

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 3.460 • Año 152 • Noviembre 2005



Editorial

5

Las series largas en la pluviometría española
[Long series in Spanish rainfall records]

Ciencia y Técnica de la Ingeniería Civil



7-32

Los Túneles de Pajares
[The Pajares Tunnels]
Raúl Míguez Bailo

33-40

Fluctuaciones pluviométricas en la
Península Ibérica desde el año 1856 y su
repercusión en los Planes Hidrológicos
[Rainfall oscillations in the Iberian
Peninsula since 1856 and
their implication on Spanish Water Plans]
José Ramón Témez Peláez



41-54

Arquitectos e Ingenieros.
Historia de una relación
[Architects and Engineers.
The history of a relation]
Leonardo Fernández Troyano

55-62

Pruebas de carga de puentes
de hormigón de carretera
[Load tests on concrete road bridges]
Ramón del Cuvillo Jiménez

Secciones

Actividad del Ingeniero63
La ROP hace 150 años67
La ROP hace 100 años67
La ROP hace 50 años71
Informaciones [páginas amarillas]83

Obra de Actualidad

75-82

Autopista de peaje AP-36 Ocaña-La Roda
y Autovía libre de peaje A-43 Tramo
N-301 al enlace de la A-3 y la A-31
(Atalaya del Cañavate)
[AP-36 Toll Motorway, Ocaña-La Roda, and
A-43 Freeway Section N-301 at junction
with A-3 and A-31 (Atalaya del Cañavate)]
Manuel de Oña Esteban,
Miguel Ángel Alonso López



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 enero de 2006.

DIRECCIÓN

Director:
Juan Antonio Becerril Bustamante

Secretaria General:
Mónica Baeza Ochoa de Ocariz

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:

Graffset 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

Íñigo Losada Rodríguez

Julio Martínez Calzón

Juan Manuel Morón García

Edelmiro Rúa Álvarez

Clemente Saenz Ridruejo

Florentino Santos García

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 Armisén

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

Mónica Baeza Ochoa de Ocariz

Juan Antonio Becerril Bustamante

Francisco Esteban Rodríguez-Sedano

Rafael Izquierdo de Bartolomé

Juan Rodríguez de la Rúa

Las series largas en la pluviometría española

Publicamos en este número de la ROP un artículo del que es autor uno de los principales expertos españoles en temas hidrológicos. En él se desarrolla un interesante estudio sobre la amplia perspectiva histórica de la pluviometría en la Península Ibérica, poniendo en entredicho la verosimilitud de las afirmaciones, al uso, que aducen como pruebas de la existencia de un cambio climático antrópico la intensidad y la reiteración de las sequías registradas en el último cuarto de siglo, siendo calificadas como "fenómenos nunca vistos". En realidad tales afirmaciones, reiteradas en medios de comunicación e incluso en algunas publicaciones técnicas, se sustentan en series de datos con un número inferior a los 65 años, que estimamos insuficientes como para ser defendidas con absoluto rigor.

Las medidas de lluvia en España tienen una antigüedad de dos siglos, lo que sitúa a nuestro país a la cabeza de aquellos que disponen de estos registros suficientemente contrastados y homogéneos desde mediados del siglo XIX, estando amparados por una extensa red de estaciones pluviométricas.

Así, se puede comprobar, por ejemplo, que el severo período de escasez de los años 1980-1995, cálidos y con una emisión significativa de gases contaminantes a la atmósfera, es réplica de otro análogo ocurrido en los años 1867-1879, que fueron fríos y sin gases.

La reciente y cruel sequía que va de septiembre del 2004 a agosto de 2005, el año más seco de la historia de registros en Madrid, es también comparable, tomando la serie larga de datos, a la que corresponde al año agrícola 1882-1883, años fríos en los que todavía no existía emisión de gases y que constituye el segundo lugar en la referida serie.

No podemos por menos de referirnos al interesante trabajo que con escasez de medios llevó a cabo Horacio Bentabol a finales del siglo XIX en el que incluyó la "Reseña de los mayores trastornos climatológicos ocurridos en España", y en el que recogió, entonces, períodos tan expresivos como la sequía del Guadalquivir en Sevilla en 1682 y la riada del mismo río en aquel lugar a partir de diciembre de dicho año. O la sequía en toda España de los años 1749 a 1754, produciéndose a finales de éste riadas por todas partes, especialmente en Andalucía.

Las fases de escasez y abundancia se han producido en España tanto en épocas antiguas frías y sin emisión de gases como en cálidas y con alto nivel de contaminación. No negamos que pueda haber en la actualidad un cambio climático de origen antrópico, pero, parece recomendable tener presente esas series largas pluviométricas de las que, afortunadamente disponemos, y preguntarnos, al mismo tiempo, por qué, en los Planes Hidrológicos sobre los que tanto discutimos, se han utilizado, exclusivamente, los datos del período 1940-1995.

Todavía tenemos mucho que trabajar para llegar a conclusiones que podrían ser precipitadas y que tienen un cierto matiz de improvisadas. Estudiemos las series largas. ♦

Los Túneles de Pajares

The Pajares Tunnels

Raúl Míguez Bailo. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Gerente y Director de Obras. Túneles de Pajares. Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF). rmiguez@adif.es

Resumen: Los túneles de Pajares, que forman parte de una actuación de mayor ámbito denominada "Variante ferroviaria de Pajares", permitirán el paso a través de la Cordillera Cantábrica mediante dos túneles de base que van a constituir la infraestructura básica de la nueva Línea de Alta Velocidad León-Asturias. Este proyecto reducirá la longitud de recorrido existente en la actualidad de 83 a 50 kilómetros, pasando a disponer de doble vía en todo el trazado de la Variante, en lugar de la vía sencilla que existe actualmente. Los túneles de Pajares se componen de dos tubos paralelos, con una longitud de 24,9 kilómetros cada uno de ellos y un diámetro interior libre de 8,50 metros, diseñado para velocidades superiores a 250 km/h. La ejecución del túnel se ha dividido en 4 lotes, cuyas características principales se resumen en el presente artículo.

