contrario. El verdadero problema del túnel ferroviario, opina el autor, no es su profundidad, sino la adecuada elección de los parámetros geotécnicos del macizo rocoso en primer lugar y de su proyecto y el método constructivo utilizado en segundo lugar.

El año 1994 en los túneles ferroviarios

En 1994 ocurrieron tres hechos importantísimos en el mundo de los túneles y de las infraestructuras ferroviarias. El primero fue el hundimiento de los túneles de Heathrow en Londres, la Capilla Sixtina de la Ciencia Geotécnica, por utilizar métodos de frente abierto y el Nuevo Método Austríaco. Naturalmente, se han dado a posteriori completas explicaciones al colapso (Ref.1,2,3), que siempre hacen responsable al constructor y a la gestión inadecuada del contrato, pero que nunca responsabilizan al verdadero responsable, que es quien autorizó el peligroso método constructivo. Estas explicaciones tampoco citan nunca la falta de estudios de la estabilidad del frente –como en otros conocidos colapsos en suelos–, que en opinión de autor es la causa primera del colapso. Finch (Ref.4) da una detallada descripción de los antecedentes de ese túnel (el uso del NATM en suelos y rocas blandas en Inglaterra sólo tenía 15 años de antigüedad), de las pruebas y de los 3 túneles de ensayo que se construyeron e instrumentaron antes de autorizar el NATM en Londres. En algunos responsables de infraestructuras este colapso de Heathrow supuso un cambio radical del enfoque de la seguridad de los túneles, y de los métodos constructivos que las Administraciones deben permitir en suelos y rocas blandas.

El segundo hecho importantísimo de 1994 fue el séptimo colapso del Metro de Munich el 20 de Septiembre con 4 muertos y 27 heridos, debido al uso del Nuevo Método Austríaco en suelos y con gran sección de frente abierto, que cambió radicalmente los procesos constructivos autorizados en alguna Administración Pública del mundo, y del que no vamos a tratar aquí. Y el tercer hecho importantísimo de 1994 fue la apertura de los 150 km de túneles del Canal de la Mancha, construidos en 36 meses a velocidades del orden de los 1.000 metros/mes con 11 tuneladoras. Este enorme éxito (5) de la tecnología de construcción de túneles con tuneladoras cerradas y provistas de escudo ha cambiado también no sólo el concepto de la seguridad en la construcción de los túneles, sino la propia forma de

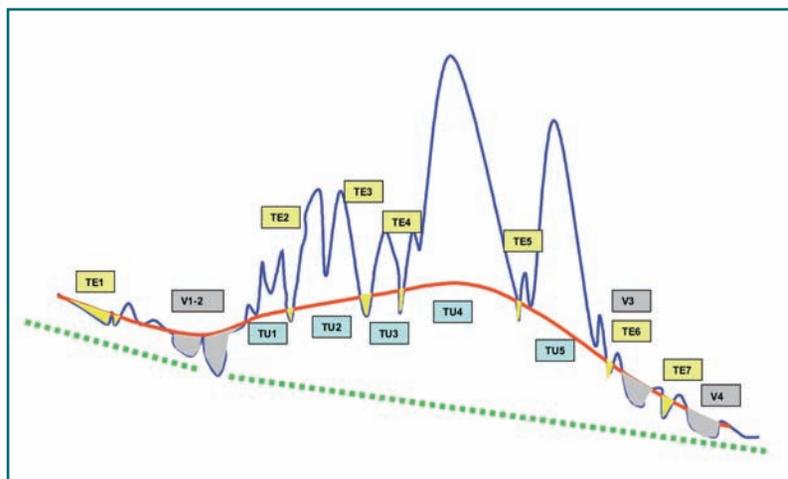


Fig.1. Esquema de un trazado de Alta Velocidad con numerosos túneles de pico y de una alternativa con túnel más largo y profundo.

enfocar los trazados ferroviarios, lo que en la Alta Velocidad española ya se ha podido comprobar 15 años después en Guadarrama. Como hemos visto en trabajos anteriores y ha confirmado el Ministerio de Fomento en Julio 2006 (Ref.6), la vía en balasto no permite circular al tren por encima de 280-290 km/h por el problema de su vuelo y el peligroso golpeo a llantas, bajos, frenos, bogies y ejes del tren. Y en consecuencia para que los trenes circulen sin peligro a los 350 km/h para que se diseñaron los nuevos tramos de Alta Velocidad española el autor cree necesario, como otros autores españoles desde hace décadas, instalar vía en placa, vía hormigonada sin balasto. Y ello a su vez exige, como hemos visto también, eliminar los terraplenes y cuñas de transición o bloques técnicos de los trazados ferroviarios, ya que sus grandes descensos impiden instalar la vía en placa, que rompería.

Ello lleva a su vez, siempre en opinión del autor, a la necesidad de bajar las rasantes que se están proponiendo en la actualidad en los Estudios Informativos para la Alta Velocidad, a alargar los túneles reduciendo su número y a eliminar los altísimos viaductos y terraplenes, o al menos limitar su altura a menos de unos 9 m, como hemos visto que ya hace Japón.

La figura 1 esquematiza la situación. El trazado de AVE en línea continua roja tiene 5 túneles cortos y muy próximos, con las boquillas a escasos metros una de otra. El lector probablemente reconocerá este tramo. Necesita además 7 terraplenes, algunos de apreciable altura y exige además cuatro viaductos. Por el contrario, el trazado alternativo en línea de puntos verde elimina todos esos problemas y permite mecanizar y abaratar los trabajos, acortando además enormemente los plazos de puesta en servicio. Algunos responsables cre-

en todavía que el metro lineal de terraplén es más barato que el túnel, y probablemente ese es un factor clave a la hora de decidir el trazado, pero ello no es así, puesto que si se diseña el terraplén de forma que sus asientos postconstructivos sean muy pequeños con los métodos que hemos visto en la 1ª parte de este trabajo y se trata adecuadamente el cimientado y el núcleo, su coste probablemente superará al del túnel largo mecanizado que el autor propone. El viaducto, con una entreeva generosa que permita la circulación de los futuros trenes anchos (hasta 3,5 m o más de ancho de caja) es tan caro o más que el túnel, y si se pretende reducir su coste el lector recordará sin duda lo que frecuentemente ocurre. Un sencillo experimento con un ventilador muestra que a partir de los 180 km/h de velocidad del aire las piedras del balasto comienzan a rodar unas sobre otras y sobre la base y a volar las de 50-60 gramos, y a los 210 km/h vuelan la totalidad de ellas, incluida alguna de 395 grs de peso. Naturalmente el problema en vía es mucho más complejo, mayor cuanto más largo es el tren por las entradas y salidas del aire entre bajos y bogies, y los ensayos siguientes lo intentarán simular soplando contra los bajos y el bogie, pero teniendo en cuenta la enorme complejidad del problema y la enorme dificultad de la formulación matemática del fenómeno aerodinámico, esta prueba elemental al menos muestra al lector Ingeniero de Caminos que el balasto vuela efectivamente, y con una enorme velocidad, incluso a velocidades muy bajas del viento comparadas con los 350 km/h del tren. Los remolinos de eje horizontal formados tras bogies y ruedas levantan las piedras, el viento generado las empuja, y la enorme velocidad de avance de ejes, discos de freno y llantas hacen que se generen golpes violentos y de un gran peligro para el tren y sus pasajeros.

Además la vía en balasto exige un constante mantenimiento de la alineación en planta y alzado de la vía, con un constante levante por añadido de más espesor de balasto, y en unos 14 o 15 años el balasto queda inútil y hay que renovarlo, como hemos visto en la 2ª parte de este trabajo que ya ha ocurrido en el París-Lyon en Francia y en el Tokio-Osaka en Japón, y con mucho menor tráfico está ya próximo a ocurrir también en el Madrid-Sevilla. El túnel largo y profundo elimina de raíz esos problemas, y si tiene un diámetro suficiente (unos 11,5 m interiores libres) permitirá circular a los trenes –si tienen también potencia suficiente para vencer el rozamiento del aire, unos 10 MW –en su interior a velocidades de 350 km/h o superiores. El lector sabe que



Fig.2. Prueba elemental del vuelo del balasto.

el problema de la fricción aerodinámica y del diámetro necesario en el túnel se niega por algunos responsables, que han sugerido para los túneles de una vía el pequeño diámetro interior libre de 8,5 m, pero el lector puede ver en la (Ref.7) que para que el tren circule en el túnel a 300 km/h el diámetro interior necesario es del orden de 11,5 m. La solución dada en España ha sido prohibir la compra de AVE de 2 pisos como los de París-Lyon o Tokio-Niigata, pese a que pueden transportar un 50% más de pasajeros con sólo un 30% de aumento de coste, pero el autor cree que los nuevos explotadores que entrarán con la liberalización pondrá sobre el tapete este grave problema, ya de difícil corrección.

Antes de analizar algunos trazados de la Alta Velocidad española y ver algunas alternativas conviene por tanto analizar los efectos de bajar la rasante de los túneles ferroviarios, lo que se hace aquí desde tres puntos de vista: en primer lugar analizando la influencia del estado tensional de los macizos rocosos en función de la profundidad, en segundo lugar analizando los métodos de proyecto y construcción y en tercer lugar analizando la velocidad de avance que puede obtenerse con las máquinas tuneladoras TBM, EPB o slurry de sección completa, que veremos debe ser de 1.000 metros al mes.

Los problemas del proyecto y construcción del túnel ferroviario

Los tres problemas mayores en lo que respecta al proyecto y la construcción de túneles y excavaciones subterráneas son el conocimiento del estado tensional in situ del terreno o macizo rocoso, las propiedades me-

cánicas del macizo y en el caso de rocas las juntas o discontinuidades y sus características. Llamaba la atención hace pocos años el Prof. Hoek sobre el hecho de que mientras se están realizando cuantiosas inversiones en software mejor y más potente y rápido (los extraordinarios trabajos del Dr. P. Cundall con el desarrollo del FLAC, UDEC y PFC son una muestra) y en mejores métodos de ensayos, toma de muestras y medidas de tensiones, no se avanza lo suficiente en la comprensión de la interacción de los distintos componentes del macizo rocoso ni en su estado tensional, que en definitiva es lo que se utiliza como input para todos los análisis del proyecto. Según describe Grov (Ref.8), la Sociedad de Mecánica de Rocas noruega puso en marcha en 1999 un proyecto para mejorar los análisis numéricos de las excavaciones subterráneas, lo que se hizo entre otros motivos como respuesta a esta llamada.

1. Tensiones in situ del macizo, recubrimiento y presiones sobre el túnel

En los párrafos siguientes se repasa la literatura técnica y se resume el estado actual del problema de las cargas vertical y horizontal sobre el revestimiento del túnel, y la reducción de la vertical geostática por el llamado efecto de silo o efecto arco.

Las cargas que actúan sobre el revestimiento del túnel dependen fundamentalmente de las tensiones "in situ" y de la variación que en ellas ha introducido la excavación. De hecho Wittke indica (Ref.9) que en Alemania las cargas sobre el revestimiento se toman iguales a las tensiones in situ cuando se conocen, porque la redistribución sólo puede hacerse por medio de dudosas expresiones empíricas, y de aquí la importancia del conocimiento de las tensiones in situ, que en distintos países se trata de distintas formas. En Inglaterra por ejemplo indica Taylor (Ref.10) que el estado tensional in situ es un factor clave, y da gran importancia también a la tensión horizontal, indicando que entre las hipótesis de carga que suelen considerarse figura la debida al recubrimiento total, pero que lo más difícil es estimar la reducción de ese recubrimiento. El Ingeniero de Caminos sabe que la tensión vertical que actúa sobre la clave de un túnel se debe al peso del terreno situado encima, pero existen dos escuelas de pensamiento sobre si debe considerarse toda la altura o debe reducirse por el efecto de silo o de reparto de tensiones. En su texto "Theoretical tunnel mechanics" indica Yosiji Mat-

sumoto (Ref.11) que ambas escuelas de pensamiento pueden ser correctas: la primera, la que conocemos como de Terzaghi (Ref.12) tiene 60 años de antigüedad e indica que se produce siempre un efecto de silo que reduce la tensión vertical geostática a unos valores que corresponden a una altura de terreno muy pequeña, que depende del ancho B y altura Ht del túnel, y que para suelos granulares supone ser tan baja como $0.31(B+Ht)$, es decir que para un túnel 10 m de diámetro sin agua equivaldría a unos 6 m de altura de tierras. En rocas muy rotas la altura a considerar según Terzaghi llegaría a $1.1(B+Ht)$, unos 22 m, en rocas malas a gran profundidad hasta $4.5(B+Ht)$, unos 45 m, y en rocas expansivas hasta 250 pies, unos 76 m independientemente de la profundidad del túnel (citada Ref, pag. 66, tabla 2 y pag.87, Tabla 3). Pero tenga en cuenta el lector que pese a ello, el Prof. Terzaghi en otros trabajos de la misma época (Ref.13) da como estado tensional in situ el debido a la pura tensión vertical geostática, con énfasis en la importancia del coeficiente de empuje lateral K_0 y sin considerar ninguna reducción por relajación o efecto silo. La segunda escuela de pensamiento, o escuela japonesa, supone que sobre el túnel actúa realmente el peso de todo el terreno que tiene encima, es decir, que la tensión vertical que actúa sobre el revestimiento del túnel, sea cual sea su profundidad, es la geostática. La explicación que da Matsumoto es que los macizos rocosos japoneses, sometidos a enormes esfuerzos tectónicos por los movimientos de las placas de la corteza terrestre en esa zona, son muy diferentes a los macizos rocosos continentales estudiados por Terzaghi, que en Europa y América dice que corresponden a montañas relativamente sanas donde puede tener lugar el fenómeno de arco que reduce la tensión vertical. Pero los datos son diversos y contradictorios: otro autor japonés, Mashimo (Ref.14) describe posteriormente cómo en algún túnel de Japón en suelos han medido tensiones sobre el revestimiento muy inferiores a las geostáticas, y en algún caso sólo las debidas a la carga de agua, como si el terreno no empujara prácticamente nada, mientras que por el contrario Inokuma (Ref.15) describe también en Japón medidas de hasta el 80% de la carga total de tierras en otros túneles, y Kawata (Ref.16) describe como en el túnel de Ueno en el Tohoku Shinkansen las medidas hasta 10 años después de la construcción mostraron que la tensión vertical que actúa sobre el revestimiento es del orden del 45% de la geostática, que se había tomado completa para el diseño. Según los autores en estos túneles las cargas

sobre el revestimiento se habían calculado según la expresión de Terzaghi, que para 10 m de profundidad da unas reducciones de hasta un 35% sobre la tensión vertical geostática de forma prácticamente independiente de la cohesión y que para 50 m reduce la tensión vertical hasta un 23% de la geostática.

$$\sigma_v = \frac{B_1 \left(\gamma - \frac{C}{B_1} \right)}{K_0 t g \varphi} \left[1 - e^{\left(-\frac{K_0 t g \varphi H}{B_1} \right)} \right]$$

Siendo

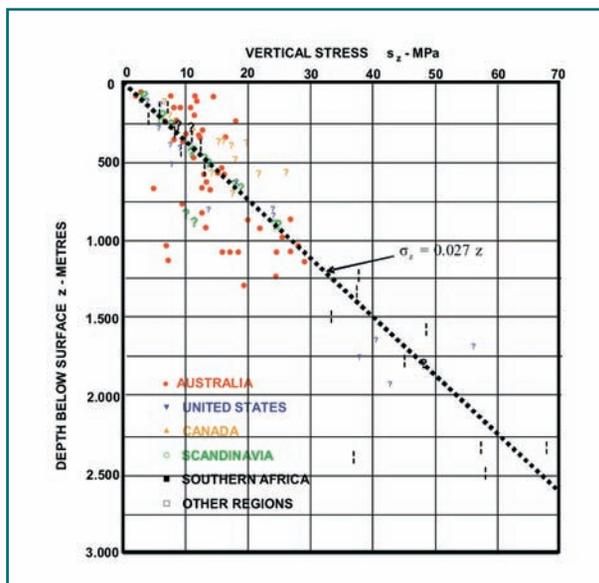
$$B_1 = R \cot \left[\frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

Los trabajos experimentales sobre el efecto silo o de arco de descarga comenzaron probablemente con Janssen en 1895, citado por Ladany (Ref.17) en 1968. Los experimentos de este último autor daban una expresión parecida y ya mostraron de forma muy clara este efecto arco o efecto silo, y otra confirmación posterior fueron los trabajos de Murayama en 1970 con similares experimentos (Ref.18). En 1974 en su Tesis Doctoral el Prof. Rodríguez Ortiz comprueba numéricamente la existencia del efecto silo (Ref.19) y describe los trabajos de autores anteriores para la medida de tensiones en capas inferiores de medios granulares, que muestran la existencia de zonas casi sin tensión (p.e. De Jong, 1969). Otras recientes confirmaciones del efecto arco que tan certeramente planteó el Prof. Terzaghi hace 60 años son las dadas por Iffimie (Ref.20) sobre medidas efectuadas en túneles en Belgrado y la presentada por Lee (Ref.21) en sus ensayos en centrífuga y numéricos en la Universidad Central de Taiwan en 2006. Mair (Ref.22) describe cómo en diversos túneles en suelos y rocas blandas de Londres las cargas medidas sobre el revestimiento crecen desde un 30% de la carga vertical total tras la construcción hasta un 60% de ella a los 20 años, cuando parece haberse estabilizado. Llama la atención el Prof. Mair sobre el importante hecho, ya citado por el Prof. Peck en su trabajo de 1969 (Ref.23), de que los esfuerzos sobre el revestimiento no corresponden al estado tensional "in situ" como si el revestimiento hubiera sido instalado instantáneamente sin afectar el estado tensional (wished into place), sino que la propia construcción del túnel ya crea una relajación de tensiones que baja la carga vertical. Un tra-

bajo muy curioso a estos efectos, y cuya lectura se recomienda, es el de Bulychev y Fotieva de 1999 (Ref.24), en el que reclaman haber desarrollado una nueva y completa teoría llamada "Underground structures design", que dicen resuelve completamente todos los problemas de interacción túnel-terreno, y llevar más de 20 años siendo comprobada en numerosas infraestructuras tales como los túneles del FFCC Baikal-Amur, el Metro de San Petersburg y muchos otros.

