

Propósito de la Revista de Obras Públicas

La Revista de Obras Públicas es, básicamente, una revista de carácter técnico, que pertenece al mundo cultural de la Ingeniería Civil.

Órgano Profesional de los Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, su ámbito de divulgación es, pues, tanto el colectivo de éstos como el de su entorno técnico, científico, económico, cultural y social directamente ligado al mismo, de manera que los artículos que en ella se publican presenten el máximo interés para todos sus potenciales lectores.

Tal ha sido su línea editorial desde su fundación en 1853, y su objetivo sigue siendo continuar e innovar esa línea de reflexión sobre el oficio.

Así, la ROP, dentro de su contenido técnico, se adentra en un mundo más amplio que el de las revistas puramente científicas (cuyo objetivo, de mayor especialización, es el de dar a conocer de manera exclusiva tecnologías muy específicas y trabajos de investigación), atendiendo al ingeniero proyectista y al constructor, al mundo de las enseñanzas técnicas y al de las actividades profesionales, así como a las relaciones de la ciencia, la técnica y la cultura con la política sectorial y la sociedad civil.

Sumario

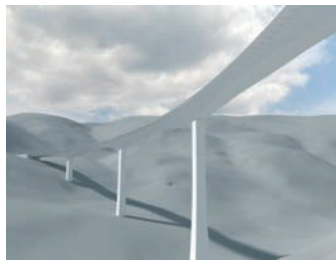
nº 3.472 • Año 153 • Diciembre 2006

Editorial

5

¿Merece la pena?
[Is it worthwhile?]

Ciencia y Técnica de la Ingeniería Civil



7-16

Viaducto de Montabiz
[The Montabiz viaduct]
Roberto Villegas Gómez,
Marcos J. Pantaleón Prieto,
Roberto Revilla Angulo,
Patricia Olazábal Herrero

17-42

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



43-58

La energía eólica: Significación, perspectivas y aspectos técnicos de la principal fuente renovable de generación eléctrica
[Wind Energy: Significance, perspectives and technical aspects of the main source of renewable electric generation]
Francisco Galán Soraluze

Historia y Cultura de la Ingeniería Civil



59-66

Transportes y viajes por mar en España en los siglos XVI y XVII
[Sea transport and travel in sixteenth and seventeenth century Spain]
José I. Uriol Salcedo



Foto de portada: Parque de Leizta-Berueite en Navarra (España).

Obras y Proyectos de Actualidad

77-82

La AP-41: Una nueva alternativa para viajar entre Madrid y Toledo
[The AP-41: A new transport alternative between Madrid and Toledo]
Luis Barceló Vidal



Secciones

Actividad del Ingeniero 67
Debate y Opinión 71
La ROP hace 150 años 73
La ROP hace 100 años 74
La ROP hace 50 años 75
Informaciones [páginas amarillas] 83

Se admiten comentarios a los artículos publicados en el presente número, que deberán ser remitidos a la redacción de la ROP antes del 30 de marzo de 2007

Director:
Juan Antonio Becerril Bustamante

Redactores Jefes:
Juan A. Sánchez Rey
Juan Pablo Mañueco Grinda

Maquetación:
José Luis Saura

Redacción:
Jesús Benito Torres
Gloria Martín Sicilia

Redacción y Publicidad:
Almagro, 42.
28010 Madrid.
Tel.: 91.308.19.88
Fax: 91.319.15.31

Edita:
Colegio de Ingenieros
de Caminos,
Canales y Puertos.

Imprime:
Grafoffset SL impresores.

Depósito Legal: M-156-1958.
ISSN: 0034-8619.
rop@ciccp.es
www.ciccp.es/rop/index.htm

Suscripciones:
suscripcionesrop@ciccp.es

Esta revista no se hace necesariamente solidaria de las opiniones expresadas por sus colaboradores.

Publicación decana de la prensa española no diaria. Fundada en 1853

CONSEJO DE ADMINISTRACIÓN

Presidente:

D. José Antonio Torroja Cavanillas

Vocales:

Miguel Aguiló Alonso

Luis Berga Casafont

Juan Francisco Lazcano Acedo

Íñigo Losada Rodríguez

Julio Martínez Calzón

Pedro Rodríguez Herranz

Edelmiro Rúa Álvarez

Juan Antonio Santamera Sánchez

Benjamín Suárez Arroyo

Director:

Juan Antonio Becerril Bustamante

COMISIÓN DE EXPERTOS

Federico Bonet Zapater

Javier Botella Atienza

Gerardo Cruz Jimena

Javier Díez González

José Luis Gómez Ordoñez

Santiago Hernández Fernández

Antonio Huerta Cerezuela

Ernesto Hontoria García

Javier Manterola Armisen

Manuel Melis Maynar

Felipe Mendaña Saavedra

Eugenio Oñate Ibáñez de Navarra

Carlos Oteo Mazo

Mariano Palancar Penella

Santiago Pérez-Fadón Martínez

Ángel Pérez Jamar

José Polimón López

José Rubio Bosch

Javier Rui-Wamba Martija

Fernando Sáenz Ridruejo

Andrés Sahuquillo Herraiz

Francisco Javier Samper Calvete

Vicente Sánchez Gálvez

Antonio Soriano Peña

Pedro Suárez Bores

Ignacio Tejero Monzón

Javier Torres Ruiz

Santiago Uriel Romero

Eugenio Vallarino y

Cánovas del Castillo

COMITÉ EDITORIAL

Francisco Javier Asencio Marchante

Antonio de las Casas Gómez

Juan Antonio Becerril Bustamante

Rafael Izquierdo de Bartolomé

Juan Rodríguez de la Rúa

Editorial

¿Merece la pena?

El primer artículo de este número que el lector tiene en su mano se refiere a una de las obras más significativas de las que actualmente se realizan en España. El llamado Acceso a la Meseta se conforma como la solución definitiva (tras varias tentativas insuficientes) para las comunicaciones con Cantabria y el Norte de la Península a través de las Hoces del Besaya, famoso desfiladero en el que a partir de ahora la carretera actual no será sino una vía de servicio entre las pintorescas y bellas aldeas que allí se han implantado a lo largo de los siglos.

Para poder desarrollar esta arriesgada solución ha sido preciso realizar un conjunto importante de túneles y viaductos que conforman una espectacular obra de ingeniería que hay que dar a conocer a la sociedad desde su faceta técnica, pues de la propaganda política ya se ocuparán otros invitados que harán suya la obra.

El Viaducto de Montabliz presenta varias características importantes: es récord de España en altura de pilas, que llegan a alcanzar los ciento treinta metros de altura, por lo que se incluye entre los seis mayores de Europa; la luz del vano central alcanza los ciento setenta y cinco metros, contruidos mediante la técnica de avance en voladizos; y, finalmente, el diseño de su sección transversal, resuelto mediante cajón único, completa una solución que se traduce en una estructura que, además, es apenas perceptible en unos parajes realmente únicos. Se puede afirmar que se trata de una obra de la mayor importancia.

Llevar a cabo todo ello ha supuesto correr innumerables riesgos de todo tipo, cumplir plazos exigüos, extremar los controles de calidad, vigilar la seguridad de quienes han participado en el empeño. Quienes concibieron la obra, quienes la proyectaron, quienes la dirigieron, quienes la construyeron, son dignos de un gran homenaje que no quede sólo en un acto de agradecimiento, incluida medalla y discurso. Hay que dar a conocer sus nombres, y, sobre todo, hay que explicar a la sociedad que ese tramo de aglomerado por el que pasamos veloces, no es sino el remate de una de las realizaciones más representativas y más innovadoras de la técnica española y de la que todos debemos estar orgullosos.

Habrá quien se pregunte si merece la pena tanto esfuerzo para algo que pocos van a ver y admirar; en respuesta a ello será preciso esforzarse, cuando acabe la obra, en la primavera próxima, en explicar, hasta la saciedad las virtudes de la obra, haciendo eso que unas veces se llama vender imagen y otras explotar el éxito. ¡Cuánto tenemos que aprender en ese sentido! No nos cansaremos de incidir sobre este asunto, pendiente desde hace doscientos años.

Pero, sí, merece la pena. Porque hacer un puente convencional es mucho más fácil, se corre menos riesgo y se convierte en emblemático sin más que añadirle dos pendolones, dos grupos escultóricos y una conferencia de prensa. Pero cuando se logran resolver los problemas que ha planteado una obra como ésta, desde la calidad científica y desde el rigor constructivo, se goza de la satisfacción de haber puesto al servicio de la sociedad el resultado de muchos años y de muchas generaciones que cumplieron con su deber y que supieron integrar un territorio áspero gracias a su trabajo y a su profesionalidad.

Y los días que corren exigen que, todo esto, lo expliquemos. ♦

Viaducto de Montabliz

The Montabliz viaduct

Roberto Villegas Gómez. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Director de Obra Ministerio de Fomento. rvillegas@fomento.es

Marcos J. Pantaleón Prieto. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

APIA XXI, S.A., Santander, España. lsaez@apiaxxi.es

Roberto Revilla Angulo. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

APIA XXI, S.A., Santander, España. rrevilla@apiaxxi.es

Patricia Olazábal Herrero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

APIA XXI, S.A., Santander, España. polazabal@apiaxxi.es

Resumen: El presente artículo describe el diseño, proyecto y construcción del Viaducto de Montabliz, que permite el paso de la Autovía de la Meseta sobre el valle del río Bisueña en la provincia de Cantabria. Sus 130 m de altura de pila, la mayor de España y entre las 6 mayores de Europa, sus 175 m de luz en el vano central, construidos mediante la técnica de avance en voladizo, y el diseño de su sección transversal, resuelta mediante cajón único para las dos calzadas, con anchura de plataforma de 26.1 m, hacen de la solución proyectada una estructura muy singular.

Palabras Clave: Viaducto, Avance en voladizo, Pila, Tablero

Abstract: The article describes the design, planning and construction of the Montabliz Viaduct which takes the Meseta Motorway over the valley of the River Bisueña in the province of Cantabria. The viaduct has a pier height of 130 m pier making it the highest in Spain and among the six highest in Europe, and this together with its 175 m long central span, built by cantilevered construction, and the design of the cross-section in single box form for the two roadways, with a platform width of 26.1 m, all make this a unique structure.

Keywords: Viaduct, Cantilevered construction, Pier, Deck

1. Introducción

La Autovía de la Meseta, construida por el Ministerio de Fomento, es el principal acceso de gran capacidad que tiene la comunidad de Cantabria con el centro peninsular. Se trata de una vía de doble calzada y sentido de circulación que, al atravesar un marco geográfico de tal belleza y de tan difícil orografía, como es la Cordillera Cantábrica, hace que su construcción presente una gran complejidad técnica y medioambiental.

El profundo valle en el que se encuadra el viaducto, se encuentra situado entre las localidades de Bárcena de Pie de Concha y Pesquera, y se caracteriza por presentar los elementos típicos de los valles cantábricos: es decir, un valle fluvial en "V", con pendientes muy abruptas, escasez de terrenos llanos y vaguadas estrechas.

2. Diseño formal

El viaducto se sitúa en un enclave de amplia visibilidad y de especial naturaleza medioambiental y paisajística, lo que ha exigido un diseño singular de su estructura, y un gran respeto a los valores ambientales contenidos en los espacios naturales del entorno. La definición de su tipología, geometría y proceso constructivo, se ha realizado de acuerdo a las especificaciones exigidas en la Declaración de Impacto Ambiental, que han condicionado en gran medida su diseño.

Al tratarse de una gran infraestructura que franquea un valle largo y profundo, en donde la utilización de cimbras convencionales la hace constructiva, ambiental y económicamente inviable, se llegó al convencimiento de que la solución más adecuada, era la de tipología en viga continua de hormigón pre-

Fig. 1. Vista general del Viaducto de Montabliz.



tensado construida mediante la técnica de avance en voladizos sucesivos.

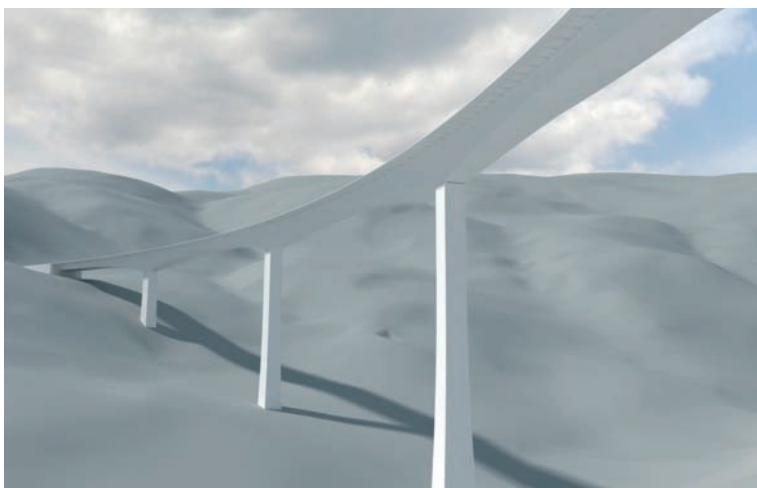
En definitiva, se trata de un gran viaducto de pilas altas y grandes luces, en donde la construcción mediante avance en voladizo se adapta particularmente bien y presenta grandes ventajas. De entre ellas cabe destacar la liberalización del espacio situado bajo la estructura, la reducción y optimización en la utilización de encofrados, limitados a la altura de las trepas de las pilas y a la longitud de las dovelas del tablero, el aumento del rendimiento de la mano de obra, debido a la industrialización de los trabajos mediante ciclos repetitivos, y la flexibilidad en la ejecución, ligada a la posibilidad de acelerar la construcción independizando actividades.

Con objeto de minimizar la afección en el fondo del valle sobre el bosque mixto de Montabliz, se ha proyectado la sección transversal con tablero de pila única, ya que el impacto que supondría una doble estructura paralela resultaría excesivo, y la ejecución de doble pila

conllevaría a ocupaciones de terreno muy superiores a la considerada. Se ha pretendido, en todo momento, la búsqueda de una imagen esbelta, evitando el exceso de solidez que resultaría un obstáculo para la transparencia del valle.

El resultado final que presenta la estructura es de una gran elegancia, fortaleza y de integración en el entorno; se trata, en definitiva, de una síntesis de robustez, en donde su poderoso alzado, a base de acusadas líneas de cantos variables en pilas y tablero, y su gran altura sobre el suelo, acentúan su fuerza. El aspecto monumental de la obra nace de la presencia de las pilas, que con sus aristas redondeadas, a base de superficies cilíndricas, junto con su doble curvatura en el alzado transversal y el longitudinal, quedan configuradas con un gran sentido espacial, y constituyen unos elementos fundamentales en la composición del conjunto.

Fig. 2. Vista general del alzado de pilas y tablero.



3. Diseño estructural

Se trata de un viaducto resuelto mediante una viga continua de hormigón pretensado, que utiliza la flexión longitudinal generalizada como mecanismo fundamental para resistir las cargas.

El peso propio junto con la carga permanente, dado el rango de luces del viaducto, aparte de ser las acciones fundamentales, pueden dar lugar a efectos secundarios, no linealidades geométricas y de material, siendo los más importantes los producidos por las deformaciones diferidas debidas a la retracción y a la fluencia en el hormigón y a la relajación en el acero de pretensado. Las sobrecargas de tráfico producen esfuerzos mucho menores, mientras que el viento, dada la altura

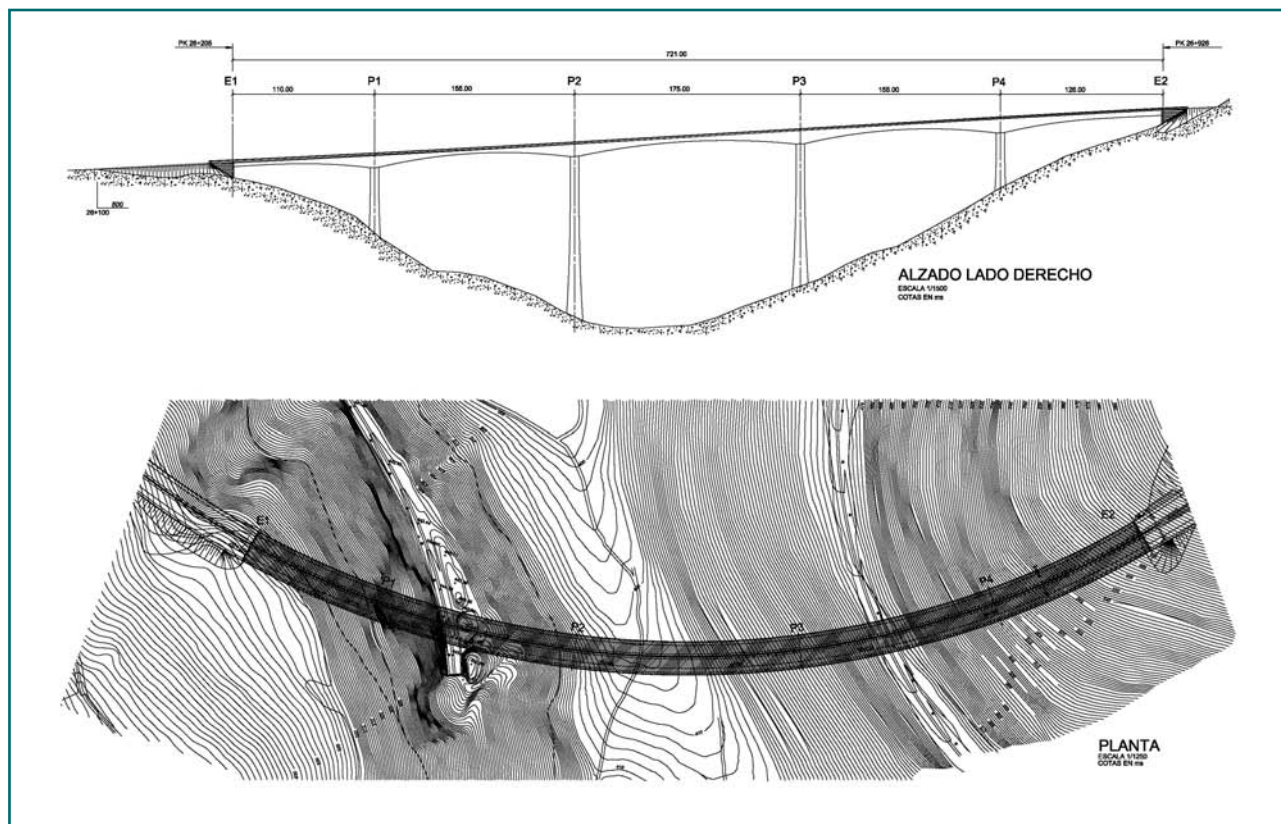


Fig. 3. Alzado longitudinal y planta del viaducto.

de las pilas centrales (mayores de 100 m) y la ubicación del viaducto (forma de valle en "V"), si bien no es determinante en la configuración del puente una vez terminado, sí que es decisivo durante su construcción, y por tanto, ha sido necesario examinarlo en detalle y realizar estudios específicos para su análisis.

La sección cajón definida en el tablero, y utilizada en los puentes de gran luz, no sólo es la más eficaz desde un punto de vista resistente, máxima resistencia a la flexión y a la torsión, sino que además es la tipología que mejor optimiza el peso y la distribución del material, obteniendo de esta forma, con el mínimo peso, un tablero muy ligero y resistente. Sus grandes cabezas superiores e inferiores la hacen apta para soportar grandes momentos flectores tanto positivos como negativos. Su condición de sección cerrada le confiere una gran rigidez a la torsión, alabeos pequeños y distorsión reducida, lo que le permite minimizar el espesor de sus paredes y soportar cargas descentradas, de forma mucho más satisfactoria que con una sección abierta, muy importante para la estabilidad estática y dinámica del tablero durante su construcción en avance en voladizo.

La sección transversal de las pilas está resuelta mediante una sección rectangular hueca de paredes del-

gadas, que es la habitualmente utilizada en los viaductos de gran altura, dado que, del mismo modo que la sección del tablero, tiene una gran rigidez a la torsión y a la flexión y un excelente radio de giro en ambas direcciones.

Dicha sección es la que mejor resiste los esfuerzos de flexión proporcionados por las cargas horizontales aplicados en la cabeza de la pila y a lo largo de su fuste cuando se cuenta con una gran compresión, como es el peso propio del viaducto. La pila es una ménsula, libre en construcción y empotrada en el tablero en servicio, en una cuantía menor o mayor en función de la forma del valle y rigidez de pilas y dintel, con comportamiento diferente según consideremos el cálculo longitudinal o transversal del viaducto.

Su geometría es variable en canto, longitud y anchura en función de su altura, ya que se ha buscado optimizar su comportamiento estructural y minimizar su exposición al viento, dado que es en las zonas medias y altas donde la velocidad del viento es más elevada, y su distancia a la base de las pilas es mayor. Dispone de aristas redondeadas de 0.5 m de radio, lo que ha permitido, debido a su aerodinamicidad, reducir de forma apreciable su coeficiente de arrastre.

4. Geología y Geotecnia de las cimentaciones

Esencialmente el sustrato rocoso sobre el que se cimenta el viaducto está constituido por materiales calcáreos de las Formaciones Jurásicas J1 y J2, por arcillas de las Facies del Keuper, y por areniscas y lutitas de la Formación Buntsandstein.

La Formación Calcárea J1 del Jurásico sobre la que descansan el estribo 1 y la pila 1 está formada por tramos calcáreos de roca resistente bien estructurada, por tramos de brecha calcárea poco cementada y por niveles de arenas densas y de arcillas muy firmes. Esto da lugar a que el terreno sea muy heterogéneo e irregular, tanto en planta como en profundidad. La cimentación del estribo 1 se realiza de forma superficial con una tensión admisible de 4.0 kp/cm². La cimentación de la pila 1 es profunda y consiste en un encepado tronco piramidal de 24 m de anchura, 24 m de longitud y canto variable de 2.75 a 5.5 m apoyado sobre 49 pilotes de 1.5 m de diámetro, distribuidos 7 en sentido transversal y otros 7 en sentido longitudinal, con separación entre ejes de pilotes de 3.6 m, y 30 m de profundidad máxima, siendo ésta variable en función de la aparición o no de un estrato competente de roca sana durante la perforación del pilote.

Las arcillas de las Facies Keuper sobre las que se cimentan de forma profunda las pilas centrales 2 y 3, son de plasticidad media y consistencia dura y presentan intercalaciones de yeso, cuarzos bipiramidales e incluso brechas yesíferas y lutíticas.

Ambos encepados presentan forma tronco piramidal de 27.6 m de anchura, 24 m de longitud y canto variable de 3 a 6 m y se apoyan sobre 56 pilotes de 35 m de profundidad, distribuidos 8 en sentido transversal y otros 7 en sentido longitudinal, de 1.5 m de diámetro, separados entre sí 3.6 m.

La pila 4 y el estribo 2 se cimentan de forma superficial sobre la Formación Buntsandstein, formada por una alternancia de areniscas y limolitas de color rojizo en estado inalterado, con una tensión admisible de 6 kp/cm².

realizado mediante una sucesión de 5 vanos, de luz central 175 m, luces contiguas 155 m y luces laterales de 110 y 126 m.

La sección transversal del tablero, de 26.1 m de anchura, está constituida por un cajón unicelular de almas inclinadas y canto variable de forma parabólica en todos los vanos, siendo éste máximo en pilas, de valor 11.0 m, y mínimo en los centros de vano y en las zonas de canto constante, cercanas a estribos, de valor 4.3 m. Para completar la anchura total del tablero se disponen traviesas transversales, de 0.5 m de espesor, separadas cada aproximadamente 5.0 m, tanto en sendos voladizos como en el interior de la losa superior del cajón, con canto máximo de 1.1 m, y en la losa inferior, en las zonas donde su espesor es menor de 0.6 m, con canto constante de 0.6 m.

El valor constante de la inclinación de las almas y de la anchura superior del cajón a lo largo de todo el viaducto, y la variación del canto, tienen como consecuencia que la anchura de la tabla inferior del tablero sea variable, adoptando un valor de 7.1 m en las zonas de canto máximo y de 11.9 m en las zonas de canto mínimo.

Las pilas se encuentran empotradas al tablero y están resueltas mediante secciones transversales de tipo rectangular huecas, de paredes delgadas y aristas redondeadas. En la parte superior, en donde la geometría se mantiene constante, el valor del ancho y del canto es de 7.1 y 6.7 m respectivamente. Dichas zonas superiores tienen una altura de 28 m en las pilas centrales 2 y 3, y de 16 m en las pilas laterales 1 y 4. A partir de estas secciones, la anchura y el canto de las mismas, se mantiene variable, aumentando las secciones de las bases en función de su altura, 1/40 transversalmente y 1/50 longitudinalmente, en las pilas 1 y 4 y 1/30 transversalmente y 1/40 longitudinalmente, en las pilas 2 y 3, siendo la altura del orden de 50-60 m en las pilas 1 y 4, y del orden de 115-130 m en las pilas 2 y 3. Con todo ello, los alzados tanto transversales como longitudinales, tienen una directriz circular, variando el espesor de las paredes desde 0.6 m en la zona superior hasta 0.65-0.8 m en la base.

5. Descripción del viaducto

El viaducto se resuelve mediante un tablero continuo de hormigón pretensado de 721 m de longitud, de rasante ascendente con pendiente máxima del 5.57%, planta curva de 700 m de radio y peralte del 8%, mate-

6. Construcción del viaducto

Los grandes puentes se han de construir por adición de partes sucesivas, minimizando los medios de ejecución y montaje, de forma que en cada etapa de cons-

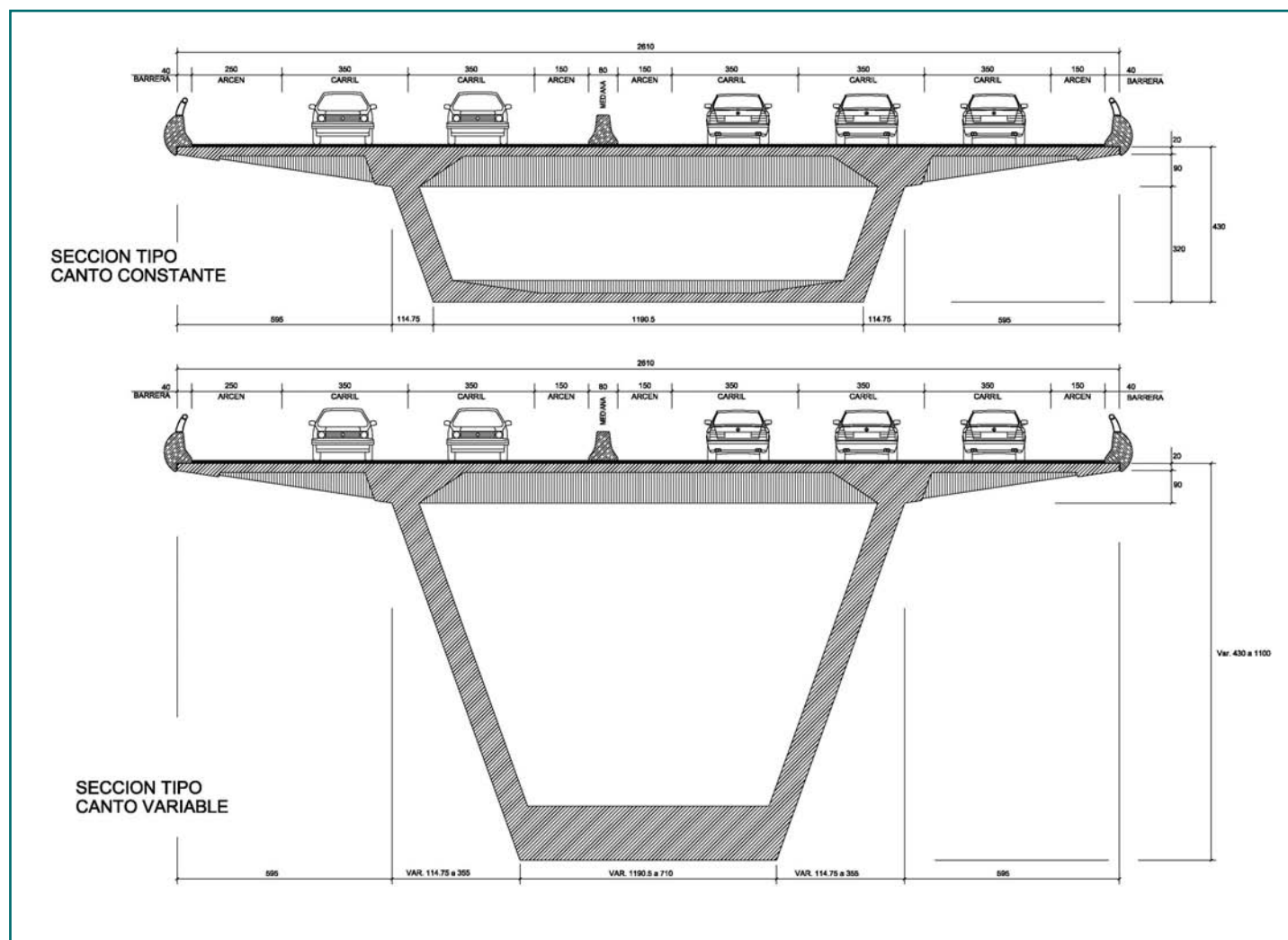


Fig. 4. Sección transversal tipo de tablero.

trucción se cree una estructura parcial que se debe resistir a sí misma y debe permitir la ejecución de la fase siguiente.

Para la construcción de las cuatro pilas de la estructura con variación circular tanto en el alzado transversal como en el longitudinal, en gran parte de su altura, PERI ha definido, para el citado viaducto, las variantes del sistema modular PERI ACS (Automatic Climbing System), desarrollando un sistema innovador a base de una cimbra autotrepante utilizada por primera vez en España en la ejecución de pilas de puentes.

Se trata de un sistema hidráulico denominado 'autotrepa' en donde, con un pórtico colocado sobre las plataformas de trabajo, el encofrado interior y exterior pueden avanzar y retroceder por medio de carros de desplazamiento de forma segura y rápida, con velocidades de elevación en el entorno de los 0.5 m/minuto, permitiendo el encofrado y desencofrado de todas las

trepas de las pilas en cualquier condición meteorológica sin necesidad de grúas externas.

La empresa noruega NRS, con gran experiencia a nivel mundial en la construcción de puentes ejecutados mediante la técnica de avance en voladizo, ha diseñado las parejas de carros de avance a utilizar en la ejecución de las dovelas del tablero. La definición de la sección transversal de anchura 26.1 m resuelta mediante cajón único, las condiciones exigentes de trazado en lo relativo a curvatura en planta, peralte transversal del 8% e inclinación longitudinal del 5.57%, y la necesidad de minimizar el número de dovelas para agilizar de esta forma la ejecución del viaducto, han dificultado en gran medida el diseño de los mismos. Su importante peso (140 Mp) y su gran capacidad de carga (450 Mp), han venido condicionados por la longitud máxima de dovela definida, de peso elevado (420 Mp) y longitud significativa (5 m).

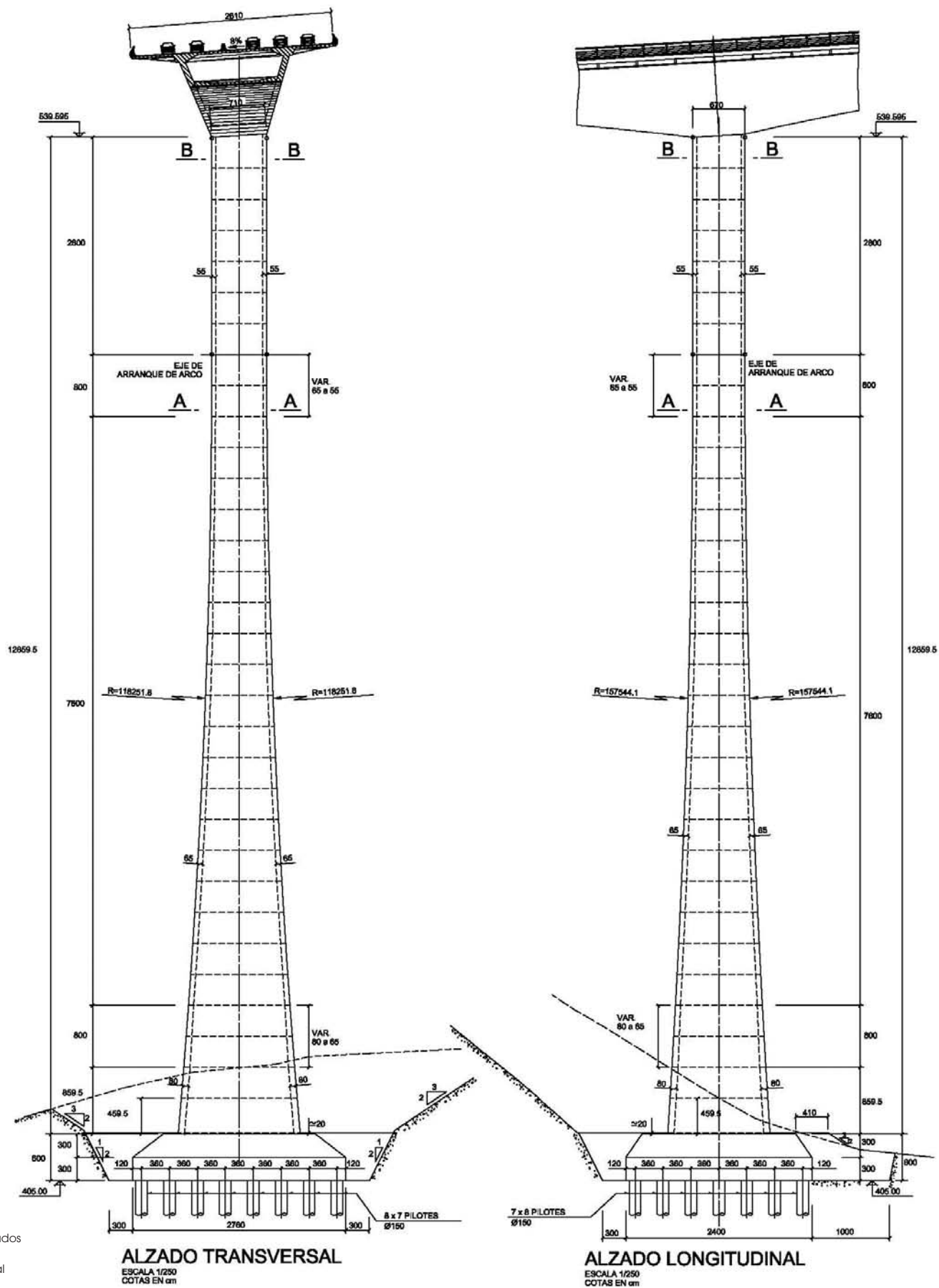


Fig.5. Alzados y sección transversal de pila 2.