Palabras Clave: Pajares, Alta Velocidad, Túnel, Escudo, Hormigón de Alta Resistencia

Abstract: Pajares Tunnels form the basic infrastructure on the León-Asturias High Speed Railway Connection and it is a section of the "Variante de Pajares", a bigger project for taking this route under the major natural obstacle on the line: the Cantábrica mountain range. This project will reduce the length of the railway connection across the range from 83 to 50 km. Besides, it will allow having double track line instead the one of the current situation. Pajares Tunnel consists on two parallel single track tubes, with a length of 24.9 km and 8.50 m interior free diameter, in a circular section. It was designed to allow speeds over 250 km/h. Its construction has been divided in four contracts; Main characteristic of every one are shown in this report.

Keywords: Pajares, High Speed, Tunnel, Shield TBM, High Strength Concrete

1. Antecedentes

El 14 de agosto de 1884 quedaba concluida una de las obras de ingeniería más relevante e importante del siglo XIX en nuestro país: la construcción del tramo final del enlace ferroviario entre Asturias y la Meseta (tramo Busdongo – Puente de los Fierros). Desde entonces hasta la fecha de inicio de las obras de la nueva variante ferroviaria han transcurrido 120 años aproximadamente. Los trabajos de ejecución de la actual línea León-Oviedo, entre La Robla y Pola de Lena (ambas localidades quedarán enlazadas con la nueva variante ferroviaria de alta velocidad de Pajares), fueron finalizando de este modo:

- La Robla-La Pola de Gordón (8,10 km)
1 de agosto de 1868
- La Pola de Gordón-Busdongo (19,91 km)
23 de mayo de 1872
- Pola de Lena-Puente de los Fierros (12,20 km)
15 de mayo de 1881

1. Background

One of the most relevant and important engineering works to be carried out in 19th century Spain was completed on 14 August 1884 on the termination of the final section of the rail link between Asturias and the Meseta (section running from Busdongo to Puente de los Fierros) and it was necessary to wait a further 120 years before work began on the new railway link. The original work between La Robla and Pola de Lena (both towns now being linked up to the Pajares high speed line) on the current Leon-Oviedo line was completed as follows:

- La Robla - La Pola de Gordon (8.10 km)
1 August 1868
- La Pola de Gordon - Busdongo (19.91 km)
23 May 1872
- Pola de Lena – Puente de los Fierros (12.20 km)
15 May 1881

- Busdongo-Puente de los Fierros (42, 78 km)
14 de agosto de 1884

En la actualidad, el criterio de optimización de la inversión pública ha llevado a la conclusión de que la nueva LAV a Asturias debe comenzarse por el tramo con mayor plazo de ejecución y de mayor dificultad: los túneles de base entre La Pola de Gordón y Telleo (municipio de Lena). De esta forma se pretende concluir la ejecución de todos los tramos de plataforma de la nueva variante (los túneles de base y los accesos a los mismos desde La Robla y Pola de Lena) al mismo tiempo.

El viaje administrativo hacia los túneles de base de la cordillera Cantábrica se inicia el 4 de marzo de 1994, con la aprobación del Plan Director de Infraestructuras 1993-2007, en el que se incluye en su capítulo de actuaciones complementarias la mejora de la línea León-Gijón en su tramo La Robla-Pola de Lena (Variante de Pajares), emplazando el comienzo de los proyectos para este tramo a la finalización del eje Madrid-Valladolid.

El impulso definitivo para este proyecto llega en 1997, mediante la ley 47/1997, cuyo artículo único da a la Variante ferroviaria de Pajares “la mayor prioridad en su fecha de ejecución, configurando así el corredor Madrid-Oviedo como línea ferroviaria de velocidad alta”. Esta ley sienta las bases para el inicio de las fases de estudios necesarios de cara a la elaboración de un proyecto constructivo para la ejecución de la obra. Los sucesivos pasos seguidos desde aquel momento se resumen como sigue:

- Redacción del “Estudio Informativo del proyecto del nuevo acceso ferroviario a Asturias. Variante de Pajares”, convocado mediante concurso público el 5 de julio de 1997.
- Evaluación de Impacto Ambiental, remitida a la Dirección General de Calidad y Evaluación Ambiental el 13 de julio de 1998.
- Inicio del proceso de información oficial y pública, el 24 de febrero de 1999, tras la aprobación técnica del Estudio Informativo.
- Inicio de la campaña de estudios geotécnicos para analizar la viabilidad ambiental de la obra y ampliar el nivel de definición de los procesos constructivos: “Estudios geotécnicos de la Línea de Alta Velocidad León-Gijón. Variante ferroviaria de Pajares. Fase A: Túnel de Base”
- Encomienda de gestión a favor del Gestor de Infraestructuras Ferroviarias (GIF) mediante Resolución de la Secretaría de Estado de Infraestructuras de 8 de noviembre de 2001
- Declaración de Impacto Ambiental sobre el Estudio Informativo, emitida mediante resolución el 17 de mayo de 2002, una vez recogidas todas las alegaciones del

- Busdongo – Puente de los Fierros (42.78 km)
14 August 1884

Modern-day criteria to optimise public investment has led to the decision that the work on the new high speed line to Asturias should begin with the most complicated section and that requiring the longest construction period. This referring to the base tunnels between La Pola de Gordon and Telleo (in the Lena municipality). In this way it is intended that all the sections of the new line (base tunnels and approaches to the same from La Robla and Pola de Lena) will be completed at the same time.