Como decimos, el lector sabe y el sentido común indica, las tensiones sobre las paredes del túnel o su revestimiento tienden efectivamente a ser mayores cuanto mayor es su profundidad y de hecho tradicionalmente -salvo las reducciones de Terzaghi- en el estudio y proyecto de los túneles las tensiones verticales se han considerado siempre proporcionales a la profundidad. En general en los estudios teóricos tanto de las presiones sobre el revestimiento de un túnel (Ref.25) como para estimar el factor de competencia del macizo rocoso (Ref.26), la presión vertical suele tomarse como la geostática, y a profundidades grandes, sea cual sea el significado de esta palabra, el estado tensional se admite cercano al hidrostático, es decir, el coeficiente de empuje al reposo K_0 suele considerarse igual a 1. En lo que respecta a las tensiones in situ horizontales Kastner, en su texto de 1962 (Ref.27), analiza algunos casos de tensiones in situ donde la vertical puede ser menor que la correspondiente al caso hidrostático por fenómenos tectónicos, y donde el K_0 puede ser mayor que la unidad. Edmunds (Ref.28) recuerda en 1963 los trabajos y la teoría del geólogo suizo Heim en 1878, que ya durante los grandes túneles alpinos como el Simplón postuló que a grandes profundidades la roca podría comportarse como un material plástico, incluso como un líquido, con distribución hidrostática de tensiones (120 años después, los trabajos de Shimada (Ref.29) parecen confirmar esta conjetura). En los años 60, la época de la guerra fría y de los refugios nucleares, tuvo lugar la Conferencia Internacional sobre "Tensiones en la corteza terrestre" en USA, donde Judd (Ref.30) se refiere a la teoría hidrostática de Heim indicando que al irse desarrollando las técnicas de medida de tensiones in situ va desapareciendo la coincidencia de las tensiones horizontales con las hidrostáticas de Heim, aunque valida las verticales. Széchy en su texto (Ref.31) de 1966 resume las teorías de empuje vertical y lateral a la fecha, y en su tabla 3/I da valores de hasta 150 t/m² para recubrimientos muy grandes, con presiones laterales de hasta 15 t/m² y presiones en contrabóveda de 30 t/m².

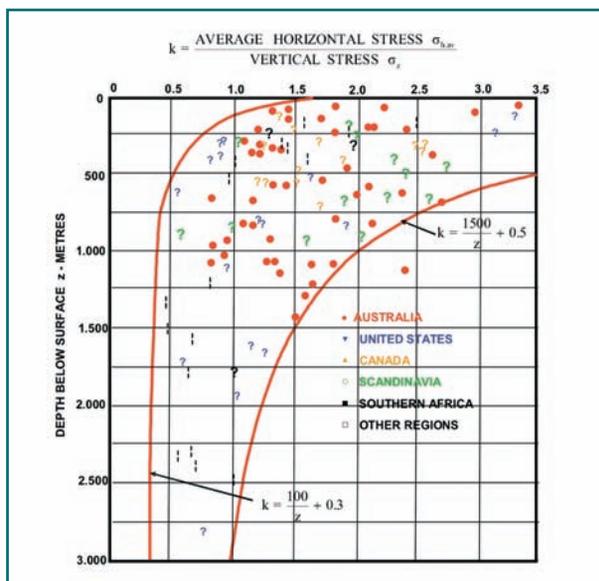
Fig. 3. Tensiones verticales in situ (Hoek, 1980, fig. 40, redibujada). Observe el lector la enorme dispersión a profundidades de 1.000 m e inferiores.



Wagner (Ref.32) propone como cargas sobre el sostenimiento del túnel las de Terzaghi y Kommerell (Ref.33) para pequeñas profundidades e indica también que a profundidades grandes en relación con el diámetro del túnel el estado tensional in situ es muy cercano al hidrostático. Rodríguez Ortiz y Serrano indican (Ref.34) que en algunas zonas de España afectadas por los contactos entre placas tectónicas han llegado a medirse valores de K_0 de 3 a 6, tensiones in situ horizontales hasta 6 veces mayores que las verticales. Sin embargo advierten también al ingeniero de que en caso de que las condiciones geostáticas sean predominantes deberá calcularse o medirse el K_0 , cuyos valores

normales varían entre 0.25 y 0.8. Refiriéndose probablemente a España indican que si el túnel se encuentra en una zona marginal es posible que existan tensiones residuales horizontales que podrían predominar sobre las geostáticas, y recomiendan en cualquier caso la medida cuidadosa de las tensiones in situ - problema que se ha demostrado en la práctica como extraordinariamente difícil pero cuya enorme importancia y necesidad vemos hoy 25 años después con claridad. Jumikis (Ref.35) da valores de K_0 comprendidos entre 0.1 (dolomía) y 1.1 (pizarras) para distintos tipos de rocas, aunque no indica la profundidad. En 1978 Lindner y Halpern publicaron una relación de 120 medidas de tensiones in situ en Norteamérica (Ref.36), y el mismo año McGarr y Gay publicaron (Ref.37), trabajando en el estudio de los terremotos, una relación de 68 medidas de valores de tensiones de la que en conclusión parecen aceptar como válida la regla de Heim y llegan a una relación lineal entre la tensión vertical y la profundidad cuya recta de regresión corresponde a un peso específico de 2.65 t/m³ (fig.3 de la referencia), dando también los gráficos de las tensiones horizontales medidas en Sudáfrica, Canadá y USA (figs. 5, 6 y 7 id), y llamando la atención sobre el alto K_0 en los estratos superiores con relación al estado elástico confinado o edométrico, lo que explican naturalmente por la erosión de las antiguas capas superiores. El mismo año Hoek y Brown publicaron (Ref.38) la lista de 120 medidas de tensiones in situ en todo el mundo (49 en Australia, 30 en USA y Canadá, 17 en Sudáfrica, 16 en Escandinavia, 1 en Malasia e India, otra en Inglaterra y Francia y 4 en Islandia, y de estas 120 medidas en 25 las tensiones verticales se calcularon en función de la profundidad). Dos años después estos mismos autores publicaron su hoy clásico texto (Ref.39) en el que presentan de nuevo esos datos y los gráficos de tensiones verticales y horizontales. Concluyen que las tensiones verticales varían con la profundidad con la recta de regresión $\sigma_z = 0.027 z$ donde la tensión vertical σ_z viene medida en Mpa y la z en metros. Como ve el lector, corresponde a la tensión geostática para un peso específico de la roca de 27 kN/m³.

Fig. 4. Coeficiente K_0 de empuje lateral de tensiones in situ (figura 41 de Hoek, 1980, redibujada). Obsérvese también la enorme dispersión.



La tensión horizontal obtenida en las medidas correspondientes es la dada en su figura 41, que reproducimos en la figura 4.

Se observa que efectivamente a partir de unos 1.000 m de profundidad el estado de tensiones tiende a ser hidrostático, con K_0 cercano a 1 pero también

con una gran dispersión. Dos años después de la segunda publicación de Hoek, McCutchen (Ref.40) explicó esas dos curvas límites por medio de un modelo elástico de la tierra, trabajando en coordenadas esféricas con las ecuaciones de Lamé, y con el resultado de que una y otra curva corresponderían a espesores de la corteza terrestre de 33.7 km y 138.9 km respectivamente (el valor aceptado hoy es de 35 km). En 1987 Gough (Ref.41) publicó lo que puede considerarse una confirmación de la validez tanto de la regla de Heim como del trabajo anterior de McGarr y Gay y en 1988 Hudson (Ref.42,43) publicó su trabajo sobre las tensiones in situ en Gran Bretaña donde muestra resultados que se separan de la tensión geostática por problemas tectónicos locales, pero quien esto escribe no conoce medidas similares en los numerosos proyectos de infraestructuras españoles. En los trabajos previos al túnel de Somport, que hubiera sido una oportunidad excelente por estar además disponible a efectos comparativos el túnel viejo de FFCC, los autores López Guarga e Hinojosa (Ref.44) no citan ninguna medida de tensiones ni de módulos in situ. Tampoco se han hecho, o al menos el autor no las conoce, en los grandes proyectos de los grandes túneles ferroviarios de Guadarrama (Ref.45), Paracuellos, Purroy, las Hechiceras y el resto del AVE Madrid-Zaragoza (Ref.46), Pajares ni Abdalajís (Ref.47), pero sí que se hicieron en otros proyectos subterráneos de otros países como la gran Caverna Olímpica de Oslo (Ref.48) o varios otros en otras partes del mundo (Ref.49). En 1994 Sheorey publicó (Ref.50), una ampliación del trabajo de McCutchen con un modelo más completo que tenía en cuenta el gradiente térmico de los materiales en la corteza terrestre (que ya había sugerido McCutchen), la variación no lineal del coeficiente de dilatación térmica con la profundidad, la variación del peso específico y las constantes elásticas con la profundidad y la curvatura terrestre - y puede observar el lector que en sus análisis toma la tensión vertical siempre como proporcional a la profundidad. Sheorey intentó así explicar la inconsistencia de los valores extremos dados por McCutchen contra el valor conocido y aceptado de 35 km del espesor de la corteza terrestre. Hasta hoy se han publicado numerosos datos adicionales para el K_0 , muchos de los cuales, indica Sheorey, salen fuera de las dos curvas límites de Hoek. En 1990 Wittke (Ref.51) sigue tomando en su texto los valores de Hoek para las tensiones in situ, y presenta diversas formas de estudiar el hinchamiento y la plasti-

ficación del macizo rocoso en el contorno del túnel por métodos numéricos. En 1995 Pan (Ref.52) hace observar dos hechos importantes para el ingeniero de túneles: (1) la abundancia de datos de tensiones horizontales altas con respecto a la tensión vertical creada por el recubrimiento, y (2) que en muchos casos la tensión vertical no es una tensión principal, explicando ambas cosas por la influencia de la topografía de la zona y por la anisotropía del macizo rocoso. Pan predice con su modelo analítico tensiones horizontales pequeñas, incluso tracciones, bajo los valles de las zonas montañosas, y recomienda que si el túnel o la caverna debe situarse en esas zonas, se profundice el trazado suficientemente. En 1995 Hoek (Ref.53) vuelve a presentar los valores anteriores, incluyendo algunos resultados del importante proyecto World Stress Map que se completó en Julio de 1992, pero indica que de los 4.400 valores fiables de las tensiones in situ y su orientación solamente menos de un 5% fueron obtenidos por medidas in situ, y avisa además de que los datos obtenidos en puntos cercanos a la superficie revelan cambios importantes en magnitudes y valores con la profundidad en los primeros centenares de metros. Incluye también, y lo repite en 2000 (Ref.54) los distintos valores de K_0 según el módulo del macizo rocoso calculados por Sheorey en 1994. La base de datos del World stress Map está disponible en Internet en la dirección www.world-stress-map.org, y una descripción actual puede verse allí o en otros trabajos (Ref.55). En cualquier caso, autores como Parker (Ref.56) hacen notar la minúscula cantidad de datos de que dispone un ingeniero para el proyecto y la construcción de un túnel, poniendo como ejemplo que si se tuviera un sondeo cada 100 m de túnel y de ese sondeo se realizara un muestreo continuo, el material recuperado para análisis sería tan sólo del orden del 0.005% del volumen del terreno a excavar. De aquí insisten en la importancia de las investigaciones geológicas y geotécnicas continuas durante todo el proyecto y la construcción del túnel. Los mismos valores de Hoek son presentados por Oteo (Ref.57) que cita la estimación de la presión vertical P_T sobre el sostenimiento por medio de la expresión $P_T = \eta^* \cdot \gamma \cdot B$, donde B es el ancho del túnel, y el factor η^* varía en condiciones normales dependiendo del tiempo entre la excavación de la primera fase y su gunitado entre 0.1 (65 días) y 0.5 (unos 5 días). Indica también Oteo otros métodos empíricos de estimar la presión vertical sobre el revestimiento como el de Cording, Hendron y Deere, de 1972, con

la misma expresión $P_T = \eta \gamma B$, y donde las presiones son inferiores a los 2 kp/cm² para sostenimientos con bulones y anclajes (ver fig.40 de la citada referencia). Rodriguez Ortiz resume (Ref.58) los métodos de estimación de las presiones sobre el revestimiento citando las aplicadas hasta los años 1970 de Protodyakonov, cuya carga vertical es $p = \gamma \eta$, pero siendo h no el recubrimiento real del túnel sino una altura mucho más pequeña $h = B / f$, y cita Rodriguez Ortiz que el problema del proyectista reside precisamente en la determinación de f , para lo que resume los valores dados por Schezy, desde $f = 0.3$ para rocas de resistencia muy baja como limos o fangos hasta $f = 20$ para rocas excepcionalmente buenas. Las cargas verticales sobre clave en suelos y rocas blandas se pueden estimar también por el método presentado por Kim e Eisenstein (Ref.59), y vienen dadas en esta hipótesis por la expresión $P = n \gamma D$ donde D es el diámetro del túnel. El citado autor indica que el factor de reducción n medido en túneles reales puede variar entre 1 o algo menos y hasta 12, y da diversos métodos y tablas para estimarlo. Dicho autor compara diversos métodos de estimación con las medidas reales de tensiones en 13 túneles de Edmonton, Canada y llega a la (¿peligrosa?) conclusión de que algunos métodos sobreestiman mucho las cargas sobre el túnel. Comenta además que la propuesta de Muir Wood de reducir al 50% la carga geostática no está muy justificada aunque funcionó bien en los suelos de sedimentos glaciares y arenas de Edmonton, y que puede no ser adecuada en otros suelos. Algunos manuales de túneles como Bickel en 1995 (Ref.60), Tamez en 1997 para suelos (Ref.61) o Franciss para rocas blandas (Ref.62) recomiendan o simplemente toman como carga vertical sobre el revestimiento la geostática completa, mientras que otros como Tatiya ni siquiera mencionan la importancia del problema de las cargas sobre el revestimiento (Ref.63). En 2003 la AFTES (Asociación Francesa de Trabajos Subterráneos) publicó sus recomendaciones para la caracterización de los macizos rocosos (Ref.64) e indica en ellos que la tensión vertical in situ debe tomarse como la debida al recubrimiento, y que las horizontales pueden tener un K_0 variable entre 0.5 y 2, pero que los valores reales pueden ser muy diferentes. En 2005 Schuck (Ref.65) considera también que en túneles en roca la presión vertical sobre el revestimiento es la correspondiente a la profundidad real del túnel, pero el mismo año las recomendaciones DAUB alemanas para el diseño de tunelado-

ras aplican las reducciones de Terzaghi en suelos (Ref.66) y en el caso de roca las remiten al estudio geológico, salvo algún caso de roca con diaclasas horizontales donde reduce la carga vertical a la correspondiente al peso de solo un radio de altura sobre el túnel. Otros autores como Brady (Ref.67), Franciss (Ref.62), Cristecu (Ref.68) o Singh (Ref.69) recomiendan tomar como tensión vertical in situ "aproximadamente" γz , tomando como peso específico 2.7 t/m³. Otros como Goodman (Ref.70) en su clásico texto recuerdan que aunque esa es la hipótesis más corriente, en zonas especiales las tensiones pueden variar en magnitud y dirección, y recuerdan también que las tensiones principales a poca profundidad son en general paralelas a la superficie del terreno. Y otros autores como Stagg (Ref.71) insisten firmemente en que no es posible conocer con certeza el estado tensional in situ y que las tensiones deben medirse experimentalmente in situ. El hecho de que el overburden está relacionado con la convergencia medida en el túnel y con la deformación vertical en clave es intuitivo, y así ha sido medido experimentalmente en alguna ocasión (Ref.72). La importancia de las tensiones in situ es tal que influyen hasta en el rendimiento de los cortadores de disco (Ref.73)

Vemos así que parece que los enfoques geológicos, aunque necesarios, tienen en la práctica poco o nulo valor para la geotecnia del túnel, dando solamente un orden de magnitud en el mejor de los casos, y que diversos autores tienen diferentes interpretaciones del fenómeno. De las referencias anteriores, que de ninguna manera pretenden ser exhaustivas, puede verse que la práctica actual parece ser tomar como altura máxima de carga no el recubrimiento del túnel, sino del orden de 3 veces su ancho, y que en rocas muy buenas para un túnel ferroviario de 15 m de diámetro la carga vertical sobre el recubrimiento puede ser con estas teorías tan baja como menos de 1 metro, lo que evidentemente el Ingeniero de Caminos sensato debe juzgar también con su propio criterio. En cualquier caso, ya que parece demostrada la existencia de algún efecto silo o de relajación de tensiones, no se comprende cómo en importantes túneles actualmente en construcción se pretenda aplicar toda la carga del macizo (incluso la altura de picos topográficos muy puntuales) al túnel sin realizar las necesarias medidas del estado tensional in situ. La medida de tensiones in situ parece imprescindible hoy en el proyecto de un túnel, y su falta ha llevado a

muy sorprendentes casos como el de un conocido túnel español donde en función del estado del macizo se habían estimado en su día dos zonas con distintos espesores del revestimiento: 30 y 60 cm. La administración responsable tomó la curiosa decisión de adoptar para todo el túnel el valor medio, 45 cm, y hoy con el túnel terminado es necesario reforzar varios centenares de metros del túnel hasta los 60 cm de espesor. El autor opina que si no pueden medirse las tensiones in situ probablemente lo más seguro sea tomar siempre la carga vertical geostática, que puede reducirse bajo picos muy estrechos y localizados si la roca es sana.