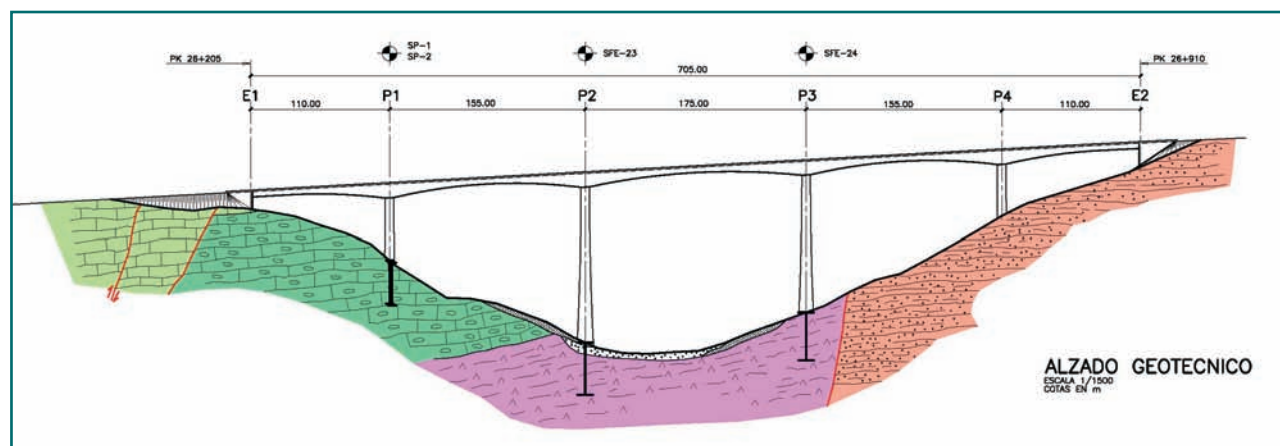


Fig. 6. Perfil geotécnico.

Primeramente se ejecutará la dovela "0" de 7 m de longitud, empotrada a las pilas, para posteriormente instalar la pareja de carros de avance, e ir ejecutando simétricamente las sucesivas dovelas, con el fin de no someter a las pilas a momentos de vuelco elevados.

Esta condición lleva a constituir la obra mediante una serie de vuelos que comportan ménsulas iguales, en donde los esfuerzos axiales y los momentos flectores en las pilas van creciendo de forma continua, tanto porque el peso del dintel es mayor, como porque el efecto de una dovela no equilibrada crece con la distancia a la pila. A la falta de simultaneidad en el hormigonado de las dovelas simétricas hay que añadir los esfuerzos de vuelco que provienen de las imprecisiones de la construcción (diferencia de peso de una ménsula con respecto a la otra), sobrecargas de obra, viento y, eventualmente, incidentes que pueden surgir durante el transcurso de la misma como puede ser la caída del equipo móvil de hormigonado.

Tras la ejecución de las cuatro "Ts" del tablero, las ménsulas se unen entre sí mediante la ejecución de las dovelas de cierre, que aseguran la unión de los voladizos y reestablecen la continuidad de toda la estructura.

7. Instrumentación

Dada la altura y las luces del viaducto se consideró necesario realizar un control de la respuesta estructural del viaducto, a cargo de la empresa Kinesia, tanto durante su construcción como durante su vida útil, bajo las sollicitaciones de viento y tráfico, mediante una instrumentación estática y dinámica con sensores controlados electrónicamente en tiempo real, a través de un sistema de adquisición de datos gobernado por ordena-

dor, orientado a la caracterización de las acciones térmica y eólica.

La parte estática del sistema instrumental de medida registra periódicamente, mediante lectura automática (cada 15 minutos), el estado de la estructura, pudiéndose registrar manualmente las operaciones puntuales que se consideran necesarias (avance de carros, hormigonado de trepas y dovelas, etc...) o, en su caso, intensificar las lecturas automáticas cuando se hace una operación determinada e interesa registrar con de-



Fig. 7. Vista de los pilotes de la cimentación de la pila 2.



Fig. 8. Perspectiva del viaducto.

Fig. 9. Ejecución de trepas de pilas mediante autotrepa.



talle la evolución de una medida. Todos los registros quedan almacenados en una base de datos, la cual es accesible en tiempo real vía internet, para su posterior utilización. Para ello se establece una conexión mediante antena parabólica, con dirección IP fija, un lugar de instalación de los sistemas de medida ubicado de forma permanente en el interior de la pila 2 y, provisionalmente, en el interior de todas las pilas mediante conexiones wi-fi, energía eléctrica continua y el acceso a los puntos de instrumentación mediante cableado, el cual, una vez construido el viaducto se reutilizará y colocará por el interior de las pilas y del tablero para realizar la instrumentación permanente del viaducto. La instrumentación dinámica funciona de forma independiente, mediante capturas automáticas ante eventos que superan los umbrales de disparos prefijados (cuando la velocidad del viento o la aceleración de algún punto estructural superen ciertos valores).

8. Ensayos y estudios de detalle

8.1. Ensayos de túnel de viento

Dadas las características del viaducto y del valle en que se encuadra, se consideró necesario, en base a determinar con precisión la acción del viento sobre el puente, la realización de dos ensayos con túnel de viento a cargo de la empresa danesa Force Technology, de gran experiencia en este tipo de análisis.

El objetivo del primer ensayo fue establecer los coeficientes aerodinámicos del viento relativos a empuje horizontal, fuerza vertical y momento torsor del tablero del viaducto, así como estudiar la posibilidad de aparición de vórtices o remolinos en el mismo, tanto en fase de construcción -sección cajón-, como en servicio -tablero completo con cajón, voladizos y barreras de seguridad-.



Fig. 10. Ejecución de dovelas de tablero mediante carros de avance.



Fig. 11. Ejecución de dovelas "0" del tablero.

El objetivo del segundo ensayo fue establecer las velocidades principales de viento y la intensidad de turbulencia transversal y longitudinal al valle y al Viaducto de Montabliz, para lo cual se realizó una maqueta en 3D a escala 1:1600 que modelizó la orografía real de la zona en donde se encuadra el viaducto en un área de 65 km².

8.2. Ensayo de anclajes para las cimentaciones de las pilas 2 y 3

Las pilas centrales del viaducto se cimentan mediante pilotes sobre las arcillas sobreconsolidadas del Keuper. Habitualmente, en el cálculo de cimentaciones se establece el valor de la adhesión en función de parámetros medibles de muestras extraídas en sondeos, mediante correlaciones empíricas entre la cohesión y la adhesión existentes en los manuales de cimentación. Con el objeto de realizar un dimensionamiento racional de los pilotes, a partir de un conocimiento directo del comportamiento de la interacción estructura-terreno, y por tanto de la adhesión pilotes-arcilla, se realizó, a cargo de la empresa ISR, un ensayo de anclajes a diferentes profundidades, en las proximidades de la pila 3, mediante 6 anclajes de pretensado de 4 de 0.6". Las longitudes libres variaron desde 10 hasta 35 m y los anclajes fueron alojados en perforaciones de 0.15 m de diámetro, con zonas de bulbo, de 0.125 m de diámetro y 5 m de longitud.

8.3. Estudios de detalle

Los elevados esfuerzos que origina un viaducto de estas características, unido a las incertidumbres propias de la heterogeneidad e irregularidad de la Formación Calcárea J1 del Jurásico sobre el que se cementa la pila 1, así como la compleja caracterización de las arcillas de las Facies Keuper sobre las que se cimentan de forma profunda las pilas centrales 2 y 3, hicieron necesario realizar un estudio detallado de sus condiciones de cimentación. De cara a evaluar el factor de seguridad de la cimentación planteada, desde un punto de vista tanto de estabilidad de la ladera en la pila 1, como de cargas sobre los pilotes en las pilas 1, 2 y 3, se encargó a ITASCA Consultores la realización de una modelización numérica para su análisis.

La idea fundamental en la que se apoyó el trabajo consistió en poner a punto, en primer lugar, un mo-

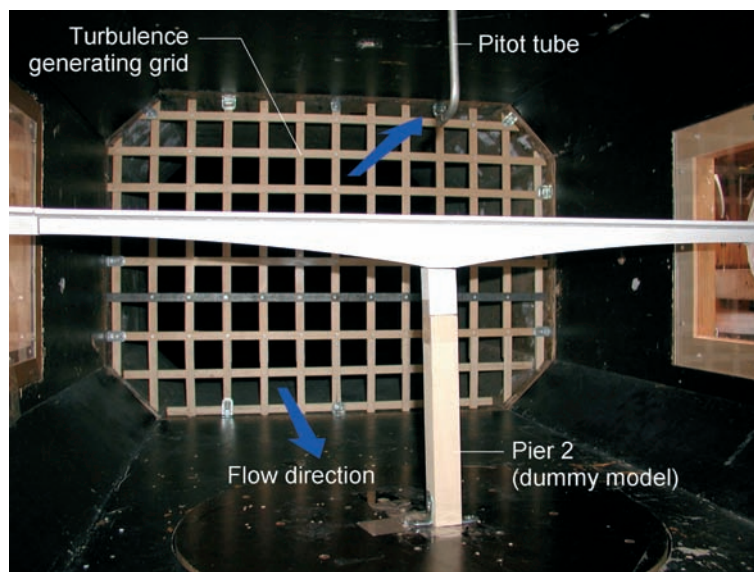


Fig. 12. Ensayo de la "T" correspondiente a la pila 2 en el túnel de viento.

delo numérico con el programa FLAC que reprodujera de forma verosímil el comportamiento carga-deformación de un pilote aislado para posteriormente, calibrarlo contra las formulaciones habitualmente empleadas en pilotes y finalmente, extenderlo geométricamente de cara a estudiar el efecto grupo. Al suponer éste únicamente un cambio en la geometría, y dado que los mecanismos de interacción pilote-terreno y de plastificación del terreno no varían, la simulación del grupo de pilotes que se obtuvo reprodujo de forma satisfactoria el comportamiento de la cimentación.

Para la redacción del proyecto básico del Viaducto de Montabliz, dadas sus dimensiones, se consideró necesario realizar Estudios Especiales a cargo de PRIN-CIPIA, Ingenieros Consultores, en base a estudiar con

Fig. 13. Vista del flujo del viento longitudinal.

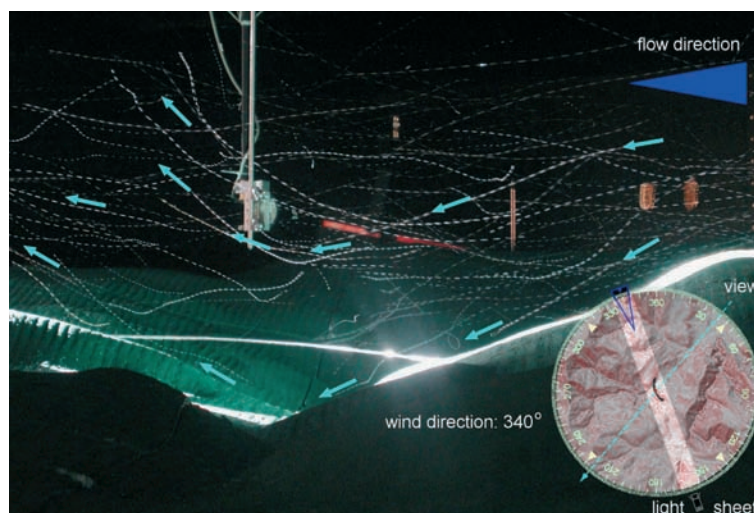




Fig. 14. Vista general de las pilas.

mayor detalle la respuesta del viaducto, en fase de construcción y en servicio, ante solicitaciones excepcionales de sismo, viento y fuego, mediante la utilización del programa ABAQUS.

Para el estudio del viento, dado que se trata de una carga ambiental que solicita de forma aleatoria la estructura, se realizó un estudio mediante análisis espectral teniendo en cuenta los efectos tanto de la no linealidad geométrica como de material. El estudio sísmico realizado incluyó dos tipos de cálculos: un cálculo-modal-espectral en el dominio de la frecuencia, para las fases de construcción y servicio, y un segundo cálculo en el dominio del tiempo, con integración directa de la respuesta del viaducto ante la actuación de una historia de aceleraciones, realizado sobre la estructura completa. En lo referente al estudio térmico, ante la posibilidad de un incendio, se realizó un cálculo de transferencia de calor, en el que se estudió la propagación del mismo en el hormigón de la pila y la posible degradación de la resistencia de las armaduras. ♦

FICHA TÉCNICA

Propiedad

Ministerio de Fomento.
Demarcación de Carreteras del Estado en Cantabria

Ingeniero de Caminos Director de Obra

D. Roberto Villegas Gómez

Empresa Constructora

FERROVIAL-AGROMAN, S.A.

Ingeniero de Caminos Jefe de Obra

D. José Miguel San Millán San Martín

Empresa Consultora y Asesoría Técnica

APIA XXI, S.A.

Ingenieros de Caminos Autores del Proyecto

D. Marcos J. Pantaleón Prieto
D. Roberto Revilla Angulo

Asistencia Técnica

U.T.E TORROJA-URBACONSULT

Instrumentación

KINESIA Ingeniería

Referencias:

- (1) ARENAS DE PABLO, JUAN J. Cálculo de soportes rectangulares de hormigón armado en teoría de segundo orden.
- (2) LEONHARDT, FRITZ. *Estructuras de hormigón armado. Tomos I, II, III, IV, V y VI.*

- (3) LEONHARDT, FRITZ. *Hormigón pretensado.*
- (4) LOPEZ AGÜI, JUAN CARLOS. *Estabilidad de pilares esbeltos. Estado límite último de estabilidad.*
- (5) MANTEROLA, JAVIER. *Curso de puentes de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.*

- (6) MATHIVAT, J. *Construcción de puentes de hormigón pretensado por voladizos sucesivos.*
- (7) Schlaich, Jörg & Scheef, Hartmut. *Concrete-Box-Girder Bridges.*

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

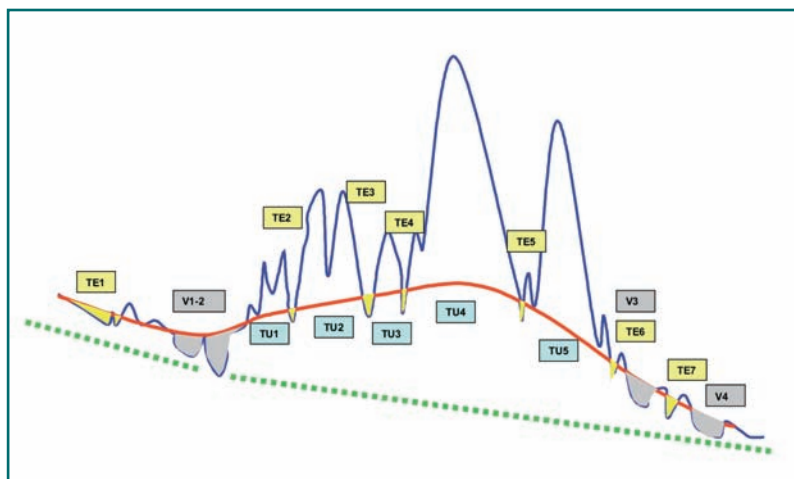


Fig.1. Esquema de un trazado de Alta Velocidad con numerosos túneles de pico y de una alternativa con túnel más largo y profundo.

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 cimentado 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 $0.31(B+H_t)$, 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 $1.1(B+H_t)$, unos 22 m, en rocas malas a gran profundidad hasta $4.5(B+H_t)$, 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 K0 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

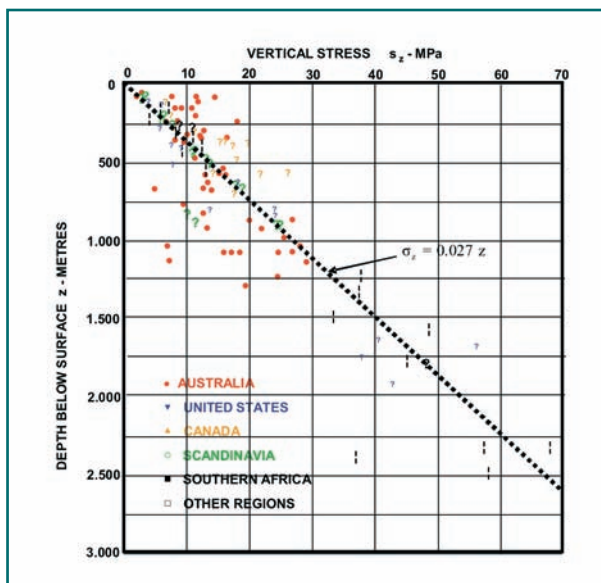
$$B_1 = R \cot \left[\frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

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 Iftimie (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 relación 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 Petersburgo 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.



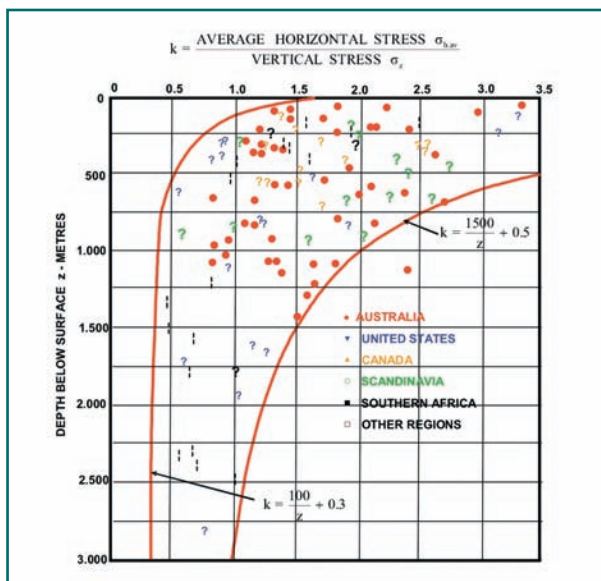
Wagner (Ref.32) propone como cargas sobre el sostenimiento del túnel las de Terzaghi y Kommerell (Ref.33) para pequeñas profundidades e indica también que a profundidades grandes en relación con el diámetro del túnel el estado tensional in situ es muy cercano al hidrostático. Rodríguez Ortiz y Serrano 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/m^3 (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/m^3 .

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

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



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). Rodríguez 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 Rodríguez 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 Eisenshtein (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 asegura 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 anfibolitas, 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° - 28°), 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. Bulychiev (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:

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

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.

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

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 años $\times 10^{-3}$ 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 $ht = (100 - \text{RMR}) \cdot B/100$ y otro método basado en la clasificación Q que estima la presión en clave Pr por medio de la expresión

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

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 $\text{RMR} = 9 \ln Q + 44$. 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 $GSI = RMR_{89} - 5$:

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

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 $E_i = 50$ Gpa y $\sigma_{ci} = 10$).

MÓDULO DEL MACIZO ROCOSO EN FUNCIÓN DEL RMR SEGÚN DISTINTAS EXPRESIONES EMPÍRICAS					
	E_i σ_{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	$E_{rm} = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}}$	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	$E_{rm} = 10^3 \sqrt[3]{Q_c} \quad \left(Q_c = Q \frac{\sigma_{ci}}{100} \right)$	36,9	14,6	5,8	2,3
Hoek 2002	$E_{rm} = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\frac{RMR-100}{40}}$	0,0	13,3	3,2	0,7
Sonmez 2004	$E_{rm} = E_i (s^a)^{0.4} \quad s = e^{\frac{GSI-100}{9}}$ $a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6 \left[e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{20}{3}} \right]} \quad (GSI = RMR)$	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	$E_{rm} = 25 \log_{10} Q$	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-

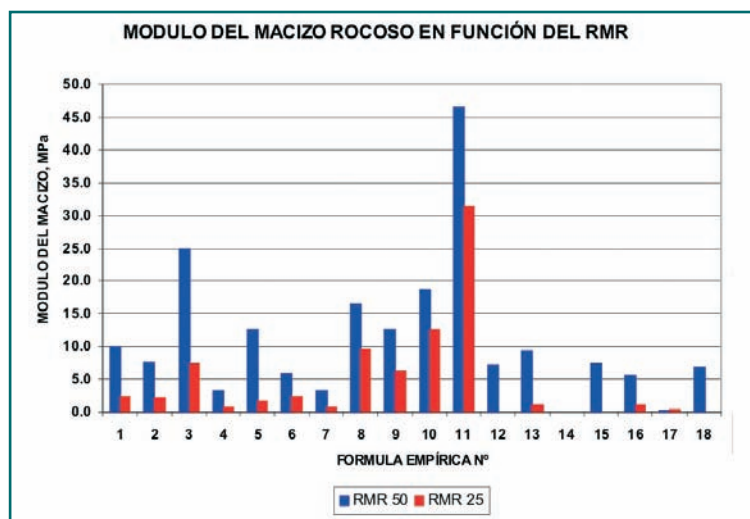


Fig. 6.- Módulos resistentes del macizo rocoso que pueden tomarse para el mismo túnel y con los mismos datos.

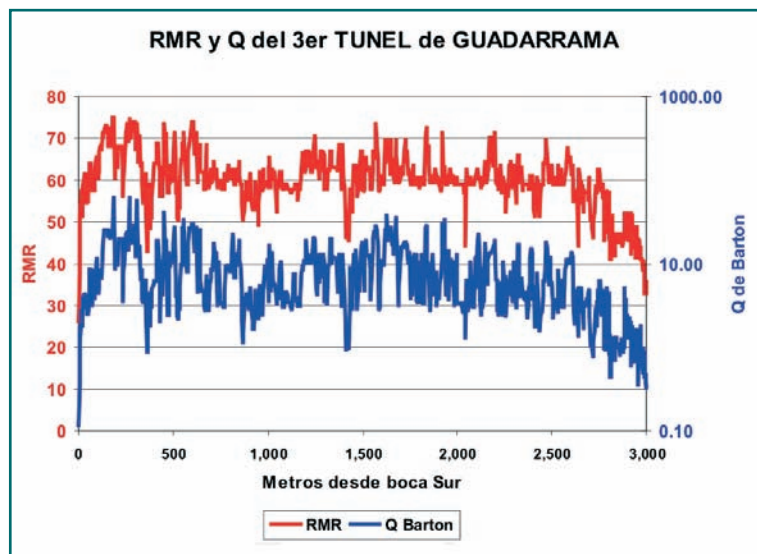
turalmente el túnel se licitará muy barato, pero probablemente colapsará. Aún más si se ha dejado durante meses y meses, en contra de todas las recomendaciones de Von Rabcewicz, un delgada capa de gunita en las paredes del túnel, sin cerrar por debajo en el necesario anillo, y que en cuanto el terreno 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

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

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



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

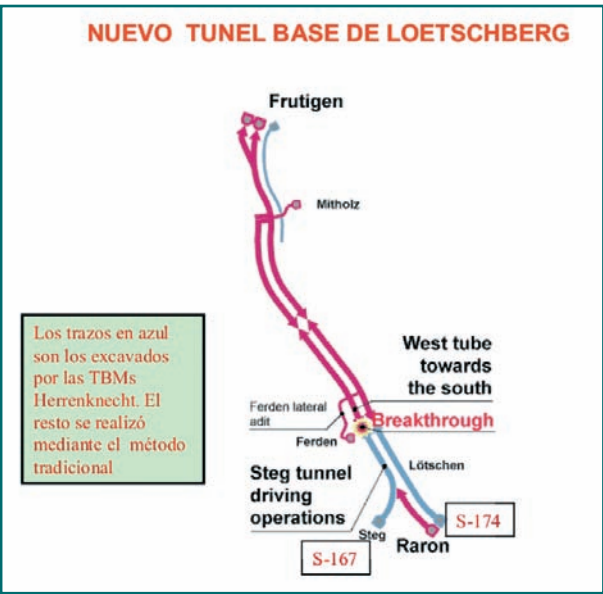


Fig. 8. Esquema constructivo del nuevo túnel base de Loetschberg.

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

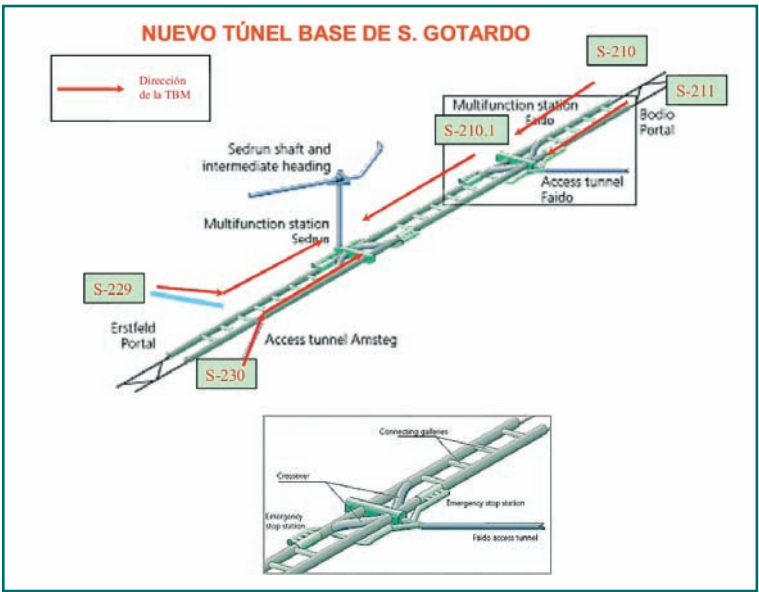


Fig. 9. Esquema constructivo del nuevo túnel base de San Gotardo.

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. WITTKKE, 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. "Ante-proyecto para la construcción de un túnel de carretera en el puerto de Somport (Frontera Hispano-Francesa) Provincia de Huesca. Estudios geológicos, geoténicos 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 Cordoba-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. WITTKKE, 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", Balkema, 1994.
- 63. TATIYA, R. "Civil excavations and tunnelling", Thomas Telford, 2005.
- 64. AFES. "Recommandations relatives a la Caracterisation des massifs rocheux utile a l'estude et a la realisation des ouvrages souterrains", Tunnels, May-Jun 03, pp.138-186
- 65. SCHUCK, W. "Gebirgs- und Wasserdruck bei der bemessung von Felstunneln", Tunnel, May 2005, pp.43-49.
- 66. DAUB, Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen "Recommendations for static analysis 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 encontrar muchas referencias adicionales sobre tensiones in situ.
- 69. SINGH, B, GOEL, R.K. "Rock mass classification. A Practical approach in Civil Engineering" Wiley, 1999. El lector interesado puede encontrar aplicaciones prácticas de las clasificaciones geomecánicas habituales.
- 70. GOODMAN, R. "Introduction to Rock mechanics in Mining", 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 performance of tunnelling machines under stressed conditions", ITA World Tunnel Congress 2000, Durban, 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, Zurich, 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 Tunnelling Method", Water Power Nov.1964 pp 453-457. Dic.1964 pp 511-515. Ene 1965 pp 19-24. Dada la dificultad de encontrarlos hoy, estos papeles pueden bajarse de la página del autor www.catedra-ffcc-caminos.com.
- 78. VON RABCEWICZ, L. "Gebirgsdruck and tunnelbau", Springer Verlag, Viena, 1944; "Der neue Semmeringtunnel", Eisenbahn 1955; "Bolted support for tunnels", Water Power, Abril-Mayo 1954, y "Influence of Constructional Methods on Tunnel Design", Water Power, Diciembre 1955 y "Austrian Praxis des Tunnelbaues. Einige Erfahrungen über echten Gebirgsdruck", Geologie und Bauwesen, Viena, 1962.
- 79. LAUFFER, H. "Gebirgsklassifizierung im Stollenbau", 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 problema en un túnel con el NATM, el correspondiente experto responderá siempre esta misma frase, que para aplicar el NATM hay que saber mucho, y que realmente solamente él mismo está realmente capacitado para utilizarlo.
- 81. VON RABCEWICZ, L. "Stability of tunnels under 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 supporting 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. ASCE Oct 1975 pp 66-68.
- 84. KLEIN, S. "An approach to the classification of weak rock for tunnel projects", RETC, San Diego, USA, 2001, pp 793-805.
- 85. BULYCHEV, N. "Stability assesment of underground excavations in jointed rock". Intl Conf. Geomechanics, Checoslovaquia 1991, pp 49-52.
- 86. BIENIAWSKI Z. "Engineering rock mass classifications. A complete manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering" 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 recetas de cocina se tratara. Ver más adelante las observaciones del Prof. Hoek.
- 87. CELADA, B. "Aplicación de las clasificaciones geomecánicas para la previsión de la convergencia 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 Padrún, la C-5 entre Embajadores y Laguna, el Cañabal, Montblanc, Lilla y Camp Magré entre muchos otros.
- 89. BROMS, B. Y BENNERMARK, H. (1967). "Stability 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 deformability: experience from case histories". Intl. Journal of Rock Mechanics, 1978, 15, pp 237-247.
- 92. MORENO TALLÓN, E. "Aplicación de Clasificaciones Geomecánicas y Curvas Características", 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 constitutive laws on the modelling of an underground excavation and comparison with in situ measurements" Intl. Journal of Rock Mechanics, 1997, 34-1, pp 97-115.
- 95. CELADA, B. "Diseño del sostenimiento de túneles", en "Manual de Túneles y Obras Subterráneas", 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. "Evaluación 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 Túneles, 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 between 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 prognosis 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 shotcrete supported tunnelling", T&T, Jul 96, pp 38-41 y Sep 96, pp 34-36.
- 112. CELADA, B, BIENIAWSKI, Z, ET AL. "El índice de excavabilidad del macizo rocoso (RME): Nueva metodología para escoger el método óptimo de construcción de túneles" ITA Congress, Seul, Abril 2006.
- 113. SÁNCHEZ LASTRA, J, BEJARANO, B, FERNÁNDEZ-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 modelling 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 Piara 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 tunnell 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, BOISSONNAS, Y. "Facing adversity at Faido" T&T Nov 03, pp 25-29.
- 151. BOISSONNAS, 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 dirigées tunnel 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 Tunnelling: 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, Turin, 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", Tunnelling 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".

La energía eólica: Significación, perspectivas y aspectos técnicos de la principal fuente renovable de generación eléctrica

Wind Energy: Significance, perspectives and technical aspects
of the main source of renewable electric generation

Francisco Galán Soralupe. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Colaborador de Acciona Energía. GALANSORA@telefonica.net

Resumen: En el año 2005 la generación eólica del sistema eléctrico peninsular español fue de 20.377 GWh, superior a los 19.170 GWh de la gran hidráulica del mismo periodo. Esta situación, que hubiese sido impensable hace pocos años, pone de manifiesto la importancia del sector eólico dentro del sistema eléctrico.

El año 2005 fue un mal año hidráulico, pero el estancamiento de la potencia hidroeléctrica instalada y el aumento continuado de la potencia eólica van a provocar que la generación anual eólica supere de modo permanente a la aportada al sistema por la gran hidráulica. Todo ello en un contexto en el que la comunidad internacional busca alternativas eficientes a los combustibles fósiles debido al alza continuada de los precios del petróleo y el gas, a la inseguridad que se deriva de la concentración de sus reservas en países políticamente inestables y a su contribución al cambio climático.

Este hecho, indudablemente importante, nos ha motivado a redactar este artículo en el que tratamos de exponer la situación actual del sector.

Palabras Clave: Energía eólica, Generación térmica, Futuro energético

Abstract: Wind powered generation for the Spanish mainland electricity network reached 20,377 GWh over 2005, this being somewhat higher than the 19,170 GWh of hydropower generated over the same period. This situation, which would have been unthinkable just a few years ago, demonstrates the importance of the wind sector within the electricity system.

2005 was a bad rainfall year, but the stagnation of installed hydroelectric power and the ongoing increase in wind power will eventually lead to an annual wind power generation permanently over and above that of hydropower. This should be seen within the context of the search by the international community for efficient alternatives to fossil fuels on account of continuously rising prices of petrol and gas, the insecurity implied by the concentration of reserves in politically unstable countries and the contribution of these fuels to climate change.

Keywords: Wind energy, Electric generation, Energy future

Evolución de la energía eólica en España

En el cuadro 1 resumimos los datos de la evolución de la producción eólica del sistema eléctrico peninsular de los últimos años.

Hemos indicado en el cuadro los datos de potencia y generación del sistema eléctrico peninsular para

Development of wind energy in Spain

The table 1 shows the development of wind energy production for the mainland electricity system over recent years.

The table indicates details of total power and generation for the mainland electricity system

Cuadro 1/Table 1

Año Year	Sistema eléctrico/Electric system		Sector eólico/Wind sector				
	Potencia/Power	Energía/Energy	Potencia/Power		Energía/Energy		
	MW	GWh	MW	%	GWh	%	
2001	55.152	205.643	3.442	6,24	6.600	3,21	
2002	59.820	211.516	4.950	8,27	9.257	4,38	
2003	62.223	225.850	6.220	10,00	11.720	5,19	
2004	68.719	235.999	8.442	12,28	15.753	6,68	
2005	73.970	246.187	9.800	13,25	20.377	8,28	

Fuente : El Sistema Eléctrico Español 2005 – Red Eléctrica de España/Source: The Spanish Electricity System 2005 – Electricity Network in Spain.

que pueda apreciarse lo que suponen, en %, los datos eólicos.

Puede verse el rapidísimo crecimiento de la potencia eólica, que se ha triplicado en 4 años. En 1995 era de sólo 115 MW y prácticamente inexistente en 1991.

Como dato puntual destacado, cabe señalar que el 12 de agosto de 2005 la energía eólica aportó, en el momento de mayor producción, 6.160 MW que supusieron el 22,9 % del total de la energía generada y un 70 % de la potencia eólica instalada.

Los datos de 2005, por Comunidades Autónomas son los reflejados en el cuadro 2.

and the percentage contribution of the wind sector.

A very rapid growth may be observed in wind power, this having tripled in just four years. This may also be seen in comparison to figures for 1995 when power production was just 115 MW and the fact that this source was practically non-existent in 1991.

As a point of particular interest it may be indicated that on 12 August 2005 and at the time of highest production, wind energy provided 6,160 Mw, this making up 22.9% of the total energy generated and 70% of the installed wind capacity.

Cuadro 2/Table 2

Comunidad/Region	Potencia/Power		Energía/Energy		Horas/Hours equivalentes equivalent	Consumo/Consumption	
	MW	%	GWh	%		GWh	%
Andalucía	467	4,77	907	4,45	1.942	37.643	2,41
Aragón	1.409	14,38	3.215	15,78	2.282	10.530	30,53
Asturias	162	1,65	356	1,75	2.198	10.934	3,26
Cantabria	0	0,00	0	0,00	0	4.706	0,00
Castilla-La Mancha	1.820	18,58	3.163	15,52	1.738	11.004	28,74
Castilla y León	1.762	17,98	3.156	15,49	1.791	13.098	24,10
Cataluña	147	1,50	240	1,18	1.633	45.139	0,53
Extremadura	0	0,00	0	0,00	0	4.325	0,00
Galicia	2.401	24,51	5.582	27,39	2.325	18.622	29,98
La Rioja	420	4,29	983	4,82	2.340	1.721	57,12
Madrid	0	0,00	0	0,00	0	29.672	0,00
Murcia	59	0,60	74	0,36	1.254	7.917	0,93
Navarra	986	10,06	2.447	12,01	2.482	5.199	47,07
País Vasco	145	1,48	241	1,18	1.662	20.120	1,20
Valencia	20	0,20	12	0,06	600	25.557	0,05
Total	9.798		20.376		2.080	246.187	8,28

Fuente : El Sistema Eléctrico Español 2005- Red Eléctrica de España/Source: The Spanish Electricity System 2005 – Electricity Network in Spain



Las horas equivalentes son el cociente entre la producción anual y la potencia instalada y dan idea de la rentabilidad de las instalaciones, aunque, al referirse la potencia al 31/12/05 y la producción a todo el año 2005, pueden estar afectadas por los meses en que hayan entrado en servicio algunos parques eólicos.

Los datos del cuadro ponen de manifiesto:

- La gran diferencia de potencia instalada de unas a otras Comunidades que refleja, en parte, la desigual agilidad administrativa para iniciar y promover esta actividad energética y económica.
- El alto porcentaje del total que está instalado en Galicia
- El también alto porcentaje, en relación con su superficie, de Navarra.
- El elevado número de horas equivalentes de Navarra.
- La gran variación del porcentaje que supone la energía eólica con respecto al consumo energético de cada Comunidad. Destacan los altos porcentajes de La Rioja y Navarra.