The administrative footwork leading up to the project of the base tunnels in the Cantabrian Cordillera began on 4 March 1994 with the approval of the Infrastructure Administration Plan 1993-2007. The supplementary activities considered in this plan included improvements to the Leon-Gijon line on the section between La Robla – Pola de Lena (Pajares Line) with work being due to start once the Madrid – Valladolid connection had been completed.

The final impetus for this project came in 1997 with the passing of law 47/1997 which gave the Pajares railway tunnel “utmost priority with regards to construction date in order to establish the Madrid-Oviedo corridor as a high speed railway line”. This law established the procedure for the start of the study phases necessary to prepare the construction project for the work. The ensuing stages followed from this time on may be summarised as follows:

- *Drafting of the “Informative Study for the project of a new railway link to Asturias. Pajares Tunnel”, put out to public tender on 5 July 1997.*
- *Environmental Impact Assessment remitted to the Department of Environmental Assessment and Quality on 13 July 1998.*
- *Start of official and public information process on 24 February 1999, on the technical approval of the Informative Study.*
- *Start of geotechnical studies to assess the environmental viability of the works and to broaden the definition of construction procedures: “Geotechnical studies of the Gijon-Leon High-Speed Railway line. Pajares railway tunnel. Stage A: Base Tunnel”.*
- *Administration entrusted to the Railway Infrastructure Management (GIF) by Resolution of the Secretary of State for Infrastructures on 8 November 2001*
- *Environmental Impact Statement on the Informative Study, issued by resolution of 17 May 2002, once all claims had been received from the public information*

proceso de información pública. Dicha declaración establece la viabilidad ambiental del proyecto del Estudio Informativo (alternativa 2 con PAET en La Robla)

- Aprobación definitiva del Estudio Informativo, con fecha 19 de octubre de 2002, dando fin al trámite administrativo previsto en la Ley de Ordenación del Transporte Terrestre (LOTT) así como al proceso ambiental previo a la fase de Proyecto.
- Redacción del "PROYECTO BÁSICO. LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD LEÓN-ASTURIAS. TRAMO: TÚNELES DE PAJARES", adjudicado a la U.T.E. INECO-GEOCONSULT. Este proyecto desarrolla la denominada Alternativa 2, dividiendo la ejecución de los túneles en 4 partes o lotes, y recoge el condicionamiento de la Declaración de Impacto Ambiental. La Secretaría de Estado de Infraestructuras aprobó el proyecto mediante Resolución de fecha 29 de enero de 2003.
- Adjudicación de los contratos de PROYECTO Y OBRA DE PLATAFORMA DE LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD LEÓN-ASTURIAS. TRAMO: TÚNELES DE PAJARES. LOTES 1, 2, 3 Y 4 a las siguientes empresas

- LOTE 1: U.T.E. FCC CONSTRUCCIÓN, SA Y NECSO ENTRECANALES CUBIERTAS, SA.
- LOTE 2: U.T.E. DRAGADOS OBRAS Y PROYECTOS, SA Y OBRAS SUBTERRÁNEAS, SA.
- LOTE 3: U.T.E. FERROVIAL, SACYR Y CAVOSA.
- LOTE 4: U.T.E. AZVI, CONSTRUCTORA HISPÁNICA, COPCISA Y FERNÁNDEZ CONSTRUCTORES.

- Redacción y aprobación de los Proyectos Constructivos de cada uno de los lotes en que se divide la obra. Las fechas de inicio de cada uno de ellos varían entre los meses de marzo y agosto de 2004.
- Con fecha 31 de diciembre de 2004, se produce la subrogación de todos los contratos del GIF en el Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF).
- Con fecha 15 de julio de 2005 se aprueba el Plan Estratégico de Infraestructuras del Transporte, donde queda incluida la Variante ferroviaria de Pajares como nueva línea de altas prestaciones con tráfico mixto.

Los Túneles de Base se enmarcan dentro de una obra de mayor amplitud denominada Variante ferroviaria de Pajares, que discurre entre los municipios de La Robla y Pola de Lena y cuyo objeto principal es eliminar el punto singular que supone la actual rampa ferroviaria de Pajares. Tres son los principales condicionantes que se dan en dicho punto:

- El tramo actual entre La Robla y Pola de Lena tiene una longitud de 83 km, con 85 túneles ejecutados en el período 1868-1884 que suman 28 km de longitud.

process. The said statement considered the project established in the Informative Study to be environmentally viable (alternative 2 with passing and siding point at La Robla).

- Final approval of the Informative Study on 19 October 2002, which completed the administrative process established by the Land Transport Organization Act (LOTT) and the environmental procedure prior to the Design stage.
- Preparation of the "DRAFT PROJECT. HIGH SPEED RAIL LINE LEON-ASTURIAS. SECTION: PAJARES TUNNELS", awarded to the joint venture INECO-GEOCONSULT. This project covers the section established as "Alternative 2", with tunnel work being divided into 4 sections or contracts and includes the conditions established by the Environmental Impact Statement. The Secretary of State for Infrastructures approved the project by Resolution of 29 January 2003.
- Awarding of contracts for the PROJECT AND WORK OF THE LEON-ASTURIAS HIGH SPEED RAILWAY LINE. SECTION: PAJARES TUNNELS. CONTRACTS 1, 2, 3 & 4 to the following companies:

- CONTRACT 1: Joint Venture FCC CONSTRUCCIÓN, SA and NECSO ENTRECANALES CUBIERTAS, SA.
- CONTRACT 2: Joint Venture DRAGADOS OBRAS Y PROYECTOS, SA and OBRAS SUBTERRÁNEAS, SA.
- CONTRACT 3: Joint Venture FERROVIAL, SACYR and CAVOSA.
- CONTRACT 4: Joint Venture AZVI, CONSTRUCTORA HISPÁNICA, COPCISA and FERNÁNDEZ CONSTRUCTORES.