De todo lo anterior, y a la vista de las enormes dispersiones de las tensiones in situ con respecto a las geostáticas, deben hacerse siempre medidas tensionales in situ y no parece que a priori pueda decirse que bajar la rasante de un túnel ferroviario 200, 100 o menos metros como proponemos para la Alta Velocidad en España deba aumentar significativamente las dificultades en su proyecto o construcción. Es probable que en la construcción del primer San Gotardo ferroviario de 14.9 km en 1872 (Refs.74,75) a la cota 1.154 con un recubrimiento máximo de 1.686 m las dificultades fueran mucho mayores que en la del segundo de 57 km, a la cota 500 m con un recubrimiento de 2.500 m y actualmente en construcción (Ref.76).

2. El NATM y los proyectos actuales de túneles

El Prof. Ladislao Von Rabcewicz, inventor y pionero del Nuevo Método Austríaco (NATM) en Salzburgo, publicó en 1964 en la revista Water Power (Ref.77) sus famosos primeros 3 artículos en que hacía público el método que ya llevaba aplicando muchos años. Cita trabajos suyos hasta 20 años anteriores, como los de las Refs.78 y que quien esto escribe lamenta decir que no ha podido encontrar ni estudiar. En estos trabajos Von Rabcewicz aún no basa el diseño del sostenimiento provisional en las clasificaciones geomecánicas, aunque cita la de Lauffer de 1958 (Ref.79), sino el empirismo y la experiencia. La aportación de Von Rabcewicz fue extraordinaria, porque terminó con los enormes sostenimientos de hierro y madera utilizados con el Antiguo Método Austríaco y otros similares con los que se habían construido todos los grandes túneles alpinos y el resto de túneles hasta esa fecha. La noción del anillo de roca resistente circundante al túnel



Fig.5. Prof. Ladislao Von Rabcewicz, inventor del Nuevo Método Austríaco NATM. 1893-1975.

introducida por Kastner en 1962 (idea sin duda muy anterior, tan antigua como la reducción del empuje al reposo hasta el activo sobre un muro, ver la ref. del Prof. de Mello más adelante) posiblemente le llevó a esa extraordinaria idea y a la valiente innovación de sustituir esas enormes estructuras de sostenimiento (que a veces aseguraban llenaban de madera hasta un tercio del volumen excavado del túnel) por una delgada capa de hormigón proyectado y a la creación del anillo de Kastner por medio de bulones. Von Rabcewicz realmente cambió la forma de proyectar y construir los túneles desde entonces.

Cita como ejemplo un pequeño túnel hidráulico de 8 m² con recubrimiento de 250 m en un gneiss muy machacado, donde el método resolvió el problema que las cerchas metálicas no pudieron resolver. Cita los túneles hidráulicos de Prutz-Imst y Kaunertal en Austria donde se construyeron con el sistema más de 70 km de túneles en anfíbolitas, gneiss esquistosos y pizarras de mica de todas las calidades posibles, hasta la peor, con secciones de hasta 20 m² y recubrimientos de 1.100 m. Cita el ejemplo del 2º túnel de Semmering en un tramo de milonitas arcillosas, donde los métodos convencionales utilizados 15 años atrás produjeron descensos de hasta 70 cm en clave. Cita el túnel de Serra Ripoli en la Autostrada del Sole, Bolonia-Florenza, entre 1957 y 1960 con un tramo de 90 m en arcillas plásticas donde con los métodos clásicos se llegaron a asientos en clave del sostenimiento de madera de 1.8 metros y el segundo túnel, construido con el NATM, triplicó los avances y obtuvo un ahorro del 20%. En los túneles de Venezuela que también cita, en calizas intercaladas con capas arcillosas grafitosas y con escasos 100 m de recubrimiento, se obtuvo un ahorro del 25% con respecto al coste previsto por métodos convencionales. Cita también un túnel de autovía en el sur de Austria en esquistos arcillosos grafitosos y con agua, con recubrimiento de 60 m y 11 m de ancho por 8 de altura que había colapsado por el método belga. Para Von Rabcewicz la importancia de la contrabóveda y de cerrar el anillo en el sostenimiento provisional es fundamental, y la cita no sólo en la introducción, sino otras 9 veces a lo largo de ese trabajo. Indica también que el método sólo lo deben utilizar "engineers who have not only practical tunnelling experience but also an extensive knowledge of rock mechanics" y que los trabajos sólo pueden hacerlos "ex-

perienced foremen especially trained in the method" (80). Cuatro años después, en otra serie de 3 artículos el Prof. Von Rabcewicz (Ref.81) incluye los desarrollos experimentales y teóricos de Pacher y Fenner y da una base matemática a lo que había comenzado siendo un método para "*dimensioning of linings on an empirical basis*". Incluye como ejemplo el túnel ferroviario de doble vía de Schwaikheim, en el sur de Alemania con sólo 20 m de recubrimiento, en arcillas de muy baja cohesión (1 t/m^2) y rozamiento ($23^\circ\text{-}28^\circ$), construido exitosamente con el "*simple and elegant modern method*". Otros cuatro años después el Prof. Von Rabcewicz publica con Golser desarrollos teóricos adicionales (Ref.82) y concluye diciendo que el NATM ha evolucionado a base de experiencia práctica e insistiendo en la enorme importancia de las continuas medidas de deformaciones y de cerrar el anillo con la contrabóveda. Asegura finalmente que el método científico-empírico de dimensionamiento le parece indispensable, y que puede ser ayudado, pero nunca sustituido, por consideraciones analíticas. El NATM se consagró internacionalmente con el túnel ferroviario de Tauern en los Alpes Austríacos y los de la presa de Tarbela en 1975. En su artículo de la ASCE de 1975 (Ref.83) se indica que el método fue ideado para proporcionar soporte seguro y económico en túneles excavados en materiales incapaces de soportarse por sí mismos, como roca muy rota e incluso suelos. En ninguno de estos trabajos, empero, el Prof. Von Rabcewicz analiza el problema de la estabilidad del frente en las rocas blandas, rotas o en suelos, citando sólo de pasada que en suelos muy malos también hay que gunitar el frente.

Han pasado casi 50 años desde entonces, y para los modelos numéricos tan utilizados hoy en el proyecto del sostenimiento provisional de los túneles es necesario, además de introducir el estado tensional in situ del macizo rocoso antes de la perforación del túnel, la definición de un módulo elástico en carga y otro en descarga, un coeficiente de Poisson, y otros diversos parámetros del macizo rocoso, dependiendo del modelo constitutivo que el proyectista haya considerado más adecuado. Y los parámetros que suelen utilizarse, todos ellos empíricos, se basan en las clasificaciones geomecánicas habituales, la Q de Barton o el RMR de Bieniawski y sus derivados, u otros como el propuesto por Klein (Ref.84) para rocas blandas o el método ruso del Prof. Bulychev (Ref.85). Las clasificaciones geomecánicas, asociadas ya pa-

ra siempre al Prof Bieniawski (Ref.86), son desde los años 70 una herramienta de gran utilidad para el análisis y estudio de los macizos rocosos y las excavaciones subterráneas, incluidas las pequeñas galerías mineras (el Prof. Celada indicaba ya en 1983 algunas aplicaciones para su sostenimiento en base a las clasificaciones, Ref.87), pero su uso indiscriminado ha sido sin duda la causa de numerosos y graves accidentes y colapsos en numerosos túneles, tanto en España como en el extranjero.

En los proyectos de túneles diseñados con el NATM que ha podido estudiar quien esto escribe faltaba siempre el punto más importante que pide el Prof. Von Rabcewicz, el cierre inmediato del anillo de sostenimiento por medio de la contrabóveda. Y el lector puede comprobar que en todos los colapsos de túneles con el NATM que analice faltará la contrabóveda, lo que ha llevado a la rotura de numerosos túneles en España (88). Y faltaba asimismo siempre el adecuado estudio de la estabilidad del frente, que Von Rabcewicz obvia diciendo que se gunite en rocas rotas o suelos, pero que hoy puede ya –desde Broms en 1967 (Ref.89)– analizarse con muy diversos métodos y estimar adecuadamente su coeficiente de seguridad (Ref.90). En la actualidad, tras los importantes colapsos sufridos en España en los últimos meses y los problemas de estabilidad de alguna gran caverna bajo ciudades habitadas, parece que las Administraciones, bajo la presión constante de algunos ingenieros, están comenzando a exigir en sus proyectos el estudio de la estabilidad del frente y el cierre inmediato de la contrabóveda.

3. El Módulo del macizo rocoso y las clasificaciones geomecánicas

Túneles por perforación y voladura

El Prof. Evert Hoek propuso ya en 1978 (Ref.91) unas estimaciones de los módulos de deformación del macizo rocoso a partir del geomechanics rock mass rating RMR del tipo $E_M = 1.76 \text{ RMR} - 84.3$ que simplifica a $E_M = 2 \text{ RMR} - 100$, pero el lector debe notar que esta expresión se obtiene de solo 21 valores de las rocas que cita. Del RMR se han deducido muchos otros parámetros de interés en el proyecto de los túneles. Elías Moreno indica (Ref.92) algunas de las expresiones empíricas que le relacionan con la presión sobre el revestimiento, como la siguiente:

$$P = \frac{100 - RMR}{100} \gamma B^2 10^{-3}$$

donde P es la carga lineal estimada en t por metro sobre el eje del túnel, γ el peso específico en kg/m³ y B la anchura de la excavación en metros (como puede ver el lector, esa carga parece ser independiente de la profundidad del túnel). Para los modelos numéricos por elementos finitos o diferencias finitas indica también los módulos de deformación Em que suelen utilizarse, como el anterior de Bieniawski para valores RMR del macizo rocoso superiores a 50 o el propuesto por Serafim y Pedreira para valores de RMR inferiores a 50. En ambas expresiones el valor de Em viene dado en GPa.

$$Em = 10^{\frac{RMR-10}{40}}$$

Bhasin y Barton describen (Ref.93) los trabajos subterráneos de una gran caverna en los Himalayas, defendiendo lógicamente su clasificación geomecánica Q (de Barton) tanto para el método empírico de diseño como para el numérico, que en el citado ejemplo realizaron con el software UDEC, y donde el módulo de deformación del macizo Em (en GPa) fue estimado por su relación empírica $Em = 25 \log_{10} Q$ si bien el propio Barton indica en otros trabajos que en otros macizos rocosos puede ser más adecuada la expresión $Em = 10 \log_{10} Q$ (ver Galera, Ref. 97). Los autores no indican el estado tensional in situ utilizado en los modelos numéricos (probablemente el gravitatorio como en casi todos los modelos numéricos, ver p. ej. (Ref.94)), pero informan de un ajuste muy bueno con esta estimación del módulo entre las previsiones de deformaciones de la caverna y los resultados medidos. Celada propone en 1997 (Ref.95) el dimensionamiento de los túneles en base al método que denomina DEA y que lleva aplicando algunos años en España con resultado diverso, pero en sus trabajos no se citan los estados tensionales in situ del macizo, indicándose solamente que pueden hacerse los cálculos con la distribución del estado natural de tensiones que se desee (realmente lo que denomina DEA es una pequeña variante del NATM basada en las clasificaciones geomecánicas habituales (Ref.96)). Galera, discípulo del anterior, publica (Ref.97) una serie de correlaciones empíricas habituales entre los módulos y las clasificaciones geome-

cánicas, que se recogen junto con otras anteriores y con las últimas publicadas en la tabla que sigue. Publica también nuevas correlaciones empíricas que asegura mejoran las existentes para la serie de datos que analiza y que ha sido previamente filtrada. Hudson y Harrison profundizan algo más en el estado tensional a aplicar (Ref.98), pero basándose en los datos y figuras de Hoek y haciendo ver que realmente más que la excepción la regla es que las tensiones horizontales superen a las verticales en los macizos rocosos, al menos hasta los 1.500 m o 2.000 m de profundidad. González Vallejo propone en 1998 (Ref.99) su propia clasificación SRC de macizos rocosos que es básicamente como las de Bieniawski y Barton, e indica que en ella no se tienen en cuenta los estados tensionales in situ sino solamente algunos factores que llama anómalos porque pueden incidir negativamente sobre la calidad del macizo y su comportamiento geomecánico, como el que denomina SRF, definido como el cociente entre la edad de la última deformación tectónica principal expresada en añosx10⁻³ y la máxima carga que llama "litostática vertical", dada por el máximo espesor de recubrimientos de acuerdo con la historia geológica de la región. Resume diversos métodos de obtención de las presiones sobre el revestimiento del túnel, como el de Terzaghi, el RMR que estima la altura de roca ht que carga sobre el sostenimiento en función del ancho B del túnel por medio de la expresión $ht = (100 - RMR) * B/100$ y otro método basado en la clasificación Q que estima la presión en clave Pr por medio de la expresión

$$Pr = \frac{2\sqrt{Jn^3Q}}{3Jr}$$

donde Q es el índice de Barton, Jn el índice de diaclasado, que varía de 0.5 a 20 y Jr el índice de rugosidad de las juntas o diaclasas, que varía 0.5 a 4. La profundidad del túnel se recoge en el índice Q por medio del que llama SRF (Stress Reduction Factor) que varía entre 0.5 y 20, y en definitiva repite todos estos razonamientos en su último trabajo de 2002 (Ref.100). La correlación entre los índices Q de Barton y RMR de Bieniawski es usual y conocida (Ref.101) y puede utilizarse, supone el autor, la dada por Bieniawski en su libro de la Ref. 86 $RMR = 9 \ln Q + 44$. El propio Barton indica que su método, que llama NMT (Norwegian Method

of Tunnelling) es el indicado para roca dura por voladura, mientras que el NATM le parece más indicado para rocas blandas (Ref.102).