A fin de situar el sector eólico español en el contexto mundial, en el cuadro 3 se resumen los datos de los países con mayor potencia instalada a fines de 2005.

Parque de Guerinda con 199 aerogeneradores, en el momento de su construcción en 1997 era el mayor de España/
Guerinda park with 199 wind generators. At the time of its construction in 1997 this was the largest park in Spain.

The 2005 figures for each Region were as follows in Table 2.

The equivalent hours are the quotient between annual production and installed capacity and give an idea of the yield of the installations, though, on referring to the power at 31.12.05 and the production for the whole of 2005, this may be affected by months in which several wind parks came into service.

The figures from the table show:

- *The large difference in installed capacity between one region and another partially reflects the varying degrees of administrative capacity to promote and develop this energy and economic activity.*
- *The high percentage of the total installed capacity in Galicia.*
- *The similarly high percentage in relation to surface area in Navarra*
- *The high quantity of equivalent hours in Navarra.*
- *The large percentage variations between wind energy and energy consumption in each region and the particularly high percentages in La Rioja and Navarra.*

In order to place the Spanish wind energy sector within an international context, the table 3 provides

Cuadro 3/Table 3

País/Country	Potencia Power MW	Producción Production GWh	Horas/Hours equivalentes Equivalent
Alemania/Germany	18.445	33.090	1.794
España/Spain	10.027	21.060	2.100
Estados Unidos/United States	9.181	21.120	2.300
India/India	4.253	7.660	1.801
Dinamarca/Denmark	3.087	6.950	2.251
Resto del mundo/Rest of the world	14.271	30.590	2.144
Total	59.264	120.470	2.033

Fuente: International Wind Energy Development/ Source: International Wind Energy Development

Los datos de España difieren algo de los anteriores por estar incluidos los sistemas eléctricos insulares.

Los datos de este cuadro ponen de manifiesto que entre sólo 3 países se concentra el 63,5 % del total. Destaca la importancia de España en este campo, –segundo país del mundo por potencia instalada, por delante de los EEUU, con mucho menor territorio– así como la relativa alta rentabilidad de sus instalaciones, sobre todo frente a las de Alemania.

Es indudable que la potencia eólica instalada en cada país es función de la política energética adoptada. En Alemania, por ejemplo, se ha optado por propiciar que los parques eólicos estén distribuidos por todo el país, con precios de la energía generada más altos en las áreas de menos viento, lo que ha motivado su gran desarrollo, aunque las horas equivalentes, y por tanto la rentabilidad energética, sea baja.

Los datos expuestos ponen de manifiesto que el futuro de la energía eólica depende de las políticas energéticas que se adopten en los diferentes países. Parece claro que se debe estimular el desarrollo de energías renovables como solución segura y estable a largo plazo y hay que tener en cuenta que, al menos de momento, la eólica es la única realidad cuantitativamente importante de este sector. En este sentido parece más adecuado, en nuestra opinión, situar los parques en lugares de vientos que los hagan rentables que mantener políticas permanentes de precios primados.

Previsiones de desarrollo eólico en España

En el cuadro 4 se recogen, por Comunidades, los datos de potencias previstas en el Plan de Energías

detalles de those countries with the highest installed capacity at the end of 2005.

The figures for Spain differ somewhat from previous figures as this also includes the Canary Islands and Balearic electricity systems.

The table shows that 63.5% of all wind energy is concentrated in just three countries. Spain stands out in this regard, being the second country in the world in terms of installed capacity, ahead of the United States though with far less territory. Spanish installations may be seen to have a relatively high yield, particularly with regards to Germany.

The installed wind capacity of each country is undoubtedly the result of adopted energy policies. In Germany, by way of example, this policy has ensured the equal distribution of wind parks throughout the country, with higher prices for generated energy in areas of less wind. This has undoubtedly led to the large development of this source, in spite of lower equivalent hours and ensuing energy yield.

The results show that the future of wind energy depends on the energy policies adopted in each country. It would seem evident that renewable energy should be developed as a safe and stable long-term solution and here it should be borne in mind that, to date, wind energy is the only realistic and quantitatively important source of alternative energy. As such the authors feels that it would be more adequate to place the wind parks in areas which offer higher returns, rather than maintaining permanent policies of premium pricing.

Forecasted wind development in Spain

The table 4 shows the regional power production forecasted in the Spanish Renewable Energy Plan (REP) 2005-2010 and the prospective energy plans for each region.

The table only includes regions within the mainland electric system and if the Balearics and Canary Islands were included the total Renewable Energy Plan would amount to 20,155 MW.

The total considered in the Renewable Energy Plan is high and presumes a doubling of the installed capacity as at 2005. However, this is far lower than the total sum established by the regions in their respective energy plans.

This total exceeds the maximum power of the mainland electricity system over several months and,



Parque de Leizta-Berúete en Navarra, ejemplo de integración en el entorno/
 Leizta-Berúete wind park in Navarra, example of integration within the surroundings.

Renovables en España 2005-2010 y las previsiones de los planes energéticos de cada Comunidad.

En el cuadro 4 figuran únicamente las Comunidades del sistema eléctrico peninsular, añadiendo Baleares y Canarias el total del PER asciende a 20.155 MW.

Puede verse que el total del Plan de Renovables es elevado, supone duplicar la potencia instalada en 2005 y, sin embargo, es muy inferior a la suma total prevista por las Comunidades en sus planes energéticos propios.

Este total supera la potencia máxima del sistema eléctrico peninsular de algunos meses y, por supuesto la correspondiente a las horas valle de todo el año, como detallamos más adelante.

También se han recogido en el cuadro las solicitudes de conexiones eléctricas recibidas por Red Eléctrica en 2005.

Lo elevado de las cifras indicadas, las diferencias entre los objetivos autonómicos y las limitaciones de la red, que más adelante comentamos, hacen ver la necesidad de una planificación energética adecuada.

Cuadro 4/Table 4

Comunidad Region	Previsión REP 2010 PER en 2010 Forecast MW	Objetivo de Regional Comunidad Objective MW	Solicitudes Petitions for a REE connections MW
Andalucía	2.200	4.000	8.145
Aragón	2.400	4.000	3.566
Asturias	450	900	605
Cantabria	300	300	174
Castilla-La Mancha	2.600	4.450	3.874
Castilla y León	2.700	6.700	8.415
Cataluña	1.000	3.000	2.198
Extremadura	225	225	0
Galicia	3.400	6.300	2.925
La Rioja	500	660	587
Madrid	50	50	232
Murcia	400	850	637
Navarra	1.400	1.530	551
País Vasco	250	624	310
Valencia	1.600	2.359	2.218
Total	19.475	35.948	34.437

Fuente: Plan de Energías Renovables y previsiones eléctricas/Source: Renewable energy Plan and electricity forecasts

Se comprende que cada Comunidad busque el mayor desarrollo eólico posible, ya que irá unido a un desarrollo industrial y a una creación de riqueza, pero es evidente que acabará habiendo limitaciones técnicas a la implantación, por lo que cuanto antes se establezcan mejor y se eviten planteamientos de tipo nacionalista que traten de pasar por encima de las realidades técnicas de un sistema eléctrico unificado que da garantía de suministro a todo el país y que debe prevalecer a los intereses localistas. España no debe dejar de ser un sistema eléctrico unificado.

También es evidente que un desarrollo repartido dentro la geografía española permitirá una mayor potencia total, porque nunca hay viento en todos los sitios, con lo que la potencia máxima instalada no será una situación alcanzable y se conseguirá un mejor aprovechamiento de la energía del viento.

La energía eólica Off Shore

La generación eólica con aerogeneradores situados en el mar, parques off shore, constituye un tipo singular, de incipiente desarrollo y enorme proyección de futuro. En 2005 la potencia total instalada en el mundo fue de 679 MW, con unas previsiones de 8.338 MW para 2010.

Los parques eólicos off shore tienen varias ventajas:

- El viento en el mar suele ser de mayor intensidad, más uniforme y sin turbulencias
- Se pueden colocar máquinas de gran tamaño (en este momento son de 3,6 MW)
- Se pueden instalar potencias muy importantes (hay proyectos de parques de 1.000 MW)
- Su afección es más reducida que la de los parques de tierra.

Frente a estas ventajas, cuentan con los inconvenientes de los mayores costos de las cimentaciones, del montaje y de las conexiones eléctricas, la agresividad del mar a las instalaciones, las dificultades de acceso etc.

Existen algunos programas comunitarios para el desarrollo técnico de esta parcela del sector que pueden dar lugar a importantes actuaciones en toda la costa europea.

obviously, that corresponding to off-peak hours throughout the year, as detailed further on.

The table also refers to petitions for electrical connection received by the electric Grid in 2005.

The high figures indicated above, the differences between regional objectives and network restrictions, as referred to below, all demand suitable energy planning.

It may be taken that each region wishes to obtain the maximum possible development in wind power as this is interrelated with industrial development and the creation of wealth. However, it is also evident that there will eventually be technical restrictions on their introduction and it is, therefore, preferable to establish these as soon as possible in order to prevent future procedure of a nationalistic or regionalistic nature which attempts to pass over the technical realities of a unified electricity system which guarantees supply to the entire country and which should prevail over local interests. Spain should not stop having a unified electricity system.

It is also evident that equal development throughout Spanish territory would provide greater total power as wind is never present everywhere. This would then mean that while maximum installed capacity might not be achieved, there would be a greater harnessing of wind energy.

Offshore wind energy

Wind energy obtained by offshore wind turbines is one of new development and enormous potential. In 2005 the total installed capacity in the world was 679 MW and the forecasts for 2010 take this figure up to 8,338 MW.

Offshore wind farms have several advantages:

- *Sea wind is usually more intense, more uniform and without turbulence*
- *Large scale generators may be installed (at present these are of 3.6 MW)*
- *Very large generating powers may be installed (there are plans for 1,000 MW parks)*
- *Offshore wind farms have a lower affect than those on land*

In contrast to these advantages, offshore farms have a number of inconveniences in terms of the



Ventajas e inconvenientes de la energía eólica

La energía eólica ofrece unas ventajas incuestionables:

- Es actualmente la única fuente capaz de generar cantidades significativas de energía renovable en prácticamente todos los países del mundo. Esta ventaja, puesta de manifiesto en España en 2005, es la que realmente propicia su desarrollo, a pesar de los inconvenientes que se comentan más adelante.
- Su instalación puede ajustarse a las necesidades y las obras se pueden realizar de manera modular con rapidez y facilidad.
- Pueden instalarse parques eólicos de potencias importantes prácticamente en cualquier lugar, lo

Parque de El Perdón, el primero construido en Navarra, en 1994/1995, con 3.439 horas equivalentes de producción/El Perdón park, the first wind park constructed in Navarra over 1994/1995, with 3,439 hours equivalent production.

increased cost of foundations, assembly and electric connections, the affect of the sea on installations, difficulty of access, etc.

Certain Community programmes are underway for the technical development of this particular sector with the intention of installing offshore wind farms throughout the European coastline.

Advantages and disadvantages of wind energy

Wind energy offers undoubtable advantages:

- It is currently the only source capable of generating significant quantities of renewable energy in practically every country in the world. This advantage, as demonstrated by Spain in 2005, is what really makes its development viable in spite of the inconveniences described below.
- Installation may be adjusted to suit needs and works may be carried out in a modular form with speed and ease.
- Wind parks of considerable power may be installed practically anywhere and this allows distributed generation.
- Wind energy does not generate any type of greenhouse emission and helps comply with Kyoto commitments, though in this latter regard Spain is one of the signing countries most furthest removed from its obligations.
- Current wind forecasting systems allow reasonably accurate predictions of the amount of energy that may be incorporated in the system within the following twenty-four hours.
- Wind energy allows development in rural areas, leads to important industrial activity and reduces dependence on oil producing companies.
- The selection of location should be made in accordance with the environmental characteristics of the area in addition to wind potential. In the Navarra study, 72 locations were considered, of which 43 were rejected on account of vegetation, passage of birds, the natural situation of the area, potential effects of the works and problems concerning electric connections. This is spite of the fact that some of the rejected locations had the best wind potential in the region.
- When taking the selected areas to be environmentally acceptable, it is important that the

que permite una localización repartida de la generación.

- No genera ningún tipo de emisiones de efecto invernadero, colaborando en el cumplimiento de los compromisos de Kioto, de los que, por cierto, España es el país firmante más alejado.
- Los sistemas actuales de predicción de viento permiten adelantar, con razonable fiabilidad, la energía que podrá incorporarse al sistema en las 24 horas siguientes.
- La energía eólica genera un desarrollo de zonas rurales, crea una actividad industrial importante y reduce la dependencia energética de los países productores de petróleo.
- La elección de los emplazamientos, además de hacerse con base en las previsiones de viento, se debe realizar en función de las características ambientales de las zonas. En el estudio del plan de Navarra se analizaron 72 emplazamientos de los que 43 fueron rechazados por razones de vegetación, pasos de aves, situación natural de la zona, afecciones que pudieran producirse por la ejecución de las obras, problemas de las líneas eléctricas de evacuación etc. Algunos de los rechazados eran los de mayor potencial de viento de la Comunidad.
- Suponiendo que los lugares elegidos sean admisibles ambientalmente, es importante que las obras se ejecuten reduciendo al mínimo su impacto, revegetando zonas alteradas etc.
- Las afecciones ambientales principales de los parques en funcionamiento son el impacto visual y las colisiones de aves. Eligiendo adecuadamente los emplazamientos, pueden reducirse a los niveles que se consideren aceptables por la sociedad. En la puesta en marcha del programa eólico de Navarra se planteó instalar la potencia necesaria para conseguir que todo el consumo eléctrico anual de la Comunidad se generase en la misma y con energías renovables. Este criterio, que suponía asumir el impacto de la energía consumida, fue muy bien aceptado por la población y facilitó el rápido desarrollo eólico de Navarra.
- El principal inconveniente de la energía eléctrica de origen eólico es que se trata de una energía eventual, sin garantía de potencia, por lo que su instalación no evita la necesidad de disponer de plantas de otras fuentes que aseguren el suministro

works be carried out with minimum impact and that all altered areas be replanted and restored.

- *The main environmental effects of operating wind parks are their visual impact and the collision of birds. If locations are suitably selected, this may reduce these impacts to levels accepted by the public. When introducing the Navarra wind programme, consideration was given to installing sufficient capacity to allow all the annual electricity consumption of the region to be generated within the same by renewable energies. This criteria, which required taking responsibility for the impact of consumed energy, was very well accepted by the population and allowed the rapid development of wind energy in Navarra.*
- *The main disadvantage of wind generated electric energy is that it is a provisional source without guaranteed power and, therefore, its installation does not eliminate the need for other sources of energy to guarantee supply over those days and hours when there is no wind. Further emphasis is made on this point later on.*
- *The lack of guaranteed power together with the large installed capacity being accumulated in Spain, will eventually affect the technical and economical conditions concerning the integration of wind energy to the electricity grid. We shall also deal with this subject in further depth later on.*
- *The current cost of installation is around 1,200 €/MW, which may be considered reasonable when compared to other power installations. These costs have increased over recent years on account of the rising prices of steel, copper and equipment to support voltage dips, etc.*
- *The generating costs depend on the real costs of the works, wind conditions, the characteristics and availability of equipment, depreciation and amortization criteria etc. The National Renewable Energy Plan considers costs of between 0.051 and 0.07 €/kWh. It is necessary to consider the probability that new parks will have a lower number of wind hours than those already built, with an ensuing drop in yield, but that this will also lead to a fall in cost due to the application of scale economies in a sector which has the capacity for increased production and significant technological improvements.*

los días y horas en que no haya viento. Más adelante insistimos en este punto.

- La falta de garantía de potencia, unida a la importante potencia instalada que se está alcanzando en España, acabará incidiendo en las condiciones técnicas y económicas de acceso de la energía eólica a la red eléctrica. También profundizamos en este tema más adelante.
- Los costos actuales de instalación son del orden de 1.200 €/MW, que pueden considerarse reducidos respecto a otras instalaciones energéticas. En los últimos años se han incrementado debido a los aumentos de los precios del acero, cobre, equipos para soportar huecos de tensión etc.
- Los costos de generación dependen de los costos reales de las obras, condiciones de viento, características y disponibilidad de los equipos, criterios de amortización etc. En el Plan Nacional de Energías Renovables se consideran costos entre 0,051 y 0,07 €/kWh. Hay que tener en cuenta que es probable que los nuevos parques que se hagan tengan menor número de horas de viento que los ya construidos, por lo que la rentabilidad irá descendiendo, si bien también opera a favor del descenso del coste la aplicación de economías de escala en un sector con recorrido para superiores producciones y mejoras tecnológicas significativas.
- La situación legal actual de España ha permitido el rápido crecimiento indicado. Las modificaciones que se introduzcan en el mismo deben asegurar la continuidad del crecimiento del sector, dentro de lo que permita la garantía del funcionamiento del sistema eléctrico peninsular.



Torre de hormigón de 80 m con aerogenerador de 1500 kW construida en 2005 en el parque de Albar, en Navarra/80 m high concrete tower with 1500 kW wind generator built in 2005 at the Albar wind park in Navarra.

- *Spanish legislation has enabled this rapid growth and any changes to the same must ensure the continued growth of the sector to guarantee the operation of the mainland electric system.*

Technical problems of wind energy

Wind energy has considerably developed over recent years but there are still technical problems requiring attention.

In order to focus these problems, we shall first indicate some of the basic concepts of wind generation.

The power produced by a wind generator is:

$$P = \frac{1}{2} C_p S \rho V^3$$

Where:

P is power

C_p the coefficient of power with the value indicated in the figure below

ρ is the density of air

S is the section of the area swept by the blades

V is the wind speed

The equation demonstrates:

Problemas técnicos de la energía eólica

La energía eólica se ha desarrollado considerablemente en los últimos años, pero sigue habiendo problemas técnicos pendientes de solucionar. A continuación relacionamos algunos de ellos.

Para centrar mejor el tema vamos a exponer previamente los conceptos básicos de la generación eólica.

La potencia generada por un aerogenerador es:

$$P = \frac{1}{2} C_p S \rho V^3$$

En la que:

P es la potencia

C_p un coeficiente cuyo valor se indica en la figura adjunta

S es la sección del área barrida por las palas

ρ es la densidad del aire

V es la velocidad del viento

La ecuación pone de manifiesto:

- La importancia de tener altas velocidades de viento, al ser la potencia función del cubo de la velocidad (pasar de 5 m/s a 8 m/s de velocidad supone multiplicar por 4,1 la potencia generada).
- La influencia de la densidad del aire, ya que la energía se obtiene de la masa de aire en movimiento. Se genera más energía en el nivel del mar que en cotas altas en que la densidad es menor. Como dato informativo podemos señalar que la densidad del aire en el nivel del mar a 15 ° y 1013 milibares es de 1,228 kg/m³ y que la equivalente a 1.000 metros es de 1,112 kg/m³. etc.
- La ecuación también pone de manifiesto que para potencias mayores, con el mismo viento, se deben hacer máquinas que tengan mayor sección, es decir con mayor longitud de pala.
- La importancia de operar con un buen valor de C_p , que es la parte del viento que se aprovecha y que, como puede verse en la figura, tiene valores muy variables, en función de λ , con una zona de máximos muy limitada. Como es sabido el máximo teórico de C_p es 0,59 (límite de Betz).

En la figura 1 se ha dibujado únicamente la curva de C_p correspondiente a una máquina de 3 palas, que son las normalmente utilizadas, porque, a las velocidades de funcionamiento de los aerogeneradores actuales, el aumento de producción que supondría un número mayor de palas no justifica el aumento del costo y las mayores complejidades correspondientes. En cambio con velocidades bajas en la punta de las palas y con vientos reducidos, el número de palas es muy importante, por eso los molinos de viento multi-palas para bombear agua, que salen en todas las películas del Oeste, tienen un gran número de palas.

El coeficiente λ es la relación entre la velocidad en la punta de la pala y la del viento. Puede verse la importante variación de C_p para diferentes valores de λ .

• The importance of high wind speeds as power is a function of velocity cubed (an increase in speed from 5 m/s to 8 m/s would imply a multiplication of generated power of 4.1).

• The influence of air density as the energy is obtained from the air mass in movement. More energy is generated at sea level than at higher elevations on account of lower density. By way of reference we may indicate that air density at sea level at 15° and 1013 millibars is 1,228 kg/m³ and that at 1,000 metres is 1,112 kg/m³.

• The equation also shows that at higher powers, with the same wind, it is necessary to provide machines with greater section or blade length.

• The importance of operating with a good value of C_p , this being the proportion of the wind harnesses and which, as seen from the figure, has very variable values, in terms of λ , with an very limited maximum area. As widely known, the theoretical maximum of C_p is 0.59 (the Betz limit).

The figure 1 only shows the curve of C_p corresponding to the more widely employed 3 blade machine, as at the operating speeds of modern wind turbines, the increased production provided by a greater number of blades does not justify the increased cost and the greater corresponding complexities entailed. However, when there are low speeds at the tips of the blades and reduced winds, the number of blades is very important and this explains the large number of blades seen on the water pump windmills appearing in all the Westerns.

The coefficient λ is the ratio between the speed at the tip of the blade and the wind speed. Sizeable variations in C_p may be seen for different λ values.

We have plotted the power curve of a 1,500 kw wind turbine in terms of wind speed and have superimposed the frequency of each wind speed at one site. In order to calculate total production it is necessary to integrate that of each speed, calculated according to the corresponding C_p coefficient. From the two curves one may readily comprehend the importance of the correct selection of a suitable coefficient for the more frequent wind ranges, From the case indicated below it may be seen that there is considerable production at low wind speeds.

Hemos dibujado la curva de potencia de un aerogenerador tipo de 1.500 kW (Fig. 2), en función de la velocidad de viento y hemos superpuesto la frecuencia de cada velocidad de viento de un emplazamiento. Para calcular la producción total se debe integrar la de cada velocidad, calculada en base al coeficiente C_p correspondiente. A la vista de las dos curvas se comprende la importancia de acertar en la elección de un coeficiente adecuado para la franja de vientos más frecuentes. Puede verse que, en el caso indicado en la figura, la producción con velocidades de viento reducidas es muy importante.

- Por razones de turbulencia la velocidad de la punta de las palas se suele limitar a 200 km/h, lo que implica que en máquinas mayores la velocidad de giro sea más reducida y por tanto mayor la relación del multiplicador (para tener 1.500 vueltas en el generador) o mayor número de polos en caso de ser de acoplamiento directo.
- El aumento del tamaño de las palas y la reducción de la velocidad de giro da lugar a mayores esfuerzos y por tanto a la necesidad de que las máquinas deban ser más robustas.
- También las palas deben serlo, por lo que ya se ha empezado su construcción con fibras de carbono, en vez de vidrio, que, aunque de mayor costo, tienen mejores condiciones estructurales. Hay que tener en cuenta que las palas de un aerogenerador son las estructuras con más duras condiciones de trabajo, son ménsulas de gran longitud sometidas a las fuerzas aerodinámicas, que producen su giro, al peso que les afecta de forma variable según su posición, al efecto de sombra de la torre cuando pasan delante de ella y todo ello 30 ciclos por minuto.
- Deben desarrollarse sistemas eléctricos y electrónicos para adecuarse a los problemas de seguridad y estabilidad de la red de modo que, en casos de huecos de tensión, se evite la desconexión de grandes potencias para las que el sistema eléctrico tendría dificultades de disponer de alternativas que garantizaran el suministro y pudieran producirse apagones generalizados.
- Cada vez las torres son más altas, para captar mayores velocidades de viento y los aerogeneradores de mayor potencia, para aprovechar mejor los emplazamientos. Como consecuencia de ambos factores aumentan los esfuerzos en las torres y por tanto estas deben ser más resistentes. Actualmente,

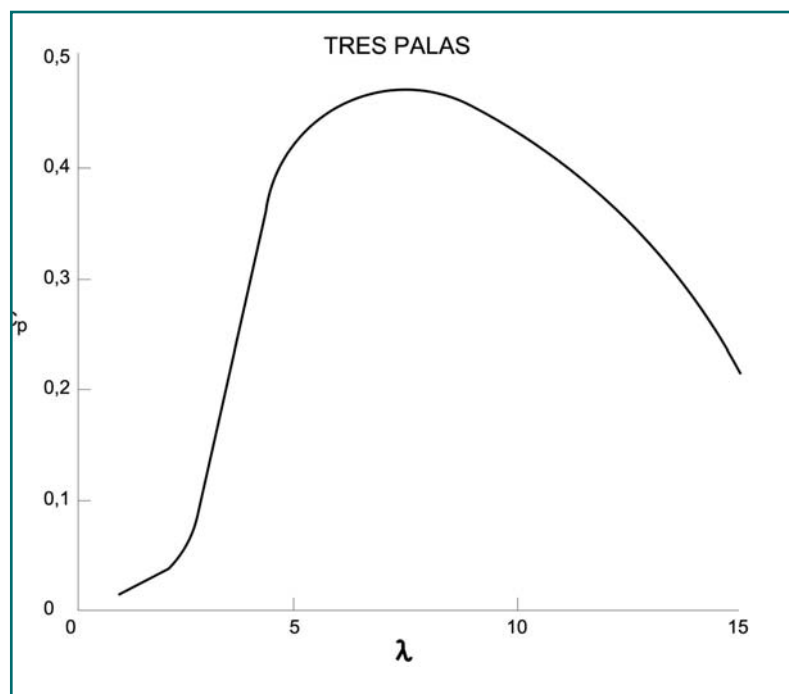
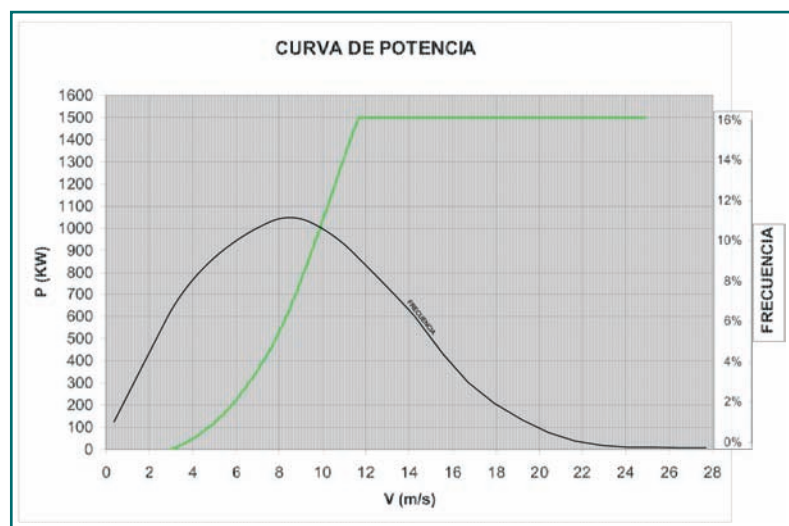


Fig. 1.

- As a result of turbulence, the speed at the tip of the blades is normally restricted to 200 kph which, in larger turbines, implies a lower rotating speed and, subsequently, a greater multiplying ratio (in order to gain 1,500 rotations in the generator) or a greater number of poles in the case of direct coupling.
- An increase in the size of the blades and a reduction in the rotating speed gives rise to greater stress and the need for more robust turbines.

Fig. 2.



con máquinas de 1.500 kW y torres de 80 m de altura se ha llegado a diámetros en la base de las torres de 4,50 m, que no puede aumentarse porque es el galibo de los puentes de carreteras. Ello obliga a que, para mayores esfuerzos, el aumento de la resistencia se consiga únicamente a base de mayores espesores de chapa, lo que crea problemas de costo, de curvado de chapas, de soldaduras etc. Como solución alternativa se plantean torres de hormigón prefabricadas en piezas de dimensiones que las hagan transportables y que se monten en obra. En la foto puede verse una torre de hormigón de 80 metros de altura para un generador de 1500 kW instalada en el parque de Aibar (Navarra) y que es el primer ejemplo de solución prefabricada de España. Ha habido algunos prototipos de torres de hormigón in situ, tanto en España como en Alemania, para aerogeneradores de gran potencia (hasta 5 MW), pero no parece que vayan a ser soluciones en serie para parques de gran número de equipos. Las torres de hormigón construidas con elementos prefabricados se pueden proyectar del diámetro que los esfuerzos requieran y resultan mucho más proporcionadas que las de acero, como puede verse en el montaje en que la torre de acero parece anoréxica. El desarrollo de torres de hormigón es uno de los retos actuales del sector.

Sistemas de garantía de la energía eólica

Ya hemos comentado que la energía eólica es una energía eventual que carece de garantía, lo que es compatible con el hecho de que, del mismo modo que se sabe si en los próximos días va a llover, también se sepa, más o menos, que viento va a haber en cada sitio y por tanto la energía de origen eólico que se va a generar. Es decir que la eventualidad es compatible con la programación, lo que facilita el trabajo del operador del sistema eléctrico.

Si embargo está claro que hay días sin viento, y en algunos casos no lo hay en casi ningún sitio de la península. A, por ejemplo, el 17 de julio de 2006 se alcanzó la mayor punta de demanda eléctrica histórica de verano (40.730 MW). Climatológicamente fue debida a un anticiclón situado sobre la península, sin apenas viento y con muy altas temperaturas, en la que la energía eólica sólo aportó 611 MW (el 1,5 % del total).

- *Blades are now beginning to be constructed in carbon fibre instead of glass fibre and while these are more expensive they have better structural conditions. It is necessary to bear in mind that the blades of a wind turbine are the structures with the most severe working conditions and these very long attachments are subject to aerodynamic forces, produced by turning, the variable weight imposed on the same according to position and the shadow effect of the tower when they pass in front of the same, and all this at 30 cycles per minute.*

- *Electric and electronic systems should be developed to overcome problems concerning the safety and stability of the network and to prevent large power disconnection, in the case of voltage dips, and potential problems of obtaining alternative power to guarantee supply and which could potentially lead to widespread blackouts.*

- *Towers are becoming increasingly taller to capture greater wind speeds and wind generators are becoming more powerful to take better advantage of their locations. Both these factors increase the stress on the towers and these have to be more resistant. At present, turbines of 1,500 kW and 80 m high towers have base diameters of up to 4.50 m, and this diameter cannot be increased as it is the maximum clearance of road bridges. This means that under greater stress, increased strength can only be achieved by greater plate thicknesses with all the ensuing problems of cost, curving of plate, welding, etc. As an alternative solution, concrete towers have been employed using prefabricated components which may be transported and erected on site. The photograph shows a 80 m high tower for a 1500 kW generator installed in the Aibar park (Navarra), this being the first example of a prefabricated solution in Spain. There have been some prototypes of in-situ concrete towers both in Spain and Germany for large power wind generators (up to 5 MW), but these do not appear to be a widespread solution for parks with large numbers of towers. Prefabricated concrete towers may be designed in diameters to suit the stresses and are far more proportioned than the steel towers, as may be seen in the assembly in which the steel tower appears almost anorexic in*

Ese día el sistema tuvo que utilizar otras fuentes para garantizar el suministro.

Es decir, la energía eólica puede ser muy importante en la cuenta anual de kWh generados, pero tenemos que disponer casi de la misma potencia instalada para los días en que no hay viento en tanto no se disponga de sistemas que den garantía de suministro a la energía eólica. Para esto hay, en este momento, dos posibles soluciones, al margen de recurrir a otras fuentes renovables no intermitentes, como la biomasa:

- Centrales reversibles que bombeen en horas de viento y generen cuando no lo haya.
- Fabricar hidrógeno para producir electricidad u otros usos energéticos.

La primera solución fue implantada en España cuando se puso en marcha en programa de centrales nucleares a fin de buscar consumos a la gran potencia nocturna sin demanda. De noche se bombeaba y de día se generaba, ajustándose de este modo la curva de producción neta a la demanda real. Ello supuso la gran inversión de las centrales reversibles, (algunas de ellas magníficas) que actualmente sirven para asegurar la potencia del sistema eléctrico.

Algo así cabe plantearse con la energía eólica: habrá que construir nuevas centrales reversibles, pagar su coste y asumir la pérdida de rendimiento que el bombeo y la generación suponen y que reducen la energía neta del conjunto al 60 %. Es decir, que se precisa hacer nuevas inversiones y reducir la energía generada al menos al 60 %. La realidad de esta solución estará condicionada a la forma en que se distribuyan los vientos, se comprende que en caso de que sean muy estacionales, con épocas sin viento, se podrá corregir la variación diaria pero no se podrá asegurar la potencia en todo momento.

La alternativa es fabricar hidrógeno cuando haya viento y acumularlo para su uso cuando se precise. Esta solución ofrece la ventaja de no tener problemas de estacionalidad de vientos; además el hidrógeno se puede producir en parques situados en lugares de mucho viento, aunque no haya red eléctrica, y transportarlo a los lugares de consumo. Tiene el inconveniente de que las pilas de combustible, para vehículos no están todavía muy desarrolladas, son caras, de bajo rendimiento etc. El rendimiento de fabricar hidrógeno y producir electricidad es, actualmente, del orden de 0,35, inferior por tanto al de las centrales re-

comparison. The development of concrete towers is currently one of the challenges of the sector.

Guaranteed systems of wind energy

As we have already indicated, wind energy is a provisional source that lacks guarantee. However, this is compatible with the fact, that in the same way that one may forecast rain over following days, it is also possible to know, within a reasonable degree of accuracy, the prevailing wind in each area and, therefore, the wind energy that can be generated. This means that this provision is compatible with scheduling and aids the work of the electricity system operator.

However, it is similarly clear that there will be days without wind and in some cases that there will be no wind anywhere on the mainland. By way of example, the highest ever summer electricity demand (40,730 MW) was recorded on 17 July 2006. In weather terms this was provoked by a anticyclone over the peninsular with very high temperatures and hardly any wind, and where wind energy could only provide 611 MW or 1.5% of the total. On this day the system had to employ other sources to guarantee supply.

This means to say that while wind energy may be very important for the annual account of generated kWh, it is necessary to dispose of almost the same installed capacity for those days with no wind until such time as guaranteed supply systems of wind energy are in place. At present there are two possible solutions beside resorting to other non-intermittent renewable sources such as biomass:

- *Reversible plants which pump during wind hours and which generate when there is no wind.*
- *The manufacture of hydrogen for electricity production and other energy uses.*

The first solution was introduced in Spain on the establishment of the nuclear plant programme in order to gain large power nocturnal supplies without demand. Pumping was carried out at night and generation during the day and this allowed the net production curve to be set in accordance with real demand. This implied large scale investment in

versibles, aunque al tratarse de un sistema en desarrollo se prevé que pueda llegar a 0,55. La solución del hidrógeno irá seguramente ligada al desarrollo de vehículos que usen esa fuente de energía. Su generalización mejoraría el medio ambiente urbano, ya que el tráfico ni haría ruido ni produciría humos.

La garantía de suministro supone un encarecimiento de la energía eólica, pero para valorarla adecuadamente habría que considerar todos los costos de las soluciones alternativas, como las emisiones de CO₂, la moratoria nuclear, el desmantelamiento de las centrales nucleares (no incluido en los precios del pool), las subvenciones estatales al carbón nacional (en 2005 fueron de 481,3 millones de euros), la contaminación por lluvias ácidas del carbón, etc.

Caben otras soluciones para casos concretos, como bombeos de acuíferos profundos a balsas de regulación de riego, pero, aunque en ciertos supuestos puedan ser muy interesantes, nunca serán la solución al problema de fondo del sistema eléctrico peninsular.