- Draft and approval of the Construction Projects of each of the contracts forming the work. The start dates for each contract ranged from March and April 2004.
- On 31 December all GIF contracts are taken over by the Railway Infrastructure Administration Board (ADIF).
- On 15 July 2005 the Strategic Plan for Transport Infrastructures is approved, including the Pajares tunnel bypass as a new high performance line with combined traffic.

The base tunnels are set within more wide-ranging works, referred to as the Pajares rail by-pass running between the towns of La Robla and Pobra de Lena and which primarily aim to eliminate the current railway line over the Pajares pass. The three main conditions regarding this section are as follows:

- The current track between La Robla and Pobra de Lena is 83 km long and has 85 tunnels built between 1868 and 1884 which extend over 28 km.

- Se trata de un tramo en vía única, con radios de 300 m y una velocidad comercial de 60 km/h.
- El mantenimiento de la vialidad invernal de este tramo, así como las obras de conservación necesarias en los túneles, suponen un volumen de inversión periódica muy importante.

El nuevo trazado, diseñado para velocidades superiores a los 250 km/h, es fundamental para la mejora de la conexión de Asturias con el centro de la Península y supondrá un gran ahorro en los tiempos de viaje, lo que previsiblemente hará más atractivo el transporte ferroviario frente al transporte por carretera.

2. Los proyectos constructivos de los túneles de Pajares

2.1. Esquema general de la solución constructiva

Frente a las soluciones más tradicionales manejadas hasta la fecha en los túneles en macizos rocosos españoles, los túneles de base de Pajares se aproximan a la filosofía de los túneles de base alpinos, puesto que constituyen un auténtico entramado de obras subterráneas además de los 2 tubos principales que configurarán el trazado de la Línea de Alta Velocidad a Asturias.

En figura 2 se muestra la configuración definida en los Túneles de Base.

Como puede observarse en la figura 4, se realizarán 6 ataques para la ejecución de los túneles, 5 de ellos mediante el empleo de equipos de excavación mecanizada a sección completa (T.B.M. en sus siglas en inglés, "Tunnel Boring Machine") cuyas características se detallarán en uno de los apartados posteriores, y el último, mediante el empleo de los denominados métodos convencionales.

Atendiendo a la división realizada por lotes, el reparto de las obras a ejecutar queda como sigue:

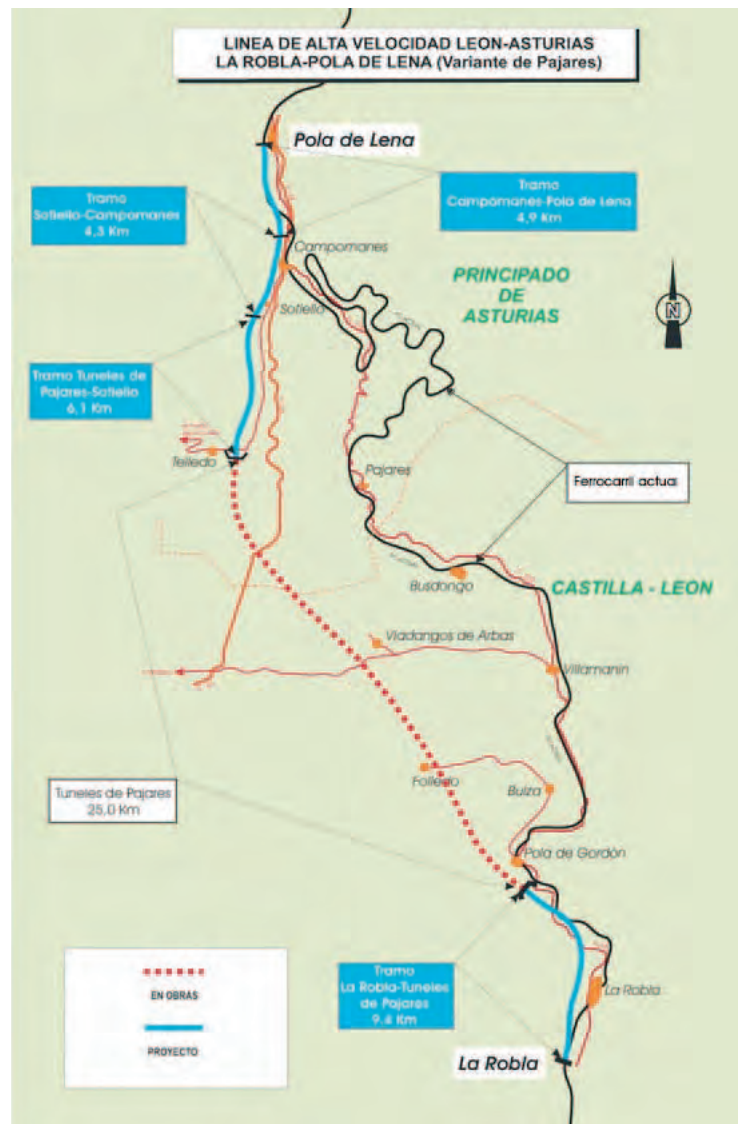


Fig. 1. Mapa de situación de los túneles de Pajares/Location of Pajares tunnels.

- The section is single track with radii of 300 m and commercial speeds of 60 kph.
- The maintenance of this section of the track over the winter together with the tunnel maintenance work requires very high funding.

The new railway alignment, designed for speeds of 250 kph is essential for improved connections between Asturias and the rest of Spain and will lead to huge savings in travel times. This will presumably make rail transport more attractive than traditional road transport.

2. The Construction Projects of the Pajares Tunnels

2.1. General construction arrangement

As opposed to the more traditional solutions employed in tunnels through rock massifs in Spain, the Pajares base tunnels come closer to the philosophy used in Alpine

tunnels and the Asturias high speed link up forms a complete network of underground works in addition to the 2 main tubes.