Túneles en roca excavados con TBM

Para el caso de los túneles construidos con TBM Tarkoy opina (Ref.103) sobre la utilidad de las clasificaciones geomecánicas en 12 túneles con TBM, y a raíz de esa y posiblemente otras críticas y sus propias observaciones, en 1999 y 2000 Barton publicó sus trabajos (Ref.104,105) sobre el índice que denomina Q_{TBM} a la perforación de túneles en roca con TBM y que sirve para predecir las velocidades de avance o *penetration rates* PR. Cita Barton el túnel Evinos-Mornos, con recubrimiento de 1.300 metros y los atrapamientos del Pinglin, 5 años de parada en un total de 6 años con entradas de agua de hasta 45 m³/minuto a presiones de 18 bares, y el Dul Hasti HEP en Cachemira donde una subsidencia de la solera del túnel por un nivel freático con mucha carga inundó con 4.000 m³ de arenas y agua la máquina y el backup. Indica Barton que su Q_{TBM} puede recoger situaciones similares, cuidando en casos como éste especialmente el factor del agua Jw/SRF , próximo a 0.01 y llama la atención sobre el peligro de usar sólo los 4 primeros parámetros del Q. Define el Q_{TBM} como sigue:

$$Q_{TBM} = \left(\frac{RQD_{\sigma}}{J_n} \right) \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \frac{J_w}{F / SIGMA}$$

donde F es la carga media en t por cortador de disco, y SIGMA se define a su vez:

$$SIGMA = 5\gamma \sqrt[3]{Q_C}$$

Incluso en algún trabajo (Ref.106) llega a defender Barton que los túneles construidos por perforación y voladura son más rápidos y seguros que los excavados con TBM. Este parámetro Q_{TBM} ha sufrido diversas y duras críticas (Ref.107), respondidas por Barton (Ref.108), de forma que el ingeniero que desea utilizar el método para el proyecto o la construcción de su túnel tiene hoy a su disposición los pros y contras del mismo bien explicitados (Ref.109), al igual que los tiene del propio NATM y su base en las clasificaciones geomecánicas, tema siempre polémico entre los expertos (Refs.110,111). Tan polémico que en un Semina-

rio en Madrid hace pocos años casi llevó a las manos en público a los prestigiosos y sesudos Profesores Kovari y Golser ante la estupefacción de los asistentes, incluido el autor. En el Congreso de la ITA de este año el Prof. Celada presentó (Ref.112) lo que denomina Índice de excavabilidad del macizo rocoso (RME o Rock Mass Excavability Indicator), en base a las experiencias de Guadarrama, Abdalajís y la Línea 9 de Metro de Barcelona

Utilidad de las relaciones empíricas

Existen suficientes datos en las últimas décadas como para poder decir que las clasificaciones geomecánicas como el RMR o el Q son de ayuda en la construcción de los túneles en rocas. El interesante trabajo de Sanchez Lastra en los túneles del Canal de Santa Marina (Ref.113) muestra, como dice el autor, resultados alentadores. Quien esto escribe opina sin embargo que el lector Ingeniero de Caminos debe ser sumamente crítico con todas estas estimaciones de resistencia de los macizos rocosos por medio de criterios empíricos como los de Hoek, Barton y similares. Un análisis útil puede ser el dado por Douglas en su Tesis Doctoral (Ref.114), donde pone de manifiesto algunas de las particularidades a tener en cuenta en su uso cuando el Ingeniero va a utilizarlas para estimar la resistencia de un macizo rocoso para el proyecto de un túnel, y especialmente en el caso de los macizos rocosos esquistosos o pizarrosos, o con gran cantidad de planos de rotura, como ocurre en muchos túneles españoles. A este respecto el análisis de Wiles (Ref.115) arroja a su vez alguna luz sobre la incertidumbre en la que el ingeniero se mueve siempre en este tipo de problemas. Recuerda Wiles los siguientes hechos: (1) los macizos rocosos son por naturaleza muy heterogéneos, (2) la información geológica y del comportamiento del macizo es siempre muy limitada, (3) nunca se conocerá por tanto el sistema real de planos de rotura ni la heterogeneidad de las propiedades, por lo que los modelos numéricos sólo pueden representar una parte mínima del comportamiento del sistema. Lamentablemente en la mayoría de los casos esta es la única herramienta de la que disponemos los ingenieros, y por ello recomienda Wiles el back-analysis o retroanálisis como método que puede mejorar la fiabilidad de las estimaciones. Pero a su vez los métodos empíricos que se suelen aplicar en los modelos numéricos dependen de 3 puntos clave: (1)

el estado tensional in situ, que como hemos visto en la mayoría de los casos se supone geostático y con un K0 simplemente estimado en el mejor de los casos, (2) la resistencia de la roca matriz, que puede ser muy variable a lo largo del túnel, y (3) la degradación de la resistencia de la roca matriz hasta la del macizo rocoso, factor aún más importante y aún más desconocido. Recuerda la afirmación del propio Hoek (Ref.116) sobre la fiabilidad de los métodos de estimación de la resistencia de los macizos rocosos: *"the user of the Hoek-Brown procedure or any other equivalent procedure for estimating rock mass properties should not assume that the calculations produce unique reliable numbers"*.

El reciente trabajo de Kayabasi (Ref.117) en dos presas de Turquía es un magnífico ejemplo de la poca utilidad práctica y del peligro de utilizar todas estas estimaciones empíricas del módulo de deformación de un macizo rocoso a partir de las clasificaciones. En la figura 1 de dicho trabajo se comparan las estimaciones del módulo obtenidas por las expresiones de Bieniawski 1978, Serafim y Pereira 1983, Nicholson y Bieniawski 1990, Mitri 1994 y Hoek-Brown 1997 con las realmente medidas en obra, y los resultados son desoladores, con un módulo real medido sistemáticamente menor de la mitad del obtenido empíricamente por casi todas esas expresiones. Efectivamente, cita Victor de Mello (Ref.118) las reflexiones de Hoek en 1994 *"One of the major problems in designing underground openings is that of estimating the strength and deformation of the in situ rock mass. In the case of the jointed rock masses an evaluation of these properties presents formidable theoretical and experimental problems"*. Y más adelante: *"Our empirical criterion and our estimates of the input parameters were offered as a temporary solution to an urgent problem... I am alarmed to see the criterion applied to problems which we did not even dream about when we made those desperate estimates years ago"*. Pese a ello, o tal vez para remediarlo, a partir de 494 datos de medidas de macizos rocosos en China (457) y Taiwan (37), propone de nuevo en 2006 el Prof.Hoek (Ref.119) con una constancia envidiable otra expresión empírica de la forma siguiente, donde D es lo que llama "disturbance factor" para cuya estimación da alguna pista en su trabajo, y entre cuyos valores D=0 y D=1 se encuentran los 494 datos, y con una expresión del GSI post-1990 dada por $GSI = RMR_{80} - 5$:

$$E_m (MPa) = 100000 \left(\frac{1 - D / 2}{1 + e^{\frac{75 + 25D - GSI}{11}}} \right)$$

Las medidas del módulo a las que Hoek ha ajustado la curva se realizaron por placa de carga (423), gato plano (53) y retroanálisis (18). En la tabla 1 de este trabajo resume el Prof. Hoek 10 diferentes expresiones empíricas del módulo del macizo rocoso. Finalmente y a la hora de escribir estas líneas la última expresión empírica para la estimación del módulo del macizo parece ser la propuesta por Sonmez (Ref.120) a partir de sus trabajos en Turquía basados en datos de la literatura y ensayos de laboratorio para los módulos E_i de la roca matriz:

$$E_m = E_i 10^{\left(\frac{(RMR-100)(100-RMR)}{4000} e^{\frac{-RMR}{100}} \right)}$$

En definitiva, la estimación de las propiedades resistentes del macizo que suele hacerse en función de la caracterización geomecánica tiene numerosas expresiones empíricas. En la siguiente tabla el autor resume para el lector Ingeniero de Caminos los valores obtenidos para cada una de las expresiones recopiladas por Hoek, a las que ha añadido otras más de los autores más recientes.

Este es, en opinión del autor, el dilema de las clasificaciones geomecánicas y del proyecto de los túneles hoy en los ferrocarriles españoles. Los proyectos se hacen en base a los modelos numéricos de Elementos Finitos o Diferencias Finitas tan en boga, y los módulos y propiedades mecánicas que se introducen en los modelos salen de expresiones empíricas como las de la Tabla 1. En el caso de un macizo al que se ha estimado, por ejemplo, un RMR de 50, el Ingeniero de Caminos responsable puede aplicar prácticamente todas las 19 expresiones empíricas anteriores para estimar el módulo de macizo, en base al que calculará el sostenimiento y el revestimiento del túnel, y obtendrá los 19 valores distintos que se indican en la tabla 1 y la figura 6, y que varían entre 3 y 45 GPa. Pero esa es solamente la mitad del problema: la segunda mitad es que con exactamente los mismos datos de campo y laboratorio del macizo rocoso otro experto puede estimarle un valor del RMR muy distinto. Si el RMR 50 del ejemplo resulta ser 25 al analizar otro experto los mismos datos, los valores del módulo del macizo oscila-

Tabla 1. Diferentes estimaciones empíricas del módulo del macizo rocoso en función de su clasificación geomecánica (calculado para $E_i = 50 \text{ Gpa}$ y $s_{ci} = 10$).

| MÓDULO DEL MACIZO ROCOSO EN FUNCIÓN DEL RMR SEGÚN DISTINTAS EXPRESIONES EMPÍRICAS | | | | | |
|---|---|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | E_i s_{ci} $RMR = 9 \ln Q + 44$ | 50 Gpa 10 | | | |
| | RMR-GSI Q | 100 503,8 | 75 31,3 | 50 1,9 | 25 0,1 |
| Bieniawski 1978 | $E_{rm} = 2RMR - 100$ | 100,0 | 50,0 | | |
| Serafim-Pereira 1983 | $E_{rm} = 10 \frac{RMR-100}{40}$ | | 42,2 | 10,0 | 2,4 |
| Nicholson-Bieniawski 1990 | $E_{rm} = \frac{E_i}{100} \left(0.0028 RMR^2 + 0.9 e^{\frac{RMR}{22.82}} \right)$ | 50,0 | 19,9 | 7,5 | 2,2 |
| Mitri 1994 | $E_{rm} = E_i \left[0.5 \left(1 - \cos \left(\frac{\pi RMR}{100} \right) \right) \right]$ | 50,0 | 42,7 | 25,0 | 7,3 |
| Hoek-Brown 1997 | $E_{rm} = \sqrt{\frac{\sigma_{cl} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}}}{100}}$ | 0,0 | 13,3 | 3,2 | 0,7 |
| Read 1999 | $E_{rm} = 0.1 \left(\frac{RMR}{10} \right)^3$ | 100,0 | 42,2 | 12,5 | 1,6 |
| Barton 2002 | $E_{rm} = 10^3 \sqrt[3]{Q_c} \quad \left(Q_c = Q \frac{\sigma_{cl}}{100} \right)$ | 36,9 | 14,6 | 5,8 | 2,3 |
| Hoek 2002 | $E_{rm} = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{\sigma_{cl} \cdot 10^{\frac{RMR-100}{40}}}{100}}$ | 0,0 | 13,3 | 3,2 | 0,7 |
| Sonmez 2004 | $E_{rm} = E_i (s^\alpha)^{0.4} \quad s = e^{\frac{GSI-100}{9}}$ $\alpha = \frac{1}{2} + \frac{1}{6 \left[e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{20}{3}} \right]} \quad (GSI = RMR)$ | 50,0 | 28,7 | 16,5 | 9,5 |
| Carvalho 2004 | $E_{rm} = E_i \sqrt[4]{s} \quad s = e^{\frac{GSI-100}{9}}$ | 50,0 | 25,0 | 12,5 | 6,2 |
| Diederichs-Kaiser 1999 | $E_{rm} = \left(7 \pm 3 \sqrt{\frac{10RMR - 44}{21}} \right)$ | 27,0 67,5 | 23,2 58,0 | 18,6 46,6 | 12,5 31,3 |
| Bassin-Barton 1996 | $E_m = 25 \log_{10} Q$ | 67,6 | 37,4 | 7,2 | -22,9 |
| Hoek 2006 | $E_{rm} (GPa) = 100 \left(\frac{1 - D/2}{1 + e^{\frac{75+25D-GSI}{11}}} \right)$ | 90,7 | 50,0 | 9,3 | 1,1 |
| Sonmez 2006 | $E_{rm} = E_i 10^{\left(\frac{(RMR-100)(100-RMR)}{4000} e^{\frac{-RMR}{100}} \right)}$ | 50,0 | 9,1 | 0,0 | 0,0 |
| Kayabasi 2003 | $E_{rm} = 0.32RMR - 8.65$ | 23,4 | 15,4 | 7,4 | -0,7 |
| Kayabasi 2003 | $E_{rm} = 0.0005RMR^{2.38}$ | 28,8 | 14,5 | 5,5 | 1,1 |
| Kayabasi 2003 | $E_{rm} = 0.76 e^{-0.04RMR}$ | 0,0 | 0,0 | 0,1 | 0,3 |
| Kayabasi 2003 | $E_{rm} = 19.4 \ln RMR - 69$ | 20,3 | 14,8 | 6,9 | -6,6 |

rán entre 1 y 31 Gpa. En este caso el último responsable del túnel tiene que decidir entre un enorme rango de 38 valores, desde 1 a 45 Gpa, como muestra la figura, para la estimación del módulo a aplicar al macizo rocoso en el software que utilice, de quien depende todo el cálculo y la estabilidad del túnel. Esto ha pasado recientemente en un conocido colapso de túnel en España, donde el RMR 23 obtenido por el proyecto resulta ser 12 cuando lo recalcula otro experto de mayor experiencia. El túnel en cuestión finalmente colapsó.

Naturalmente el Ingeniero de Caminos con sentido común y con responsabilidad sobre alguna de nuestras grandes obras subterráneas de infraestructura debe tener muchas dudas sobre la verdadera utilidad de las clasificaciones geomecánicas para los túneles, manuales o mecanizados. Y muchas más dudas aún sobre la carga vertical que actúa sobre el túnel. Para ello solamente debe estudiar con suficiente detalle e interés cómo y con qué datos se define la clasificación geomecánica que va a utilizarse en el proyecto y la construcción del túnel del que es responsable, lo cual probablemente le dejará tan perplejo como a quien esto escribe. Como vemos, hoy es ya enorme el número de expresiones empíricas para estimar cualquier parámetro resistente del macizo rocoso en función del RMR, y cada día se publica una nueva. La proliferación de los programas de ajuste de curvas ha hecho que cualquier teórico de gabinete se crea obligado a publicar hoy sus propias expresiones empíricas e intente obligar a utilizarlas a las Administraciones no involucradas seriamente en el problema. Algo similar pasó en su día con los modelos constitutivos de suelos, hasta que las revistas geotécnicas se negaron a publicar ninguno más. El lector puede ver que de todas las expresiones empíricas existentes probablemente la mayoría no sirve para nada porque se limitan a intentar ajustar una nube de puntos de rocas de otros continentes de los que a su vez muchos no son aplicables al problema ni al macizo rocoso que se estudia. En el ejemplo de la figura 6 puede verse cómo con los mismos datos de laboratorio y campo un técnico puede estimar un módulo de 1 Mpa y otro técnico estimar 45 Mpa. Si alguno de los expertos o de las Consultoras está influido por la imperiosa necesidad de abaratar a priori el coste del túnel elegirá el módulo alto, trabajará con sección completa y frente desprotegido, no estudiará la estabilidad del frente, le saldrán del cálculo espesores del sostenimiento muy pequeños y na-

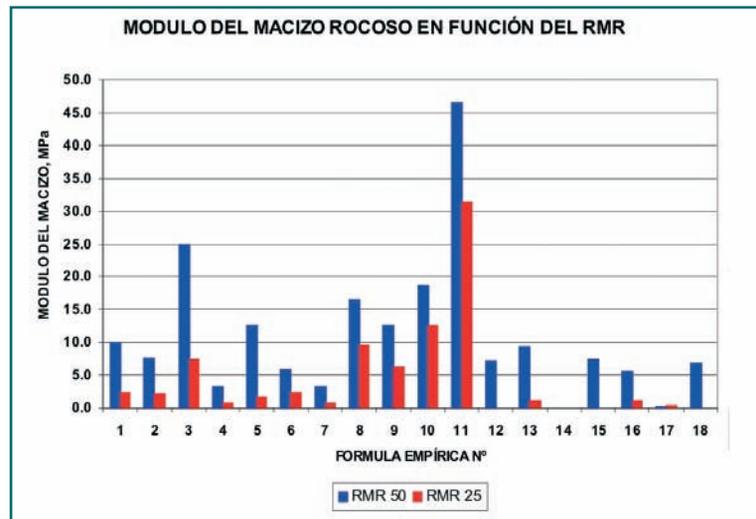


Fig. 6.- Módulos resistentes del macizo rocoso que pueden tomarse para el mismo túnel y con los mismos datos.

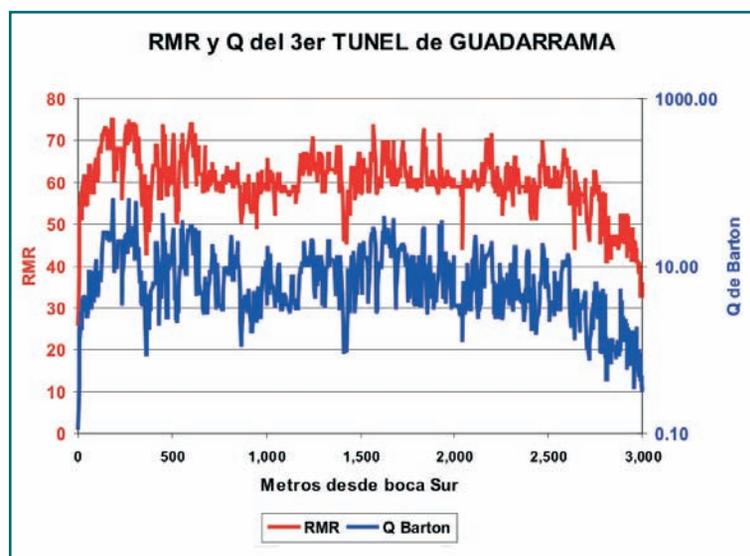
turalmente el túnel se licitará muy barato, pero probablemente colapsará. Aún más si se ha dejado durante meses y meses, en contra de todas las recomendaciones de Von Rabcewicz, un delgada capa de gunita en las paredes del túnel, sin cerrar por debajo en el necesario anillo, y que en cuanto el terreno se humedece se clava en el fondo como una cuchilla. Es solamente en las investigaciones posteriores a la catástrofe cuando saldrá a la luz que el módulo resistente del macizo era realmente mucho más bajo, como hemos visto en los trabajos de la Ref. 117 de Kayabasi. Pero la responsabilidad real es de quien desde la Administración responsable autorizó o permitió semejantes barbaridades. Enormes dudas asaltan al autor sobre la utilidad real de los métodos numéricos de diseño de túneles tan utilizados hoy día sin conocer bien el estado tensional in situ, ni las características del macizo rocoso, ni mucho menos sus propiedades mecánicas. En las infraestructuras del transporte españolas han llevado a colapsos y hundimientos muy graves en los túneles, y a enormes retrasos en su puesta en servicio. Incluso a que en alguna importante infraestructura ferroviaria nacional las Compañías de Seguros solicitaran una reconsideración de las primas y las coberturas por "los numerosos colapsos y accidentes en los túneles" (Ref.121). Probablemente, además de las medidas in situ en los proyectos importantes de excavaciones subterráneas deberá exigirse medir las tensiones y módulos in situ, hacer un tramo de prueba, y estimar otra vez esos valores por backanálisis o análisis inverso, técnica por cierto ya utilizada corrientemente en algunos proyectos desde hace décadas como se ha dicho más arriba (p.ej, Ref.122 y Carter, Ref.166).