Un caso de especial utilización de la energía eólica puede ser Canarias. Esta Comunidad tiene una casi total dependencia energética del petróleo que, además de para la generación eléctrica, se usa para la desalación del agua del mar. Sin embargo los fuertes vientos de la isla, unidos a los grandes desniveles existentes pueden propiciar la construcción de aprovechamientos eólicos unidos a centrales reversibles y a plantas desaladoras que constituyan una alternativa parcial al uso del petróleo.

Limitaciones a la generación en horas valle

También es un hecho que cuando haya una gran potencia eólica instalada habrá momentos, en las horas valle, en que habrá exceso de oferta y el operador del sistema deberá seleccionar la energía que admita. Ya en el año 2005 hubo momentos de limitación de entrada en la red de energía de parques eólicos.

En el año 2005 la mínima potencia demandada en las horas valle estuvo comprendida casi todos los meses entre 17.000 y 18.000 MW; únicamente en febrero y diciembre superó los 20.000 MW.

Las diferentes fuentes de generación que, por unas u otras razones, pueden tener prioridad para entrar en la red son, con datos de 2005 de REE:

reversible plants (some of which being excellent examples) and currently serve to guarantee the power of the electricity system.

Something along the same lines may be considered for wind energy. It would be necessary to construct new reversible plants, pay their cost and take on board the loss in performance implied by pumping and generation which would reduce the net energy of the whole by 60%. This would then make it necessary to make new investment and reduce generated energy by at least 60%. The reality of this solution is subject to the manner in which the winds are distributed and when these are taken to be very seasonal, with periods without wind, the daily variation could be corrected but it would not be possible to assure the power at all times.

The alternative is to produce hydrogen when there is wind and to store this for use as necessary. This solution has the advantage that it is not affected by the seasonability of winds and, furthermore, the hydrogen may be produced at wind parks where there are prevalent winds, even without electricity networks, and to transport this to areas of consumption. There is the disadvantage that fuel cells for vehicles are still at an early stage of development and are currently expensive and offer low performance. The efficiency of manufacturing hydrogen and producing electricity is currently around 0.35, this being subsequently lower than that of the reversible centres, though as this is a system still under development it is expected that this might reach up to 0.55. The hydrogen solution would undoubtedly be associated with the development of vehicles using this source of energy. The generalized use of hydrogen would improve the urban environment as there would be no traffic noise or fumes.

Guaranteed supply implies the increased cost of wind energy, but in order to consider this in a suitable light it is necessary to consider all the costs of alternative solutions, such as CO₂ emission, the nuclear moratorium, the dismantlement of nuclear power plants (not included in pool prices), state coal subventions (in 2005 these were 481.2 million Euros), pollution from acid rain, etc.

There are other solutions for specific cases, such as pumping from deep water bearing stratum to irrigation regulation reservoirs and while these may



Nuclear	7.876 MW
Hidráulica del régimen especial	1.758 MW
Otras renovables del régimen especial (residuos, solar etc)	939 MW
Régimen especial no renovable (cogeneración etc)	6.646 MW
Total	17.218 MW

Montaje de torre de hormigón y torre de acero de la misma altura en el que se aprecia el mejor dimensionado de aquella/Erection of concrete tower and steel tower of the same height and in which one may appreciate the improved proportions of the former.

Si a esta potencia sumamos los 20.000 MW eólicos que se alcanzarán próximamente, que con el coeficiente de utilización máxima del 70 % de agosto de 2005, suponen una generación de 14.000 MW, tenemos un total muy superior a la demanda en bastantes ocasiones. Este tema debe estudiarse a fin de saber las previsiones del sistema y poder adoptar las medidas oportunas. De no hacerlo empezará a haber horas sin generar que coincidirán, con las de mayor potencial y que, desde el punto de vista de la rentabilidad, obligarán a adoptar soluciones de acumulación.

Para dar una idea de la evolución de la potencia eléctrica demandada por el sistema peninsular a lo largo del día, incluimos la curva del suministro eléctrico del 17 de julio de 2006 en que, como ya hemos indicado, se produjo la punta histórica de consumo de verano con 40.730 MW. La potencia mínima de ese día fue de 22.920 MW, bastante superior al valor más bajo mensual, que fue inferior a 18.000 MW.

be interesting in certain instances, they will never be a solution to the basic problem of the mainland electricity system.

A case for the special use of wind energy may well be that of the Canary islands. This region almost entirely depends on oil for both electricity generation and for the desalination of sea water. However, the strong winds on the island together with the rocky terrain would make it ideal for wind harnessing together with reversible power plants and desalination plants as a partial alternative to oil.

Limitation of trough hour generation

It is also the case that when there is a large installed capacity of wind energy there will be times during off peak hours when there will be excess supply and when the system operator will have to select the energy to be incorporated. In 2005 there were restrictions on the incorporation of energy from wind parks on certain occasions.

In 2005 the minimum power demanded over off-peak hours was set between 17,000 and 18,000 MW for almost the entire year and this only exceeded 20,000 MW in February and December.

On the basis of electricity network connection data for 2005, the different sources of generation which, for one reason or another, have priority access to the grid are:

Nuclear	7,876 MW
Hydropower (Special regime)	1,758 MW
Other renewable sources under the special regime (waste ,solar, etc.)	939 MW
Non-renewable sources (cogeneration, etc.) under Special Regime	6,646 MW
Total	17.218 MW

If we then add the 20,000 MW of wind energy which will soon be reached, and when taking that at the 70% maximum demand factor recorded in August 2005, this would imply a generation of 14,000 MW, we would then have a total well over demand on many occasions. This matter should be studied in order to establish system forecasts and introduce relevant measures. If this is not carried out there will soon be hours without generation which will coincide with those of greater potential and which

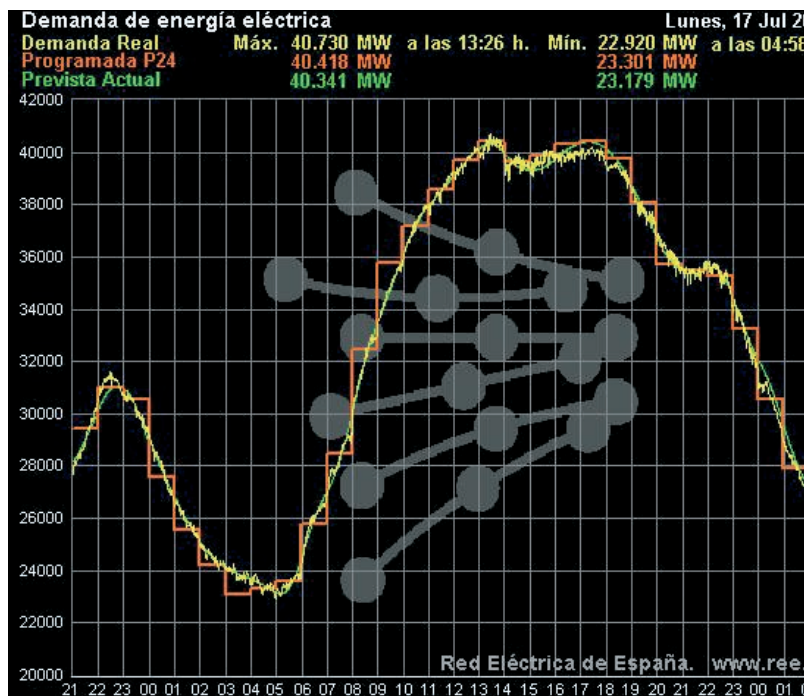


Fig. 3.

Conclusiones

De lo expuesto se desprende que:

- La energía eólica es la única fuente renovable capaz de producir actualmente cantidades significativas de energía eléctrica, por lo que parece obligado potenciarla, estableciendo los marcos legales y económicos que la hagan posible.
- No puede hablarse de mayores costos, frente a otras alternativas de generación, sin hacer un estudio detallado de todos los gastos que supone cada solución.
- No hay graves problemas técnicos derivados del mayor tamaño de los aerogeneradores aunque, como es natural, se deben ir adaptando a los cambios cualitativos que suponen sus mayores dimensiones.
- En el futuro puede haber limitaciones de entrada en la red de la energía eólica en horas valle y convendrá tener estudiadas las soluciones oportunas para almacenar la energía de modo que pueda incorporarse a la red en horas de mayor demanda.
- Esa acumulación permitirá el aprovechamiento completo del potencial y dará garantía a los kilowatts eólicos y, por tanto, mayor valor energético y económico. ♦

demand accumulation solutions for the sake of efficiency.

In order to give an idea of the development of electric power demand on the mainland system throughout the day, we include the curve for the electricity supply on 17 July 2006 on which a maximum historic peak for summer consumption of 40,730 MW was recorded. The minimum power demand on this day was 22,920 MW which is well over the lowest monthly figure which was below 18,000 MW.

Conclusions

From that indicated in this article it may be taken that:

- Wind energy is the only renewable source currently capable of producing significant quantities of electrical energy and it would subsequently appear essential to promote the same and establish the legal and economic framework to make this viable.
- Reference cannot be made to increased costs over other alternative sources without making a detailed study of all the costs implied by each solution.
- There are no serious technical problems resulting from the increased size of wind generators though, as is logical, adaptation should be made to the qualitative changes implied by these increased dimensions.
- In the future there may be network restrictions on the incorporation of wind energy over off-peak hours and it is necessary to study solutions for the storage of energy so that this may be incorporated on the grid over hours of greater demand.
- This accumulation would allow the complete harnessing of wind potential and would guarantee wind kilowatts and, subsequently, greater energy and economic value. ♦

Referencias:

- Estudio de determinación de Infraestructuras de producción de energía eólica en Navarra (1995) - Acciona Energía (entonces Energía Hidroeléctrica de Navarra).
- Plan de Energías renovables en España 2005-2010 - IDAE.
- El sistema eléctrico español 2005 - Red Eléctrica de España.
- International Wind Energy Development - World Market Update 2005.
- Archivo fotográfico de Acciona Energía.

Transportes y viajes por mar en España en los siglos XVI y XVII

Sea transport and travel in sixteenth and seventeenth century Spain

José I. Uriol Salcedo. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm. 1.208

Resumen: En los siglos XVI y XVII sigue activo el comercio marítimo de España con el Norte, lana e hierro principalmente, y la pesca en el litoral cantábrico y gallego, pero el tráfico marítimo más significativo de aquellos siglos es el de Sevilla con el Nuevo Mundo. Sevilla es la metrópoli de todo el comercio de Europa con América. En el Mediterráneo prosiguen también los transportes marítimos desde Barcelona, Valencia, Málaga, y la pesca, especialmente la del atún en el Atlántico Sur, tiene su importancia. Los viajes por mar siguen siendo muy peligrosos, por la vulnerabilidad de los barcos de vela a las inclemencias meteorológicas, y por los piratas y corsarios atlánticos y mediterráneos.

Palabras clave: Transportes y viajes por mar, Siglo XVI, Siglo XVII

Abstract: Sea trade between Spain and the North continued active over the sixteenth and seventeenth mainly in wool and iron, and fishing predominated on the Cantabrian and Galician coasts. However, the most significant sea trade over this period was between Seville and the New World, with Seville acting as the centre for all trade between Europe and America. On the Mediterranean, sea traffic continued from Barcelona, Valencia and Malaga and there was considerable fishing activity, particularly tuna. Sea travel was still very dangerous on account of the vulnerability of the sailing vessel to the inclemencies of the weather and to attack by Atlantic and Mediterranean pirates and corsairs.

Keywords: Sea transport and travel, Sixteenth century, Seventeenth century

En el siglo XVI sigue muy activo el comercio de España con el Norte hasta 1566, en cuyo año empiezan los problemas, con la rebelión de los Países Bajos y con las suspensiones de pagos de 1575 y 1596. Salían por el litoral cantábrico lanas, hierros y metales preciosos, hacia Flandes, principalmente, y se importaban manufacturas; tras la crisis de 1575, el tráfico de metales preciosos se desvía por Barcelona a Génova.

M. Basas Fernández ha estudiado con detalle el comercio lanero del siglo XVI. Recojo aquí sus conclusiones relacionadas con el frente marítimo del norte peninsular; al menos la mitad de las sacas, según la ordenanza de 1511, se debían cargar en na-

ves de 200 toneles o más; en la concordia de Bilbao, se acordó enviar una flota anual de siete naves a Flandes, que pronto se desdobló en dos que partían de la costa española en marzo y en octubre; en 1540 se contrató con D. Álvaro de Bazán la guarda del mar desde Gibraltar a Fuenterrabía, con una armada de dos galeazas y dos galeones; en 1588, una flota de 24 naves, de ellas 20 con carga de lana, salió para Flandes, llevando la más cargada 1.805 sacas, esto es 176 toneladas de lana; en la pragmática de 1558 se insistía que las naves fueran juntas a fin de disminuir los peligros; en 1571, el flete de una saca de a 8,5 arrobas a Flandes era de 800 maravedís; las ordenanzas de 1572 se mantuvieron vigentes

hasta el siglo XVIII, aunque su eficacia fue relativa por la decadencia del Consulado de Burgos, que se inicia por esas fechas.

El fracaso de la expedición de la Gran Armada, en 1588, contribuyó a disminuir la presencia española en esas aguas, si bien tras la paz con Inglaterra, en 1604, y la tregua con Holanda, en 1609, se reconstruyeron, en parte, los antiguos lazos comerciales. A principios del XVII, la construcción naval, muy importante en este litoral, sufrió también una profunda recesión a favor de La Habana, en América, y de los astilleros ingleses y holandeses.

El litoral gallego, cantábrico y vasco, desde Vigo hasta Fuenterrabía, vivía, en gran parte de la pesca. El horno a bordo de los barcos les permitía el troceo y extracción del aceite de ballena en alta mar, lo que les aventuró hasta las lejanas tierras de Terranova, en busca de la ballena y el bacalao. En el siglo XVII, con la recesión española, numerosos pescadores cántabros y vascos enseñaron a ingleses y holandeses la captura de la ballena. En 1614, el virrey de Navarra prohibía a los marineros de Cantabria que embarcaran como arponeros en los barcos de Flandes, de Holanda y de otros países en las nuevas pesquerías descubiertas, entonces, en Noruega. En el bello y moderno edificio del Museo de la Civilización, en Ottawa, en Canadá, pueden verse representaciones iconográficas de los pescadores vascos por aquellos mares, tras las ballenas, en aquellos siglos, cuyo testimonio ha quedado también en la toponimia como en el Basqueport, en el golfo de San Lorenzo.

Los viajes marítimos por el Mar del Norte eran dificultosos y sometidos a numerosos imponderables. Varios ejemplos pueden aducirse para demostrar esas dificultades.

Don Felipe y doña Juana, hijos de los Reyes Católicos, al pretender venir a España en la *Juliana*, al frente de una flota numerosa, son víctimas de una tempestad y tienen que refugiarse en Pórtland, en Inglaterra; quedan allí hasta el 22 de abril y desembarcan en la Coruña el 26 de abril de 1506. Felipe empezó a preparar el viaje en julio de 1505; en diciembre se inician los preparativos para la marcha, el 27 están a punto de embarcar, pero el cambio del viento les hace desistir; por fin zarpan el 8 de enero desde Flesinga; el día 13, gracias al buen tiempo «(habían) pasado toda la costa de Inglaterra y estaban en el mar de España»; mas luego se

abrió tan grande e impetuosos viento del sudeste que todos los treinta y seis o cuarenta navíos que tenía en su flota no quedó uno que pudiera comunicarse con otro «de tal modo que el almirante perdió al rey y a todos los demás». Tras la tempestad «se reunieron en gran peligro, cerca de dieciocho o diecinueve navíos, en una bahía o reino de Cornualles» enterándose que el día 23 «el rey, su señor, estaba en la bahía de Pórtland, completamente solo»; parece que se perdieron tres barcos en la tempestad. La descripción que hace el narrador es dramática: la vela del barco del rey, abatida, don Felipe, descalzo, sentado sobre cubierta lanzando ayes y gemidos, doña Juana, junto a él «confiando en que, si era preciso acabar, moriría con su marido». En resumen, un viaje previsto para 6 u 8 días, se realizó en tres meses y medio.

Tampoco fue fácil el viaje de su hijo Carlos a España, en 1517. Intentó ponerse en camino en 1516, pero no pudiendo hacerlo en verano «sobrevino el invierno que entonces no era lícito viajar por mar por los grandes peligros». El rey Francisco de Francia le ofrece el paso por su reino; su embajador dice a Carlos «a fin de evitar los grandes peligros, en los que vuestro difunto padre, el rey Felipe, se encontró, nuestro dicho señor el rey... desea que toméis vuestro camino por sus países de Francia, donde seréis el bienvenido...». Carlos agradece las palabras del embajador pero decide ir por mar; en Zelanda, estuvo dos semanas esperando vientos favorables con los barcos preparados; por fin «al día siguiente vinieron a la corte para advertir al rey y a los señores de su consejo que, si tenían intención de marchar en aquella estación, que lo decidieran y en breve, porque el viento era bueno y parecía que debía continuar lo bastante para llegar a Castilla, declarando que la extrema estación estaba muy avanzada y el invierno próximo; por esta causa era ya tiempo de partir, sin más espera y tomar el tiempo como Dios lo envía. Y decían los pilotos que, si el rey estaba embarcado, no pedían más que seis días de aquel tiempo para, con la ayuda de Dios, entregarlo en sus países de allende». El 7 de septiembre embarcó Carlos, en Flesinga, y el día 8 de 1517 se hizo a la vela; la flota constaba de «una cuarentena de grandes y poderosos navíos de los mejores que se podían hallar en Castilla, Francia, Inglaterra, ni en otras parte». Uno de los barcos, donde iban gran número de caballos del rey y de sus nobles y «varias muchachas de la vida» ardió durante la



Almadraba de Cádiz (Civitas Orbis Terrarum).

noche desapareciendo sus tripulantes y viajeros, unas 160 personas; el día 10, al anochecer «cambió el viento y se hizo tan contrario que no podía ser peor para abordar Castilla»; el día 12 estalló una fuerte tormenta, que duró catorce horas, puso en peligro los barcos «dos barcos habían sido de tal modo retrocedidos por la dicha tormenta y echados en alta mar, que quedaban por completo fuera de la ruta»; luego unas calmas dejan a los barcos sin adelantar en su camino, discutiéndose si debían tomar puerto en la próxima tierra o volver a Flandes. Al fin, el 19 de septiembre los pilotos se muestran costernados porque «se encuentran frente a las montañas de Asturias, allí donde la noche anterior firmaban estar en las costas de Vizcaya». Tras la discusión decide el rey tomar tierra para evitar los inconvenientes que por culpa de no tomar tierra cuando se puede, a menudo ocurren, a causa de que sobre el mar no hay seguridad, por la mudabilidad del viento, que lo mismo se puede cambiar en

malo que en bueno. El rey sube a una barca de remos y llega a Villaviciosa ya de noche cerrada; el viaje había durado 12 días.

También en su último viaje a España, tras su abdicación el 25 de septiembre de 1555, Carlos permanece en Bruselas hasta el 8 de agosto, en que se dirige a Flesinga para embarcar; allí le aguarda la flota de 56 barcos que le va a conducir a España. Pero el mal tiempo no le permite hacerse a la vela hasta el 17 de septiembre de 1556; en la travesía, una escuadra inglesa, enviada por María Tudor, a la altura de Dover, le rinde honores. Tras once días de viaje arriba a Laredo el 28 de septiembre, a tiempo de librarse de una peligrosa borrasca que puso en aprietos a parte de la flota.

En las costas andaluzas del Atlántico el transporte marítimo dominante, tras el descubrimiento de América, es el de las Indias Occidentales. La gran metrópoli de este comercio es Sevilla; la Casa de Contratación,

Bibliotecas del mundo donde se puede consultar la Revista de Obras Públicas

- The British Library
- The Institution of Civil Engineers (Reino Unido)
- Library of Congress (Estados Unidos)
- Biblioteca Benito Juárez (Cuba)
- Universidad Nacional de Asunción, Facultad de Ingeniería, Biblioteca
- Sistema de Información Integrado, Facultad de Ingeniería, Biblioteca (Buenos Aires)
- Universidad de Guayaquil, Biblioteca General Luis de Tola y Avilés, (Guayaquil)
- ENPC Bibliotheque
- Escuela Colombiana de Ingeniería, Biblioteca (Bogotá, Colombia).
- Biblioteca Nacional de Ciencia y Técnica, Capitolio Nacional (La Habana)
- Instituto Iberoamericano de Información, Ciencia y Tecnología (La Serena, Chile)
- Instituto Tecnológico de Santo Domingo (Santo Domingo, República Dominicana)
- Banco Europeo de Inversiones (Luxemburgo)
- Centro Argentino de Ingenieros (Buenos Aires)
- Centro de Información de Construcción (La Habana, Cuba)
- Consejo Profesional de Ingeniería Civil Conrado Baner (Buenos Aires)
- Escuela de Ingeniería Portuaria (Buenos Aires)
- Escuela Militar de Ingeniería (La Paz)
- Escuela Politécnica Nacional de Quito (Ecuador)
- Instituto Politécnico Nacional, E. S. Ingeniería y Arquitectura (México)
- Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídricas (Ezeiza)
- Instituto Superior Politécnico José A. Echevarría (La Habana)
- Instituto Técnico Estudios Super. de Monterrey (Monterrey, Nuevo León)
- Pontificia Universidad Católica de Perú (San Miguel de Lima)
- Pontificio Universidad Javeria (Santa Fe de Bogotá)
- Pontificia Universidad Católica de Chile
- Pontificia Universidad Católica de Ecuador
- Pontificia Universidad Católica de Pucamaima
- Puertos Mexicanos (México)
- Universidad Nacional Patagónica San Juan Bosco (Rivadavia)
- Universidad Nacional Mar del Plata (Mar del Plata, Buenos Aires)
- Universidad Anahuac (Huixquilucan, Edo México)
- Universidad Católica Andrés Bello (Caracas)
- Universidad de Camaguey (Camaguey)
- Universidad de la República (Uruguay)
- Universidad de La Salle (México, D.F.)
- Universidad de La Salle (Santa Fe de Bogotá)
- Universidad de Los Andes (Santa Fe de Bogotá)
- Universidad de Los Andes (Mérida)
- Universidad de Oriente (Caracas)
- Universidad de Istmo (El Dorado)
- Universidad de Zulia (Maracaibo, Ed. Zulia)
- Universidad de San Agustín (Arequipa)
- Universidad Rafael Landívar (Guatemala)
- Universidad Tecnológica de Panamá (El Dorado, República de Panamá)
- Universidad Albert Einstein (San Salvador, El Salvador)
- Universidad Autón. Metropolitana, Sede Azcapotzalco (Naucalpan de Juárez)
- Universidad Auton. Santo Domingo (Santo Domingo, República Dominicana)
- Universidad Católica de Nicaragua (Managua)
- Universidad Católica de Argentina (Capital Federal)
- Universidad Católica de Nuestra Señora de Asunción (Asunción)
- Universidad Central del Ecuador (Quito, Ecuador)
- Universidad Mart Abreu de las Villas (Villa Clara)
- Universidad Central Venezuela (Caracas)
- Universidad Centro Occ. Lisandro Alvarado (Barquisimeto Ed Lara, Venezuela)
- Universidad Centroamericana José Simeón (San Salvador)
- Universidad Carabobo (Valencia, Ed. Carabobo)
- Universidad de Chile (Santiago)
- Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas (Santiago, Chile)
- Universidad de Piura (Piura, Perú)
- Universidad de Santiago de Chile (Santiago)
- Universidad de Buenos Aires (Capital Federal, Argentina)
- Universidad de Costa Rica, Sistema Bibliotecas (San José, Costa Rica)
- Universidad de Morón (Morón, Buenos Aires)
- Universidad Nacional de Asunción (Paraguay)
- University of Nottingham, Univ. Park (Nottingham)
- Universidad Nacional de Asunción (Paraguay)
- Universidad Iberoamericana (Lomas de Santa Fe, Ciudad de México)
- Universidad Mar de Plata (Mar de Plata)
- Universidad Mayor San Andrés (La Paz)
- Universidad Metropolitana (Caracas Ed Miranda)
- Universidad Nacional Autonom. de México (México D.F.)
- Universidad Nacional Experim. Francisco de Miranda (Coro Ed Falcón)
- Universidad Nacional de Ingeniería de Managua (Managua)
- Universidad Nacional Autónoma de Honduras (Tegucigalpa, Honduras)
- Universidad Nacional de Córdoba (Córdoba)
- Universidad Nacional de Cuyo (Mendoza, Argentina)
- Universidad Nacional de El Salvador (San Salvador, El Salvador)
- Universidad Nacional de Ingeniería (Rimac, Lima)
- Universidad Nacional de La Plata (Buenos Aires, Argentina)
- Universidad Nacional de Rosario (Rosario, Santa Fe, Argentina)
- Universidad Nacional del Sur (Bahía Blanca, Buenos Aires)
- Universidad Nacional Federico Villarreal (San Miguel, Lima)
- Universidad Nacional San Luis Gonzaga (Ica)
- Universidad Nacional Pedro Henríquez Ureña Unan (Santo Domingo)
- Universidad Nacional San Juan (San Juan)
- Universidad Nacional Sede Manizales (Manizales, Caldas)
- Universidad Politécnica (San Salvador)
- Universidad Politécnica de San Juan (San Juan)
- Universidad Privada "José Cecilio del Valle" (Tegucigalpa, Honduras)
- Universidad de Puerto Rico Recinto Mayaguez (Mayaguez)
- Universidad Rafael Urdaneta (Maracaibo, Edo Zulia)
- Universidad Ricardo Palma (Surco, Lima)
- Universidad San Antonio Abad (Cuzco)
- Universidad San Carlos de Guatemala (Guatemala)
- Universidad San Carlos de Guatemala (Guatemala)
- Universidad Santa María La Antigua (El Dorado, República de Panamá)
- Universidad Técn. Federico Santa María (Valparaíso)
- Universidad de Santiago Utesa (Santiago de los Caballeros)
- Universidad Valle de Guatemala (Guatemala)
- Universidad Tecnológica Nacional (Capital Federal Buenos Aires)
- Universitaetsbibliothek (Alemania)

ROP EN BASES DE DATOS INTERNACIONALES

- TRANSPORT • CSIC • COMPENDEX • COMPLUDOC
- GEOREF • ICYT • ISOC • LATINDEX • TECNOCENCIA

creada en 1503 por los Reyes Católicos, monopoliza todo ese comercio atlántico. Se enviaban a las Indias azogue para amalgamar la plata, productos alimenticios y manufacturas además de conquistadores, colonos y misioneros y se recibían de allí, oro, plata, y productos americanos, cacao, cueros, etc.

En 1526, la Casa de Contratación pasó a depender del Consejo de Indias, creado en ese año; en 1543, se instauró el Consulado de Sevilla, a imitación de los de Burgos y Bilbao.

La Casa de Contratación organizaba las flotas de América. Hasta 1560, los barcos fueron de pequeño tonelaje, pero a partir de esas fechas desplazaban ya unas 300 toneladas. Salían anualmente dos flotas, una en abril con destino a Veracruz, en Nueva España, y otra en agosto hacia el istmo de Tierra firme. Una y otra iban protegidas por barcos de guerra, uno al frente de la flota, la Capitana, y otro en la retaguardia, la Almiranta. Los barcos cargaban y descargaban exclusivamente en Sevilla; sólo, en 1679 se permitió efectuar esas operaciones también en Cádiz. Ambas flotas pasaban el invierno en América y se unían al regresar a España, en marzo y en la Habana. El sistema de convoyes fue eficaz, en opinión de Elliot, quien dice que sólo en 1628, el holandés Heyn, y en 1656 y 1657, el inglés Blake interceptaron y capturaron parte de la flota de aquellos años. El mayor peligro era el canal de la Florida donde las tempestades hundieron numerosos barcos.

Los barcos salidos y entrados en: Sevilla en relación con ese tráfico fueron:

Tabla 1		
Años	Promedios anuales	
	Salidos	Entrados
1506-1515	28	22
1516-1525	50	28
1526-1535	63	36
1536-1545	68	51
1546-1555	74	59
1556-1565	66	52
1566-1575	64	53
1576-1579	63	47
1586-1600	?	63
1600-1604	55	56
1640-1650	25	29
1670-1680	17	19
1701-1710	8	4

El máximo de este tráfico corresponde, pues, a la segunda mitad del siglo XVI; a finales del XVII da claras señales de postración.

Según Hamilton los principales productos de este comercio, el oro y la plata americana, llegaron en las cantidades siguientes:

Tabla 2		
Años	Plata (Tn.)	Oro (Tn)
1503-1510	-	5,0
1511-1520	-	9,2
1521-1530	0,1	4,9
1530-1540	86,2	144
1541-1550	177,6	250
1551-1560	303,1	426
1561-1571	942,9	11,5
1571-1580	1.118,6	9,4
1581-1590	2.103,0	121
1591-1600	2.707,6	195
1601-1610	2.213,6	11,7
1611-1620	2.192,3	8,9
1621-1630	2.145,3	3,9
1631-1640	1.396,8	1,2
1641-1650	1.056,4	1,5
1651-1660	443,3	0,5
Total	16.886,8	181,3

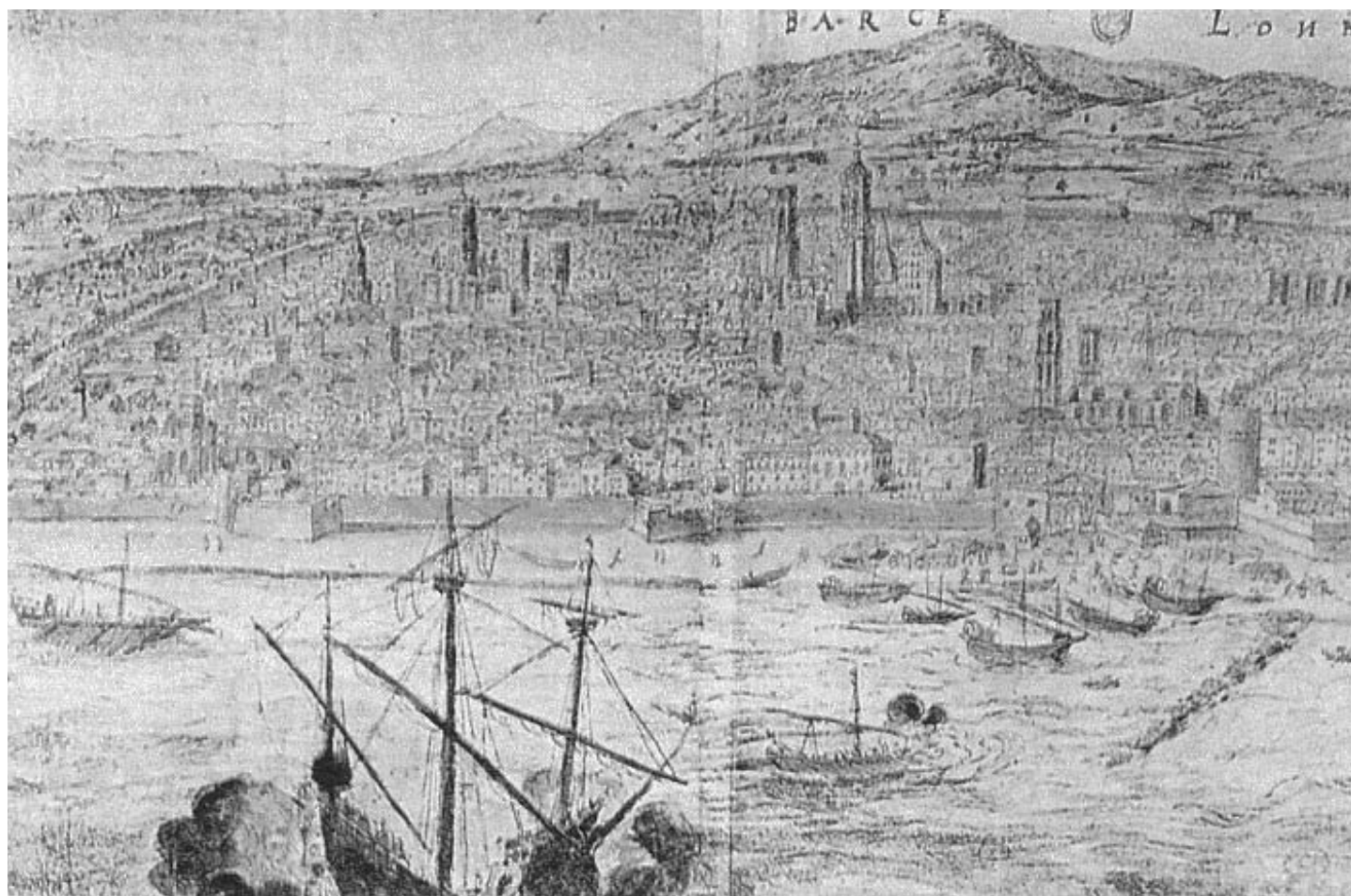
La Casa de Contratación funcionó también como un importante centro de investigación náutica y cartográfica; en 1508, se creó el cargo de piloto mayor, que ocupó Américo Vespucio. Le correspondía examinar a los pilotos que iban a las Indias y sellar y dar el visto bueno a las cartas náuticas que hacían los cosmógrafos; en 1523, se crea el cargo de cosmógrafo a quien correspondía, además de hacer las cartas, fabricar los instrumentos para las navegaciones; y, en 1552, se crea el cargo de catedrático de cosmografía.

En 1508 Américo Vespucio era el que hacía el patrón real que constituía el patrón o modelo de carta de navegar; este documento incorporaba las novedades que traían los pilotos de cada viaje, una vez discutidas y contrastadas; estaba dividido, para facilitar su manejo en seis parte; la carta de Juan de la Cosa, que guarda el Museo Naval es su precedente inmediato. La escuela cartográfica de la Casa de Contratación fue declinando ante la publicación de las cartas geográficas grabadas fundamentalmente en los Países Bajos. Gracias a Mercator y a su proyección

Principales Bibliotecas españolas donde se puede consultar la Revista de Obras Públicas

Organismos, Instituciones y Universidades

- Ateneo de Madrid
- Banco de España
- Biblioteca Nacional
- Biblioteca Valenciana
- Biblioteca Pública de Zamora
- Biblioteca Regional de Madrid
- Cámara Oficial de Comercio e Industria. Biblioteca Histórica
- Cartoteca de Catalunya
- Centro de Experimentación de Obras Públicas. CEDES
- Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid
- Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
- Consejo Superior de Investigaciones Científicas Centro de Investigaciones Energéticas, Medioambientales y Tecnológicas. CIEMAT
- Centro Nacional de Investigaciones Metalúrgicas. CENIM
- Congreso de los Diputados
- Empresa Nacional de Gas. ENAGAS
- Fundación de los Ferrocarriles Españoles
- Fundación Universitaria Española
- Generalitat de Catalunya. Centre de Documentació de Medi Ambient
- Hemeroteca Municipal de Madrid
- Instituto de Carboquímica (Zaragoza)
- Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja
- Instituto de Salud Carlos III
- Instituto del Frío
- Instituto Geológico y Minero de España
- Instituto Nacional de Administración Pública. INAP.
- Instituto Nacional de Gestión Sanitaria
- Instituto Nacional de Meteorología
- Junta de Andalucía. Consejería de Medio Ambiente
- Ministerio de Fomento
- Ministerio de Medio Ambiente
- Palacio Real
- Real Academia de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales
- Real Academia de Ciencias Morales y Políticas
- Real Sociedad Geográfica
- Repsol YPF
- Senado
- Sociedad Estatal de Participaciones Industriales. SEPI
- Universidad Complutense de Madrid
- Universidad de Barcelona
- Universidad de Burgos
- Universidad de Córdoba
- Universidad de Granada
- Universidad de las Palmas de Gran Canaria
- Universidad de León
- Universidad de Murcia
- Universidad de Navarra
- Universidad de Oviedo
- Universidad de Sevilla
- Universidad de Valencia
- Universidad de Zaragoza
- Universidad del País Vasco
- Universidad Politécnica de Cataluña
- Universidad Politécnica de Madrid
- Universidad Politécnica de Valencia



Puerto de Barcelona
(Anton Van Wyngaerde).

cilíndrica, desde 1569, se empiezan a construir cartas geográficas con una correcta representación de meridianos, paralelos y rumbos.