The following diagram shows the established layout for the base tunnels:

From the figure 2 it may be seen that 6 tunnel drives are required, 5 of which being bored by TBM as referred to later on, and the final approach being made by conventional methods.

The work to be carried out in each contract is as follows:

CONTRACT 1

The section running 10.7 km from the south portal of the main tunnels, located in the vicinity of La Pola de Gordon (province of Leon), to a point set in the



LOTE 1

Ejecutará el tramo comprendido entre la boca sur de los túneles principales, ubicada en las proximidades de La Pola de Gordón (León), y el punto kilométrico 10,7 de los mismos, ubicado en la vertical de la Sierra del Rozo, elevación montañosa que separa los valles de Follo y Viadangos (provincia de León).

Para conseguir lo anterior, se ha dividido este tramo en 2 zonas, atendiendo a los métodos constructivos a utilizar en las mismas. De esta forma, los primeros 7,7 kilómetros de los túneles se ejecutarán con dos tuneladoras que partirán desde la boca sur, mientras que los 2,7 kilómetros finales se ejecutarán mediante el empleo de métodos convencionales. Para asegurar el cumplimiento de los plazos establecidos, se ejecuta una galería de acceso al tramo de métodos convencionales de 2 kilómetros de longitud, que parte desde la localidad de Follo (León) y, con una pendiente del 13 %, entronca con el trazado de los tubos principales en el punto kilométrico 7,7 de estos últimos. Esta galería comenzó a ejecutarse al poco tiempo de iniciarse la obra, de forma que mientras se están fabricando las tuneladoras se va avanzando hacia el entronque con los tubos principales. En la actualidad se han completado 1.850 metros de dicha galería. En el entronque de la galería con los tubos principales, se ejecutará una caverna destinada a posibilitar el desmontaje de las 2 tuneladoras que llegarán hasta dicho punto desde la boca sur (La Pola de Gordón).

Por último, se ejecutarán galerías transversales de conexión entre los túneles principales cada 400 metros. Es-

Fig. 2. División en lotes de los Túneles de Pajares/Contract sub-division of the Pajares tunnels.

vertical of the Sierra del Rozo, a mountain range dividing the Follo and Viadangos valleys (province of León).

The work requires the division of the section into 2 zones in accordance with the construction methods employed. The first 7.7 kilometres of the tunnels are to be bored with two TBMs which will perforate from the south portal, while the final 2.7 kilometres will be built by "conventional method". In order to meet the established schedules, a 2 km access adit is to be built by conventional means from Follo (León) at a gradient of 13% which will join the main tubes at the 7.7 km point. Work on this access adit was to begin shortly after the starting of work and while the TBMs were being assembled and, in this way, advance until meeting the main tubes. 1,850 metre of the access adit have been constructed to date. A cavern will be built at the junction between the adit and the main tunnels in order to allow the disassembly of the 2 TBMs which will reach this point from the south portal (La Pola de Gordon).

41.50 m long cross connections are to be built every 400 metres between the main tunnels. Plant rooms will be built in every second connection gallery to hold operational and maintenance equipment as well as safety systems for the tunnels.

CONTRACT 2

The central section of the base tunnels formed by two 3.9 km tubes which will both be driven by the

tas galerías tendrán una longitud de 41,50 metros cada una de ellas. En una de cada dos galerías se ejecutará un cuarto técnico destinado a albergar los equipamientos para la explotación, mantenimiento y sistemas de seguridad de los túneles.

LOTE 2

Ejecutará el tramo central de los Túneles de Base, es decir, de los dos tubos de la Línea de Alta Velocidad, con una longitud de 3,9 kilómetros cada uno de ellos. Ambos túneles se ejecutarán con la misma tuneladora. Para acceder al tramo central, la tuneladora ejecutará una galería de 5,5 kilómetros de longitud con un 6,13 % de pendiente. El emboquille de esta galería se encuentra ubicado en la localidad de Buiza, muy próximo al punto de arranque de la galería por métodos convencionales que ejecuta el Lote 1.

Debido a que es la misma máquina la que horadará los dos tubos paralelos, será necesario realizar dos montajes completos de la tuneladora en la obra. El primero de ellos se realizará en el exterior, en el emboquille de ataque de la galería. La máquina ejecutará la galería y el primero de los túneles, y en el final de dicho túnel se procederá al primer desmontaje, realizando una sobre-excavación y dejando perdido el escudo de protección. Simultáneamente a la excavación de ese primer túnel se estará ejecutando una gran caverna en la zona de entronque de la galería con los tubos principales, para que en su interior se pueda realizar el segundo montaje de la máquina de cara a la excavación del segundo tubo.

Además de todo lo anterior, se ejecutarán galerías transversales de conexión entre los túneles principales cada 400 metros, con sus correspondientes cuartos técnicos. Asimismo, se ejecutará un puesto de parada preferente adyacente a la caverna para el montaje de la tuneladora. Este puesto de parada preferente tendrá una longitud aproximada de 400 m, y constará de un tercer tubo situado entre los túneles principales, de menor sección que éstos, y conectado con los mismos a través de galerías transversales cada 25 metros (ver figura 3). También estará conectado con la galería de acceso, lo que permitiría, en caso de necesidad, la evacuación a través de dicha galería de todos los pasajeros de una composición que hubiese sido detenida en dicho punto por cualquier motivo.

A todo este complejo de obras subterráneas que debe ejecutar el lote 2 se deben añadir dos puestos internos de banalización, que conectarán los tubos principales entre sí permitiendo el paso de trenes de un túnel a otro con unas velocidades por desviada de 100 km/h y 70 km/h (primer y segundo puesto de banalización). La longitud aproximada de dichas conexiones es de 300 m cada una de ellas.

same TBM. This central section will be approached by a 5.5 km long access adit with a 6.13% gradient. The entrance of this access tunnel is located at Buiza very close to the starting point of the gallery built by conventional means under contract 1.