De todo lo anterior puede ver el lector que el bajar la rasante de un túnel ferroviario no parece causa de problemas adicionales en su proyecto ni en su construcción. La relación entre el RMR, de quien hacen depender los módulos de deformación del macizo aplicados en los cálculos, y la profundidad no aparece en la literatura en ningún autor, pero el sentido común indica que a igualdad del resto de los factores algunos sumandos del RMR serán incluso mayores a mayor profundidad del macizo (para las profundidades usuales en las infraestructuras, porque en las grandes profundidades de algunas minas probablemente la roca estará, como decía Heim en el siglo XIX, rota y plastificada). Al menos porque, si las tensiones in situ realmente aumentan con la profundidad, las juntas seguramente estarán más cerradas. En cualquier caso no parece lógico prescindir, como se está haciendo en algún país, de las medidas de las tensiones in situ y los módulos in situ de los macizos rocosos complejos, especialmente en el caso de los túneles ferroviarios. El autor opina que tanto por la importancia de estas infraestructuras como por su enorme coste siempre deberían hacerse y deberían ser siempre exigidas en los Pliegos de las Administraciones, salvo tal vez en los contados casos en que se trate de terrenos homogéneos, ampliamente conocidos y donde haya experiencia de decenas de kilómetros de túnel construidos.

Límites del RMR para su utilización

Finalmente queda al lector meditar sobre la importante cuestión de a partir de qué valores de RMR un te-

Fig. 7. RMR y Q del 3er túnel carretero de Guadarrama.



reno es realmente un macizo rocoso o debe ser tratado como un suelo de grano centimétrico o decimétrico. Tan importante tema exige naturalmente largos proyectos y trabajos de investigación, pero debemos decir que los últimos colapsos de túneles en donde se han aplicado las clasificaciones geomecánicas tenían RMR del orden de 25 a 30. Hemos visto que el inventor del NATM no aplicaba inicialmente las clasificaciones geomecánicas sino su propia experiencia, si bien cita a Lauffer. El Prof. Romana publicó recientemente (Ref.123) unas muy interesantes recomendaciones de sostenimiento en las que recordaba que para RMR pequeños parece necesario ir a galería de avance o incluso a galerías múltiples.

Un macizo rocoso donde un túnel puede excavarse a sección completa sin peligro de colapsos ni venidas del frente debe tener pocas familias de juntas, una alta resistencia de la matriz rocosa, y probablemente un RMR del orden de 70 o mayor. Un excelente ejemplo es el tercer túnel carretero de Guadarrama en Madrid, que construido con el NATM, ha sido un gran éxito de la Ingeniería de Caminos, con RMR del orden de 60 y superiores en casi todos los 3 km de su longitud salvo naturalmente las boquillas.

Pero aplicar estos métodos de frente abierto como el NATM a macizos donde se estima un RMR de 40 o menos es, en opinión del autor, una grave irresponsabilidad, con el agravante de que sus consecuencias siempre caen sobre terceros inocentes y ajenos a esos problemas. El Prof. de Mello dice en su citada referencia "we might imagine that the important thing in RSST (es decir, NATM) work is to move fast and loud enough to hurdle the point of no return of making oneself taken for an experienced consultant. Thereupon persistent success becomes inevitable, because one is always engaged to analyse in hindsight... which is the easiest task".

Algunos expertos, impertérritos, han seguido utilizando el frente abierto en ciudades en suelos y rocas blandas, explicando que esos túneles sólo los pueden hacer buenos expertos geotécnicos e insistiendo en las ventajas de coste y plazo (p.ej, Ref.124) incluso y tras el colapso de Heathrow de nuevo en la alta Velocidad en Inglaterra (Ref.125) o en países que, como Japón, son líderes en la fabricación y utilización de tuneladoras (p.ej,Ref.126). En otras ocasiones incluso proponen el frente abierto, la perforación y voladura en lugar de las tuneladoras, sin explicaciones detalladas de los motivos (p.ej, Ref.127). Pero como bien sabe el compañero lector Ingeniero de Caminos, la realidad es muy tozuda, y

en los últimos 12 años desde el colapso de los túneles de Heathrow (con el NATM y en rocas blandas) ha ocurrido un colapso de túnel, documentado, cada 3.5 meses en alguna ciudad del mundo y es muy posible que contando los no documentados la estadística llegue a uno cada mes (Refs. 90,128,129,130). Es hora, en opinión del autor, de que la Administración española prohíba, como ya ha hecho en alguna ciudad hace 11 años, la utilización de estos métodos de construcción de túneles en suelos y rocas blandas y la aplicación de lo que algunos irresponsables llaman "técnicas mineras". Si el frente abierto debe prohibirse con RMR inferiores a 50, a 40 o a 30 debe ser objeto de decisión de cada Administración, pero el autor cree que en un futuro cercano habrá que explicar esto con todo detalle a las víctimas, a las Compañías de Seguros y a los Jueces y Fiscales si ocurre otro colapso en zonas habitadas.

4. La profundidad del túnel y su dificultad de construcción

Se repite hoy por algunos expertos que cuanto más profundo es un túnel más peligrosa es su ejecución, pero en definitiva parece que esa creencia actual en la influencia desfavorable de la profundidad del recubrimiento sobre un túnel se basa solamente en la teoría (Kovari y Amberg, Ref.131) y no tiene justificación real; hay túneles y excavaciones subterráneas muy profundas que se han realizado sin problemas y, por el contrario, túneles someros que han tenido multitud de problemas. Algunos expertos opinan precisamente lo contrario, que el mayor peligro reside en los túneles con poco recubrimiento, y de hecho los colapsos españoles en rocas blandas o muy diaclasadas son en general en las zonas de menor cobertura, como ha ocurrido recientemente en los de Fuente La Higuera, Purroy, Piedrafita, Anchuelo, El Carmel, Becerreá y tantos otros.

El nuevo túnel base de Loetschberg tiene 2.000 m de recubrimiento en la parte Sur (Ref.132) y su excavación, más de 88 km de túneles en total (20% con

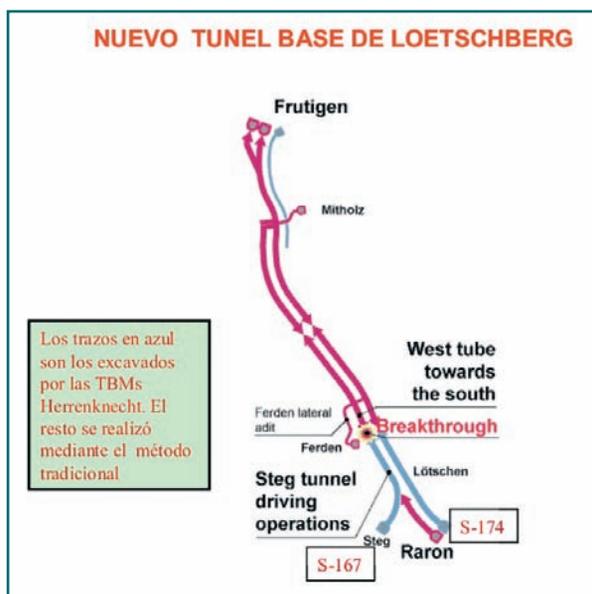


Fig. 8. Esquema constructivo del nuevo túnel base de Loetschberg.

TBM y 80% con voladuras y NATM), terminó exitosamente en Abril de 2005 (Ref.133) pese a atravesar zonas con roca muy blanda y deformables (Ref.134). Debe recordarse al respecto que las dos TBM S-167 y S-174 usadas allí, tras perforar rápidamente 9 y 10 km respectivamente vinieron al Túnel de Alta Velocidad de S. Pedro en Madrid, donde con mucha menor cobertura quedaron atrapadas largo tiempo y una ha tenido ya que ser desmontada. La figura 8 muestra la planta esquemática del túnel de Loetschberg y los tramos construidos por cada tuneladora, y la tabla 2 los avances allí obtenidos.

Tras la experiencia de estas 2 TBM del Loetschberg, las 4 TBM del Gotardo sufrieron varias modificaciones en su diseño por el mismo fabricante Herrenknecht (Ref.135). El túnel de Vereina de 19 km de longitud, con 1.200 m de cobertura, parte TBM y parte NATM, terminó sin ningún problema (Refs.136,137) aunque el gran colapso del Karawanken en Austria-Eslovenia, en 1987, con 1.100 m de cobertura. (Refs.138,139) es un ejemplo contrario. El Guadarrama AVE tiene un recubrimiento de 992 m (Ref.140), y se ha excavado muy

Tabla 2. Datos constructivos de tuneladoras del nuevo túnel base de Loetschberg (Herrenknecht AG)

| EXCAVACIÓN DE LOS TRAMOS MECANIZADOS DEL LOETSCHBERG | | | | | | | |
|--|-------------|----------|----------|-----------|-----------|-------|------------|
| Máquina | Pozo ataque | Diámetro | Longitud | Comienzo | Fin | Meses | Metros/mes |
| S-167 | Steg | 9.430 m | 8.848 m | 01-oct-00 | 04-sep-02 | 23.4 | 378 |
| S-174 | Raron | 9.430 m | 9.997 m | 15-jul-01 | 23-oct-02 | 15.5 | 645 |

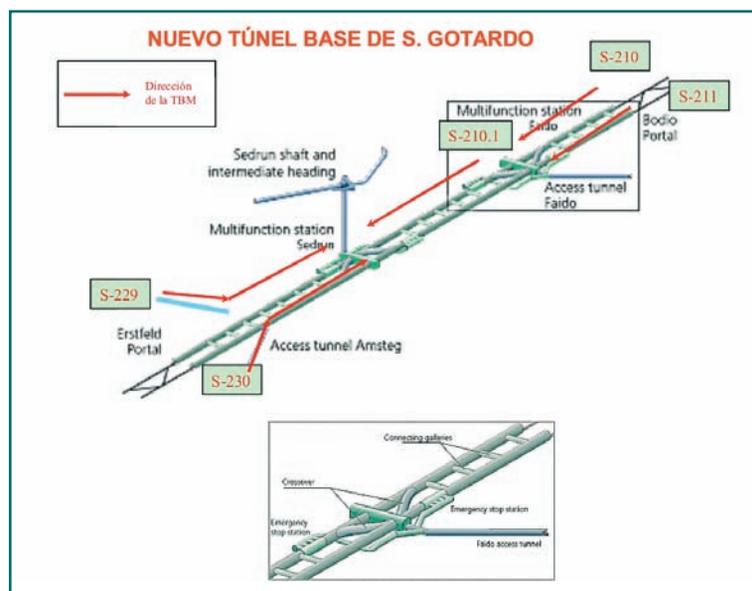


Fig. 9. Esquema constructivo del nuevo túnel base de San Gotardo.

exitosamente con TBM. El Guadiaro-Majaceite tiene 500 m de cobertura en la peligrosa Penibética (Ref.141) y ha batido en 1994 todos los records conocidos de velocidad y éxito en su perforación, pese a atravesar zonas muy difíciles en arcillas (Ref.142). Los colapsos citados en la Parte 2 de este trabajo del túnel de Hukou, en el AVE de Taiwan, ocurrieron por utilizar el NATM con solo 80 m de recubrimiento (Ref.143), y el colapso del túnel de Herzogberg, en Austria, muestra también lo que puede ocurrir con sólo 145 m de cobertura (Ref.144). Los graves problemas del túnel Nabetachiyama, en Japón (Ref.145), ocurrieron con escasos 170 m de cobertura.

La cobertura de los túneles alpinos del siglo XIX fue muy grande, hasta 2.100 m en los Simplón, y pese a la falta total de medios adecuados en aquella época pudieron terminarse. El Somport carretero llega a 750 m y el túnel, aun con poca velocidad de avance media se

construyó sin graves dificultades (Ref.146). El túnel base de San Gotardo tiene zonas con hasta 2.300 m de recubrimiento, y como sabe el lector (ver, p.ej, Refs.147,148), su avance hasta el momento no ha tenido problemas insalvables en ninguno de sus 5 tramos, de sur a norte Bodio, Faido, Sedrún, Amsteg y Erstfeld. La figura 9 indica los tramos construidos con las 4 tuneladoras grandes S-210, S-211, S-229 y S-230, y la tabla 3 los avances obtenidos

En zonas con coberturas de 1700 m se midieron tensiones horizontales doble de las verticales en los gneis, con convergencias centimétricas. En la zona de los dos pozos de acceso de 830 m de Sedrun donde la roca es de baja resistencia y por tanto deformable, los trabajos se llevaron a cabo por perforación y voladura con medidas muy especiales (Ref.149) y zonas de ensayo donde llegaron a romper las cerchas por presión radial. En muchas de las secciones del Gotardo ha podido comprobarse (Ref.150) cómo la realidad de lo encontrado en los avances difiere mucho de lo previsto en los estudios geológicos y geotécnicos. Pese a eso, hasta el día de hoy el desarrollo de los trabajos parece indicar que el macizo rocoso no ha ofrecido graves dificultades a los túneles pese a su profundidad, y los problemas graves han surgido en las zonas de falla, como la caverna de cruce de Faido (Ref.151). De hecho, la profundidad del eje ha hecho que zonas de falla que se consideraban muy peligrosas, como la de Plora, no fueran finalmente cortadas. Se han descrito problemas graves en en túneles como el ferroviario de Hallandsås, en Suecia, con sólo 150 m de cobertura (Ref.152) o en el caso de la tuneladora atrapada en el túnel Singkarak en Indonesia, con arena y agua a 16 bares (Ref.,153,154). Hoy se piensa ya en coberturas enormes, como los 2500 m del túnel Lyon-Turín(Ref.155, 156). Pero el ejemplo más aterrador de los problemas que puede tener un túnel, sea

Tabla 3. Datos constructivos de tuneladoras del nuevo túnel base de San Gotardo (Herrenknecht AG)

| EXCAVACIÓN DE LOS TRAMOS MECANIZADOS DEL GOTARDO | | | | | | | | |
|--|---------------------|----------|----------|-------------------|-----------|-----------|-------|------------|
| Máquina | Pozo ataque | Diámetro | Longitud | Longitud excavada | Comienzo | Fin | Meses | Metros/mes |
| S-229 | Amsteg Este | 9,58 m | 10,722 m | terminado | 22-may-03 | 13-jun-06 | 37.3 | 287.7 |
| S-230 | Amsteg Oeste (*) | 9,58 m | 10,500 m | 10,310 | 7-ago-03 | 21-sep-06 | 38.0 | 276.1 |
| S-210 | Bodio Este - 1 | 8,89 m | 13,427 m | terminado | 7-ene-03 | 7-sep-06 | 44.6 | 300.8 |
| S-210.1 | Bodio Este - 2 | 9,4 m | 13,000 m | 0 | 1-abr-07 | | | |
| S-211 | Bodio Oeste - 1 (*) | 9,58 m | 14,795 m | 13,617 | 22-feb-03 | 21-sep-06 | 43.6 | 339.6 |
| S-211 | Bodio Oeste - 2 | 9,58 m | 13,000 m | 0 | 1-jun-07 | | | |

Nota: en los dos tramos no acabados (*) se ha tomado el rendimiento medio hasta el 21 de Septiembre de 2006

cual sea su profundidad, es el del túnel de Pinglin (llamado hoy Hsuehshan), en Taiwan (Ref.157,158,159), doble tubo con TBM de 12.9 km que comenzó en 1991, tuvo 13 atrapamientos de la máquina en el túnel piloto, 3 en el tubo dirección Este, 10 en el Oeste, 10 muertos y una de las dos TBM grandes perdida, cuyo túnel tuvo que terminarse con perforación y voladura y tardó 12 años en terminarse, calando los 3 túneles en Octubre 2003 y Marzo y Septiembre de 2004.