En la Andalucía atlántica también se practicaba la pesca. La del atún en las almadrabas es uno de los temas de las perspectivas de la época.

Barcelona es el gran puerto del Mediterráneo; de allí, desde 1567, salían también soldados y numerarios para el ejército de Flandes, por el Camino Español, tras las dificultades de la ruta del mar del Norte debidas a ingleses, franceses y holandeses. Blasco de Garay, en 1543, hizo navegar a un barco con paletas laterales movidas por hombres; fue el 17 de junio cuando se realizaron esas pruebas, asistiendo en representación del monarca, don Enrique de Toledo. Las ruedas giratorias, con paletas, impulsaron al barco *Trinidad*, de 200 toneladas, pero el experimento, quedó sólo en un experimento.

Valencia sigue siendo un puerto con tráfico importante en el siglo XVI; según E. Salvador los barcos

entrados en Valencia, en treinta años entre 1503 y 1599 fueron 16.444, con una media anual de 548; los entrados en los primeros y en los últimos años del siglo superan la media, reflejando probablemente los problemas de las Gemianías. No parece, por otro lado, que haya diferencias significativas entre los tráficos de unos meses con relación a otros, si bien aún en 1569 Venecia mantenía la prohibición de navegar entre el 15 de noviembre y el 20 de enero. El tráfico procedía, en más de 87 %, de Valencia, Castellón, Cataluña y Rosellón, Baleares y la Francia mediterránea. La crisis de las Gemianías hizo emigrar a parte del tráfico a Barcelona y a Alicante, ciudad que en pocos años duplicó su población.

Málaga siguió cumpliendo su cometido de puerto de contacto entre los ámbitos atlántico y mediterráneo, y de embarque de los productos de la Andalucía occidental.

La competencia de venecianos, genoveses y marseleses redujo la antigua agresividad catalana

en el comercio mediterráneo, sobre todo en el siglo XVII.

También en el litoral mediterráneo la pesca sigue siendo una actividad productiva para las gentes del litoral.

La navegación por el Mediterráneo continuaba basándose fundamentalmente en el cabotaje; las correrías de los piratas turcos y berberiscos dificultan el tráfico comercial, sobre todo hasta la batalla de Lepanto, si bien después de ella, todavía Cervantes, que volvía a España, en 1575, en la galera *Sol* fue hecho prisionero por los argelinos que lo retuvieron en el cautiverio durante cinco años.

Según J. L. Casado los galeones de la Gran Armada de mayor tonelaje alcanzaban los 750 toneles machos; según el mismo autor, también, se revisó en 1563 la «poco eficaz pragmática de los Reyes Católicos rebajando el porte de las naves cuyos dueños quisieran hacerse acreedores al sueldo anual de 10.000 maravedíes por cada 100 toneles de los 600 en que estaba el límite en 1498, a los 300 toneles».

También nos cuenta que el tonelaje de la flota atlántica española, es decir sin contar los barcos del Mediterráneo, ascendía, en 1573, a unos 80.000 toneles machos o 96.000 toneladas, doble que veinte

años antes debido, en buena parte, a la política naval de Felipe II. Más tarde en 1580, se evalúa el porte total de toda la marina española en unas 175.000 toneladas, que corresponde al máximo desarrollo de la flota de los Austrias, lo que situaba a España en el segundo lugar de las flotas mercantes europeas, tras Holanda y con una participación próxima al veinte por ciento en el volumen total de las flotas europeas; en los últimos años de Felipe II y en el reinado de Felipe III bajó, quedando reducido a unas 100.000 toneladas, cifra que se mantiene hasta mediados del siglo XVIII, lo que dio lugar, naturalmente, a una mayor participación de los buques extranjeros en los fletamentos españoles.

Alcalá Zamora dice que las flotas, tanto de la carrera de las Indias como la de la Gran Armada, en las que la velocidad estaba obligada por la de los barcos más lentos, se navegaba a unos 3 nudos, si bien buques aislados alcanzaban velocidades de hasta 6 nudos. Cuenta que un *aviso*, en 1638, realizó el viaje desde la Península hasta Veracruz en sólo 43 días, a una velocidad excelente, del orden de los 6 nudos, y que las zabras vizcaínas realizaban sus viajes a Flandes a 7 nudos de velocidad, y que cuando los vientos eran favorables hasta los galeones grandes podían alcanzar esas velocidades. ♦

Referencias:

–BASAS, M. *El Consulado de Burgos en el siglo XVI*. Madrid, 1963.
GARCÍA MERCADAL. *Viajes de extranjeros por España y Portugal*. Madrid, 1952.
–CASADO, J.L. *Los barcos españoles en el siglo XVI y la Gran Armada de 1588*. Madrid, 1988.

–ELLIOT, J. H. *La España Imperial (1496-1716)*. Barcelona, 1976.
–HAMILTON, E. *El tesoro americano y la revolución de los precios en España. 1501-1650*. Barcelona, 1975.
–SALVADOR, E. *La Economía valenciana en el siglo XVI (comercio de importación)*. Valencia, 1972.

–ALCALÁ ZAMORA, J. *Evolución del tonelaje de la flota de vela española durante los siglos modernos*. Zaragoza, 1975.
–ALCALÁ ZAMORA, J. *España, Flandes y el Mar del Norte (1618-1639)*. Barcelona, 1975.

En la sede del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Mesa redonda: “Calidad de los Proyectos en las Obras Portuarias y Costeras”

El día 24 del pasado mes de abril, se celebró en la sede del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos la Primera Mesa Redonda organizada por la Asociación Técnica de Puertos y Costas a través de su Comité de Jóvenes Profesionales. El tema planteado para el debate, “La Calidad de los Proyectos en las Obras Portuarias y Costeras”, atrajo la atención de un gran número de profesionales, que acudieron al evento representando a todos los sectores interesados: Administración, empresas consultoras, constructoras y universidades.

En este artículo, se resumen aquellas opiniones y comentarios que mayor debate suscitaron en torno a la problemática actual relativa a la redacción de proyectos en el marco portuario costero.

En primer lugar se admitió, por parte de todos los sectores, que hoy día es preciso aumentar la calidad de los proyectos, señalándose a la Administración como el agente principal que debe impulsar un cambio en este sentido. Tradicionalmente, los proyectos han sido dirigidos por los técnicos de la Administración, quienes son, en la mayoría de los casos, los verdaderos conocedores de la realidad y los condicionantes que rodean a una obra de ingeniería. Sin embargo, en los últimos años se está detectando una destecnicación de la propia Administración, motivada por la falta de promoción de los Departamentos Técnicos y por el desvío de profesionales a otros puestos de mayor proyección profesional y mejor remuneración. Para mejorar esta situación, que es común a otros campos de la ingeniería civil, se incidió en la importancia de proporcionar una formación más intensa para el personal técnico.

Abordando ya problemas más concretos, se destacó que un estudio de la Administración sobre las causas que originan los Proyectos Modificados, ha puesto de manifiesto que las dos terceras partes se justifican por problemas geotécnicos. Para hacer frente a sus necesidades de ampliación, las instalaciones



portuarias están desplazándose hacia emplazamientos que anteriormente habían sido descartados, en los que se encuentran con frecuencia terrenos de baja capacidad portante y donde es imprescindible un amplio estudio geotécnico. En consecuencia, es fundamental alcanzar en la fase de proyecto un conocimiento geotécnico adecuado de la obra para evitar sobrecostos en la fase de construcción. En este sentido, se señaló como muy positiva la iniciativa de varios puertos que disponen de atlas geotécnicos actualizados.

Los representantes de las empresas consultoras subrayaron otro tipo de problemas, más relacionados con la forma en la que se produce la contratación de los proyectos, que con cuestiones técni-

cas. Principalmente se plantearon dos cuestiones: en primer lugar, la urgencia con la que es necesario acometer los Proyectos, que en ocasiones son de gran envergadura y requerirían una mayor reflexión y estudio, y en segundo lugar, la dificultad, si no imposibilidad, de planificarse para ajustar los recursos a las necesidades de Asistencia Técnica que genera la Administración. Esta última circunstancia viene motivada por el desconocimiento que tienen las empresas acerca de los trabajos de consultoría que la Administración quiere acometer en el corto y medio plazo. Esta incertidumbre impide a las empresas dotarse de unos recursos humanos y materiales que sin duda contribuirían a mejorar la calidad de los Proyectos.

Claudio Hernández-Ros Codorniu

Falleció el pasado 19 de septiembre. Tenía 91 años de edad, llevados en plenas facultades mentales y físicas.

Como la mayor parte de nuestros compañeros dejó cumplidas numerosas, variadas e importantes actividades, que luego reseñamos, aún más que lo normal, dada la larga duración de su vida y la intensidad con que la vivió. Pero aparte de éstas, destacan en él otras circunstancias que le convierten en un excepcional y difícilmente igualable modelo profesional-familiar.

Primo hermano del ilustre D. Juan de la Cierva Codorniu, que le precedió en la profesión, casó con Dña. Matilde Martínez de Velasco, con la que tuvo cinco hijos, tres de ellos Ingenieros de Caminos, más un yerno, una nieta, y dos nietos políticos. Un total de ocho ingenieros en su familia directa y colateral, número que autoriza a

suponer no igualado por ningún otro compañero.

Esa numerosa y selecta descendencia le convirtió en un verdadero patriarca, función que ejerció de manera ejemplar, hasta el punto de llevar con él en varios viajes culturales por Europa, incluso del Este, a sus nietos mayores de quince años, y hasta edad avanzada.

El tesón en superar las dificultades con un espíritu casi deportivo, le facilitaron su vida y su actuación profesional, así como su bondad y simpatía el afecto de sus amigos, entre ellos, desde hace setenta y seis años, quien firma estas líneas, coetáneo suyo.

Ingresado en la Escuela, en la época de dura oposición, a la excepcional edad de diecisiete años, terminó sus estudios en marzo de 1940, en el primer cursillo abreviado (seis meses) que se estableció inmediatamente después de la Guerra Civil

para recuperar parte del tiempo perdido y paliar cuanto antes la fuerte demanda de ingenieros, escuela de aquel trágico y largo evento. Como consecuencia de esa prematura edad de ingreso ha sido el más joven de su promoción e, incluso, de la siguiente.

Su actividad profesional comenzó en la Constructora San Román, interviniendo en las presas de Entrepeñas, Buendía, Bembézar e Iznájar. Desaparecida esta empresa ingresó en el Estado, en la Dirección General de Obras Hidráulicas, que entonces dirigía D. Rafael Couchoud, compañero de su promoción. En su tercera época, al frente de EFYCSA (Grupo Banco Urquijo-Fiat) participó entre otras en las siguientes obras: Puente de Amposta, Variante de Perelló, Viaductos de las calles de Raimundo Fernández Villaverde y Bailén, Nudo de Manoteras (M 30 y M 40), Pasos de la



Avenida de la Albufera, (Méndez Álvaro - Embajadores, (M 30), todas ellas en Madrid, Accesos a Galicia (Villamartín - La Rúa), y Dique de Matagorda (Cádiz), de Astilleros Españoles. Y en su última época fue presidente y consejero de varias sociedades del sector inmobiliario del Banco Urquijo en Madrid y Sevilla.

Descanse en paz después de tan larga y fructuosa vida familiar y profesional, y reciban su esposa Matilde (cuya amistad es aún más antigua que la de Claudio), y sus numerosos hijos, nietos, y biznietos nuestro más afectuoso pésame.

Eugenio Vallarino

Otro factor significativo señalado por las consultoras como determinante de la calidad de los proyectos es el escaso importe pagado por la redacción de cada uno de ellos. Este problema deriva de la atomización del sector, ya que según los datos expuestos, existen 15.000 personas físicas o jurídicas que realizan proyectos en nuestro país. Debido a la falta de clasificación de los consultores, se establece una fuerte competencia que impide muchas veces competir en precio a las empresas que están dotadas de importantes medios. Para conse-

guir la adjudicación de una Asistencia Técnica, es necesario acudir a la licitación con grandes bajas que a la larga repercuten en la calidad de los proyectos.

Se lanzaron propuestas para que la Administración publique anualmente una previsión de las asistencias técnicas que van a ser licitadas. Además, se debatió la conveniencia de introducir variaciones en los concursos para que no sea únicamente el precio lo que determine la adjudicación de un contrato, paliando de alguna forma la falta de

clasificación de las empresas, y se planteó la ventaja del empleo de procedimientos restringidos ó negociados, frente al procedimiento abierto. Actualmente, en España, en un 95% de los casos se emplea el procedimiento abierto.

Para acabar con su visión de la problemática, los consultores expusieron que, como consecuencia de toda la situación relatada anteriormente, les resulta muy complicado participar en programas de I+D+i, orientados a la modernización y mejora de sus procesos. Este aspecto puede ser una traba

importante para aquellas empresas que pretendan competir en un ámbito internacional.

En relación con la capacidad técnica española en el ámbito de la redacción y supervisión de proyectos la propia Universidad identificó carencias formativas en el sistema actual. A este respecto se alabó el papel de la Administración en el desarrollo de normativa y metodologías técnicas, como las Recomendaciones de Obras Marítimas (Puertos del Estado) ó el Sistema de Modelado Costero (Dirección General de Costas), si bien se consideró necesario incentivar el desarrollo de iniciativas semejantes.

Por último, los representantes de la Administración corroboraron que la problemática expuesta por las empresas consultoras está teniendo realmente incidencia en el desarrollo técnico de los proyectos y, particularmente, de las obras. Las asistencias técnicas a la Dirección de Obra se convierten, en muchas ocasiones, en simples suministradores de medios materiales y equipos, que carecen de personal técnico experto que aporte su conocimiento para facilitar la realización de la obra.

Al finalizar la Mesa Redonda, se recogieron las impresiones de muchos de los participantes, que coincidieron en destacar la utilidad de la jornada y la conveniencia de dar continuidad a este tipo de encuentros. Estas opiniones, unidas a la gran afluencia e interés que despertó la iniciativa entre los profesionales del sector, han animado a la Asociación Técnica de Puertos y Costas, a través de su Comité de Jóvenes Profesionales, a organizar una segunda Mesa Redonda que tratará sobre algún tema de marcada relevancia para los puertos. De nuevo, se darán cita en ella aquellos profesionales que por su experiencia sean capaces de aportar al debate contenidos enriquecedores para todos los asistentes.

El Comité de Jóvenes Profesionales

Celebrado en Zaragoza del 25 al 27 de octubre de 2006

Conclusiones del III Congreso de Ingeniería Civil, Territorio y Medio Ambiente (ICITEMA) "Agua, Biodiversidad e Ingeniería"

GRUPO I. MEDIO FLUVIAL Y COSTERO

1.- Se constata la necesidad de un profundo conocimiento y práctica ingenieril, para la adecuada interpretación de los problemas y para la correcta aplicación de los principios científicos básicos que soportan la recuperación de los sistemas hídricos alterados.

2. Se pone de manifiesto que la gestión del medio acuático y la ordenación de los correspondientes espacios asociados deben llevarse a cabo desde perspectivas globales e integradoras.

3.-Se percibe claramente la falta de complejos y prejuicios que presentan los ingenieros para aceptar, asimilar e incorporar, a su práctica profesional, conceptos, métodos y herramientas procedentes de otras ramas del conocimiento.

4.-La ingeniería civil y el medio ambiente constituyen un binomio indisoluble para el desarrollo sostenible del medio fluvial y costero.

GRUPO II. TRANSVERSALIDAD DE LAS REDES DE TRANSPORTE Y MEDIO NATURAL

1.-Las obras públicas y, en particular, las infraestructuras de transporte contribuyen de forma clara al desarrollo económico y social. Europa quiere disociar el crecimiento económico del crecimiento de movilidad y se reorienta al concepto de sostenibilidad.



2.-Hay que resaltar que se han hecho importantes esfuerzos en todos los niveles: infraestructura, material móvil, servicios, etc., que han hecho disminuir los impactos negativos e incluso eliminarlos.

3.- El desarrollo sostenible marca unas nuevas pautas de actuación en materia medioambiental y supone un nuevo enfoque del desarrollo de las infraestructuras de obras públicas más allá de la protección medioambiental.

4.- Hay que reivindicar el papel del ingeniero y su preocupación por la conservación del medioambiente, desde su posición pública o privada. la presencia de nuestros técnicos en la unión europea y la participación en los diferentes grupos de trabajo ha sido importante.

GRUPO III. BORDES DE CIUDADES

1.-La huella ecológica de las ciudades debe estar ligada a la necesidad medioambiental de los espacios protegidos, frente a la arbitrariedad de su delimitación en la legislación sectorial y urbanística.

2.-Es necesario transmitir que la ordenación y el proyecto de los límites de la ciudad, en definitiva de la periferia, son el gran problema urbanístico y territorial, al que deberían adaptarse las decisiones sobre las infraestructuras que soportan y condicionan la urbanización.

3.-Los usos de las zonas inundables deberían ser objeto de especial atención para las administraciones urbanísticas y ambientales.

4.- La recuperación ambiental de los ríos debe dar lugar a corredores verdes, con sus connotaciones paisajísticas y urbanísticas, y a procesos de integración de los ríos y las rías en las márgenes de las villas y ciudades.

5.- Las obras de ingeniería han sido, y son, elementos fundamentales en la construcción de la ciudad.

GRUPO IV. RESPUESTA DE LA INGENIERÍA A LAS DEMANDAS DE LA SOCIEDAD

1.- Dentro del desarrollo sostenible se deben incluir y contemplar no sólo los aspectos medioambientales sino también los económicos y sociales.

2.- Es importante tener en cuenta la singularidad hídrica de la península, con sus importantes irregularidades incluso con sequías catastróficas e inundaciones excepcionales simultáneas.

3.- Es esencial incluir los aspectos medioambientales en todo el proceso

de las actuaciones: planes y programas, proyectos, obras, explotación e, incluso, en la finalización de la utilidad de las obras.

4.- En la evaluación de alternativas es necesario incluir el medioambiente como una variable esencial en los análisis multicriterio.

SESIÓN DE INGENIERÍA SOLIDARIA

“Las ponencias presentadas en la sesión de *INGENIERÍA solidaria* han puesto de manifiesto el importante papel que pueden desempeñar los ingenieros de caminos, canales y puertos en el desarrollo de proyectos de cooperación con países empobrecidos.

Se ha constatado en la sesión la importancia de trabajar con tecnologías apropiadas a las necesidades, demandas y posibilidades del país y de la cultura local.” ◆



A. BIANCHINI, Ingeniero, S.A.

Nuevo revestimiento

GALFAN®

**gaviones metálicos
gaviones recubrimiento
enrejados triple torsión
alambres y fibras**



Comercial: Gran Vial, 8 · Tel. 93568 65 15 · Fax 93 568 65 11 · 08170 · Montornès del Vallès
 Diputació, 279, 1.º, 3.ª · Tel. 93 496 13 00 · Fax 93 496 13 01 · 08007 Barcelona
 E-mail: bianchini@abianchini.es - comercial@abianchini.es www.abianchini.es

Comentario breve a un artículo extenso

Comentario al artículo “Contratación Pública en construcción en Francia” de M^a Pilar de la Cruz López, Alfredo del Caño Gochi y Elisa María de la Cruz López, publicado en el número 3.470 de la ROP correspondiente a octubre de 2006

Mariano Palancar Penella. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

El artículo es el titulado “Contratación Pública en construcción en Francia” de M^a Pilar de la Cruz, Alfredo del Caño y Elisa María de la Cruz, que además de extenso me ha parecido interesante y muy bueno.

Aunque la mayor parte de mi vida profesional se ha dedicado al mundo del Agua soy un generalista, y me parece que la contratación tiene mucha trascendencia para la calidad técnica de las obras públicas, para su economía, para el plazo de ejecución y para la seguridad durante la construcción.

Estoy desde hace años, alejado de la dura brega de la “construcción” y probablemente anticuado en mi nivel de conocimiento del actual estado de la cuestión, pero siempre he pensado que es bueno participar y lo hago con la mejor intención de ser útil.

Me limitaré a subrayar algunos aspectos que me han parecido muy interesantes y a sugerir alguna actuación del Colegio.

- Es bueno saber que la Administración francesa está haciendo un esfuerzo importante en modernizar su funcionamiento en materia de Contratación por que la Administración es la empresa más importante de un país.

- Me ha parecido acertado la existencia en Francia de “Entida-

des descentralizadas de consultoría” que pueden prestar servicio a las autoridades regionales, provinciales y municipales.

Dado que en España existe una natural insuficiencia de nivel en los Servicios Técnicos de muchas Comunidades Autónomas y en la mayoría de los Ayuntamientos pienso en la conveniencia de pensar en soluciones de ese tipo.

Aunque existen particularidades legislativas en nuestro Estado de las Autonomías que pueden suponer dificultades es evidente que esta solución francesa sería muy conveniente adaptarla a nuestro país.

- Me ha parecido también interesante todo lo que se refiere a la Subcontratación que es un fenómeno generalizado que puede ocasionar problemas.

Creo positivo que los Subcontratistas puedan escoger entre cobrar del Contratista o directamente de la Administración.

Todo lo que suponga dignificar esta figura del Subcontratista tendría consecuencias positivas. Por ejemplo en la seguridad.

- También destaco algunas novedades francesas en los contratos

de consultoría como la posibilidad de que estos servicios puedan ser prestados tanto por profesionales libres como por técnicos de la Administración.

Y añadiría la conveniencia de que en las adjudicaciones de contratos de consultoría pese más la calidad.

- Termino señalando que las Conclusiones me han sabido a poco pues valdría la pena haber recomendado claramente las prácticas francesas que se consideren de interés.

En España tenemos una Ley de Contratos de Estado muy bien elaborada y pormenorizada pero tenemos a excesos legislativos y en cambio se cuidan poco aspectos tan importantes como la “autoridad”, “calidad” y “responsabilidad” de los Técnicos responsables de las Obras Públicas que en ocasiones queda mermada por un exceso de “política”, con minúsculas.

En base a todo lo expuesto y tras felicitar a los autores del interesante artículo que comento sugiero al Colegio organizar unas Jornadas de debate sobre el amplio temario planteado, que yo apenas he podido tratar, pero que ofrece campo para un amplio debate. ◆

Comentario al artículo “Nuestra imagen profesional”, de Mariano Palancar, publicado en el número 3.471 de la ROP correspondiente a noviembre de 2006

Fernando Sáenz Ridruejo. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Tanto el interesante artículo de Mariano Palancar como el editorial que le precede plantean el viejo asunto de la imagen pública de los ingenieros, en comparación con la más nítida de los arquitectos. Quiero recordar aquí una mesa redonda en la que algunos conocidos compañeros plantearon la cuestión, hace ya tres años, en sus justos términos (Puede verse en *ROP* noviembre 2003, pp 110-131).

Afirmaba allí Julio Martínez Calzón: “Los arquitectos tienen una mayor cultura. En términos generales, el ingeniero, desgraciadamente, salvo un porcentaje muy pequeño, tiene una cultura muy reducida. Por la causa que sea su cultura social es reducida y por lo tanto, en las confrontaciones que tiene con la sociedad, el arquitecto sabe aplicar mucho mejor ese nivel cultural”.

Albert Serratosa, por su parte, remachaba el clavo: “Si preguntamos a ingenieros recién salidos cuáles son las últimas tendencias en la construcción de puentes, no saben contestar. Los arquitectos tienen claras las últimas tendencias en la construcción de escuelas, hospitales y viviendas o en el diseño de parques. Nosotros no solemos tener en cuenta la historia, no sabemos de dónde venimos y menos a dónde vamos”.

Por supuesto, desde el Colegio o desde la Asociación se han hecho esas acciones que Mariano menciona y otras más, igualmente meritorias, pero mientras no se afronte el problema en su raíz, todos los paños calientes que pongamos se parecerán a aquel chiste de Tono en que un dirigente político despedía a los delegados a cierto congreso: “Haber como sus las arregláis para demostrar al mundo que sabís leer y escribir”.

Casi el mismo día en que recibo el número de la *Revista* que comento, me escribe don Alejandro García Galán para

comunicarme que, a instancias suyas, el Ayuntamiento de Madrid ha dedicado una calle a José Antonio Rebolledo. Rebolledo fue, a finales del siglo XIX, profesor y bibliotecario de nuestra Escuela, autor de algunos libros celebrados en su momento; pero ha tenido que venir un humanista de afuera para reivindicar su memoria, mientras en la Escuela de Madrid tenemos extraviado su retrato.

Aunque eso no sea lo fundamental, digamos que, además de las mencionadas en el citado editorial, existen bastantes obras públicas dedicadas a ingenieros ilustres, la mayoría de ellas en ciudades marítimas, pues son los ingenieros portuarios los que dejan una mayor impronta y alcanzan mayor reconocimiento en el ámbito en que se desenvuelven. En otros campos, tenemos que recordar el puente de Fernando Reig, en Alcoy, los viaductos ferroviarios de Martín Gil y de Torres-Quevedo (dedicado a Gonzalo) y las presas de García Sola, conde de Guadalhorce y González Lacasa.

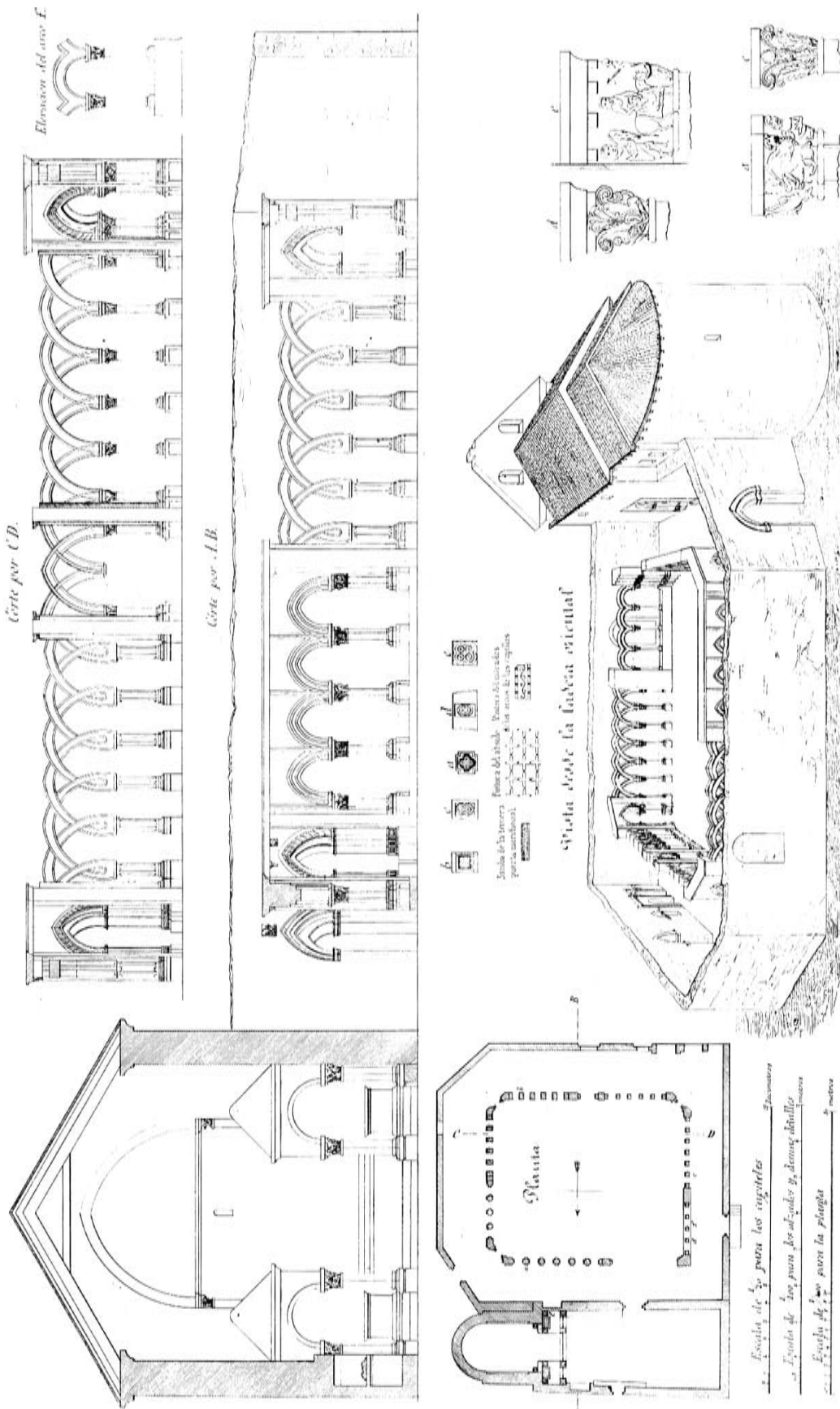
Pero es el callejero urbano, más que las obras en descampado, lo que ayuda eficazmente a conservar la memoria de las personas. Esta es una relación alfabética, no sé si completa, de las calles de Madrid dedicadas a ingenieros de Caminos: Agustín de Betancourt, Alberto Bosch, Alfonso Peña Boeuf, Antonio Durán Tovar, Boix y Morer, Echegaray, Eduardo Saavedra, Emilio Ortuño, Esteban Terradas, Félix Boix, Hermanos Granda, José Antonio Rebolledo y Palma, Ingeniero conde de Torroja (sic), Ingeniero Torres Quevedo, Juan de La Cierva, Lucio del Valle, Mariano Carderera, Marqués de Torroja, Peironcely, Ramón de Aguinaga y Sagasta. Existen también las plazas de Carlos María de Castro y de Juan Benet y hay una calle dedicada a Núñez Morgado, ingeniero civil chileno e inge-

niero de Caminos honorario. Solo una de estas calles, la de Antón Durán, se ha dedicado en vida.

Hay que aclarar que la calle Peironcely está dedicada a Ramón, el ingeniero ferroviario. Boix y Morer no es una persona (como Ortega y Gasset), sino dos: Elzeario Boix y José Morer, ingenieros, ambos, del Canal de Isabel II. Elzeario Boix fue padre de Félix y, junto con Alfonso XII y Alfonso XIII, se trata de uno de los pocos casos en que un padre y un hijo han llegado al callejero. La calle Hermanos Granda recuerda a Bernardo y José, profesores ambos de nuestra Escuela, durante el primer tercio del siglo XX. Resulta curiosa la dedicatoria de dos calles a Eduardo Torroja, una como marqués y otra como ingeniero y ¡conde!. Existen las calles de Francisco Lozano y José del Hierro, pero no es seguro que estén dedicadas a los ingenieros de Caminos homónimos. La de Joaquín Bau se puso en honor a su padre, que fue procurador en Cortes. Han perdido su nombre las calles de Carlos Mendoza y de Víctor Pradera; la del primero por desaparición de la colonia en que se ubicaba y la del segundo por reposición del nombre anterior a la guerra. Sería deseable buscarles otras en algún barrio de nueva construcción y dedicar una a Antonio González Echarte, a quien tanto debe Madrid.

Lo que quisiera resaltar es que, quizás con la excepción de la calle de Eduardo Saavedra, debida a la perseverancia de Antonio Angulo, la dedicatoria de todas estas calles se debe a una acción externa, sin que los propios ingenieros hayan movido un dedo. La imagen de nuestra profesión, en lo que tenga de bueno, se debe a algunas individualidades destacadas y es incluso mejor de lo que colectivamente merecemos. ◆

SAN JUAN DE DUERO, EN SORIA



Canal de Suez

Las dimensiones actuales del canal de Suez son sensiblemente dobles de las que tenía en su origen. La sección transversal ha sido aumentada en la relación de 320 a 580 metros cuadrados en la parte normal, a 740 en las numerosas estaciones que sirven para cruzamiento de los navíos. M. Cameron, Ingeniero Jefe de la Compañía, acaba de dar las reseñas siguientes:

Desde 1869 a 1875 el canal a conservado su profundidad primitiva de 8 metros, con un ancho en la solera de 22 metros en toda su longitud. Tenía cada 10 kilómetros un ensanchamiento de 1.000 metros de longitud que formaba estación para el cruzamiento.

Desde 1875 a 1884 se realizaron mejoras que consistieron principalmente en rectificar las curvas y ensanchar en ellas el canal.

En 1887 y 1884 se realizaron mejoras que consistieron principalmente en rectificar las curvas y ensanchar en ellas el canal.

En 1887 y 1888 se profundizó un metro el canal, lo que permitió el tránsito, de varios en cuyo calado fuese de 7,90.

Desde 1888 a 1895 el ancho de la solera se elevó a 33 metros y las curvas fueron parcialmente rectificadas y su ancho ha aumentado.

Los resultados se tradujeron en una reducción en la duración del tránsito el cual se había ya reducido por el empleo del alumbrado eléctrico, realizado en 1887, que permitió que los

navíos pudieran cruzarse en un punto cualquiera del canal, en vez de estar obligados a hacerlo en las estaciones.

Desde 1898 a 1904, en vista del incremento en las dimensiones de los navíos, se comenzó a hacer cruzamientos más anchos en número de 20, situados a intervalos de 5 kilómetros cada cruzamiento, con una longitud de 750 metros y ensanchamiento progresivo en 275 metros a cada lado. En cada uno de estos cruzamientos la solera del canal tiene 45 metros de anchura y 91,56 metros al nivel del agua y 9,50 de profundidad. El calado en el canal se ha elevado a 9 metros, de suerte que desde 1° de enero de 1902 se han podido admitir navíos de 8 metros de puntal en vez de 7,80 metros, como precedentemente se trabaja sin interrupción para poder realizar una profundidad uniforme de 9,80 metros en toda su longitud.

Desde el kilómetro 61, cerca de El Perdane, hasta Suez, el ancho en la solera se elevará de 33 a 39 metros; las curvas se mejorarán y se establecerá una gran estación en los lagos Amers. Si se considera el conjunto del canal, se puede decir que el ancho al nivel es en la mitad Norte de 95 a 110 metros, y la mitad Sur de 73 a 91 metros. Se debe además ensanchar el canal en Port-Tewfik, lo que permitirá a los navíos de guerra hacer carbón rápidamente. ◆

DIRECTORIO DE EMPRESAS



INFRAESTRUCTURAS Y MEDIOAMBIENTE

CAMPOS DE ACTIVIDAD

- AEROPUERTOS Y TRANSPORTE AÉREO
- DESALACIÓN, POTABILIZACIÓN Y DEPURACIÓN DE AGUAS
- HIDRÁULICA Y RECURSOS NATURALES
- EDIFICACIÓN/EDIFICIOS SINGULARES
- TRANSPORTE TERRESTRE
- COSTAS Y PUERTOS

ÁREAS DE NEGOCIO

- INGENIERÍA
- CONSTRUCCIÓN
- EXPLOTACIÓN



Rafael Calvo, 3 y 5
28010 Madrid
Tel.: 91 592 39 00
Fax: 91 592 39 01 / 02

e-mail: comercialinf@tecnicasreunidas.es



VÍAS DE COMUNICACIÓN
OBRAS HIDRÁULICAS
OBRAS MARÍTIMAS
PLANTAS INDUSTRIALES
OBRAS SUBTERRÁNEAS
EDIFICACIÓN Y ARQUITECTURA
RESTAURACIÓN Y REHABILITACIÓN

Avda. de Europa, 18 • Parque Empresarial La Moraleja
28108 Alcobendas (Madrid)
Tel.: 91 663 28 50 • Fax: 91 663 30 99
www.accionainfraestructuras.com

Trazado especial de carreteras en Holanda

La comunicación por carretera entre las ciudades más grandes de Holanda –Ámsterdam y Róterdam–, corre a lo largo de la tercera capital de Holanda, La Haya. El eslabón que enlaza las dos autoestrada Ámsterdam-La Haya y La Haya-Róterdam, está formado por la red urbana de La Haya, cuyos numerosos cruces de bocacalles, semáforos de tráfico, etc., son otras tantas limitaciones a la circulación: para el tránsito directo entre Amsterdem supone todo ello una gran pérdida de tiempo. Por tal motivo, ya antes de la guerra se bosquejaron planes para desviar este tráfico encauzándolo hacia el Este de La Haya, Los trabajos empezaron en 1939, pero a consecuencia de las hostilidades y vicisitudes derivadas de la guerra, no prosperaron mucho; sólo en 1953 se reanudaron con gran energía.