As the same TBM will bore both parallel tubes it will be necessary to completely assemble the TBM on two occasions. The first assembly will be made outside the tunnel at the portal of the access adit. The TBM will bore the access adit and the first of the tunnels and will then be disassembled at the end of the same, by making an additional drive and leaving the protection shield. While this first tunnel is being drilled, a large cavern will be built at the junction between the access adit and the main tubes to allow the second assembly of the TBM prior to the boring of the second tunnel.

Prior to this, cross connecting galleries will be built between the tunnels every 400 metres with their corresponding maintenance and equipment rooms. A preferential stop area will also be built next to the cavern to allow the assembly of the TBM. This preferential stop area will be approximately 400 m long and will form a third, though smaller diameter, tube set within the main tunnels and connected to the same by a network of cross galleries set every 25 metres (see fig. 3). This will also connect with the access tunnel thereby enabling the ready evacuation of passengers out of the tunnel in the case of emergency and when a train has stopped at this point for any reason.

In addition to all these underground works forming contract 2 it is necessary to add two reversible working areas which will connect with the main tubes and allow trains to be directed from one tunnel to its twin at diversion speeds of 100 kph and 70 kph (first and second reversible working area respectively). These connections will be approximately 300 m long.

CONTRACT 3

Contract 3 includes the 10.4 km driving of the east tunnel section between Viadongos and Telledo, with the portal set on the Asturian side of the cordillera. A single shield TBM will be employed throughout almost the entire length with the exception of the first few metres of the tunnel which will be bored by conventional means.

This contract also includes the movement of all excavated material and the portal preparation work as well as a platform for the assembly of the two TBMs working from this portal (contracts 3 and

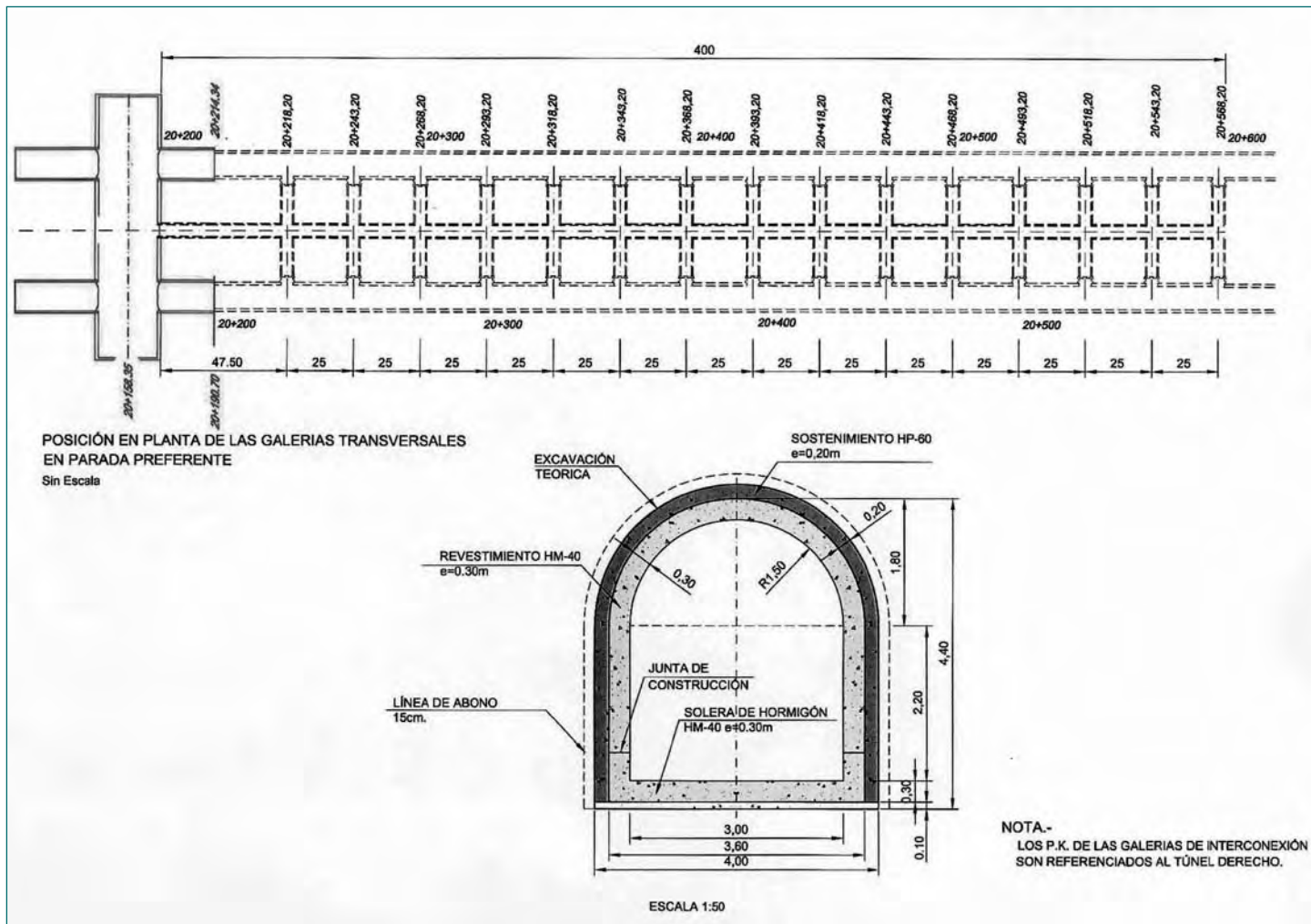


Fig. 3. Plano de planta de la parada preferente/Plan and section of the preferential stop.