El problema de las altas tensiones in situ en el macizo rocoso es el rock-bursting (estallido de la roca por descompresión súbita) y el spalling (grandes desconchados por la misma causa) en las zonas de roca dura, pero en general suelen aparecer más en las grandes profundidades de 3.000 o 4.000 metros de algunas explotaciones mineras (Ref.160) que en los proyectos de Infraestructuras de Ingeniería Civil. Un resumen del estado actual de la cuestión en túneles profundos puede verse en la Ref.161. Los estudios de Cook (Ref.162) en los años 60 arrojaron luz sobre estos importantes fenómenos. El rockburst es muy afectado y depende de las tensiones in situ del macizo (Ref.163), al igual que la fluencia, plastificación y el empuje de las partes blandas como las fallas, que han sido y son causa de serios problemas en numerosos túneles (p.ej, Ref.164), pero una variación de un centenar de metros en la profundidad del eje no las hará variar sustancialmente. Las figuras 1 y 2 de Hoek muestran cómo se encuentran casos de presiones verticales de 20 kg/cm² a 200 m de profundidad y de 5 o 6 kg/cm² a 600 y hasta 1.500 m. Y lo mismo ocurre con las tensiones horizontales in situ. Vemos pues que aumentar la profundidad del túnel, dentro de los rangos en que se mueven las infraestructuras españolas, no parece que deba aumentar necesariamente a priori las tensiones in situ.

Tal vez la mejor forma de enfocar la construcción de los túneles sea la citada por Miura (Ref.165) de uso habitual en las infraestructuras japonesas: el "standard design", que cada administración debe tener optimizado en base a los éxitos y fracasos de sus túneles en cada zona, y que va modificándose de acuerdo con las características del terreno atravesado. El llamado método observacional, pero bien aplicado y teniendo en cuenta las experiencias buenas y malas en túneles previos en la zona o macizos rocosos similares. ¿Es mejor utilizar el método de perforación y voladura, o las tuneladoras?. Al día de hoy y con la tecnología actual de las tuneladoras, escudos sencillos, TBM sin escudo o dobles escu-

| Tabla 4 | | | | | |
|---------------------------|----------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------------|-------------------------------|
| Tipo Roca | I | II | III | IV | V |
| Q | > 50 Q ~100 RMR ~ 85 | 50-5 Q ~10 RMR ~ 65 | 5-0.5 Q ~1 RMR ~ 45 | 0.5-0.01 Q ~ 0.1 RMR ~ 25 | < 0.01 Q ~ 0.01 RMR ~ 5 |
| σ_{CM} Mpa | 100 | 50 | 20 | 10 | 5 |
| s | 0.5 | 0.1 | 0.03 | 0.005 | 0.0001 |

dos, el lector puede encontrar una interesante respuesta en el trabajo de Carter y Steels (Ref.166) en el reciente Congreso de Chambéry sobre los túneles y las cavernas del enorme proyecto hidroeléctrico de 1.5 GW de Nathpa Jhakri en los Himalayas, cuya detenida lectura se recomienda al lector interesado en estos problemas. Ninguno de los ofertantes a esta obra presentó solución con tuneladora para el túnel de 10.1 m de diámetro y casi 30 km de longitud, pese a que algunos tramos entre accesos tenían hasta 6 km de longitud, y se decidió construirlo por perforación y voladura. El recubrimiento era variable entre 90 m y 1.500 m, y los riesgos eran por una parte el spalling de la roca o incluso el rock-bursting en las zonas de altas tensiones, y por otra las grandes convergencias del túnel en las zonas de rocas deformables o fallas. Los autores explican como para analizar los riesgos en las zonas de roca competente dividieron la roca en las calidades siguientes, donde σ_{CM} es la resistencia del macizo rocoso y σ_c la de la matriz rocosa (Tabla 4).

Los autores estimaron la resistencia del macizo por la expresión de Hoek-Brown

$$\sigma_{CM} = \sigma_c \sqrt{s}$$

y obtienen el índice de rotura s de Hoek-Brown a partir del RMR por la expresión empírica

$$s = e^{\frac{RMR-100}{9}}$$

En las zonas de roca blanda para el análisis de riesgos utilizaron el SRF (stress relief factor) de Barton. El SRF fue obtenido por la expresión polinómica de Kirsten 1988, cuya referencia incluyen:

$$SRF = 0.244K^{0.346} \left(\frac{H}{\sigma_c} \right)^{1.322} + 0.176 \left(\frac{\sigma_c}{H} \right)^{1.413}$$

Y para las zonas de roca fracturada, blanda o de fallas por la expresión:

$$SRF = 1.809Q^{-0.329}$$

Digamos finalmente que otros graves peligros de los túneles ferroviarios son las zonas kársticas, en yesos o calizas o similares, y las zonas con peligro de gases explosivos, como metano. En estos casos puede dudarse si bajar la rasante empeora o mejora la situación, pero con los equipos de sondeo actuales capaces de perforar varios kilómetros de profundidad pueden hacerse campañas de prospección que disipen las dudas al respecto. Son campañas y trabajos caros y lentos, pero más caro y lento es tener después problemas en la construcción o peor aún en la explotación y el mantenimiento de la vía, como ha ocurrido en zonas yesíferas de algún tramo de Alta Velocidad. Estos problemas suelen aparecer con las obras ya adjudicadas y en marcha, y surge entonces el problema presupuestario, porque la obra no dispone naturalmente de fondos ni de tiempo para estas campañas, los fondos que estuvieron disponibles en el periodo de los proyectos ya se gastaron y hoy nadie se atreve a decir a su superior político que se equivocó y que le hace falta más dinero. La alternativa a estas campañas de estudio puede ser el cambio de trazado, pero tanto una como otra alternativa no suelen ser aceptadas por los responsables de las obras, por miedo a superar el presupuesto o por miedo a retrasos si hay que hacer otra Declaración de Impacto.

**5. Las tuneladoras de roca.
Mejoras necesarias en su diseño.
Avances de 1.000 metros al mes.**

Sin duda en la mayor parte de los casos el bajar la rasante del túnel ferroviario y alargarlo hace conveniente mecanizar la construcción de los largos túneles necesarios en la red de Alta Velocidad española. El autor cree que la construcción del túnel ferroviario de Guadarrama –si bien aceptado en su día con suma reticencia y tras 3 años de insistencia de las Comunidades Autónomas afectadas, Ref.167 - ha sido un gran éxito de la Ingeniería de Caminos española que permite abordar con la experiencia necesaria estos próximos túneles. Los rendimientos obtenidos en las máquinas de Guadarrama, según los datos que obran en poder del autor, son los reflejados en la tabla 5.

Puede verse que este largo túnel doble de 28 km se ha construido en 32 meses, desde Octubre 2002 hasta Mayo 2005, con un rendimiento global medio de 1.750 metros de tubo al mes (es decir, 56.8 km de tubo en 32 meses) contando todas las máquinas, a un promedio global de 504 m al mes por máquina. Este es el primer túnel largo de base en España, y no cabe duda al autor de que estos avances van a mejorarse grandemente en los próximos túneles mecanizados –salvo en San Pedro y probablemente tampoco en Pajares.

El túnel de doble tubo de Abdalajís se construyó comenzando unos meses después de acuerdo al calendario reflejado en la Tabla 6.

Tabla 5. Fechas de construcción de los dos tubos del túnel de Guadarrama

| Tuneladora | Fecha 1er anillo | Metros Perforados | Anillos (1.6 m) | Fecha Fin túnel | Meses | Metros al mes |
|------------------------|------------------|-------------------|-----------------|-----------------|-------|---------------|
| 1.- Herrenknecht Sur | 28-sep-02 | 14,300 | 8,938 | 31-may-05 | 32.5 | 439.5 |
| 2.- Wirth Sur | 05-ene-03 | 14,080 | 8,800 | 5-may-05 | 28.4 | 496.4 |
| 3.- Wirth Norte | 04-dic-02 | 14,080 | 8,800 | 11-ene-05 | 25.6 | 549.3 |
| 4.- Herrenknecht Norte | 14-oct-02 | 14,300 | 8,938 | 24-dic-04 | 26.7 | 534.9 |

Tabla 6. Fechas de construcción de los dos tubos del túnel de Abdalajís

| Túnel | Longitud | Anillos | Comienzo | Fin | Meses | Metros/mes | Días | Metros/día |
|-------|----------|---------|-----------|-----------|-------|------------|------|------------|
| Este | 7,070 | 4,681 | 05-nov-03 | 17-ene-06 | 26.8 | 263.8 | 804 | 8.79 |
| Oeste | 7,053 | 4,671 | 07-nov-03 | 16-mar-06 | 28.7 | 246.0 | 860 | 8.20 |

Tabla 7. Tiempos de las máquinas de Guadarrama (en minutos) a 31 de diciembre de 2004

| Tuneladora | Trabajados Total | Excavac. y montaje anillo | Inspección y cambio discos | Cintas | Otras pérdidas | Sin trabajar |
|------------------------|------------------|---------------------------|----------------------------|----------------|----------------|------------------|
| 1.- Herrenknecht Sur | 987,818 | 431,656 | 272,570 | 98,240 | 185,352 | 417,622 |
| 2.- Wirth Sur | 995,852 | 394,739 | 319,735 | 74,970 | 206,408 | 229,588 |
| 3.- Wirth Norte | 1,013,975 | 475,570 | 240,455 | 119,155 | 178,795 | 93,385 |
| 4.- Herrenknecht Norte | 1,053,155 | 432,568 | 220,942 | 173,520 | 226,125 | 627,325 |
| Suma | 4,050,800 | 1,734,533 | 1,053,702 | 465,885 | 796,680 | 1,367,920 |
| Porcentaje | 100.0% | 42.8% | 26.0% | 11.5% | 19.7% | 33.8% |

Estos rendimientos tan bajos de Abdalajís se deben básicamente a la aparición de metano el 15 de Febrero de 2004, lo que llevó a paradas y a unas velocidades de avance muy reducidas hasta marzo 2005. La existencia del gas era bien conocida, de hecho hasta hace pocos meses ha seguido saliendo por el sondeo 12, y el autor cree que si se hubiera gestionado adecuadamente las máquinas habrían venido de fábrica preparadas para ello y no se hubieran perdido aproximadamente 430 días, 14.5 meses, en esa bajada de los ritmos. Si se hubiera hecho así, los avances hubieran sido de 500 a 550 m/mes o superiores, como en los meses posteriores a las paradas y similares a los de Guadarrama.

Como ejemplo de los avances que se sugieren y para el análisis de la posible mejora de rendimientos la tabla 7 resume los tiempos de trabajo de las máquinas de Guadarrama, según los datos de que dispone el autor.

Como puede ver el lector, los 32 meses son 976 días, es decir, 1.405.400 minutos por máquina, en total 5.6 millones de minutos para el túnel. La experiencia de Guadarrama hará en primer lugar que los 1.36 millones perdidos sin actividad en las 4 máquinas se reduzcan mejorando su diseño y toda la logística de la obra. Supongamos que con esa experiencia se consiguen reducir a la mitad. El concepto de "Otras pérdidas", con un total de 797.000 minutos, incluye paradas por la redes de suministro de agua, aire, problemas puntuales por el terreno, retrasos en el suministro de algún material, gravilla o mortero de inyección, descarrilo de algún tren, o retrasos debidos a la construcción de las galerías de interconexión entre tubos. Admitamos también que seremos capaces de reducirlos a la mitad. Los 465.000 minutos perdidos en averías y problemas de las cintas pueden también reducirse, ya es un sistema bien conocido tras este impor-

tante túnel, y constructores y suministradores conocen los problemas tanto de los enrolladores como de lo necesario para que los empalmes de cada tramo se hagan en el mínimo tiempo. Y finalmente el millón de minutos perdidos en la inspección y cambio de los cortadores de disco puede reducirse, en opinión del autor, atacando los siguientes problemas: (1) Estudiando y rediseñando los endebles rodamientos que hoy incluyen los fabricantes de cortadores y que sólo permiten empujar con unas 25 t por cortador. No parece complicado sentarse con los fabricantes a diseñar con ellos los rodamientos adecuados que permitan empujar con, digamos, 50 t por cortador. (2) Estudiando y rediseñando los cortadores de diámetros adecuados para la periferia de la cabeza. El autor opina que los pequeños discos actuales, de 17 o 19 pulgadas, deben sustituirse por otros mayores en las zonas en que la velocidad lineal de la cabeza es mayor, en su perímetro. Y no parece haber mucho problema en diseñar cortadores adecuados de 21, 23 o hasta 25 pulgadas para el perímetro. (3) Integrando en el diseño de la máquina un sistema que permita el transporte de estos pesados cortadores (los de disco triple pueden llegar a pesar unos 300 kg o más) hasta la cámara de cabeza de una manera sencilla y automatizada. Y a continuación integrando en la máquina los brazos grúa hidráulicos necesarios para subir, bajar y mover cada una de estas piezas hasta su lugar de montaje, que normalmente es el fondo de la cámara de la cabeza. Debe hacerse el trabajo del operario fácil, cómodo y sencillo, con mucha luz y ventilación, y sin agua ni barro en el fondo. Deben evitarse las difíciles maniobras de introducir el cortador desde dentro, tenerlo que girar a mano 90° y tener luego que colocar los tornillos prácticamente al tacto. El autor cree que el diseño de estos sistemas no tiene ningún problema, y así se ha hecho en las máquinas de la M-

Tabla 8. Tiempos que podrían conseguirse en las máquinas siguientes (en minutos)

| Tuneladora | Trabajados Total | Excavac. y montaje anillo | Inspección y cambio discos | Cintas | Otras pérdidas | Sin trabajar |
|-------------------|------------------|---------------------------|----------------------------|----------------|----------------|----------------|
| Máquina 1 | 1,196,629 | 918,548 | 136,285 | 49,120 | 92,676 | 208,811 |
| Máquina 2 | 1,110,646 | 810,090 | 159,868 | 37,485 | 103,204 | 114,794 |
| Máquina 3 | 1,060,668 | 791,465 | 120,228 | 59,578 | 89,398 | 46,693 |
| Máquina 4 | 1,366,818 | 1,056,524 | 110,471 | 86,760 | 113,063 | 313,663 |
| Suma | 4,734,760 | 3,576,627 | 526,851 | 232,943 | 398,340 | 683,960 |
| Porcentaje | 100.0% | 88.3% | 13.0% | 5.8% | 9.8% | 14.4% |

Tabla 9. Rendimientos que pueden obtenerse con las máquinas mejoradas

| Tuneladora | Minutos anteriores | Meses anteriores | Minutos mejorados | Meses mejorados | Longitud túnel, m | Metros al mes |
|------------|--------------------|------------------|-------------------|-----------------|-------------------|---------------|
| Máquina 1 | 431,656 | 32.5 | 918,548 | 15.3 | 14,300 | 935.3 |
| Máquina 2 | 394,739 | 28.4 | 810,090 | 13.8 | 14,080 | 1,018.6 |
| Máquina 3 | 475,570 | 25.6 | 791,465 | 15.4 | 14,080 | 914.1 |
| Máquina 4 | 432,568 | 38.9 | 1,056,524 | 15.9 | 14,300 | 897.9 |

30 que han terminado sus 2 túneles de 3.6 km en Madrid en 7 meses. (4) Diseñando algún sistema que permita tener en tiempo real el grado de desgaste del borde o anillo cortador del disco. Este punto lo ve más difícil el autor, porque aunque puede integrarse en el borde cortador algún sensor que avise del desgaste, no parece fácil la transmisión adecuada de la señal por los enormes y continuos golpes contra la roca, las enormes vibraciones de los discos y sobre todo por tener que transmitirla a través de dos ejes giratorios, el del cortador primero y el de la propia cabeza después. (5) Estudiando y diseñando un sistema que evite

o reduzca los enormes golpes y vibraciones de los cortadores contra la roca, y adecuando la sujeción de los motores y reductores a estos golpes y vibraciones, impidiendo que se monten en voladizo.

Si se logra de esta forma reducir los tiempos perdidos a la mitad, por ejemplo, los avances que pueden obtenerse serían los que se ven en la tabla 8.

Y en estas condiciones los meses necesarios para construir su parte de tubo cada una de las máquinas serían los reflejados en la tabla 9.

En definitiva, el autor cree que la Administración debe tener como objetivo en los próximos túneles de

Tabla 10. Construcción de los 146 km de túneles del Canal de la Mancha

| Túnel | Longitud, m | Comienzo | Fin | Meses | Metros al mes |
|-------------------------|-------------|-----------|-----------|-------|---------------|
| Mar Tren N. Ingl. | 17,651 | 27-feb-89 | 22-abr-91 | 25.77 | 684.88 |
| Mar Tren S. Ingl. | 18,803 | 16-jun-89 | 17-may-91 | 23.01 | 817.12 |
| Mar Tren N. Francia | 20,009 | 28-nov-88 | 26-may-91 | 29.88 | 669.61 |
| Mar Tren S. Francia | 18,860 | 27-mar-89 | 28-jun-91 | 27.05 | 697.11 |
| Tierra Tren N. Ingl. | 7,911 | 02-ago-89 | 11-sep-90 | 13.31 | 594.20 |
| Tierra Tren S. Ingl. | 7,859 | 20-nov-89 | 20-nov-90 | 12.00 | 654.99 |
| Tierra Tren N. Francia | 3,265 | 30-ene-89 | 18-dic-89 | 10.59 | 308.45 |
| Tierra Tren S. Francia | 3,265 | 23-feb-90 | 29-nov-90 | 9.17 | 355.99 |
| Mar Servicio Ingl. | 21,770 | 04-ene-88 | 30-oct-90 | 33.86 | 642.95 |
| Mar Servicio Francia | 15,618 | 02-mar-88 | 31-oct-92 | 56.02 | 278.81 |
| Tierra Servicio Ingl. | 7,930 | 30-sep-88 | 09-nov-89 | 13.31 | 595.63 |
| Tierra Servicio Francia | 3,162 | 28-jun-88 | 27-abr-89 | 9.96 | 317.45 |

la red de Alta Velocidad el construirlos a razón de cómo mínimo 1.000 metros al mes. Esto quiere decir que un túnel de base bitubo de 25 km puede y debe construirse en 12,5 meses. El lector debe recordar que importantes túneles ferroviarios como el de La Mancha se han hecho con estos ritmos. En la tabla 10 se resumen los tiempos empleados por las 11 máquinas del Canal de la Mancha para construir sus 146 km de túneles.