La desviación del tráfico tendrá lugar mediante la construcción de una autoestrada, que pasará de Burgerveeen (en la carretera Amterdam-La Haya) a Yperburgo (en la carretera La Haya-Róterdam).

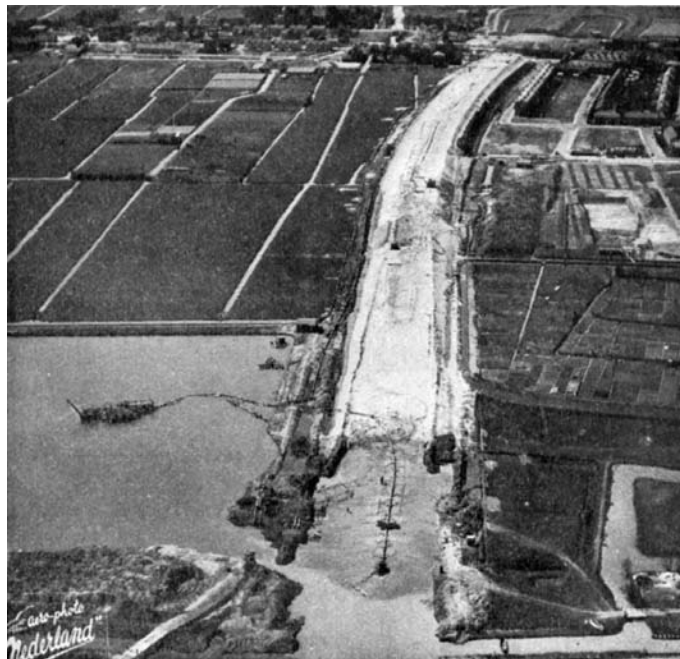
La longitud total de la nueva carretera es de 30 kilómetros. La distancia Yperburgo-Burgerveeen, vía La Haya, es aproximadamente 8 kilómetros más larga. Cuando se inaugure dicha autoestrada se habrá logrado una ganancia considerable de tiempo, no solamente por eludir el tráfico urbano de La Haya, sino también por el acortamiento del tramo.

CONDICIONES DEL TERRENO

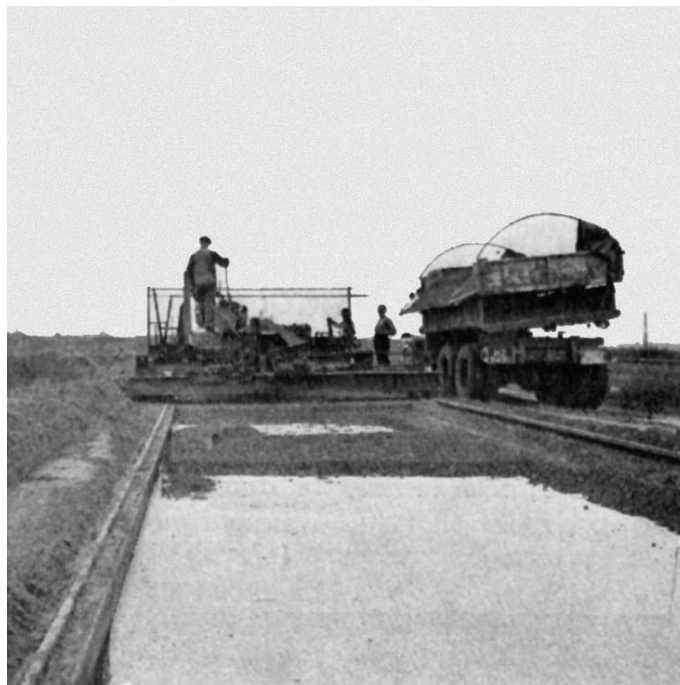
Para favorecer la puesta en ejecución del proyecto del nuevo camino, fue preciso hacer una detenida investigación cerca de las condiciones del terreno. De los resultados de esta investigación se dedujo que era conveniente introducir grandes mejoras en el subsuelo. En el lugar de la nueva autoestrada proyectada, el terreno consiste mayormente en capas turbosas blandas, de algunos metros de espesor, y por consiguiente inadecuadas como cimiento de la carretera. Era, pues, necesario, para evitar hundimientos serios, cavar primero una zanja ancha y profunda, llenándola luego con arena, para obtener un llamado "gárgol de tierra" para la supraestructura de la autoestrada.

LA EJECUCION DEL PROYECTO

El trazado de carreteras sobre terrenos flojos no constituye un problema para los holandeses experimentados en la construcción de caminos. El país, ricamente acuático, situado en su mayor parte debajo del nivel del mar, con un sinfín de lagos y zonas pantanosas, ha precisado a menudo, al correr del tiempo, de métodos especialísimos de trazado.

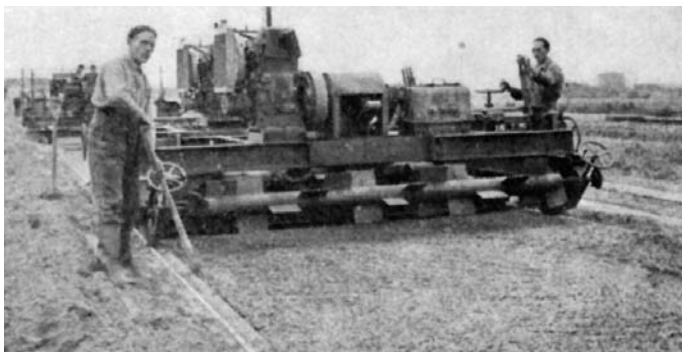


La nueva autoestrada en construcción. En segundo término: un trozo del "gárgol de tierra", concluido; delante de éste, en el centro: el "gárgol de tierra", en ejecución; en primer término: la zanja, cavada y llena de agua; a la izquierda: la cantera de arena con aspirador y tobera impelente para el relleno de la zanja de arena.



Aplicación del endurecimiento de cemento-hormigón sobre el "gárgol de tierra". En primer término: el cuerpo de arena está cubierto con una capa de papel estanco, sobre la que se esparce la argamasa de hormigón; en segundo término: máquina distribuidora para la aplicación de la argamasa que aporta un camión.

◆ La ROP hace... 50 años ◆



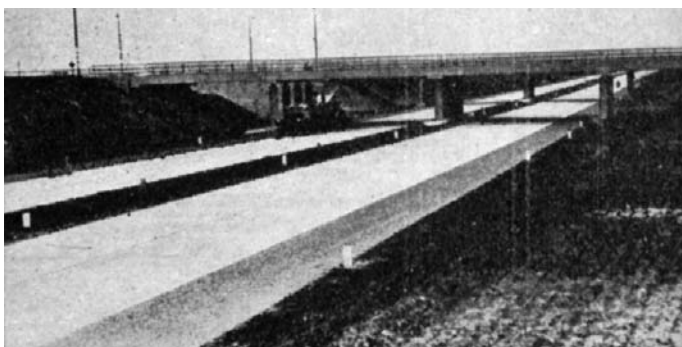
Máquina de resonancia (vibradora) para la compresión y alisamiento de la argamasa de hormigón; el eje de álabes aparta la argamasa superflua.

Para la construcción de una nueva autoestrada deberán excavarse, para le mejoramiento del suelo, alrededor de 4.300.000 m³ de arena. Para el "gargol de tierra" se necesitan unos 7.500.000 m³. Desplazado la turbera y la arcilla blanda con ayuda de máquinas excavadoras y elevadores de cangilones y haciendo fluir agua en la zanja, nace un canal que, a continuación, se rellena con arena. La arena para el gárgol de tierra se toma de algunas canteras situadas en las inmediaciones, las cuales vuelven a ser rellenadas, en parte, con la tierra excavada. En toda su longitud de la carretera se colocará un lecho de cemento-hormigón. Los lugares donde se espera una actividad ulterior del suelo serán provistos momentáneamente de un lecho de ladrillos.

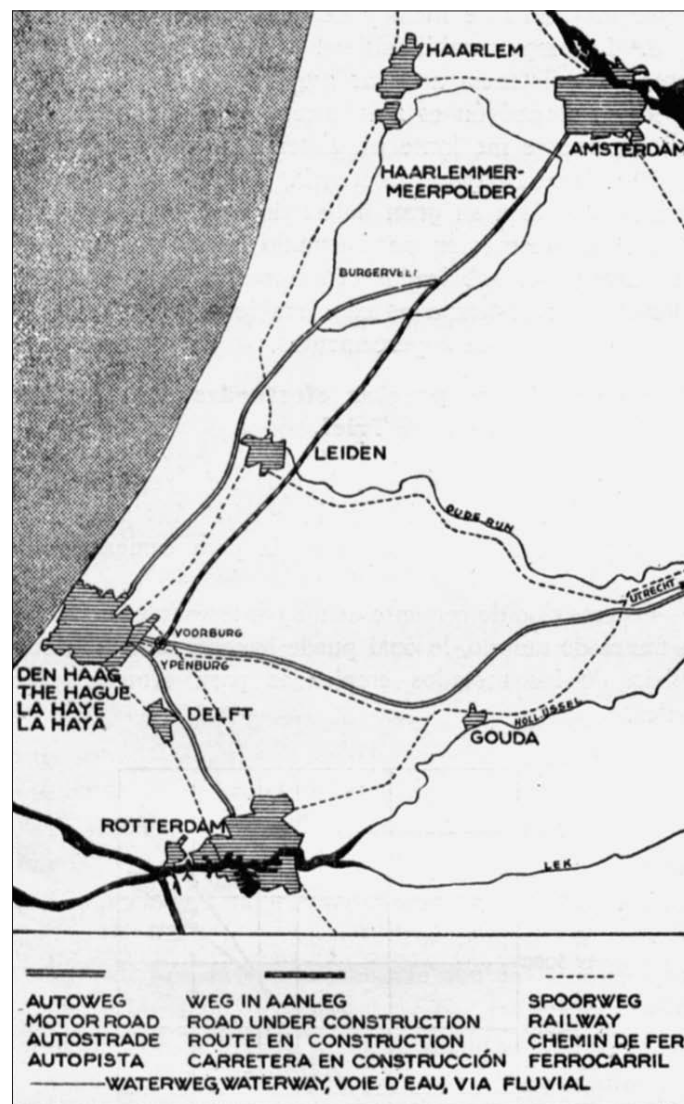
La autoestrada tendrá dos pistas de rodaje, de 7,25 metros de ancho cada una, separadas por una liserá central de 4,50 m. y en cada lado de las mismas banquetas de aparcamiento, endurecidas, de 2,75 m., junto a las cuales se dispondrán taludes de céspeped de 1,75 m.

En la carretera y sobre ella, se construirán 23 viaductos y puentes fijos, así como también sendos túneles y alcantarillas. Sobre el río el "Viejo Rin" se tenderá un puente levadizo.

En la construcción de esta carretera interviene una serie de proyectos técnicos interesantes. Su cruce con el Rigvaart (Canal de Circunvalación) del Haarlemmermeerpolder (Polder del Lago de Haarlem), se ejecuta por medio de un viaducto de hormigón, por debajo del cual se encauzará el tramo. En Voorburgo crúzase la carretera con la línea del ferrocarril y la autopista de La Haya a



Un tramo pequeño de la autoestrada ha quedado ya terminado.



Utrecht. Aquí se levantarán cuatro viaductos en la plaza, alrededor de la cual pulula el tránsito rodado en Voorburgo. El proyecto de este cruce ha sido concebido de tal modo, que prevé la posibilidad de encauzar la nueva carretera directamente por encima de dicha plaza, mediante la construcción de un nuevo viaducto, caso de que aquella tuviera en el futuro una sobrecarga de tráfico.

Digna de mencionarse es también la solución impartida al cruce de la carretera con el ferrocarril. La Haya-Rotterdam (Hofplein). Dado que la vía férrea no puede levantarse, la carretera se desliza hacia la hondonada, por debajo del camino de hierro. Esto significaba que la carretera venía a situarse debajo del nivel del polder (zona deprimida) preexistente. De ahí que este tramo de la carretera haya sido proyectado en forma de polder pequeño aislado, provisto de una estación de bombas para la regulación permanente del nivel del agua.

Se tienen fundadas esperanzas de que la nueva autoestrada quedará lista en la primavera de 1960. ◆

La AP-41: Una nueva alternativa para viajar entre Madrid y Toledo

The AP-41: A New transport alternative between Madrid and Toledo

Luis Barceló Vidal. Geólogo y Master en Ingeniería Geológica
Jefe de Tramo. lbarcelo@autopistamadridtoledo.com

Resumen: Tras un año y medio de obras para su construcción, la Autopista Madrid-Toledo AP-41 entra ya en servicio, con el objetivo de reducir el tiempo de viaje entre ambas capitales españolas a poco más de treinta minutos. Se trata, por lo tanto, de una importante alternativa al trayecto por la autovía A-42, en la que se tarda casi el doble de tiempo, sin tener en cuenta las habituales retenciones que se producen a diario en este recorrido.

Palabras Clave: Autopista, Trazado, Tiempo de viaje, Retenciones

Abstract: The new Madrid-Toledo AP-41 motorway has recently been opened after a year and a half of construction. This motorway will reduce the travel time between both cities to little over thirty minutes and will, subsequently, serve as an important alternative to the A-42 motorway which takes almost double the time even without the traffic jams that regularly occur on this route.

Keywords: Motorway, Route, Travel time, Hold ups

La concesión de la AP-41 salió a concurso en agosto de 2003 por parte del Ministerio de Fomento, dentro del Plan de Infraestructuras y Transporte 2000-2007. Las obras comenzaron en enero de 2005 a cargo de la Sociedad Concesionaria Autopista Madrid Toledo, consorcio constituido por las empresas constructoras Isolux-Corsan, Comsa, Azvi, Sando y la entidad financiera Banco Espirito Santo. La inversión económica ha sido de cerca de quinientos millones de euros.

El nuevo trazado que conecta Madrid y Toledo tiene su origen en la carretera de circunvalación de Madrid M-40. Dispone de una longitud de 71,5 kilómetros, de los que los primeros 14,5 transcurren por la ya existente Autopista R-5, y los 57 kilómetros restantes son de reciente construcción. El proyecto incluye también la Autovía A-40 de Castilla La Mancha, tramo Circunvalación Norte de Toledo.

La autopista cruza los términos municipales de Moraleja de Enmedio, Griñón y Serranillos del Valle en la Comunidad de Madrid. En cuanto a la provincia de Toledo, Comunidad de Castilla-La Mancha, pasa por los términos de Carranque, Illescas, Yuncos, Numancia de La Sagra, Yuncler, Villaluenga de La Sagra, Cabañas de La Sagra y Olías del Rey.

El Plan de Infraestructuras y Transporte contemplaba en una segunda fase, prevista para el año 2009, la prolongación de la Autopista Madrid-Toledo hasta las proximidades de Córdoba, con paso por Ciudad Real. Así, se trata de ofrecer una alternativa al quebrado trazado de la Autovía de Andalucía A-4, a su paso por Despeñaperros.

La AP-41 tiene un esquema de peaje semi cerrado, que permite realizar el trayecto completo entre Madrid y Toledo con una única parada para los medios de pago tradicionales (efectivo y tarjeta banca-

Tabla 1	
Enlaces	Carreteras
AP-41	
Autopista de peaje R-5	Madrid M40 – Navacarnero A5
Moraleja de Enmedio	M-413
Serranillos del Valle	M-404
Carranque	TO-4112-V
Illescas	N-401 Madrid – Toledo
Numancia de la Sagra	CM-4004
Villaluenga de la Sagra	TO-9401
Villaseca de la Sagra	CM-4001
Autopista A-40	Maqueda A5 – Cuenca
Mocejón	CM-4001
Toledo	A42 Madrid – Toledo, N-400 Toledo – Cuenca y N-403 Toledo – Ávila
A-40	
Guadarrama	N-403 Toledo – Ávila
Bargas	CM-4003
A-42	A-42
Olías del Rey	CM-4006

ria) y sin parada alguna si se abona el importe del trayecto por Telepeaje (Vía-T). Este último es un sistema de pago vía radio en el que no es necesario detener el vehículo y que ya está implantado en casi todas las autopistas españolas.

Enlaces

La AP-41 cuenta con un total de quince enlaces con las diferentes carreteras de rango nacional, autonómico y provincial próximas a su recorrido (Tabla 1).

Geológicamente, el trazado de la autopista se encuentra en la Cuenca del Tajo, formada por sedimentos del Mioceno (Terciario superior) tapizados parcial-

mente por materiales recientes del Cuaternario. Las unidades geológicas, clasificadas en orden de mayor a menor calidad geotécnica, interesadas por la obra son arenas y arenas arcillosas (“arenas de miga”, “arenas tosquitas” y similares), arenas muy arcillosas y arcillas arenosas (“toscos” y “toscos arenosos”), Arcillas de La Sagra (arcillas cerámicas), arcillas y limos muy plásticos (“peñuelas”) y Cuaternario.

Características de la obra

Las características geométricas adoptadas para el tronco de la AP-41 son las mismas que las de una A-120 (grupo 1 de carreteras) (Tabla 2).

Tabla 2	
Características geométricas	AP-41
Velocidad de trayecto	120 Km/h
Trazado en planta:	
Radio mínimo	700 m
Longitud mínima de curva de transición	100 m
Trazado en alzado:	
Inclinación mínima	0,50 %
Inclinación máxima en rampa	4,00 %
Inclinación máxima en pendiente	5,00 %
Inclinación excepcional	6,00 %
Parámetro mínimo de acuerdo convexo	15.276 m
Parámetro mínimo de acuerdo cóncavo	6.685 m
Longitud mínima de acuerdo	120 m

El trazado de la vía no presenta grandes obstáculos topográficos, por lo que en su mayor parte se puede considerar como llana. Únicamente existe una topografía acusada en algunas zonas del margen derecho del Tajo y en las inmediaciones de Toledo capital. En cuanto a las medidas de la AP-41, el tronco de la autopista es de 41 metros de ancho. Ahí se incluyen dos calzadas de 12,5 metros y una mediana de 10. Cada calzada está dotada de una berma exterior de un metro, un arcén exterior de 2,5 metros, dos carriles de 3,5 y un arcén interior y una berma interior de un metro cada una.

El paquete de firme en el tronco de la carretera está formado por una explanada tipo E-2, constituida por 0,25 metros de Suelo Estabilizado 1 con cal y 0,25 metros de Suelo Estabilizado 2 con cemento, sobre la que está prevista la colocación de 0,30 metros de suelo cemento y 0,20 metros de mezclas bituminosas. Estas últimas se colocarán en la siguiente disposición: base con 0,10 metros de G-20, intermedia con 0,06 metros de S-20 y una rodadura de 0,04 metros con PA-12.

Las principales unidades de obra de la AP-41 se detallan en la tabla 3.

Tanto el proyecto constructivo como las investigaciones geotécnicas realizadas en la fase de obra pusieron de manifiesto la presencia de dos problemas geotécnicos a resolver para mantener el plazo de finalización de la construcción de Autopista AP-41 dentro de las fechas previstas (diciembre de 2006). Por un lado, se encontraron de materiales marginales por problemas de capacidad portante en determinadas zonas y, por otro, suelos blandos como apoyo de amplias zonas de relleno en otros puntos.

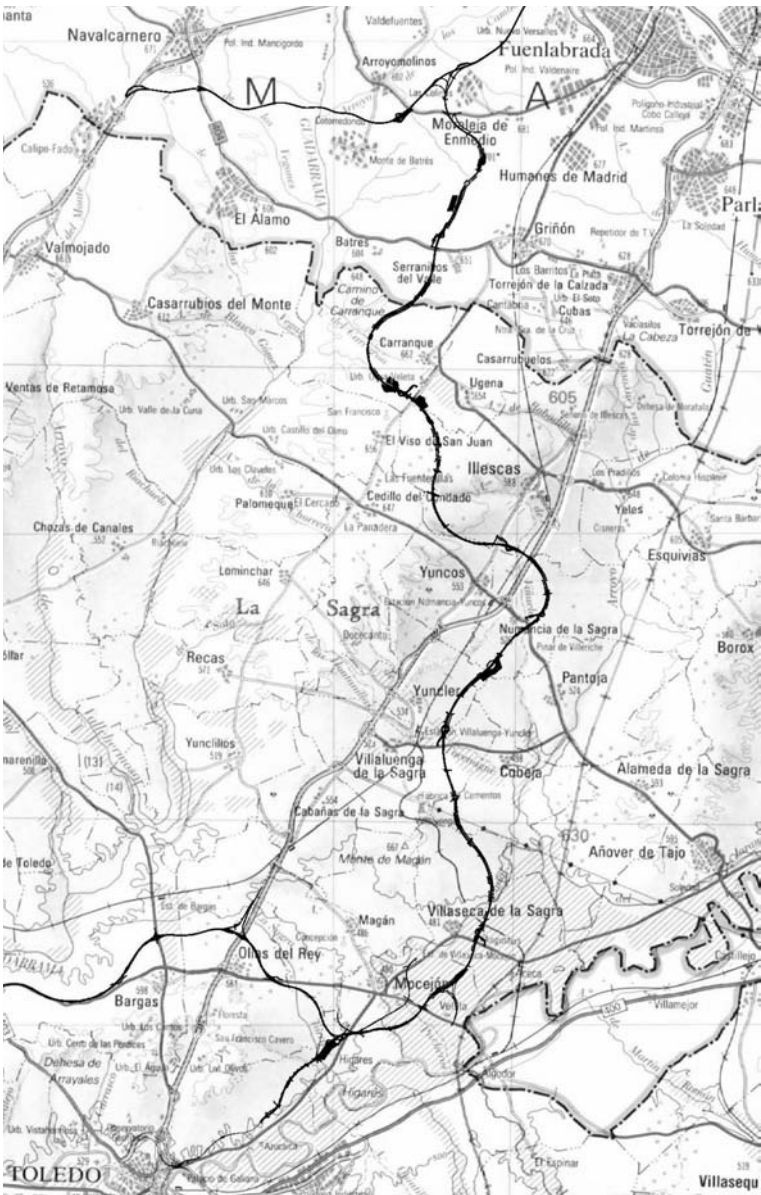


Tabla 3

Unidades de obra	AP-41	A-40
Explanaciones		
Desmontes	12.430.000 m³	2.776.000 m³
Terraplenes	11.450.000 m³	3.100.000 m³
Drenaje		
Obras de drenaje	4.870 ml	3.306 ml
Firmes		
Suelo cemento	475.000 m³	130.000 m³
Mezcla asfáltica	760.000 Tn	145.000 Tn
Estructuras		
Viaductos	10 uds	3 uds
Pasos	63 uds	29 uds
Señalización, balizamiento y defensas		
Barreras de seguridad	127.590 ml	42.000 ml



Los suelos marginales por capacidad portante son materiales procedentes de las formaciones "Peñuelas" y "Transición Tosco-Peñuelas". Se trata de suelos con valores del índice CBR saturado por debajo de 3. La presencia de estos materiales en muchas excavaciones de la obra y la inexistencia de préstamos adecuados obligó a estudiar la mejor forma de aprovechamiento de estos materiales asegurando la estabilidad y durabilidad de los rellenos formados por éstos. Para ello, se prestó especial atención a las zonas del trazado de la autopista en las que el material puesto en obra podría saturarse, porque al ser puntos bajos del terreno natural son zonas potencialmente inundables.

Se realizó también un estudio hidrológico muy profundo en el que se analizaron las zonas del trazado potencialmente inundables para la avenida de los 500 años, obteniéndose en cada caso las cotas de máxima inundación de los rellenos afectados.

La solución obtenida en obra para la construcción de los rellenos ubicados en zonas bajas (vaguadas) y con poca pendiente longitudinal consiste en la ejecución en obra de la siguiente sección transversal: (1) Cimiento. Formado por dos tongadas de 0,25 metros con material con un índice CBR > 3 o con material procedente de la excavación de la traza tratado con cal (dotación entre el 1 y el 1,5%). El material se compactó con pata de cabra hasta conseguir una compactación igual o superior al 98% del ensayo de apisonado Proctor Normal. (2) Núcleo y espaldones. Se empleó material procedente de las excavaciones de la traza compactado mediante cuatro pasadas dobles de pata de cabra en tongadas de 0,30 metros de espesor hasta obtener una compactación igual o superior al 98% del ensayo P.N.

Para el caso de las zonas potencialmente inundables, la sección de relleno ejecutado se hizo de la siguiente forma (Figura 6): (1) Cimiento. Construido

con dos tongadas de 0,25 metros de suelos con índice CBR > 3 o bien con material procedente de las propias excavaciones tratado con cal (dotación entre 1 y el 1,5%). La compactación se llevó a cabo con pata de cabra hasta alcanzar una compactación igual o superior al 98% del ensayo P.N. (2) Núcleo. Formado por tongadas de 0,30 metros de espesor compactadas con cuatro pasadas dobles de pata de cabra hasta conseguir una compactación igual o superior al 98% del ensayo P.N. (3) Espaldones. En los que se utilizó el material procedente de la propia excavación tratado con cal con dotaciones del 1 al 1,5%, con objeto de conseguir un índice CBR > 3. La compactación se llevó a cabo con cuatro pasadas dobles del compactador pata de cabra hasta alcanzar una compactación igual o superior al 98% del ensayo P.N. La ejecución del espaldón se continuó en altura hasta alcanzar una cota de + 0,5 metros por encima de la cota máxima de la avenida de los 500 años.

Además de los procedimientos de ejecución comentados se ha procedido también a un llevar a cabo un intenso control de procedencia del material que garantizara la calidad del material a colocar antes de llevar a cabo la propia excavación y transporte del mismo al relleno correspondiente.

Como anteriormente mencionamos existió un segundo problema geotécnico al encontrar suelos blandos, que se resolvió con la construcción de terraplenes. Las zonas afectadas por este tipo de materiales ya se pusieron de manifiesto en el proyecto constructivo y en fase de obra se procedió a una intensa campaña de investigación de campo con objeto de tramificar la obra y definir los mejores tratamientos para la construcción de estos rellenos.

Cuando el espesor de las zonas blandas era inferior a cuatro metros, se optó por el saneo y sustitución del material por suelos procedentes de las excavaciones de la traza tratado con cal siempre y cuando la zona fuera susceptible de inundación por la cercanía del nivel freático.

En caso de no cumplirse la condición anterior se optó por una segunda solución. Consistió en tratar las zonas blandas con mechas drenantes verticales. Después de un profundo estudio de las cuantías de los asientos y de los plazos necesarios para obtenerlos, dado el plazo de ejecución de la obra, se trabajó con el objetivo de disminuir los tiempos de espera



por consolidación de los terrenos de apoyo de los terraplenes de la obra. Para ello se optó por la realización de drenes verticales en forma de mechas drenantes hincadas.

El relleno ejecutado sobre suelos blandos con elevado espesor (> 4 m) se ha realizado siguiendo las siguientes pautas: (1) Formación de la zona de asientos de las mechas. Consistió en la ejecución mediante material procedente de la traza de un bombeo transversal de la sección de tal forma que la altura fuera superior al máximo asiento elástico previsto. La pendiente transversal de bombeo es superior al 2%. (2) Hincha de mechas drenantes. Se procedió a la hinca mediante martinete de las mechas drenantes en malla triangular y con profundidad variable según la tramificación realizada. (3) Colocación de geomembrana. Se trata de una lámina drenante por una cara e impermeable por la contraria, y se apoyó sobre la zona de asiento de las mechas cubriendo igualmente a estas últimas. (4) Carga y ejecución del terraplén. Se inició el relleno sobre el geocompuesto de forma que la presión de sobrecarga del terraplén enviara a las vías de salida la presión de agua generada a la unión mechas y geocompuestos y aliviara ésta fuera del mismo. De esta forma, se facilitó la consolidación del terreno subyacente al relleno acelerando el mencionado proceso de consolidación.

Como parte necesaria en la ejecución de estos rellenos sobre suelos blandos, se procedió a la elaboración de un programa de auscultación para el control y seguimiento de los asientos producidos. En unas zonas de la obra se optó por la utilización de líneas de asiento, con objeto de continuar el seguimiento en fase de explotación, y en otras zonas de la obra se utilizaron las placas de asiento complementadas por la ejecución de ensayos de penetración dinámica antes y después de la consolidación del terreno subyacente.

En líneas generales se procedió a una ejecución de los rellenos por fases. Comenzándose la ejecución de estos rellenos especiales hasta una altura de 5 metros, correspondiente a la máxima altura estable del relleno. Una vez comprobado el cese de los asientos para el primer escalón de carga, verificándose que se han estabilizado los asientos a través de los datos obtenidos por la auscultación, se continuó el proceso de carga del relleno con el siguiente escalón. ♦

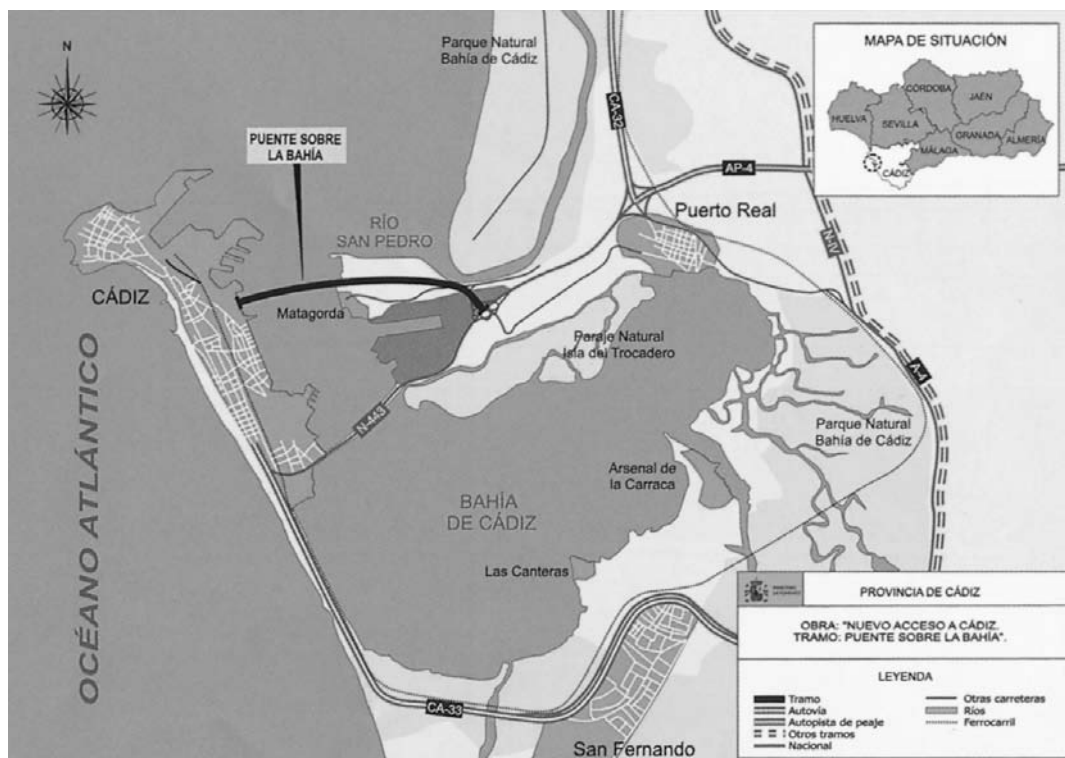


Ficha Técnica

Administración:	MINISTERIO DE FOMENTO.
Inspector:	D. Javier González Cabezas
Asistencia Técnica:	GETINSA
Concesionaria:	AUTOPISTA MADRID - TOLEDO C.E.A.S.A.
Dirección General y Construcción:	D. Alfonso Budiño
Jefatura Dirección de Obra:	D. José Antonio de la Fuente
Jefe de Tramo:	Luis Barceló
Jefe de Sistemas:	Santiago de Santiago
Asistencia Técnica:	EUROCONSULT
Jefe de Unidad:	D. Julio Cabezas
Constructora:	UTE Madrid-Toledo.
Gerente:	D. José Manuel del Río
Jefe de Tramo 1:	D. Francisco Caballero
Jefe de Tramo 2:	D. Carlos Muñoz
Jefe de Tramo 3:	D. Juan Manuel Morales
Jefe de Tramo 4:	D. Javier Fernández
Jefe Oficina Técnica:	D. Marcos Chico
Jefe PAC:	Dº Mº Jesús Pérez
Laboratorio:	UTE CIESM-CORVISA.

Puente de la Bahía de Cádiz

El pasado septiembre, el Consejo de Ministros autorizó al Ministerio de Fomento la licitación, por 299 millones de euros, de las obras del nuevo Puente sobre la Bahía de Cádiz que permitirán descongestionar los accesos de entrada y salida de la capital. Con ello, está previsto que las obras comiencen en el primer semestre de 2007 y finalicen, previsiblemente, en el plazo de tres años, en 2010. Entonces, los automovilistas podrán cruzar por el que será el puente de mayor luz de España y uno de los más grandes de Europa. Las dimensiones de la futura plataforma - bautizada como Puente de La Pepa en homenaje al popular nombre con el que se conoce a la Constitución proclamada en Cádiz en 1812, cuyo bicentenario se conmemora en 2012- son espectaculares. Las cifras hablan por sí solas. Tendrá 3.157 metros de longitud, un gran vano de 540 metros de luz entre las dos pilas principales -lo que le sitúan como el puente de mayor luz de España, y el tercero de Europa y quinto del mundo de obras atirantadas- una altura máxima de 180 metros y un gálibo libre para el tráfico marítimo de 69 metros, el mayor de Europa. La gigantesca infraestructura, diseñada por Javier Manterola, Premio Nacional de Ingeniería, dispondrá de un tramo móvil basculante de 245 metros de extensión, que igualmente batirá el récord mundial de estructuras con este funcionamiento. Este nuevo peso pesado de la ingeniería civil tendrá una notable trascendencia en la mejora de las comunicaciones de la capital gaditana y de las lo-



calidades de su entorno, con una población que ronda los 700.000 habitantes. Su puesta en servicio supondrá el fin de los grandes atascos que a diario se registran tanto a la entrada como a la salida de la ciudad, debido al colapso de tráfico que sufre el puente José León de Carranza. Hay que tener en cuenta que hasta ahora, los accesos a Cádiz se reducen sólo a una carretera, la autovía que la conecta con la localidad de San Fernando, y un puente, el Carranza, donde se producen habitualmente embotellamientos a poco que el tráfico se complique.