LOTE 3

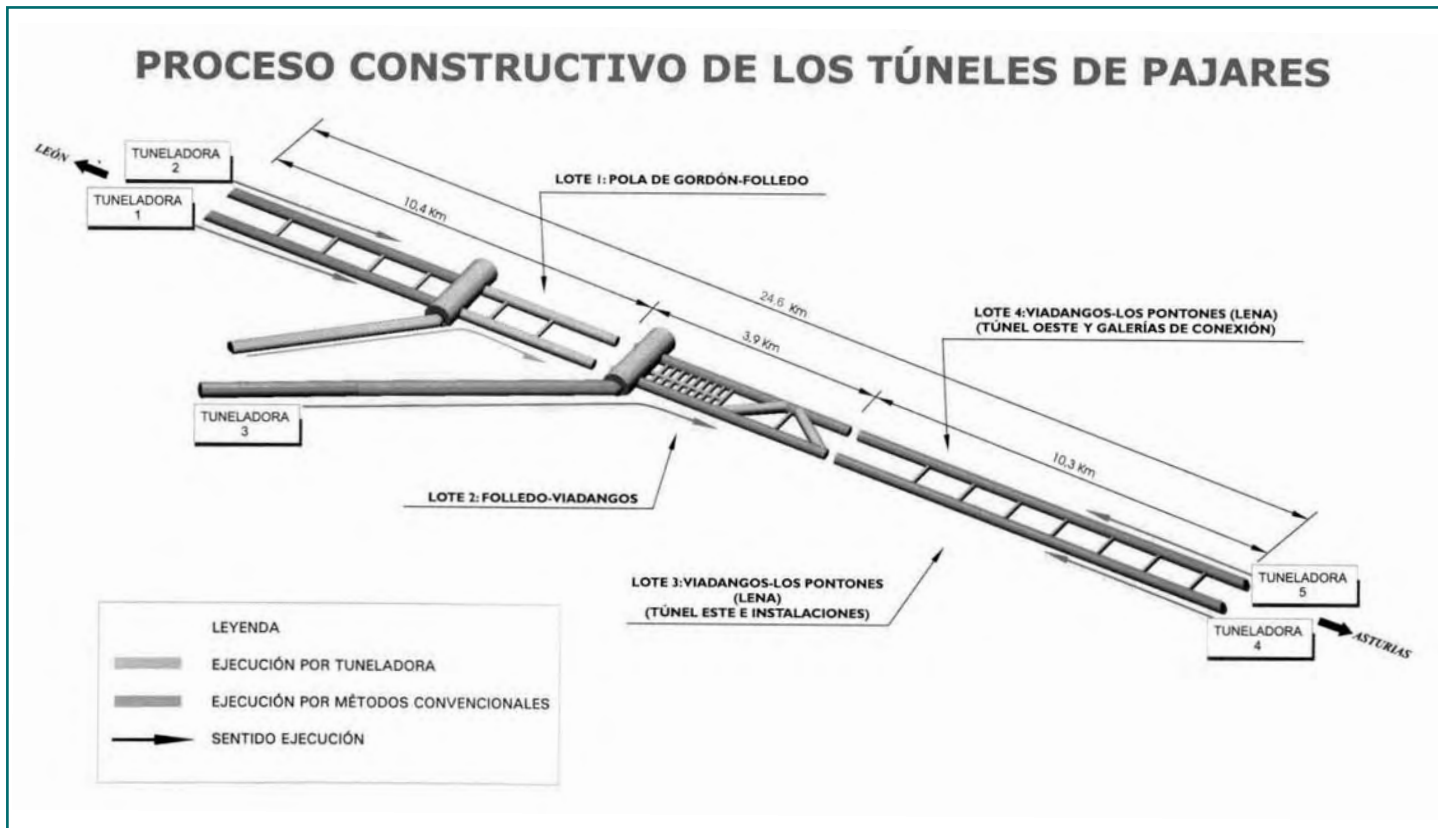
El lote 3 está encargado de ejecutar uno de los tubos (tubo Este) del tramo entre Viadangos y Telledo, de 10,4 km de longitud, y cuyo emboquille se sitúa en la vertiente asturiana de la cordillera. Se empleará a tal fin una tuneladora simple escudo que ejecutará la práctica totalidad de la longitud, excepción hecha de los primeros metros de excavación en los que se emplearán métodos convencionales.

Este lote debe ejecutar también todo el movimiento de tierras de la excavación y de los trabajos de acondicionamiento del emboquille, así como la plataforma de obra donde se montarán las dos tuneladoras que parten desde esta boca (lotes 3 y 4). Asimismo, debe montar la cinta de extracción que llevará el material de excavación desde la boca de los túneles hasta el depósito controlado de residuos inertes de La Cortina, ubicado al pie de la autopista de peaje del Huerna. La existencia de esta cinta está motivada por el condicionado de la Declaración de Impacto

4). A conveyor belt will also be assembled to carry the excavated material from the portal to the La Cortina dump site set near the Huerna Toll Motorway. This conveyor belt is required on account of the Environmental Impact Statement of the Informative Study which demanded this type of system to avoid the continuous passage of heavy vehicles through the Huerna Valley. This contract also includes the construction of two 40 m long viaducts over the Huerna River in the vicinity of the tunnel portal.

CONTRACT 4

This contract covers the 10.4 km west tunnel section between Viadangos and Telledo and set parallel to the tube built under contract 3. As indicated earlier, both contracts will be excavated by TBM from the same portal on the Asturian side.



Ambiental del Estudio Informativo, que exige este modo de transporte para evitar el tráfico continuo de vehículos pesados en el valle del Huerna. Por último señalar que, inmediatos al emboquille de los túneles, y pertenecientes también a la obra de este lote, se deberán ejecutar dos viaductos de 40 m de longitud sobre el río Huerna.