Recuerde el lector que la obra del Canal se dividió en dos partes, Inglaterra y Francia, construida cada una por su respectivo país, y que cada una de las partes se dividió a su vez en dos: mar y tierra. Además eran tres tubos: los dos grandes ferroviarios de diámetro de excavación 8,4 m (Inglaterra, tuneladoras abiertas) y 8,7 m (Francia, EPB), y el pequeño intermedio de servicio de 5,7 m. Realmente los 97,6 km de túneles ferroviarios submarinos y terrestres de esta inmensa y ejemplar obra se construyeron, como puede verse, en 28 meses, a 3.440 metros/mes como rendimiento global. Suele decirse ahora que el terreno de La Mancha era fácil de excavar, pero el lector sabe que siempre que alguna actividad humana sale bien se dice lo mismo, que era fácil. La realidad es que la roca dura de cualquier macizo no ha endurecido desde la adjudicación de las obras, sino que viene siendo igual de dura desde hace algunos centenares de millones de años, y lo que obliga es simplemente a que la Administración responsable se involucre y junto con el contratista haga un diseño adecuado de las máquinas. En el gran proyecto de Metrosur de Madrid las EPB de 9,4 m llegaron a 1040 m al mes, y en el momento de escribir estas líneas las dos mayores tuneladoras del mundo de 15,2 m han terminado en Madrid los túneles de 3,6 km del bypass sur de la M-30 llegando a 940 m al mes. Si estas máquinas que excavan y paran para colocar el anillo pueden hacer 1.000 m al mes, las que no paran deben hacer 2.000 si están también adecuadamente diseñadas.

Conclusiones

1.- Como puede ver el lector Ingeniero de Caminos de este breve resumen de la literatura, no parece que bajar la rasante de los túneles signifique aumentar las dificultades de su proyecto ni de su construcción. El autor no ha podido localizar ningún dato ni referencia que así lo indique.

2.- Por lo tanto no parece haber ningún problema técnico de importancia en adoptar en España el tipo de infraestructura de Alta Velocidad que ya adoptó Japón hace 30 años: túneles más largos y profundos en lugar de los cortos y numerosos túneles de pico que estamos diseñando.

3.- Esto permite a su vez eliminar los terraplenes quitando su obligada vía en balasto e instalar la vía en placa. Como hemos visto en trabajos anteriores, ello permitirá correr a los trenes a su velocidad de 350 km/h prevista en España, o superior en plazo muy corto. El autor cree que la topografía de los corredores de Alta Velocidad más similar a la española es la japonesa, y que en consecuencia nuestra constante copia de las soluciones francesas en cuando a superestructura de vía no es adecuada.

4.- De este repaso a la literatura técnica se deduce también la poca validez científica y la enorme dispersión, de hasta un 2.200% en el ejemplo dado, de las estimaciones empíricas del módulo del macizo rocoso que se están utilizando actualmente. De aquí los numerosos colapsos de los túneles. Se han sugerido métodos alternativos como la medida de tensiones y módulos in situ y los tramos de prueba con posterior retroanálisis.

5.- Se deduce también de este repaso a la literatura la necesidad de que las Administraciones responsables pongan la máxima atención en los métodos constructivos que autorizan en sus túneles. No parece de recibo dejar estas importantes decisiones en manos de algunos expertos que, tras el colapso, niegan haber tenido ninguna responsabilidad en el túnel. ♦

Referencias:

En este breve resumen condensado de la literatura el autor no ha incluido las numerosas referencias de la prestigiosa revista británica "Geotechnique", que ya puede consultar el lector desde su comienzo en 1948 en la versión de CD disponible. Como algunas de las citadas son difíciles de localizar hoy, el autor puede enviarlas sin coste al lector Ingeniero de Caminos que las solicite.

-1. MUIR WOOD, A. "Tunnelling. Management by design", E&FN Spon. Londres, 2000. pp 271-288.

-2. HSE "Safety of New Austrian Tunnelling Method (NATM) Tunnels", HSE, Londres, 1996.

-3. "Heathrow Express Verdict, Truth, Justice and the Austrian Way". New Civil Engrg. 18 Febr. 1999.

-4. FINCH, A. "Heathrow Express high-speed rail link. London, UK", Options for Tunnelling 1993, Internat. Tunnel Congress 1993, Amsterdam. Elsevier, pp 341-350.

-5. Financieramente el Eurotunnel ha sido un estrepitoso fracaso, pero el lector verá las causas nada mas ojear el espacios-tiempos de la obra y ver la pésima planificación global. Los túneles ter-

minaron en el 91, y se tardó casi 4 años más en poner en servicio los trenes. Las estimaciones de coste, además, fueron la mitad del coste real, sin duda por las presiones de los financieros de rebajar costes al comenzar el magnífico proyecto.

-6. Ver BOE nº 175, 24 Julio 2006, pag.27705, donde se describe con crudeza el problema.

-7. ALONSO, J, MELIS, M ET AL. "Diseño de túneles para trenes de alta velocidad. Rozamiento tren-aire-túnel y ondas de presión" ROP nº 3415, Nov 2001, pp.27-44.

-8. GROV, E. "Input formulation to numerical modelling in rock engineering. An attempt to pre-

- pare a streamlined procedure", World Tunnel Congress 1999, Oslo, Balkema, pp 71-78.
- 9. WITTKÉ, W. "German National Report on tunnelling in soft ground", Underground Construction in soft ground, Nueva Delhi, India, 1994. Balkema, pp 101-106.
- 10. TAYLOR, R. "Tunnelling in soft ground in the UK", Undergr.Construct. in soft ground, Nueva Delhi, India, 1994. Balkema, pp 123-126.
- 11. MATSUMOTO, Y, NISHIOKA, T. "Theoretical tunnel mechanics", Univ. Of Tokyo Press, 1991, pp. 73-75.
- 12. TERZAGHI, K. "Rock defects and loads on tunnel supports", en "Rock tunnelling with steel supports", Proctor & White, Youngstown Ohio, 1946. En la Biblioteca de Geotecnia del Prof. Jiménez Salas en el CEDEX-Alfonso XII existe un original reeditado por la Univ. de Harvard en 1952.
- 13. TERZAGHI, K. "Stresses in rocks about cavities", The Institution of Civil engns, Londres, 1952.
- 14. MASHIMO, H, ISHIMURA, T. "Evaluation of the load on shield tunnel lining in gravel", Tunnelling and Underground Space Technology, 2003, 18, pp 233-241.
- 15. INOKUMA, A, ISHIMURA, T. "Earth pressure acting on shield driven tunnels in soft ground", Undergr.Construct. in soft ground, Nueva Delhi, India, 1994. Balkema, pp 221-224.
- 16. KAWATA, H, KOYAMA, Y, TARUMI, H. "Measurements on open type shield driven tunnel in soft cohesive soil", Undergr.Construct. in soft ground, Nueva Delhi, India, 1994. Balkema, pp 245-248.
- 17. LADANY, B, HOYAUX, B. "A study of the trap-door problem in a granular mass", Canadian Geot. Journal, 6, 1969, pp 1-15.
- 18. KOYAMA, Y, ET AL. "Design of linings for shield driven tunnels - A survey on Japanese shield tunnelling", Undergr.Construct. in soft ground, Nueva Delhi, India, 1994. Balkema, pp 352
- 19. RODRÍGUEZ ORTIZ, J.M. "Estudio del comportamiento de medios granulares heterogéneos mediante modelos discontinuos analógicos y matemáticos", Tesis Doctoral, ETS Caminos Madrid, 1974, pp. 177.
- 20. IFTIMIE, T. "Overview and a new hypothesis on earth pressure acting on circular tunnel lining", Tunnels and Metropolises, World Tunnel Congress 1998, Sao Paulo, Balkema, pp 267-272. Fig.4.
- 21. LEE, C.J. ET AL. "Tunnel stability and arching effects during tunnelling in soft clayey soil", Tunnelling and Underground Space Technology, 2006, 21, pp 119-132.
- 22. MAIR, R.J. "Geotechnical aspects of design criteria for bored tunnelling in soft ground", Tunnels and Metropolises, World Tunnel Congress 1998, Sao Paulo, Balkema, pp 183-199.
- 23. PECK, R. "Deep excavations and tunnelling in soft ground", 7ª Conf. Internat. Soil Mech.and Found. Engineering, Mexico 1969, pp 225-290.
- 24. BULYCHEV, N, FOTIEVA, N. "Once more about the modern theory of underground structures design" Intl. Congress in Tunnelling, Oslo, 1999, I, pp 327-333.
- 25. FOTIEVA, N, BULYCHEV, N. "Design of temporary support forming later on an element of permanent tunnel lining" Intl. Congress in Tunnelling, Acapulco, 1992, I, pp 257-261.
- 26. GONZÁLEZ VALLEJO, L. "Influencia de las condiciones geológicas y geomecánicas en los túneles" Jornadas de Ing. Geológica y Geotécnica de Túneles, U.Polit. Madrid, 2001. pp 8.
- 27. KASTNER, H. "Statik des Tunnel- und Stollenbaues", Ed. Springer-Verlag, Berlin, 1962.
- 28. EDMUNDS, F. "Geology and tunnelling", en "Tunnels and tunnelling", Ed. Pequignot, Hutchinson, 1963.
- 29. SHIMADA, MITSUHIKO. "Mechanical behavior of rocks under high pressure conditions", Balkema, 2000, pp 86-87 y fig. 5.1.
- 30. JUDD, W. "Rock stress, rock mechanics and research", en "State of stress in the earth crust", Elsevier, 1964, pp 5-53.
- 31. SZÉCHY, K. "The art of tunnelling", Akadémiai Kiadó, Budapest, 1966, Cap.3, pp.133-263
- 32. WAGNER, H. "Verkehrs-Tunnelbau", Ernst & Sohn, Berlin 1968.
- 33. KOMMERELL, O. "Statische Berechnung von Tunnelmauerwerk", Ernst & Sohn, Berlin 1940. El autor no ha podido conseguir aún esta referencia, pero sus hipótesis vienen explicitadas en la pag. 48 y fig. 28 de la referencia anterior.
- 34. RODRÍGUEZ ORTIZ, J.M. y SERRANO, A. "Obras Subterráneas", en Geotecnia y Cimientos III, Ed. Jiménez Salas, J.A. Ed. Rueda, 1980.
- 35. JUMIKIS, A. "Rock Mechanics", Trans Tech Publ. 1983.
- 36. LINDNER, E, HALPERN, J. "In-situ stress in North america: a compilation" Intl. Journal of Rock Mechanics, 1978, 15, pp 183-203.
- 37. MCGARR, A, GAY, N. "State of stress in the earth's crust" Ann. Rev. Earth Planet. Sciences, 1978, 6, pp 405-436.
- 38. HOEK, E, BROWN, E. "Trends in relationships between measures in-situ stresses and depth" Technical Note. Intl. Journal of Rock Mechanics, 1978, 15, pp 211-215.
- 39. HOEK, E, BROWN, E. "Underground excavations in rock", The Institution of Mining and Metallurgy, Londres, 1980, reimpr. 1997.
- 40. MCCUTCHEN, W. "Some elements of a theory of in situ stress" Technical Note, Intl. Journal of Rock Mechanics, 1982, 19, pp 201-203.
- 41. GOUGH, D, GOUGH, W. "Stress near the surface of the earth" Ann. Rev. Earth Planet. Sciences, 1987, 15, pp 545-566.
- 42. HUDSON, J, COOLING, C. "In situ rock stresses and their measurement in the UK- Part I: The current state of knowledge" Intl. Journal of Rock Mechanics, 1988, 25, pp 363-370.
- 43. HUDSON, J, COOLING, C. "In situ rock stresses and their measurement in the UK- Part II: Site experiments and stress field interpretation" Intl. Journal of Rock Mechanics, 1988, 25, pp 371-382.
- 44. HINOJOSA, J.A., LÓPEZ GUARGA, R. "Anteproyecto para la construcción de un túnel de carretera en el puerto de Somport (Frontera Hispano-Francesa) Provincia de Huesca. Estudios geológicos, geotécnicos e hidrogeológicos" Intl. Congress in Tunnelling, Acapulco, 1992, I, pp 53-60.
- 45. COBREROS, J.A. "El proyecto del túnel ferroviario de la sierra de Guadarrama" Jornadas de Ing. Geológica y Geotécnica de Túneles, U.Polit. Madrid, 2001.
- 46. MORENO CERVERA, M. "Linea de Alta Velocidad Madrid-Zaragoza. Tramo Calatayud-Ricla" Jornadas de Ing. Geológica y Geotécnica de Túneles, U.Polit. Madrid, 2001.
- 47. PÉREZ RODRÍGUEZ, J.R., ET AL. "Los túneles de la línea ferroviaria de Alta Velocidad Córdoba-Málaga" Jornadas de Ing. Geológica y Geotécnica de Túneles, U.Polit. Madrid, 2001.
- 48. BARTON, N, ET AL. "60 m span Olympic cavern in Norway" Intl. Congress in Tunnelling, Acapulco, 1992, I, pp 417-427.
- 49. BOONE, S, ET AL. "Characterization of San Diego's Stadium conglomerate for tunnel design", RETC, San Diego, USA, 2001, pp 33-45.
- 50. SHEOREY, P. "A theory for in situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock" Intl. Journal of Rock Mechanics, 1994, 31-1, pp 23-34.
- 51. WITTKÉ, W. "Rock Mechanics. Theory and applications with case histories", Springer-Verlag 1990.
- 52. PAN, E, AMADEI, B, SAVAGE, W. "Gravitational and tectonic stresses in anisotropic rock with irregular topography" Intl. Journal of Rock Mechanics, 1995, 32-3, pp 201-214.
- 53. HOEK, E, KAISER, P, BAWDEN, W. "Support of underground excavations in hard rock", Balkema 1995.
- 54. HOEK, E, "Rock engineering. Course Notes", e-book 2000.
- 55. REINECKER, J, WENZEL, F. "Spannungszustände in der Erdkruste. Das World-Stress-Map Projekt", Geotechnik, 2006-2, pp 120-124.
- 56. PARKER, H. "Geotechnical investigations", en "Tunnel Engineering Handbook", Ed. Bickel, J, Kluwer Academic, 1996.
- 57. OTEO, C. "Introducción al diseño y ejecución de túneles en roca", en "Curso sobre Túneles en roca", CEDEX, Madrid, 1995.
- 58. RODRÍGUEZ ORTIZ, J.M. "Diseño de túneles en roca", en "Curso sobre Túneles en roca", CEDEX, Madrid, 1995.
- 59. KIM, H, EISENSTEIN, Z. "Prediction of lining loads from case histories", Tunnels and Metropolises, World Tunnel Congress 1998, Sao Paulo, Balkema, pp 299-304. Fig. 1.
- 60. KING, E. "Rock tunnels", en "Tunnel Engineering Handbook", Ed. Bickel, J, Chapman & Hall, 1995, pp.123-126.