Y es que el fuerte incremento de la circulación en los últimos años ha dejado pequeño al veterano puente de Carranza, inaugurado en 1961. Según datos del Mapa de Tráfico, la capacidad del hasta ahora único

puente sobre la bahía ronda los 35.000 vehículos diarios, volumen que roza la media diaria que soporta en la actualidad.

El proyecto de tercer acceso a la capital gaditana ha sido objeto de distintos planteamientos. Además de la solución que finalmente ha salido adelante, se estudiaron otras dos alternativas. Así, se contempló la ampliación del viejo puente de Carranza, opción desestimada porque en opinión de los técnicos habría significado trasladar la congestión hacia la zona de Puerto Real. La otra alternativa barajada, la construcción de un túnel bajo el mar, fue igualmente descartada por su mayores dificultades tanto técnicas como de explotación, y, sobre todo, por su mayor impacto medioambiental. Por todas estas razones, la decisión final fue la de construir

un segundo puente, una obra que por la espectacularidad de sus dimensiones y la belleza y elegancia de su diseño formal marcará un antes y un después en la imagen de la bahía gaditana.

Dos materiales, acero y hormigón de alta resistencia, darán cuerpo a este coloso de 3.157 metros de desarrollo, que cruzará la bahía desde la barriada de La Paz, en la capital, hasta la de Río de San Pedro, en la localidad de Puerto Real, pasando por encima del muelle de La Cabezuela. En su largo trazado se pueden distinguir cuatro tramos, correspondientes a sus accesos, el puente móvil y la estructura atirantada central que se eleva 69 metros sobre el mar para permitir el paso de las embarcaciones y así no obstaculizar el tráfico marítimo de la zona.



Accesos al puente y tramos

El acceso a la plataforma en la capital comienza en la glorieta de intersección de las avenidas Bahía, Las Cortes de Cádiz y Huelva, que sufrirá una remodelación para establecer un vial en paso bajo la misma que conectará de forma directa la avenida de la Bahía con la de Las Cortes de Cádiz. De esta forma se facilitará el tráfico sin interferir en la entrada al nuevo acceso a la ciudad. Asimismo, para mejorar la conexión avenida de Las Cortes de Cádiz-avenida de Huelva, se ha proyectado un ramal semidirecto que sirve a ese sentido de la circulación. La nueva glorieta, que conservará su tipología de glorieta partida, presentará un ligero desplazamiento hacia el este respecto a su ubicación actual, aproximándose al borde de la bahía, que está delimitado por un paseo peatonal.

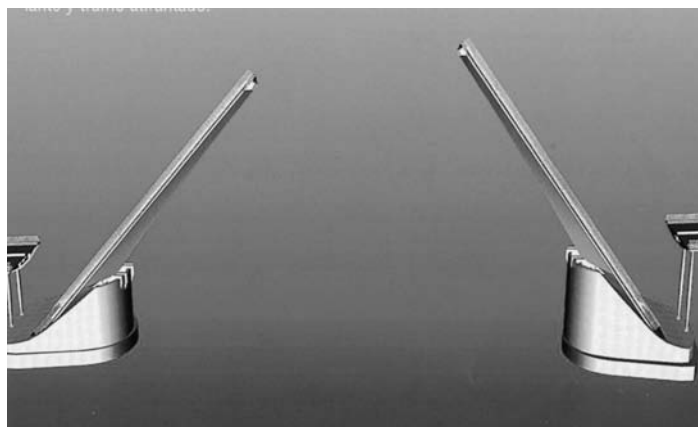
El tramo de acceso que llega hasta el puente móvil, situado en la barriada de La Paz de Cádiz, tiene una longitud de 522,5 metros. Constará de un vano lateral de 45 metros de luz, seis de 75 metros y un vano de transición con un puente basculante de 27,5 metros.

La futura plataforma incorpora un tramo móvil basculante de 245 metros de longitud -récord del mundo-, cuyo objetivo es permitir la navegación

de buques de gran envergadura -aquellos que por sus enormes dimensiones no puedan pasar por debajo de la parte más alta del puente, los 69 metros de gálibo del tramo de mayor luz-, que en el futuro se puedan construir en los astilleros de Puerto Real. El tramo cuenta con dos hojas de 122,5 metros de longitud, constituida cada una de ellas por un vano de contrapeso de 30 metros de largo y un vano central de 92,5

metros de luz en voladizo. La estructura se apoyará en dos pilas enormes diseñadas para recibir el impacto de posibles embarcaciones, constituida por una estructura en "U" de 36,9 metros de altura sobre pilotes.

El tramo central atirantado será, sin duda, la parte más espectacular y visible de la nueva plataforma y, por tanto, la que lo caracteriza en mayor medida. Su cuidado diseño lo convertirá en el nuevo emblema de la bahía gaditana. Con un desarrollo de 1.207,5 metros y situado a 69 metros de altura, cuenta con un vano central de 540 metros de luz, por el que discurrirá el tráfico marítimo de la bahía. Uno de sus elementos más visibles son las dos esbeltas torres que sujetan la estructura, que dominarán la bahía desde sus 180 metros de altura. Su estilizado diseño adopta la forma de una "Y" invertida para permitir el paso del tablero. Bajo



El puente, en cifras

VIADUCTO ACCESO LADO CÁDIZ

Longitud (m): 522,50
Luces (m): 45+6(75)+27,50
Anchura (m): 30,50
Tablero: Cajón mixto
hormigón-acero

PUENTE BASCULANTE

Longitud (m): 245
Luces (m): 30+185+30
Anchura (m): 30,50
Tablero: Cajón de acero

PUENTE PRINCIPAL

Longitud (m): 1.207,50
Luces (m):
27,50+120+200+540+200+120
Anchura (m): Variable
de 30,50 a 32,50
Tablero: Cajón mixto
hormigón-acero
Gálbo navegación (m): 69

VIADUCTO ACCESO LADO PUERTO REAL

Longitud (m): 1.182
Luces (m): 4(75)+68+4(62)+54+12
(40)+32
Anchura (m): 30,50
Tablero: Cajón y losa de
hormigón pre-tensado.



a los 36 en los tirante 5 a 8, e ir incrementándose sucesivamente hasta los 90 cordones de los tirantes 85 a 88, los más apartados de la torre.

Cada cordón está compuesto por siete hilos de acero galvanizado, entubados en una vaina de plástico (polietileno de alta densidad). Los intersticios entre el acero galvanizado y la envoltura plástica se rellenarán de cera microcristalina. A su vez, el haz de cordones se enfundará en una vaina global resistente a las radiaciones ultravioleta. Esta última envoltura presenta un avanzado diseño aerodinámico -doble fileteado helicoidal-, cuyo objetivo es evitar las oscilaciones de los tirantes por efecto de los vientos

y las tormentas, lo que influirá en la estabilidad del puente.

Dispositivos especiales

Por su parte, el tablero sobre el que discurrirá el nuevo acceso, con una anchura total de 30,5 metros -excepto en el tramo atirantado, donde se amplía a 32,5 para alojar los tirantes de suspensión-, ofrece espacio para dos calzadas y tres carriles por sentido, con una mediana central de 0,8 metros en la que se dispone una barrera rígida, lo que facilitará la atención a los vehículos ante cualquier problema, además de aceras laterales con ancho neto de 1,30 metros, separadas de las calzadas mediante una

barrera metálica de alta contención.

El descenso del puente hasta la margen de Puerto Real, un tramo de 1.182 metros de longitud, se desarrolla sobre el polígono industrial de La Cabezueta. Esta circunstancia ha sido tenida en cuenta a la hora de diseñar sus 23 vanos y pilas -que se convierten en pórticos para permitir la circulación bajo el puente-, proyectados para permitir la mayor permeabilidad posible entre las instalaciones industriales de la zona.

El puente finaliza en el punto kilométrico 3,15. En el punto kilométrico 3,16 se desprenden del tronco los ramales del enlace del muelle de La Cabezueta, pasando las calzadas de la autovía de tres a dos carriles por sentido. Este enlace conecta la autovía de Cádiz con una glorieta en la que se unen los viales de los polígonos industriales de La Cabezueta y Río de San Pedro. Por último, del punto kilométrico 3,41 al 4,21 el trazado se desarrolla a lo largo de un viaducto -denominado Río San Pedro-, liberando así de ocupación los viales inferiores que se han reordenado para permitir el acceso a la autovía, tanto desde el polígono Río de San Pedro como desde la barriada del mismo nombre. ♦

éste, la estructura triangular se vuelve a cerrar y continúa hacia el mar. A estos pilares se anclará la red de 176 tirantes -88 en cada uno- que soportarán las 2.300 toneladas que pesará el tablero.

Mención aparte merece el diseño de los tirantes, que contarán con una triple barrera de protección para hacer frente a las agresiones externas, especialmente la corrosión que provoca la elevada humedad de la zona. Así, cada tirante está formado por grupos de cordones de acero de 6 milímetros de diámetro, cuyo número varía en función de la carga que soportan: desde los 89 cordones en los tirantes 1 a 4 -los más próximos a la pila-, para bajar

Consumo total de energía primaria en España

Fuente	1975	1980	1985	1990	1995	2000	2005	%
Carbón	10.332	13.337	19.121	18.974	18.721	22.137	22.629	16
Petróleo	42.230	50.070	39.538	47.741	54.610	64.663	72.476	51
Gas Natural	941	1.567	2.195	5.000	7.504	15.223	29.076	20
Hidráulica+Eólica	2.244	2.544	2.701	2.205	2.000	2.943	3.373	2,5
Nuclear	1.966	1.351	7.308	14.138	14.449	16.221	15.001	10,5
Saldo eléctrico	-53	-199	-92	-36	386	382	-117	

La deconstrucción de la torre Windsor en Madrid

Circunstancias diversas que permanecen sin aclarar, provocaron el incendio de uno de los edificios más emblemáticos de la capital española, con irreparables daños materiales y una significativa alteración de la ciudad durante varios meses.

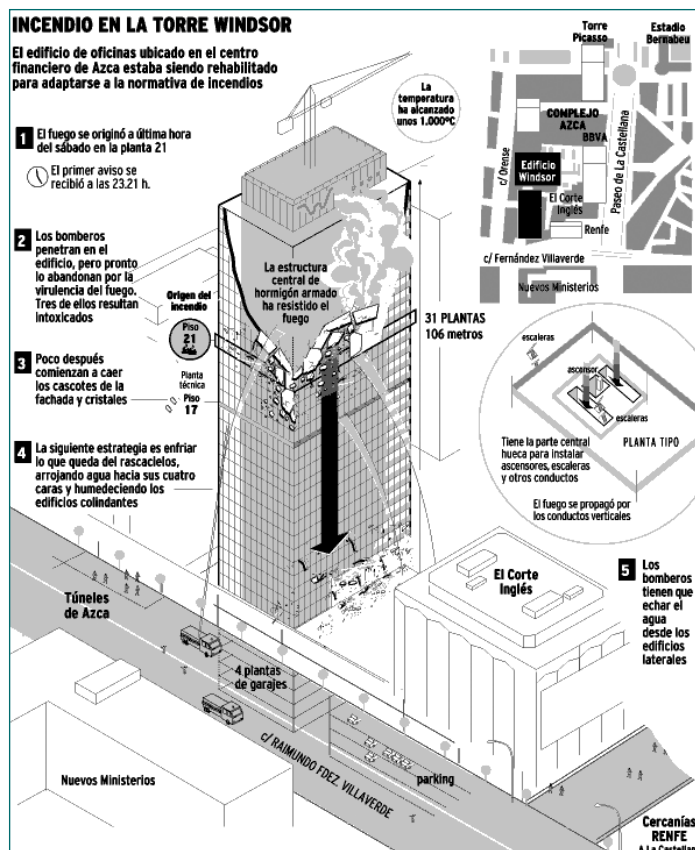
La cuidada labor de los bomberos y otros cuerpos de protección civil, permitieron que la situación se saldara, afortunadamente, sin víctimas.

La colaboración técnica-administrativa, permitió realizar entre espectaculares medidas de seguridad, la demolición del edificio más alto jamás derribado en España en un tiempo record (varios meses antes de lo previsto).

Esta actuación se ha convertido en referente internacional, por la aplicación de tecnología punta de los mecanismos previstos en prevención de situaciones catastróficas. De hecho, al final de la obra se ha elaborado un dossier informativo que han solicitado ciudades de todo el mundo.

Como es habitual en estos casos, el Ayuntamiento activó los gabinetes de crisis y solicitó el apoyo de las empresas especializadas, puesto que, como se debe comprender, ninguna ciudad podría permitirse disponer de toda la maquinaria y personal especializado en su manipulación que requieren estos trabajos.

La empresa Construcciones Ortiz es la adjudicataria, para esta zona de la ciudad de Madrid, de proveer los medios ante estas situaciones de crisis; como tal se hizo cargo de la obra de deconstrucción. Además de los técnicos de la empresa y el ayuntamiento, se acudió a es-



pecialistas que están muy familiarizados con el trabajo de demolición en todo tipo de estructuras inestables.

Esta introducción nos permite valorar la rápida respuesta que se supo dar ante la situación de crisis y que la obra se realizase en plazo. De hecho, el propio ayuntamiento asumió la titularidad de la obra, para que se realizase a la mayor brevedad posible.

Elección de los métodos

Con la estructura todavía caliente y humeando, los medios de comunicación (diarios y televisión, sobre todo) comenzaron a hablar sobre el modo en que se realizaría la demolición del edificio. Hubo opiniones para to-

do, algunas con sentido común y otras bastante fantasiosas.

Se realizó un completo proyecto de demolición (algo poco habitual en la mayoría de las obras), en el que se detallaron todos y cada uno de los métodos que se debían emplear, describiendo no sólo su funcionamiento sino también los motivos que lo justificaban.

Este proyecto, disponible en Internet y publicado por la prensa, mencionaba varias etapas y el uso de múltiples herramientas. Haciendo justicia a la verdad, algunas de las herramientas mencionadas apenas llegaron a usarse, a pesar de la repercusión mediática con la que han aparecido luego. Es el caso, por ejemplo, de una excavadora a la que se le habían quitado las

cadenas y montado sobre una cuna especial, que a su vez estaba suspendida por una de las grúas.

En el momento del incendio el edificio estaba gravemente desprotegido contra el fuego, precisamente por las obras de actualización del sistema de prevención. Entre otros elementos temporales, había una grúa instalada en la azotea del edificio.

Afortunadamente, la grúa no sufrió porque el edificio estaba bien diseñado y realizó bien su trabajo. Si toda la planta superior hubiese caído habría arrastrado consigo buena parte de las plantas más dañadas por el fuego.

Pero la columna vertebral de la estructura aguantó firme, como se pudo constatar en las tareas iniciales de examen y estudio de los restos, por lo que no fue necesario realizar apeos de emergencia ni en el Windsor ni en los edificios aledaños.

Aun así se realizaron multitud de comprobaciones, dentro y fuera del edificio, para garantizar la seguridad del personal que fuese a trabajar en la obra.

Terminadas las comprobaciones, se instalaron grúas de grandes dimensiones en las cercanías y se iniciaron las tareas más urgentes: aliviar de peso a la estructura, sobre todo los restos que la hacían inestable tras desprenderse por el fuego, y retirar cuidadosamente los elementos desprendidos, con riesgo de precipitarse al vacío (metales, paños de hormigón).

Para ello se usaron intensamente las grúas y, desde ellas, trabajaron operarios con equipos de agua a alta presión para cortar paños de hormigón y poder retirarlos con seguridad. La

empresa toledana Hidrodem, especializada en este tipo de tareas, realizó esta labor trabajando contra el reloj. Debe hacerse notar que la hidrodemolición requiere trabajar a presiones próximas a los 2.500 bares para que el agua realmente rompa el hormigón, por lo que este trabajo se realizó desde las jaulas de seguridad, que colgaban de las grúas rodeando al edificio.

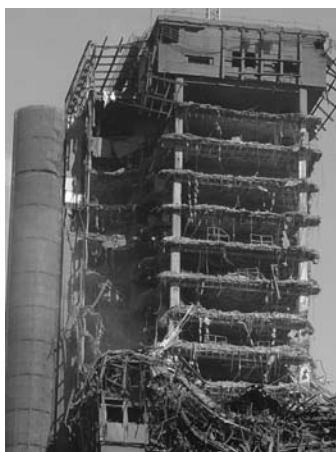
También fue necesario cortar grandes fragmentos de metal, del amasijo de hierros formado tras el fuego. Estos trabajos fueron realizados con oxicorte, una técnica muy especializada que permite realizar el corte del metal mediante lanzas térmicas. La empresa madrileña Perfox, pionera en este campo en España desde hace varias décadas, realizó estos trabajos.

Una vez aligerada la estructura y cuando los técnicos dieron luz verde para la entrada de maquinaria a la obra, empezó el verdadero trabajo de deconstrucción de lo que quedaba del Windsor.

Deconstrucción activa

En este caso es más correcto hablar de deconstrucción, que simplemente de demolición, puesto que en la obra se realizaron todos los trabajos del proceso de deconstrucción activa, a saber: demolición técnica, manipulación y transporte de materiales, junto con la gestión y el reciclaje de los residuos.

Dentro de la industria de la construcción, la rama de la deconstrucción activa está creciendo rápidamente, y comprende un preciso conjunto de procesos y aplicaciones orientados a la recuperación, clasificación,



reutilización de materiales y espacios constructivos.

En el trabajo de deconstrucción tuvieron un gran protagonismo las máquinas que realizaron la mayor parte de las tareas de demolición: los robots de demolición de Brokk.

Los robots de demolición Brokk

Aunque los medios generalistas habían insistido más en versiones especiales de estos equipos, similares a las que se usan en la industria nuclear (con varias cámaras, sensores de proximidad y otros implementos especializados), en realidad se usaron los modelos estándar, habituales en obras de este tipo y preparadas para las condiciones de trabajo más exigentes.

Los robots, manipulados por control remoto, trabajaban sobre las plantas mientras que los operarios estaban en posiciones seguras, controlando el desarrollo de los trabajos.

Por otra parte, no se llegaron a usar implementos demoledores primarios ni secundarios (ni cizallas, ni multiprocesadores). Al contrario, para reducir al máximo los tiempos y evitar la acumulación de escombros, se trabajó con martillos hidráulicos montados sobre los robots.

De hecho, aunque se usaron ocasionalmente varios modelos de robots Brokk 90 y Brokk 330 (equipados con martillos Atlas Copco SB 1 50 y SB 450, respectivamente), la mayoría del trabajo lo realizaron varios robots Brokk 1 80 con martillos Atlas Copco SB 200 incorporados.

De esta manera se iban fragmentando pinzas de hormigón (pilares, forjado, muros) en trozos que las grúas podían retirar sin peligro. Trabajando de este modo, de arriba hacia abajo, la altura del edificio fue bajando día a día a buen ritmo.

La manipulación de los robots de demolición fue realizada por el personal de Construcciones Ortiz, que trabajaba por primera vez con estos equipos, y por los operarios de Perfox, empresa especializada en demolición que trabaja desde hace varios años con robots Brokk.

Llegados a la planta técnica, fue necesario cambiar los implementos, dejando a un lado los martillos hidráulicos y sustituyéndolos por cazos para cargar los escombros que se habían ido acumulando en la demolición de las plantas superiores. Una vez se creó el suficiente espacio con los robots, incluso se pudo subir una excavadora para estas características típicas de movimiento de tierras (escombros de obra en este caso).

Cuando fue liberada y demolida la planta técnica, los robots continuaron su trabajo hasta las primeras plantas, donde se terminó el trabajo. De este modo, transcurrieron escasos meses desde el incendio hasta que se realizó la deconstrucción completa (aunque el desmontaje de las grúas, junto con otras tareas auxiliares, dilataron ligeramente el período de la obra).

La deconstrucción del Windsor no puede considerarse una obra típica, debido a varias circunstancias especiales que condicionaron su desarrollo.

Ante todo, la cobertura mediática del suceso hizo que cuanto acaecía en los restos de la torre incendiada fuese seguido por muchos ojos. Evidentemente, esta presión sobre las instituciones y empresas privadas fue un condicionante único.

Por otra parte, el ayuntamiento creó un perímetro de seguridad para la realización de los trabajos mucho mayor del que se encuentra en otras demoliciones. Este espacio era a la vez una ventaja (permitía más agilidad en la realización de las tareas de obra) y un inconveniente (era necesario liberar ese espacio cuanto antes, para restablecer la circulación y actividades comerciales).

A pesar de todo ello, el resultado final debe considerarse como ejemplar. Tanto el trabajo de los titulares de la obra, como el de todas las subcontratas, técnicos y demás personal implicado ha sido un modelo de cómo hacer las cosas bien.

Multitud de tareas que antes requerían un enorme y continuado esfuerzo son ahora más llevaderas, gracias al uso de soluciones adaptadas a cada necesidad. La empresa ANZEVE ha contribuido de forma decisiva en los trabajos de demolición del edificio con la gama de productos de la compañía sueca Brokk AB.

Los robots de demolición Brokk son herramientas profesionales de alto nivel, creadas para responder a necesidades muy específicas. La calidad de esta maquinaria, sus enormes posibilidades y el gran rendimiento que ofrece en cada si-

tuación han hecho de Brokk un auténtico especialista en demolición técnica, aplicada en sectores como la demolición civil, industria nuclear, acerías y fundiciones, cementeras y minería.

Poderoso y resistente, el Brokk 180 ofrece un rendimiento excelente en las situaciones más extremas, ayudando a rentabilizar rápidamente las inversiones. Creado como un robot versátil, este modelo aporta soluciones específicas en varios sectores industriales (industria nuclear, minería, cementeras, acerías y fundiciones).

Gracias a sus patas estabilizadoras puede trabajar en cualquier superficie, sin importar el ángulo de inclinación o tipo de terreno. Aunque también está disponible con diferentes tipos de orugas y soportes, para adaptarse mejor a cada entorno de trabajo.

El robot Brokk 180 es fácil de transportar por su reducido peso (1.900 kg), que contrasta con sus grandes prestaciones. Ade-

más, el equipo puede ser elevado con una grúa al punto de trabajo, y ser introducido en la obra, puesto que reduce su anchura a 80 cm.

Equipado con martillos, puede trabajar en ángulos casi increíbles, incluso desde la parte inferior, evitando desplazamientos. Con las combi-cizallas es capaz de demoler muros de hormigón armado de gran dureza, cortando incluso armadura de hasta 28 mm.

No tiene necesidad de hacer paradas para reponer combustible, ya que usa alimentación eléctrica, lo que constituye una gran ventaja para entornos cerrados, en los que la emisión de gases tóxicos podría ser muy peligrosa. Además, así se reduce el nivel de ruidos, permitiendo que las obras se desarrollen sin excesiva contaminación acústica.

Tras realizar la demolición puede recoger los restos y llevar a cabo las tareas de desescombro con cazos, bivalvas y pinzas manipuladoras. ♦

Modificada la normativa sobre transporte de mercancías peligrosas

El pasado día 1 de Junio ha entrado en vigor el Real Decreto 551/2006 por el que se regulan las operaciones de transporte de mercancías peligrosas por carretera en España. La norma introduce novedades como son dos definiciones (tripulación en los vehículos o ayudante del conductor) y aparece un nuevo artículo referido al consejero de seguridad, donde se recuerda la obligación de las empresas que transporten,, carguen o descarguen mercancías peligrosas de asignar un consejero al que facilitarán toda la información y medios necesarios para el desarrollo de sus funciones.

Asimismo se detalla la definición de mercancías peligrosas de uso doméstico como

son las destinadas al calentamiento de agua sanitaria, calefacción y cocinas.

Además de los sistemas de tipo óptico y/o acústico de control del grado máximo de llenado, se permitirá cualquier otro sistema de eficacia equivalente.

Cuando se trate de transportes realizados en la modalidad de venta en ruta, las indicaciones de los destinatarios en la carta de parte podrán incluir la expresión "venta en ruta".

Mediante este Real Decreto quedan también modificados los artículos 8.2 (Informe de accidentes) y 9.0 (parte anual) de Real Decreto 1556/1999 de 8 de octubre sobre los consejeros de seguridad para el transporte de mercancías peligrosas. ♦

El transporte de mercancías por tren en España disminuyó un 50 por ciento en 25 años

El transporte de mercancías por ferrocarril en España sigue perdiendo peso en relación con el transporte por carretera.

En 1980 se transportaron por tren en España 46,9 millones de toneladas. En el año 2005, esa cifra ha caído hasta 30,9 millones de toneladas.

El descenso en el volumen de transporte por tren se produce en todas las empresas ferroviarias españolas: RENFE pasó en 25 años de 36,5 millones a 25,5 millones y FEVE (Ferrocarriles de Vía Estrecha)

transportaba 4,7 millones de toneladas en 1980 y el pasado año se quedó en 3,4 millones. El conjunto de mercancías transportadas por trenes de comunidades autónomas y empresas particulares sumaban 5,7 millones en 1980. El año pasado fueron solo dos millones.

El incremento del transporte de mercancías por carretera a pesar de producir mayor contaminación y congestionar el tráfico, ha sido incesante durante el mismo período. El gasto energético del movimiento

por tren es menos de una quinta parte del registrado por carretera.

En los veinticinco años transcurridos, RENFE ha eliminado unidades de transporte deficitarias, entre ellas las de paquetería y "vagón disperso". El primero suponía costes muy superiores al precio percibido, con problemas de organización que lo hacían poco competitivo con la carretera. En cuanto al servicio de "vagón disperso" consistente en la posibilidad que tenía cualquier in-

dustrial de llenar un vagón en cualquier localidad y pedir su transporte a cualquier destino, para lo cual se concentraban estos vagones en un punto y cuando se podía formar un tren adecuado se transportaba, el resultado era costoso y con grandes demoras.

En cualquier caso y pese a las grandes inversiones realizadas en ferrocarriles en los últimos años, lo cierto es que el transporte de mercancías por carretera sigue aumentando a costa del ferroviario. ♦

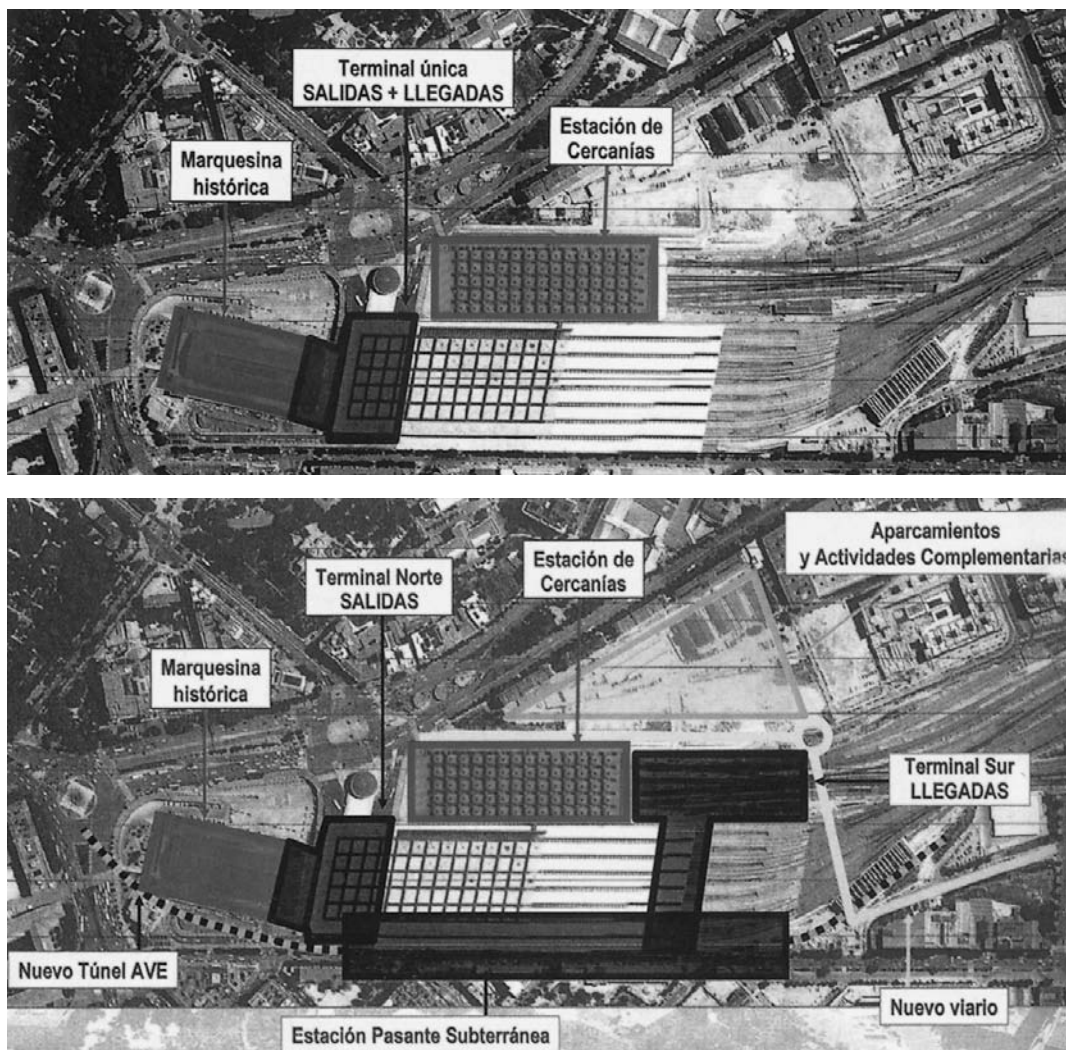
Fomento inicia la Información Pública del Estudio Informativo del nuevo complejo ferroviario de la estación de Atocha

El Ministerio de Fomento ha iniciado el proceso de información pública y audiencia del estudio informativo del Nuevo Complejo Ferroviario de la Estación de Atocha.

La Ministra de Fomento, Magdalena Álvarez, presentó el pasado 1 de marzo en Madrid el proyecto de la nueva Estación Puerta de Atocha junto con el del túnel de Alta Velocidad Atocha-Chamartín, dos infraestructuras que suponen el comienzo de la operación destinada a situar el sistema ferroviario de Madrid a la altura de la inminente expansión de la red de alta velocidad con origen o destino en la capital de España.

Actualmente, la estación Puerta de Atocha registra 9 millones de viajeros al año, usuarios de las líneas de AVE Madrid-Sevilla/Toledo y Madrid-Lleida, así como de las grandes líneas Madrid Levante-Extremadura. El escenario en el horizonte del PEIT, año 2020, prevé que el sistema ferroviario madrileño de los corredores sur, noreste, este y oeste dé servicio a 34 millones de pasajeros. Está previsto que la nueva estación Puerta de Atocha acoja a 24 millones de pasajeros en 2020 y que los 10 restantes de esos corredores los albergará el Complejo Chamartín (a través de la captación de parte del tráfico de Atocha por medio del Túnel de Alta Velocidad Atocha-Chamartín).

El proyecto dará servicio a los más de 34 millones de viajeros que el Plan Estratégico de Infraestructuras y Transporte (PEIT) prevé para 2020 en Madrid procedentes de los corredores Nordeste (Madrid-Barcelona-Lleida-



Frontera Francesa); Sur (que conectará Madrid con Toledo y Andalucía); Este (que conectará Madrid con Valencia, Alicante y Murcia) y Oeste (Madrid-Extremadura). Las instalaciones permitirán absorber incluso futuros crecimientos de la demanda del tráfico por encima de esos 34 millones de viajeros.

La nueva Puerta de Atocha

Para hacer frente a este aumento del tráfico de Alta Velo-

cidad es necesario acomodar las instalaciones ferroviarias existentes a la nueva demanda. La ampliación de Atocha se realizará en base a dos principios que son la base de la competitividad del ferrocarril frente a la carretera y el transporte aéreo:

- El mantenimiento de la centralidad de la estación principal.
- La accesibilidad a la estación con modos de transpor-

te colectivo de alta capacidad: Metro y Cercanías.

Su configuración futura multiplica la capacidad de elementos clave para el servicio, en concreto:

- Capacidad de viajeros al año. Se multiplica por cuatro, pasando de los 9 millones actuales a más 36 millones, ya que la estación podrá absorber futuros crecimientos del tráfico.

-Estacionamiento de trenes. Su incremento supera el doble de la capacidad actual fijada en 15 para llegar hasta 33.

- Terminales: De la única actual que conjuga llegadas y salidas, se pasa a 2 terminales, una especializada en salidas y otra en llegadas,

-Plazas de aparcamiento: Se incrementa el número respecto a las 1.000 actuales.

- Bolsa de taxis: Se triplica su capacidad, aumentando las 90 actuales a 280.

En su nueva configuración, se ha buscado la potenciación del transporte público como modo de acceso a la estación, de forma similar a las grandes terminales ferroviarias europeas. En concreto el objetivo es que el 86 % de los usuarios accedan en transporte público, para lo que es determinante el reforzamiento del sistema de Cercanías y la futura línea de Metro. De esta forma se configura un sistema integrado de máxima sostenibilidad que facilitará:

- Ahorro energético
- Descongestión
- Reducción de los tiempos de intercambio.

Para cumplir sus objetivos se ha diseñado una organización funcional del futuro Nuevo Complejo Ferroviario articulada en torno a seis grandes piezas funcionales:

1. Marquesina Histórica: Puesta en valor y mejora de la accesibilidad desde exterior.
2. Estación de Puerta de Atocha: Los actuales vestíbulos de Puerta de Atocha se transforman en una única terminal, que se denominará Ter-



minal Norte, que se especializará como Terminal de Salidas. Se construirá una nueva Terminal Sur o Terminal de Llegadas, en la zona actualmente ocupada por marquesinas bajas.

El funcionamiento operativo de los trenes con este esquema de doble terminal diferenciada resulta muy ventajoso. Los trenes a su llegada efectuarán la parada en la parte Sur de los andenes, donde se producirá el descenso de los viajeros hacia un nuevo vestíbulo Sur de Llegadas. Una vez hecho esto, el tren avanzará hacia el extremo Norte de los andenes, hasta toperas, donde se realizarán las labores de

limpieza y mantenimiento y accederán posteriormente los pasajeros desde la Terminal Norte de Salidas.

3. Estación de Ave Pasante: El Nuevo Complejo Ferroviario dispone de una nueva estación subterránea que, con cuatro vías y dos andenes, enlaza con el futuro túnel de Alta Velocidad entre las estaciones de Atocha y Chamartín.

La posición de la Estación Pasante bajo la calle Méndez Álvaro permite la utilización de los mismos vestíbulos de llegadas y de salidas que para el resto de las vías de Puerta de Atocha, lo que permiti-

rá un funcionamiento de explotación más sencillo y asimismo más claro para el viajero.

4. Estación de Cercanías: El nuevo Complejo contempla también la posibilidad de ampliación de la actual Estación de Cercanías.

5. Sistema viario: El nuevo esquema viario dota de los accesos y salidas suficientes para el funcionamiento del Complejo, resolviendo de forma sencilla los accesos a los distintos aparcamientos, bolsa de taxis, áreas de kiss and ride, etc.

6. Acceso Sur a la Estación de AVE pasante: El Estudio Informativo incluye, asimismo, un nuevo acceso desde el Sur, desde la altura del paso superior de Pedro Bosch, de las líneas de Alta Velocidad hasta la nueva estación de AVE pasante. Este acceso no supone nuevas ocupaciones ya que aprovecha las dos vías de la actual plataforma de entrada en ancho Ibérico a Puerta de Atocha que quedan liberadas con las obras, actualmente en ejecución, del salto de carnero de Abroñigal.

Toda la actuación del Nuevo complejo Ferroviario se ha diseñado de tal forma que su construcción sea compatible con la explotación ferroviaria.

El presupuesto estimado para esta actuación es de 601,3 millones de euros, al que habrá que añadir el del túnel de Alta Velocidad Atocha-Chamartín que complementa esta actuación y cuyo Proyecto Básico se encuentra en la fase final de redacción y será sometido a información pública en fechas próximas. ♦



Puerto de Ferrol-San Cibrao



Las obras de ejecución y acondicionamiento del Puerto de Ferrol-San Cibrao se encuentran en su última fase.

Cuando entre en servicio, en 2007, el puerto exterior en la entrada de la ría del Ferrol, las instalaciones portuarias tendrán una operatividad de 24 horas al día y 365 días al año.

Los trabajos de infraestructuras acometidos, han generado 90 hectáreas de superficie al abrigo del cabo Prioriño Chico, con muelles y calados que permitirán el acceso de portacontenedores de última generación.

Su ubicación, hará de Ferrol-San Cibrao un puerto básico para el tráfico marítimo de la fachada noroeste. ♦

Ferrol- San Cibrao en cifras

Operatividad: 24 horas/365 días al año

Superficie: 90 hectáreas de explanadas en el puerto exterior y 41 hectáreas en el puerto interior

Muelles

858 metros con calado de 20 metros en el puerto exterior (Ampliables a 1.115 metros en una segunda fase) y 2.578 metros en el puerto interior, con calados de hasta 14 metros
2 rampas RO-RO para tráficos de cabotaje marítimo

Dique de abrigo del puerto exterior

Longitud: 1.068 metros. Cota espaldón: 18 metros.
Bloques de 90 toneladas

Buques

Portacontenedores de última generación (>8.000 TEUS)
Graneleros Supercap (200.000 TPM)

Inversión

Infraestructuras: 146 millones de euros
Equipamiento y redes internas: 37 millones de euros

Capacidad instalada

Tráfico: 25 millones de toneladas

El BEI apoya la construcción de una central termosolar española



En el complejo, que tendrá una capacidad neta de 50 MWe, se probará un nuevo sistema de almacenamiento térmico a alta temperatura mediante receptores de sales fundidas, que permitirá elevar la producción diaria de electricidad a más de 12 horas en invierno y hasta 20 horas en verano. El diseño de la central contempla el suministro continuo de electricidad a la red. La ayuda inicial del BEI asciende a 60 millones de euros.

El complejo, situado a unos 60 kilómetros de Granada, dará cabida a 624 colectores encargados de aumentar 80 veces la radiación solar y orientarla hacia los tubos absorbentes situados en la línea focal.

Los tubos absorbentes son unas tuberías de acero inoxidable recubiertas, montadas dentro de tubos de vidrio para reducir las pérdidas térmicas. Por los tubos absorbentes circulará un fluido térmico de temperatura algo inferior a 400° C.

La generación de energía solar presenta claras ventajas. Las plantas de energía solar termal podrían sustituir a las centrales que utilizan com-

bustibles fósiles, cuyas emisiones son contaminantes. Así pues, la central no sólo contribuirá al fomento de las tecnologías de energías renovables planteado como objetivo de la UE, sino que se enmarca en la decisión de las autoridades españolas de alcanzar los 200 MWe de capacidad de producción eléctrica a partir de la energía térmica solar.

El BEI explicó el porqué de la financiación comunitaria: "El proyecto ayudará al despliegue y la industrialización de nueva tecnología, que a su vez permitirán reducir el coste de futuras aplicaciones con vistas a lograr durante el ciclo de vida de la tecnología su competitividad frente a otras tecnologías". El diseño de la central incorpora a tecnologías procedentes de Estados Unidos elementos innovadores desarrollados en la UE con el fin de aumentar los índices de conversión energética y eficacia operativa, y reducir costes.

La empresa específica, Andasol-1 Central termosolar Uno, recibirá el 75% y Solar Millennium, el 25% de los fondos. ♦

La dependencia energética de España es treinta puntos superior a la de Europa

La dependencia energética de España, medida como diferencia entre las importaciones netas de energía y el consumo total de un país, alcanzó en 2005 una tasa del 85,1%, casi treinta puntos superior a la media de la Unión Europea, del 52,2%. Un porcentaje de dependencia que sólo superan, dentro de la zona del euro; Luxemburgo (99%), Irlanda (90%) e Italia (86,8%), según los datos de la oficina de estadística comunitaria, Eurostat.

España, la cuarta economía de la Unión Monetaria, ha vivido un fuerte periodo de expansión económica que ha disparado el consumo de energía, tanto industrial como doméstico. A pesar de este cambio, el consumo per cápita sigue siendo modesto en comparación con otros grandes países desarrollados; así, un español consume 3,2 toneladas de energía al año fren-

te a las 3,6 de media en la Unión Europea, o las 7,8 toneladas per cápita de Estados Unidos.

La tendencia de los últimos años ha apuntado hacia un incremento de la dependencia exterior a la hora de cubrir las necesidades energéticas de la economía española. Sólo en 2005, la producción total de energía en España cayó un 13,4% según Eurostat, lo que obligó a incrementar las importaciones en un 7,7%.

Este es un fenómeno generalizado en el conjunto de la Unión Europea. Según Eurostat, entre 1995 y 2005, el consumo energético de los veinticinco ha crecido un 11%, mientras que la producción ha caído un 2%. A consecuencia de esto, las importaciones se han disparado un 29%, elevando la dependencia energética hasta el 56%, doce puntos más que hace una década. ♦

Las empresas europeas de electricidad

El ranking eléctrico en millones de Euros:

Empresa	Activos	Ventas	Valor bursátil
Electricité de France:	170.914	51.051	89.669
E.ON:	126.914	51.854	66.217
Enel:	50.502	32.272	47.974
Suez:	80.277	41.488	46.280
RWE:	108.122	40.518	44.213
Endesa:	55.365	18.229	38.051
Gaz de France:	44.777	22.394	32.221
Iberdrola:	30.478	12.060	30.679
National Grid:	37.139	13.478	27.984
Electrabel:	29.382	12.218	26.725
Veolia Environnement:	36.309	25.244	20.164
Fortum:	15.130	3.877	19.414
Céntrica:	19.303	19.667	18.553
Scottish & Southern Energy:	11.717	14.874	17.858
Scottish Power:	18.209	7.984	16.257

Fuente: Bloomberg

China inaugura la línea ferroviaria más alta del mundo en el Tibet

La República China ha puesto en servicio la línea ferroviaria más alta del mundo que une la capital del Tibet, Lhasa, con Golmud (provincia de Quinghai). La línea tiene 1.142 Km. de longitud, de los que la mayor parte discurre por alturas superiores a los 4000 m. y en su punto más alto superan los 5.000 m.

Precisamente la altura fue uno de los principales obstáculos de esta obra, además de encarecerla considerablemente. El llamado "tren del cielo" discurre a mayor altura que la línea que en Perú se extiende sobre la cordillera de los Andes y que era, hasta ahora, la línea ferroviaria más alta del mundo.

Las cabinas de los trenes que cubren el tramo hasta la capital tibetana son presurizadas y disponen de protección contra rayos ultravioleta.

Igualmente los obreros que participaron en su construcción tuvieron que utilizar botellas de oxígeno. Los pasajeros dispondrán asimismo de máscaras de oxígeno y cada tren contará con el servicio de un médico y de una enfermera.

Desde Pekín hasta Lhasa el trayecto es de 4.064 Km y dura 48 horas. Los precios de los billetes oscilan entre los 389 yuanes (38 euros) y los 1.262 yuanes. Se prevé que los trenes, equipados con locomotoras General Electric, alcancen velocidades de 100 Km por hora sobre terrenos congelados y 120 en el resto del recorrido.

El tramo recién inaugurado tiene una longitud de 900 Km. y da continuidad al tramo anterior entre Xining, capital de

Quinghai y Golmud, abierto al tráfico en 1984. En el tramo se encuentra el túnel de Kunlun, de 1.686 m. de longitud (el más alto del mundo) y asimismo la estación de Tanggula, situada a 5.068 m. sobre el nivel del mar.

El Gobierno chino pretende poner en funcionamiento en el plazo de una década nuevas líneas que conectan Tibet con el norte de la India a través de la cordillera del Himalaya.

Los problemas técnicos de la línea recién inaugurada, sobre todo la altitud, con tramos sobre tundra permanentemente congelada paralizaron el proyecto durante 22 años y solo se pudo retomar hace 5 años, pese a la oposición política de las fuerzas tibetanas contrarias a la dependencia de China y de las organizaciones ecologistas. Las primeras consideran que la apertura del Tibet al acceso ferroviario favorecerán la desaparición de la cultura autóctona, como ocurrió con actuaciones similares del Gobierno chino en Mongolia interior o en la provincia de Xingjian, donde tenía una importante presencia la minoría ulgur de religión musulmana.

Los ecologistas consideran que el turismo que aumentará en 400.000 personas al año, gracias al acceso ferroviario, perjudicará la conservación del medio ambiente de la región, al romper su aislamiento. A este respecto, debe indicarse que por primera vez en la historia de la construcción ferroviaria china se han construido 33 pasos para que los animales –entre ellos el antilope tibetano– puedan cruzar la línea. ♦

ACTIVIDAD EXTERIOR

El endeudamiento de las grandes empresas constructoras españolas supera los 65.000 millones de euros

Los grandes grupos constructores españoles presentan resultados muy satisfactorios en cuanto a índices anuales de crecimiento de sus ingresos y beneficios (superiores al 20 por 100 interanual) así como en cuanto a "ratios" de eficiencia. Esos parámetros les permiten disponer de facilidades en cuanto a la obtención de créditos que están utilizando ampliamente para la financiación de su expansión en sectores distintos al de la construcción, fundamentalmente en el sector de la energía y de los servicios.

Resultado de todo ello es que hasta septiembre pasado seis de los mayores grupos constructores (ACS, Sacyr-Vallehermoso, Ferrovial, FCC, Acciona y OHL) adeudaban a las entidades financieras más de 65.000 millones de euros, cifra muy superior al valor de capitalización en Bolsa de dichas empresas y que supone un incremento de 134% sobre el mismo período del año anterior.

A final de año 2006, la deuda financiera acumulada se situará por encima de los 78.000 millones e euros.

Desglose de las cantidades										
	Ventas	Δ%	Ebitda	Δ%	Beneficio	Δ%	Deuda	Δ%	Deuda	Capitaliza.
ACS	10.476	17,8	925	17,8	607	38	6.061	209	9.300	14.616
S y V	3.293	25,9	740	25,7	262	-12,7	11.072	38,7	17.000	14.601
Ferrovial	9.133	45,7	1.644	85,6	333	21,4	34.049	278	—	10.933
FCC	6.388	24,4	947	32,5	401	41,8	5.330	1.222	—	9.629
Acciona	4.571	32,3	729	39,5	320	25,3	6.954	527	10.600	9.157
OHL	2.316	29	336	52	66	-23,7	1.735	15,8	—	1.909
Total	36.157	28,4	5.321	43	1.989	21,3	65.201	134	—	—

Ebitda: resultado Bruto de explotación
Fuente: Expansión, 16.11.06

El mayor endeudamiento corresponde a Ferrovial (34.049 millones de euros) si bien su mayor parte corresponde a sociedades constituidas para la gestión de proyectos de infraestructuras en Reino Unido y Estados Unidos. La compra de BAA, el mayor gestor de aeropuertos del mundo, por 18.000 millones de euros y las nuevas autopistas de peaje en Indiana y Texas absorbieron la mayor parte de estos recursos.

El segundo grupo más endeudado es Sacyr-Vallehermoso (11.072 millones, más 17.000 adicionales), entre cuyas últimas operaciones figura el control de una parte importante del capital de Repsol YPF.

En tercer lugar por volumen absoluto de deuda financiera lo ocupa Acciona con 6.954 millones más 10.600 adicionales, utilizados en sus últimas operaciones de expansión, entre las que figura parte del capital de Endesa, la eólica Cesa y Pridesa, grupo especializado en la construcción de centrales desaladoras.

ACS verá aumentada su deuda en septiembre (de 6.061 millones) en otros 9.300 millones, en parte correspondientes a la entrada del grupo en el capital de Iberdrola.

FCC es el grupo en el que mayor ha sido el aumento del endeudamiento financiero, pues ha pasado de un saldo

negativo hace un año de 400 millones de euros a una deuda de 5.330 millones tras la adquisición de varias empresas, entre ellas la cementera Uniland en España y Waste Recycling Group, en el Reino Unido.

Finalmente los 1.735 millones de euros de endeudamiento de OHL corresponden, en su mayoría a la financiación de proyectos concesionales. La empresa ha dirigido sus esfuerzos de expansión en el mercado norteamericano mediante la adquisición de dos constructoras radicadas en Miami que permitirán analizar oportunidades en el mercado de la obra civil y autopistas de peaje en Estados Unidos. ♦

Concesión a Azvi de una autopista en México

Azvi, a través de su filial de concesiones Cointer ha obtenido la adjudicación en México de una autopista por 117,1 millones de euros. El contrato incluye la ampliación y mejora de la carretera que une

Tapachula y Talismán, además de encargarse de la explotación durante veinte años.

Son 451 kilómetros, repartidos en tres tramos, que contribuirán a agilizar el tráfico en la frontera con Guatemala. El proyecto ha

sido adjudicado a Azvi mediante un sistema de contratación de servicio mixto denominado PPS, que establece que la remuneración se realice por una doble vía; pago por disponibilidad, que el concesionario co-

bra anualmente durante los veinte años de vigencia del contrato, así como otro sistema de peaje en sombra por el cual el Gobierno mejicano abonará una cantidad vinculada al tráfico que circule por la vía. ♦

ACTIVIDAD EXTERIOR

OHL construirá un tramo de autopista en Azerbaiyán

El grupo OHL construirá un tramo de la autopista Baku-frontera rusa en Azerbaiyán. El presupuesto de adjudicación de las obras asciende a un total de 55,7 millones de euros y su objeto es la reconstrucción de un tramo de 24 Km de la autopista Baku-frontera rusa, en Azerbaiyán, construida en los años 70. Esta es la vía de comunicación más importante de este país transcaucásico que formó parte de la antigua URSS y que ha iniciado un importante proceso de desarrollo económico que exige la mejora de sus infraestructuras de transporte para potenciar sus

exportaciones, apoyado en sus abundantes reservas de recursos naturales, entre las que destacan el petróleo y el gas.

El tramo adjudicado a OHLZS-nueva denominación, desde marzo de este año, de la filial checa ZSBruno, entre los kilómetros 111 y 134 de la autopista, incluye como actuaciones más destacadas las nuevas circunvalaciones de las ciudades de Divici y Sjazan y la construcción de cinco nuevos grandes puentes para salvar el cruce de un oleoducto y un gasoducto.

Este es el primer tramo que se ha puesto en marcha dentro

del proyecto que el gobierno de la república de Azerbaiyán inició hace tres años para la rehabilitación total de la autopista Baku-frontera rusa, de 200 Km. de longitud. Para la financiación de las obras de esta importante infraestructura, el Gobierno azerbaiyano seleccionó al Banco Europeo de Inversiones y al Banco de Exportación Checo, CEB, como entidades crediticias. La primera de estas entidades financiará las obras de los primeros 65 Km. de la autopista desde Baku. El banco checo, el resto del trazado hasta la frontera rusa. ♦

Dragados, adjudicataria del primer contrato de ampliación del metro de Nueva York

Dragados ha resultado adjudicataria del primer contrato del plan de ampliación del metro de Nueva York, la construcción de la obra East Side Access Manhattan Tunnels, por importe de 428 millones de dólares. La Metropolitan Transportation Authority (MTA) de Nueva York ha adjudicado a la "joint venture" formada por Dragados USA Inc., y su socio local Indlan Contracting Inc., en la que la empresa española tiene una participación del 70 por 100, la construcción de una nueva conexión directa de metro entre la red de Long Island en Queens y la Grand Central Terminal de Manhattan. Para ejecutar este proyecto, Dragados utilizará dos tuneladoras de roca que construirán cuatro túneles con una longitud total de 7.500 m. Desde hace más de 25 años no se construían túneles en la red de transporte suburbano de Nueva York y nunca antes se habían utilizado tuneladoras en su desarrollo.

En la actualidad, con el mismo sistema que empleará en Nueva York, Dragados construye entre otros los túneles de Pertus del AVE Figueras-Perpignan, los túneles de Guadarrama para el AVE Madrid-Valladolid, el túnel de Abdalajis Este

FCC prolongará el Metro de Atenas

FCC Construcción, en UTE con J&P AVAX, la segunda constructora griega, ha ganado un concurso para llevar a cabo la prolongación de la línea 2 del Metro de Atenas. El presupuesto de adjudicación es de 94,5 millones de euros y el plazo de ejecución 32,5 meses.

El futuro ramal, al noroeste de la ciudad, tendrá 1.380 m. de longitud, se extenderá desde Agios Antonios hasta Anthoupoli y se construirán las estaciones de Peristeri y Anthoupoli que se ejecutarán a cielo abierto entre pantallas.

Un tramo de túnel de 300 metros se excavará con me-

dios mecánicos según el Nuevo Método Austriaco y se construirán dos pozos de ventilación que conectarán con el túnel a través de una galería excavada en mina.

La estación de Peristeri, de 112 m. de longitud y 24 m. de profundidad, tendrá tres niveles, correspondientes a taquillas, control de accesos y andenes. En superficie contará con dos accesos desde cada lado de la avenida. La estación de Anthoupoli, de 147 m. de longitud y 20 de profundidad, tendrá un nivel para taquillas y control de accesos y otro para andenes.

El contrato incluye además la superestructura, doble vía

en placa, así como la remodelación de las vías existentes en la estación de Agios Antonios y los trabajos de instalaciones de energía eléctrica, detección y protección contra incendios, ventilación, ascensores, escaleras, etc.

También en Grecia, FCC ha construido el nuevo puerto de Igoumenitsa. La obra ha consistido en la ejecución, a una distancia de 350 metros al sur del puerto existente, de un nuevo muelle de 760 m. de largo para el amarre de transbordadores Ferry. Se estructura en cinco zonas y doce rampas con capacidad de amarre simultáneo. ♦

del AVE Córdoba-Málaga, el By-Pass sur de la M-30 de Madrid, los túneles de la línea 3 del metro de Barcelona y el tramo central del túnel de Pajares.

Los trabajos, de gran complejidad técnica por la dificultad que supone el hecho de que la mayor parte del subsuelo neoyorquino sea roca, se iniciarán de inmediato y terminarán dentro de 50 meses. Las tuneladoras, con una sección de 6,70 m. de diámetro, excavarán 265.000 metros cúbicos de roca.

La consecución por Dragados del primer contrato para la ampliación del metro de Nueva York representa la consolidación de su entrada en el mercado norteamericano de la construcción, ya que se suma a la también reciente adjudicación de la rehabilitación de la I-287, una autopista interestatal al norte del Estado de Nueva York.

El Departamento de Transportes del Estado de Nueva York (NYSDOT) ha adjudicado recientemente a Dragados el contrato para la modernización de esta autopista, que incluye la construcción de diez nuevas estructuras, en asociación con la empresa norteamericana Yonkers Contracting Ltd y por valor de 141 millones de dólares. La I-287 tiene una elevada intensidad de tráfico, alrededor de 120.000 vehículos, por lo que los trabajos se deberán llevar a cabo con un cuidadoso proceso de planificación. ♦



■ **Domingo Menéndez Menéndez**, Ingeniero de Caminos Canales y Puertos, ha sido designado director general de Urbanismo de la Comunidad Autónoma de Madrid. Hasta la fecha dirigía el IVIMA, ente promotor de vivienda pública de dicha comunidad durante el gobierno del Partido Popular fue subsecretario de sanidad y consumo y posteriormente comisionado del gobierno para resolver los problemas ocasionados por la catástrofe del buque "Prestige".



■ **Jesús Núñez Rodríguez**, Ingeniero de Caminos Canales y Puertos, ha sido nombrado vicepresidente segundo de Applus Norcontrol.



■ **José Ramón Sánchez Lavín**, Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, director general de edificación del grupo Euroconsult ha sido elegido presidente de AGCTI, asociación de organismos de control técnico independiente de Incosa.



■ **Enrique Díaz-Rato Revuelta**, Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, ha sido nombrado consejero delegado de Cintra. Se incorporó a Ferrovial en 2001, habiendo desarrollado la mayor parte de su trayectoria profesional en el continente americano



■ **Juan Santamaría Fullana**, Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, ha sido designado Presidente ejecutivo de Euroestudios, en la que desempeñaba el cargo de Consejero y Director de Infraestructuras del Transporte.



■ **Fernando Saez Ridruejo**, Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, ha sido nombrado académico correspondiente en Soria de la Real Academia de la Historia



■ **Luis Ramos García**, Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, es el nuevo director general de Urazca Promociones Inmobiliarias. Se incorpora a las oficinas en Madrid para dirigir toda la actividad de promoción inmobiliaria en la península



■ **Juan José Arenas de Pablo**, Ingeniero de Caminos y catedrático de puentes de la Universidad de Cantabria ha sido nombrado por la Real Academia de Nobles y Bellas Artes de San Luis, radicada en Zaragoza, Académico Correspondiente en Cantabria. El prestigioso profesional fue elegido por unanimidad en la sesión de febrero. Ahora, la firma Arenas & Asociados dirige la construcción del Puente del Tercer Milenio sobre el río Ebro en la capital aragonesa. Arenas es natural de Huesca y cántabro de adopción.



■ **Carlos M. Escartín Hernández**, Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos se ha incorporado a Marcoz Ebro como director general. Procedente de Eptisa, fue director General de Obras Hidráulicas del Ministerio de Medio Ambiente.



■ **Javier Manterola Armisén**, Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, ha obtenido la Medalla de Honor a la Invención, correspondiente a 2006, otorgada por la Fundación García Cabrerizo. Es Catedrático de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid, y Académico de la Real Academia de Bellas Artes de San Fernando.



■ **Alfonso Orro Arcay**, Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos ha obtenido el III Premio Abertis por su trabajo de investigación "Modelos de elección discreta en transportes con coeficientes aleatorios", que constituye su Tesis Doctoral. Es profesor del Área de Ingeniería e Infraestructuras de los Transportes de la Universidad de A Coruña.



■ **Rosa María Arce Ruiz**, Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos ha sido nombrada directora de la Escuela de Organización Industrial (EOI), es profesora de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid.

Otorgado el Premio Internacional a la Innovación en Carreteras Juan Antonio Fernández del Campo

El trabajo titulado *Desarrollo de un nuevo procedimiento para la evaluación del comportamiento a fatiga de las mezclas bituminosas a partir de su caracterización en un ensayo a tracción* ha sido ganador de la primera edición del "Premio Internacional a la Innovación en Carreteras Juan Antonio Fernández del Campo", un certamen convocado por la Asociación Española de la Carretera (AEC).

El Jurado de este premio decidió por unanimidad otorgar el galardón a este estudio, del que son autores Félix Edmundo Pérez Jiménez, Rodrigo Miró Recasens, Adriana Haydée Martínez, Jesús Alonso Mota, Jorge Cepeda Aldape y Margarita

Rodríguez Cambeiro, integrantes del equipo de investigación del Laboratorio de Caminos del Departamento de Infraestructuras del Transporte y del Territorio de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Catalunya.

En el diseño del espesor y los materiales de las distintas capas que componen las mezclas bituminosas intervienen, fundamentalmente, el volumen y tipo de tráfico que transitará por la carretera. O, lo que es lo mismo, de la carga que habrá de soportar el pavimento. La investigación dirigida por el Catedrático Félix Edmundo Pérez trata de ofrecer "una visión

más clara del proceso de fatiga de las mezclas bituminosas, definiendo las características mecánicas que gobiernan en este fenómeno", en palabras de los autores.

El comportamiento del pavimento puede ensayarse en pistas en las que se reproducen situaciones reales de tráfico, o en laboratorio, mediante pruebas mucho más sencillas y de menor coste. La novedad del trabajo que ha sido distinguido con el Premio Internacional a la Innovación en carreteras *Juan Antonio Fernández del Campo* reside en que desarrolla un nuevo procedimiento de ensayo mediante probeta que permite obtener con gran precisión la Ley de Fatiga de una

mezcla-es decir, la fatiga acumulada por la mezcla bituminosa a lo largo de su vida debido a las cargas que soporta- a partir de su curva de rotura, esto es, el momento en que finaliza la vida útil del pavimento.

El conocimiento más preciso de estos parámetros colaborará en la definición con mayor exactitud del espesor de las capas del firme, con el consiguiente ahorro de coste que ello puede representar en las obras de construcción y conservación de carreteras.

Todos estos aspectos innovadores convierten *Desarrollo de un nuevo procedimiento para la evaluación del comportamiento a fatiga de las mezclas bituminosas a partir de su ca-*

X Convocatoria del Premio Internacional Puente de Alcántara



La Fundación San Benito de Alcántara convoca el Premio Internacional Puente de Alcántara en su X edición, que se otorgará de acuerdo con las siguientes bases:

1º Se establecen dos Premios del mismo orden e importancia

- Premio Internacional Puente de Alcántara para Iberoamérica

- Premio Internacional Puente de Alcántara para España y Portugal

Podrán optar a estos Premios las Obras Públicas (construcciones o conjunto de construcciones de Ingeniería Civil) finalizadas entre el 1 de enero de 2005 y el 31 de diciembre de 2006, respectivamente, en España, Portugal y los países del continente iberoamericano.

2º El Puente de Alcántara, símbolo universal de la importancia cultural y tecnológica de las obras públicas de todos los tiempos, se considera paradigma representativo de las características ideales de las obras a las que va dirigido este Premio que lleva su nombre.

El jurado estimará, por tanto, de forma fundamental, la importancia cultural, estética, funcional y social de las obras que se presenten al concurso, así como la calidad técnica de los proyectos y la perfección alcanzada en la ejecución de los mismos.

3º El Premio se otorgará conjuntamente a los promotores, proyectista y constructores de la Obra Pública elegida.

4º Podrán tomar la iniciativa para concursar a este Premio los promotores, proyectistas y constructores, así como las Instituciones relacionadas con la Ingeniería Civil, en España, Portugal y países del continente iberoamericano.

5º Los candidatos al Premio deberán enviar sus propuestas a la sede de la Fundación San Benito de Alcántara en Madrid, calle de Arequipa, 1 Planta 4º. 28043 Madrid, no más tarde del 31 de enero de 2007

6º En la documentación aneja a las propuestas presentadas, deberá incluirse:

- Motivación de la propuesta en formato Word.
- Ficha en formato Word, en la que consten todos los datos (dirección postal y electrónica, teléfono, etc.) que

racterización en un ensayo a tracción en una investigación pionera en el campo viario, pero además, los miembros del Jurado de este Premio han destacado el carácter internacional del equipo investigador, como demuestra el hecho de que sus integrantes procedan de universidades de España, México y Argentina.

Por otro lado, el Jurado ha otorgado también una Mención Especial al trabajo titulado *Síntesis de la investigación colombiana sobre caracterización de mezclas asfálticas utilizando desechos plásticos*, del que son autores Fredy Alberto Reyes Lizcano (grupo de investigación CECATA. Universidad Javeriana- Bogotá, Colombia) y Ana Sofía Figueroa Infante (grupo de investigación INDETEC. Universidad de La Salle- Bogotá, Colombia). ♦

aniversario

500 números de Vía Libre



Vía Libre, revista especializada en ferrocarriles y patrocinada por la Fundación de Ferrocarriles Españoles, acaba de publicar su número 500, tras más de 40 años de vida pública.

Queremos por ello felicitar a nuestros colegas y animarles a seguir con su magnífica revista, referencia del mundo ferroviario y en la que en numerosas ocasiones, nuestra ROP se apoya para noticias de su sector. ♦

identifiquen la obra y sus autores: promotor, proyectista y constructor, así como el presupuesto y el programa de ejecución.

- Memoria de ejecución en formato Word, en la que se recojan las características esenciales de la obra.
- Presentación en formato Power Point, con planos, fotografías y proceso de construcción en el que queden reflejados los pasos más importantes del proyecto.
- CD con fotografías en formato jpg, para su publicación en La Revista de Obras Públicas.
- La documentación presentada pasará a formar parte del archivo de la Fundación.

7º El jurado estará compuesto por representantes eminentes del mundo de la cultura y de la técnica de España, Portugal y los países del continente iberoamericano.

8º El jurado actuará colegiadamente y tomará sus acuerdos por mayoría de votos. Es caso de empate en la segunda vuelta, el Presidente podrá utilizar su voto de calidad.

9º Corresponde al Jurado la interpretación de las presentes bases y la resolución de cuantas cuestiones puedan presentarse en la adjudicación del Premio.

10º Las decisiones del Jurado serán inapelables y el Premio no podrá declararse desierto. ♦

Premios Nacionales de Ingeniería Civil del Ministerio de Fomento



Estación de Lieja-Guillemins (Bélgica).

El premio Nacional de Ingeniería Civil del Ministerio de Fomento fue creado en agosto de 2001 y modificado en 2004 para posibilitar su adjudicación a profesiones distintas a las de ingeniero, para recompensar y reconocer la meritoria labor de un profesional cuya aportación a la ingeniería civil aplicada a las infraestructuras de transporte haya puesto de relieve los aspectos sociales, económicos, estéticos y tecnológicos de dicha actividad.

Hasta la fecha, los galardonados con esta suerte de Oscar de la ingeniería civil española han sido, siguiendo un orden cronológico, los siguientes:

Javier Manterola Amisén. Ingeniero de Caminos. Premiado en la edición 2001 "por el conjunto de su obra, como profesor y proyectista y, en particular, por sus realizaciones estructurales", entre las que destacan diversos puentes.

Pedro Suárez Bores. Ingeniero de Caminos. Galardonado en 2002 "por su aportación a la ingeniería de puertos y costas, a través de sus trabajos y estu-

dios sobre la morfología del litoral y su gestión, el oleaje y las corrientes, a las que ha sabido añadir facetas de innovación tecnológica que le convierten en un pionero mundial en las redes exteriores de prevención de oleaje, en la clasificación y formulación de playas y el análisis multivariado para cálculos marinos".

Enrique Balaguer Camphuis. Ingeniero de Caminos. Premiado en 2003 "en reconocimiento a su brillante trayectoria profesional, especialmente vinculada al mundo de la carretera", donde destaca el diseño y la ejecución del I Plan de Carreteras, que transformó la España de los dos carriles en la España de las calzadas separadas. En esta edición se otorgó el premio de honor a título póstumo a **José Antonio Fernández Ordóñez**, "en atención a los méritos de toda una vida como maestro de ingenieros y su relevancia en el sector de los prefabricados.

Clemente Sáenz Ridruejo. Ingeniero de Caminos y Geólogo, ya fallecido. Se le galardonó en la edición de 2004 "por haber

dejado su impronta en buena parte del patrimonio español de las obras públicas de las últimas décadas", sobre todo en la relacionado con el transporte, las obras hidráulicas y el medio ambiente.

En el año 2005, el premio ha recaído en **Santiago Calatrava**. Está reconocido a escala mundial por un estilo arquitectónico único en el que combina la vertiente técnica del arquitecto e ingeniero y la vertiente artística del escultor y el pintor, facetas, que provienen de una completa formación académica, para hacer realidad originales proyectos que buscan la belleza, el equilibrio, la fantasía y la espectacularidad, en los que la estructura cobra todo su protagonismo. Obras tan monumentales como la Ciudad de las Artes y las Ciencias de Valencia, la cubierta del estadio Olímpico de Atenas y su complejo anejo, el Museo del Arte de Milwaukee, el edificio Turning Torso de Malmö, los auditorios de Tenerife y Valencia o proyectos futuros como la torre Fordham Spire de Chicago-será el techo de Estados Unidos-o los tres rascacielos de la ciudad del Turia son algunos de los ejemplos de este particular estilo que ha consagrado a su autor entre los grandes de la arquitectura contemporánea.

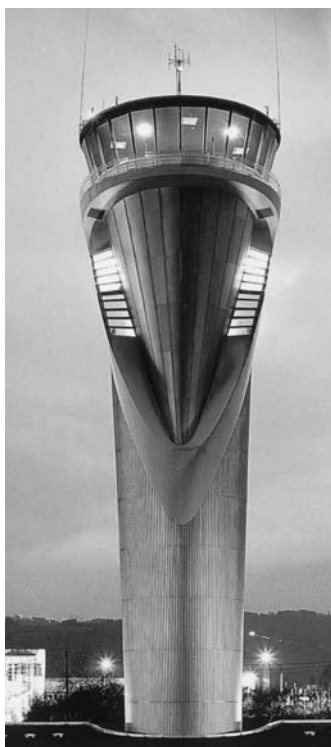
En su abultada producción brillan tres puentes: el Alamillo (Sevilla), sobre el Támesis (Londres) y el Lusitana (Mérida). El puente del Alamillo (1992), que lleva asociado un viaducto-La Cartuja-sobre el río Guadalquivir, es el primer puente sustentado por cables en el que la plataforma se equilibra con el peso de la torre inclinada hacia atrás, y en el que se refleja la idea del autor sobre la tensión dinámica de las estructuras.



Estación intermodal de Oriente en Lisboa (Portugal).

El de mayores dimensiones (360 metros de longitud) de toda la producción de Calatrava es el puente sobre el Támesis (1990), una nueva puerta a la ciudad de Londres diseñada para reducir la congestión del tráfico. Aquí el creador ofrece otro ensayo magistral de dise-

ño estructural: la larga calzada está atravesada en el tramo central por un arco rebajado de acero que separa los carriles y completa la propia curvatura apoyándose sobre soportes. Aún más vistoso es el puente Lusitana (1991), en Mérida, una estructura tripartita de 465 metros de longitud dotada en su parte central de un arco de acero parabólico de 34 metros de altura y 200 metros de luz que contrasta con la presencia, aguas arriba, de un puente romano de 2.000 años de antigüedad.



Torre de control del aeropuerto de Sondika (Bilbao).

Un repaso por la producción de Calatrava en este campo quedaría incompleto sin citar estructuras tan singulares como las de Bach de Roda (Barcelona, 1987, el primer puente con arcos de acero sobre pilotes), 9 de Octubre (1989) dos puentes gemelos sobre el viejo cauce del río Turia) y La Alameda (1995, de arco tirante) en Valencia; o las pasarelas peatonales de arco tirante de Campo Volantín en Bilbao (1990), Ripio (1991) y Ondárroa (1995). En el exterior destacan, entre otros, los puentes Europa en Orleáns (2000), James Joyce en Dublín(2003) o los tres atirantados sobre el canal holandés Hoofdvart (2004); y las pasarelas de Oudry-Mesly en Créteil (1988), Trinity en Manchester (1995, atirantado), de la Mujer en Buenos Aires (2001, rotatoria) y Sundial en Redding (Estados Unidos, 2004). En ejecución está actualmente el puente Serrería en Valencia (2006), el puente sobre Trinity (Dallas, EE.UU, de arco, que terminará en 2008), el cuarto puente sobre el Gran Canal, en Venecia, y tres puentes en Reggio Emilia, además de otros en Jerusalén y Dublín. ♦

Premio de la federación Internacional del Hormigón al Dique de Mónaco construido por empresas españolas

La Federación Internacional del Hormigón, con sede en Lausana, Suiza, ha concedido el prestigioso premio a la estructura de hormigón más sobresaliente del año 2006 a la obra del dique flotante del puerto de Mónaco, construido por Dragados y FCC.

El dique, que lleva un año de operación, ha cumplido cabalmente las expectativas de funcionalidad, estabilidad y resistencia previstas en el proyecto y se ha convertido en un atractivo más del singular enclave que representa el Principado. ♦