- 61. TAMEZ, E. ET AL. "Diseño geotécnico de túneles", TGC Geotecnia, Mexico, 1997.
- 62. FRANCISS, F. "Weak rock tunnelling", Balke-ma, 1994.
- 63. TATIYA, R. "Civil excavations and tunnelling", Thomas Telford, 2005.
- 64. AFES. "Recommandations relatives a la Car-acterisation des massifs rocheux utile a l'estude et a la realisation des ouvrages souterrains", Tun-nels, May-Jun 03, pp.138-186
- 65. SCHUCK, W. "Gebirgs- und Wasserdruck bei der bemmessung von Felstunneln", Tunnel, May 2005, pp.43-49.
- 66. DAUB, Deutscher Ausschuss für unterirdis-ches Bauen "Recommendations for static analy-sis of shield tunnelling machines", Tunnel, Nov 2005, pp.44-59.
- 67. BRADY, B, BROWN, E. "Rock mechanics for underground mining" Chapman & Hall, 1985. Cap. 5, pp.141.
- 68. CRISTECU, ND, HUNSCHE, U. "Time effects in rock mechanics" Wiley, 1998. En el capítulo 7, pags.209-213, el lector interesado puede encon-trar muchas referencias adicionales sobre tensio-nes in situ.
- 69. SINGH, B, GOEL, R.K. "Rock mass classifica-tion. A Practical approach in Civil Engineering" Wiley, 1999. El lector interesado puede encon-trar aplicaciones prácticas de las clasificaciones geomecánicas habituales.
- 70. GOODMAN, R. "Introduction to Rock mecha-nics" Wiley, 1989.
- 71. STAGG, K, ZIENKIEWICZ, O. "Rock mechanics in engineering practice" Wiley, 1968, Blume 1970, Trad. J Rodríguez Ortiz.
- 72. MASHIMO, H, ET AL. "High strength shotcrete support for high ground pressure" Intl. Congress Tunnelling, Oslo, 1999, I, pp 399-407. Figs 8 y 9.
- 73. BILGIN, N ET AL. "A model to predict the per-formance of tunnelling machines under stressed conditions", ITA World Tunnel Congress 2000, Dur-ban, pp 47-53.
- 74. BLACK, A. "The story of tunnels", McGraw-Hill, Londres, 1937, pp.42-59.
- 75. KOVARI, K. "Historical tunnels in the Swiss Alps", Society for the Arts of Civil Engineering, Zu-rich, 2000, pp.8-32.
- 76. KOVARI, K. "Tunnelling Switzerland", Swiss Tunnelling Society, Bertelsmann, Zurich, 2002, pp.8-32.
- 77. VON RABCEWICZ, L. "The New Austrian Tun-nelling Method", Water Power Nov.1964 pp 453-457. Dic.1964 pp 511-515. Ene 1965 pp 19-24. Da-da la dificultad de encontrarlos hoy, estos pa-pers pueden bajarse de la página del autor www.catedra-ffcc-caminos.com.
- 78. VON RABCEWICZ, L. "Gebirgsdruck and tun-nelbau", Springer Verlag, Viena, 1944; "Der neue Semmeringtunnel", Eisenbahn 1955; "Bolted sup-port for tunnels", Water Power, Abril-Mayo 1954, y "Influence of Constructional Methods on Tun-nel Design", Water Power, Diciembre 1955 y "Aus-der Praxis des Tunnelbaues. Einige Erfahrungen uber echten Gebirgsdruck", Geologie und Bau-weisen, Viena, 1962.
- 79. LAUFFER, H. "Gebirgsklassifizierung im Stollen-bau", Geologie und Bauwesen, 1958, H.3
- 80. El lector puede comprobar que 40 años despues estas observaciones siguen formando parte esencial del NATM. Si surge cualquier pro-blema en un túnel con el NATM, el correspon-diente experto responderá siempre esta misma frase, que para aplicar el NATM hay que saber mucho, y que realmente solamente él mismo es-tá realmente capacitado para utilizarlo.
- 81. VON RABCEWICZ, L. "Stability of tunnels un-der rock load", Water Power Jun.1969 pp 225-229; Jul.1969 pp 266-273; Agos 1969 pp 297-302.
- 82. VON RABCEWICZ, L, GOLSER, J. "Principles of dimensioning the suporting system for the New Austrian Tunnelling Method", Water Power Mar.1973 pp 88-93.
- 83. VON RABCEWICZ, L. "Tunnel under Alps uses new, cost-saving lining method", Civil engrg. AS-CE Oct 1975 pp 66-68.
- 84. KLEIN, S. "An approach to the classification of weak rock for tunnel projects", RETC, San Die-go, USA, 2001, pp 793-805.
- 85. BULYCHEV, N. "Stability assesment of under-ground excavations in jointed rock". Intl Conf. Geomechanics, Checoslovaquia 1991, pp 49-52.
- 86. BIENIAWSKI Z. "Engineering rock mass classifi-cations. A complete manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engine-ering" Wiley, 1989. Este excelente libro ha sido la causa de numerosos colapsos de túneles por aplicar las clasificaciones geomecánicas donde y cuando no se debe, a ciegas y como si de re-cetas de cocina se tratara. Ver más adelante las observaciones del Prof. Hoek.
- 87. CELADA, B. "Aplicación de las clasificacio-nes geomecánicas para la previsión de la con-vergencia y el diseño de sostenimiento en las galerías de mina" 5º Congreso Intern. Mecánica de Rocas, Melbourne, Abril 1983.
- 88. Por ejemplo los de Fuente La Higuera, el Pa-drún, la C-5 entre Embajadores y Laguna, el Ca-bañal, Montblanc, Lilla y Camp Magré entre muchos otros.
- 89. BROMS, B. Y BENNERMARK, H. (1967). "Stabi-lity of clay at vertical openings". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc ASCE, Vol. 93, N° SM1, 71-95.
- 90. MELIS, M. "El colapso del túnel ferroviario por inestabilidad del frente en suelos y rocas blandas o muy diaclasadas", ROP, n° 3.450 Dic 2004, pp.33-64 y n° 3458 Sep 2005, pp 7-24.
- 91. BIENIAWSKI Z. "Determining rock mass defor-mability: experience from case histories". Intl. Journal of Rock Mechanics, 1978, 15, pp 237-247.
- 92. MORENO TALLÓN, E. "Aplicación de Clasifi-caciones Geomecánicas y Curvas Característi-cas", en "Curso sobre Túneles en roca", CEDEX, Madrid, 1995.
- 93. BHASIN, R, BARTON, N, ET AL. "Comparison of predicted and measured performance of a large cavern in the Himalayas" Intl. Journal of Rock Mechanics, 1996, 33-6, pp 607-626.
- 94. SOULEY, M ET AL. "The effect of joint consti-tutive laws on the modelling of an underground excavation and comparison with in situ meas-urements" Intl. Journal of Rock Mechanics, 1997, 34-1, pp 97-115.
- 95. CELADA, B. "Diseño del sostenimiento de tú-neles", en "Manual de Túneles y Obras Subterrá-neas", Ed. López Jimeno, C, 1997.
- 96. VAVROVSKY, G. "NATM:geomechanical principles explained", T&T Oct 1995, pp 31-34.
- 97. GALERA, J, ÁLVAREZ, M, BIENIAWSKI, Z. "Eva-luación del módulo de deformación en macizos rocosos", Rev Ingeopress, Oct 2005 pp 20-28.
- 98. HUDSON, J, HARRISON, J. "Engineering rock mechanics, an introduction to the principles", Pergamon, 1997, reimpr. 2000.
- 99. GONZÁLEZ VALLEJO, L. "Las clasificaciones geomecánicas para túneles", en "Ingeo Túne-les, Libro 1", Ed. López Jimeno, C, 1998.
- 100. GONZÁLEZ VALLEJO, L. ET AL. "Ingeniería Geológica", Prentice Hall, 2002, pp. 214-218
- 101. GOEL, R, JETHWA, J ET AL. "Correlation bet-ween Barton's Q and Bieniawski's RMR - A new approach" Intl. Journal of Rock Mechanics, 1996, 33-2, pp 179-181.
- 102. BARTON, N. "Rock mass conditions dictate choice between NMT and NATM", T&T Oct 1994, pp 39-42
- 103. TARKOY, P. "Rock mass rating systems: to use or not to use?", T&T May 1995, pp.38-40.
- 104. BARTON, N. "TBM tunnelling in jointed and faulted rock", Balkema, 2000, Part 2, pp. 39-99.
- 105. BARTON, N. "TBM performance estimation in rock using QTBM", T&T, Sep 1999, pp.
- 106. BARTON, N. "Are long TBM tunnels faster by TBM?", RETC, San Diego, USA, 2001, pp 819-828.
- 107. BLINDHEIM, O. "A critique of QTBM", T&T, Jun 2005, pp.32-35.
- 108. BARTON, N. "Comments on A critique of QTBM", T&T, Jul 2005, pp.16-19.
- 109. BARTON, N. "Employing the QTBM prognos-is model", T&T, Dec 2003, pp. 20-23.
- 110. KOVARI, K. "Erroneous concepts behind the New Austrian Tunnelling Method", T&T, Nov 94, pp 38-42.
- 111. DE MELLO, V. "Fallacies in NATM/RSST shot-crete supported tunnelling", T&T, Jul 96, pp 38-41 y Sep 96, pp 34-36.
- 112. CELADA, B, BIENIAWSKI, Z, ET AL. "El indice de excavabilidad del macizo rocoso (RME): Nueva metodología para escoger el método óptimo de construcción de túneles" ITA Con-gress, Seul, Abril 2006.
- 113. SÁNCHEZ LASTRA, J, BEJARANO, B, FERNÁN-DEZ-BOLLO, M. "Investigación de los túneles del nuevo trazado del Canal de Santa Marina" Intl. Congress in Tunnelling, Acapulco, 1992, I, pp 409-416.

- 114. DOUGLAS, K. "The shear strength of rock masses", Ph.D. Thesis, Univ. New South Wales, Australia, Dic.2002, cap. 6, pp.6.1-6.69.
- 115. WILES, T D. "Reliability of numerical modeling predictions" Intl. Journal of Rock Mechanics, 2006.
- 116. HOEK, E. "Reliability of Hoek-Brown estimates of rock mass properties and their impact on design" Intl. Journal of Rock Mechanics, 1998, pp 63-68.
- 117. KAYABASI, A, ET AL. "Estimating the deformation modulus of rock masses: a comparative study" Intl. Journal of Rock Mechanics, 2003, pp 55-63.
- 118. DE MELLO, V. "Fallacies in routines of NATM (RSST) shotcrete supported tunneling and promises thereof" North American Tunneling 1996, Balkema, pp 123-132. Este importantísimo e interesantísimo trabajo –con el que quien esto escribe no puede estar más de acuerdo, fué reproducido en Tunnels & Tunnelling.
- 119. HOEK, E, DIEDERICH, M. "Empirical estimation of rock mass modulus" Intl. Journal of Rock Mechanics, 2006, 43, pp 203-215.
- 120. SONMEZ, H, ET AL. "Estimation of rock modulus: for intact rocks with an artificial neural network and for rock masses with a new empirical equation" Intl. Journal of Rock Mechanics, 2006, 43, pp 224-235.
- 121. Carta de los Aseguradores de fecha 4 Agosto 2000, entregada al autor sin autorización para hacerla pública.
- 122. ASCHE, H, ET AL. "Tunneling on the south east transit project. Brisbane", RETC, San Diego, USA, 2001, pp 513-530
- 123. ROMANA, M. "Recomendaciones de excavación y sostenimiento para túneles" ROP Marzo 2001, pp 19-28.
- 124. POWELL, D, FIELD, D, HULSEN, R. "Design of a NATM tunnel for Mission Valley Light Rail – East Extension", Rapid Excavation and Tunneling Conference, San Diego, CA USA, 2001, pp 3-26.
- 125. ARNOLD, J. "High speed shotcrete tunneling in chalk for the Channel Tunnel Rail Link (North Downs tunnel)", RETC, San Diego, USA, 2001, pp 721-742
- 126. HIMURA, H, GOSHIMA, H. "Construction of a large-scale tunnel in sedimentary soft rock near a residential area- Onmawashi-Koen regulating reservoir", RETC, San Diego, USA, 2001, pp 411-420
- 127. GARGA, A, KUMAR DAYAL, R. "Tunnel Construction in difficult site condition for the longest highway tunnel in Himalayan ranges - India", RETC, San Diego, USA, 2001, pp 453-463
- 128. ANDERSON, J. "Reducing risk and improving safety with particular reference to NATM" RETC, San Diego, USA, 2001, pp 35-42.
- 129. ANDERSON, J. Comunicación privada al autor, 2006.
- 130. WAGNER, H, KOLIC, D. "Reliability of conventional ground support", RETC, San Diego, USA, 2001, pp 807-817.
- 131. KOVARI, K, AMBERG, F ET AL. "Mastering of squeezing rock in the Gotthard Base", World tunnelling, Jun 2000, pp 234-238.
- 132. SEINGRE, G, AESCHBACH, M. "Tunnel de Lötschberg. La fenetre de Ferden", Tunnels, Sep-Oct 01, pp.267-276.
- 133. TTC, May 05, pp.30-32 "Lötschberg sets record as Alptransit advances".
- 134. TTC, Sep 05, pp.16-18 "Overcoming ground squeeze in Mitholz".
- 135. LEHMANN, G, BAEPLER, K. "Entwicklung der tunnelbohrmaschinen vom Lötschberg zum Gotthard" Tunnel, June 2003, pp.75-82.
- 136. STREULI, U. "Building the Vereina railway tunnel through the Alps" T&T, Oct 95, pp.25-28.
- 137. (World Tunnelling, May 97 p.162).
- 138. MARTIN, D. "Coping with stress gives Karawanken tunnellers a headache", T&T, Summer 91, pp. 21-27.
- 139. MAIDL, B. "Overcoming a collapse in the Karawanken tunnel", T&T, Jun 93, pp.30-32.
- 140. COBREROS, J.A. "Salvar obstáculos. El túnel ferroviario de Alta Velocidad a través de la Sierra de Guadarrama", Cauce 2000, 127, 2005, pp. 30-39.
- 141. CASTELLO, G. "Performances du tunnelier ... Guadiaro-Majaceite", Tunnels, Jul-Ago 1998, pp.345.
- 142. LOMBARDI, G, PANCIERA, A. "Problemas with TBM & linings in squeezing ground" T&T Int. Jun 1997, pp 55-56.
- 143. T&T Feb 03, p.8 "THSRL recovers from recent falls".
- 144. T&T Ene 03, p.20-23 "Overbreak remedy at Herzogberg".
- 145. OKAI, T. "Tunnel construction procedures to overcome the high pressures of rock mass swelling", ITA World Tunnel Congress 2000, Durban, pp 363-372.
- 146. MAHIEU, B. "Tunnel du Somport", Tunnels, May-Jun 1998, pp.189.
- 147. AFTES. "Reconnaissances de la zone de Piora en vue de la réalisation du tunnel de base du Saint Gotthard", Tunnels, Mar-Abr 1998, pp.139
- 148. KOVARI, K, AMNERG, F. "Maitrise du rocher poussant dans le tunneñ du base du Gotthard", Tunnels, Mar-Abr 01, pp.55-60.
- 149. WILLIAMS, L. "Dealing with swelling ground at Sedrun" TTC Oct 04, pp 1214.
150. JESSEL, T, BOISSONAS, Y. "Facing adversity at Faido" T&T Nov 03, pp 25-29.
- 151. BOISSONAS, Y. "Challenges encountered during construction of the Faido multifunctional station of the Gotthard base tunnel and their solutions" Congres International de Chambéry, Oct 2005, pp 337-341
- 152. T&T Jun 95, p.26-28 "Difficult ground halts TBM".
- 153. T&T Jun 93 "Indonesia headrace tunnel under way".
- 154. T&T Dic 93, p.7 "High pressure rock halts Singkakrak TBM".
- 155. VIGNAT, P. "Reconnaissances géologiques par sondages dirigéestunnel de base ... Lyon-Turin", Tunnels, Jul-Ago 2000, pp.236-241.
- 156. GUILLAUD, M. "Lyon Turin Ferroviaire", Tunnels et Ouvrages, Nov-Dic 2002, pp.357.
- 157. GREENMAN, A. "Expert advice for Taiwan's Pinglin", T&T, May 2002, pp.14-18.
- 158. "Hsuehshan tunnel (former Pinglin), Taiwan", Intl. Congr Mecha Tunneling: Challenging case histories, Politecnico de Torino, ITA, 2004.
- 159. REINA, P. "Taiwanese team persevere through problematic route", Eng. News records, Jun 2003.
- 160. ORTLEPP, W. "The behaviour of tunnels at great depth under large static and dynamic pressures", ITA World Tunnelling Congress 2000, Durban, pp 389-394.
- 161. MAURY, V. "Specific and compared difficulties in works at great depth in mining, civil engineering and oil industry from a rock mechanics perspective", Prediction and Performance in rock mechanics and rock engineering, Eurock '96, Turín, Balkema, pp 1553-1568.
- 162. COOK, N. "The failure of rock" Intl. Journal of Rock Mechanics, 1965, pp 389-403. Otro trabajo posterior, que el autor aún no posee, es el "A note on rockbursts considered as a problem of stability", South Afr. Int. Min. Metallurgy.
- 163. JIN, W, BROCH, E. "In-situ stresses affect cavern stability" T&T Int, Nov 1999, pp 44-47.
- 164. "Non-shielded TBM holds squeezing clay in check" T&T Int, Ene 1991, pp 50-52
- 165. KATUSHI MIURA. "Design and construction of mountain tunnels in Japan", Tunneling and Underground Space Technologym 2003, 18, pp 115-126.
- 166. CARTER, T, STEELS, D, ET AL. "Difficulties of tunnelling under high cover in mountainous regions", Congres International de Chambéry, Oct 2005, pp.349-358.
- 167. Ver por ejemplo las declaraciones de los responsables en ABC el 15 Octubre 1998. "El GIF sacará a concurso este mes el túnel del TAV a Valladolid por la sierra de Guadarrama. Si el proyecto resulta demasiado costoso no se descarta llevarlo por el corredor de Villalba".