LOTE 4

Este lote ejecutará el tubo Oeste (10,4 km de longitud) del tramo comprendido entre Viadangos y Telledo, en paralelo al tubo del lote 3. Como se ha dicho anteriormente, ambos lotes serán excavados con tuneladora, partiendo del mismo emboquille en el lado asturiano.

Además de la ejecución del tubo Oeste, este lote debe realizar la excavación de las galerías transversales de conexión entre los tubos en este tramo. Un tercio de ellas será ejecutado simultáneamente a los trabajos de perforación de las tuneladoras, por cuestiones de seguridad, mientras que el resto será excavado una vez finalicen su trabajo las tuneladoras.

Geometría y Trazado de la solución

La solución geométrica de los túneles principales corresponde a una sección circular de 8,50 m de diámetro

Fig. 4. Esquema resumido del proceso constructivo/ Arrangement of construction process.

In addition to the boring of the west tube, this contract also includes the excavation of the cross passages between the two tubes in this section. For safety reasons, a third of these will be built at the same time as the boring of the tunnels while the remainder will be built once the main tunnelling is complete.

Tunnel geometry and alignment

The geometric form of the main tunnels corresponds to a circular section with an 8.50 m clear internal diameter equivalent to a free space of some 52 m², and complying with the aerodynamic and safety conditions required in high speed rail operation.

The railway alignment had been designed to allow for combined freight and passenger traffic, with a minimum speed of freight trains of 160 kph and taking advantage of the maximum speeds permitted by each curve to obtain speeds of up to 350 kph. The minimum curve of circular alignments is 3,550 m on the left track, in the area of transition of the centreline between both tracks at the stipulated 50 m for the interior of the massif.

The section arrangement is conditioned by the need to connect to the existing railway line at La

interior libre que equivale a una superficie libre de unos 52 m², cumpliendo con las condiciones aerodinámicas y de seguridad exigidas para la explotación ferroviaria de Líneas de Alta Velocidad.

El diseño del trazado ferroviario se ha realizado con el criterio de tráfico mixto de mercancías y pasajeros, considerando una velocidad mínima para los trenes de mercancías de 160 km/h, y aprovechando las velocidades máximas que permite cada curva con el objetivo de alcanzar velocidades de hasta 350 km/h. El radio mínimo de las alineaciones circulares es de 3.550 m en la vía izquierda, en la zona de transición del entre-eje de ambas vías a los 50 m estipulados para el interior del macizo.

El trazado en alzado está condicionado por la necesidad de entroncar con la línea ferroviaria existente en La Robla y en Pola de Lena, por la existencia de sendos Puestos de Adelantamiento y Estacionamiento de Trenes (cuya construcción está incluida en el resto de los tramos de la Variante de Pajares) en La Robla y en Campomanes y por la cota de resguardo de los viaductos sobre el río Huerna. De esta forma, resulta una pendiente longitudinal continua de 16,8 milésimas, con sentido descendente hacia Asturias, y unos acuerdos verticales en las bocas con parámetro mínimo (K_v) de 21.000 m.

2.2. Geología del macizo

La Cordillera Cantábrica en su forma actual es producto, principalmente, de la reactivación por compresión de fallas y zonas de desgarre de naturaleza hercínica. Esta compresión fue inducida por el levantamiento de las cadenas montañosas de los Pirineos y las Béticas durante la orogenia Alpina, dando lugar a la disposición actual y a una complejísima estructura geológica.

En la zona del corredor de los Túneles de Pajares se encuentran materiales que conforman una secuencia muy completa del Paleozoico. Los procesos hercínicos, que alcanzaron su mayor intensidad durante el Carbonífero Superior, modelaron dichos materiales hasta su posterior reactivación, en una dinámica orogénica de elevada complejidad fruto de la cual destacan las fuertes deformaciones de dichos materiales, y su correspondiente baja calidad geomecánica. En función del tipo de deformación sufrida, aparecen en la zona distintas unidades estructurales:

- Región de pliegues y mantos, caracterizada por la ausencia de metamorfismos y el desarrollo de cabalgamientos y sus pliegues asociados. Dentro de esta unidad, y en la zona del corredor, se atraviesan las unidades de Somiedo-Correcilla y Sobía-Bodón.
- Cuenca carbonífera central, sobre la que se emplazan las dos unidades citadas más arriba.

Robla and Pola de Lena, the location of the Passing and Siding Points (the construction of which being included in the rest of the sections of the Pajares bypass) at La Robla and Campomanes and by the clearance height of the viaducts over the River Huerna. This then gives a continuous longitudinal gradient of 16.8 thousandths, descending towards the Asturian side, and vertical arrangements at the portals with a minimum parameter (K_v) of 21,000 m.

2.2 Geology of the massif

The Cantabrian Cordillera is mainly the result of an upsurge by compression of faults and areas of rending of hercynian nature. This compression was caused by the raising of the Pyrenean and Betica mountain chains during the Alpine orogeny, giving rise to the current formation and very complex geological structure.

In the area of the Pajares tunnel corridor there are materials which form a very complete sequence of the Palaeozoic era, as shown in Fig. No. 5. The hercynian processes, which reached greater intensity during the Superior Carboniferous stage, moulded these materials until their subsequent reactivation, in a highly complex orogenic dynamic which gave rise to the strong deformation of these materials and their low ensuing geomechanical quality. Different structural units appear in the area in accordance with the type of deformation:

- *Region of folds and beds, characterised by the absence of metamorphisms and the development of overthrust faults and their associated folds. Somiedo-Correcilla and Sobía-Bodon units cross this region and in the area of the corridor.*
- *Central carboniferous basin lying below the two units mentioned above.*

Specific points in the structural units

Three structures of note for the tunnel excavation works lie are set within the Sobía-Bodon unit:

- *Pando syncline (Viadangos-Telledo section). It expected that at least 6 large faults will have to be crossed, which demonstrate the high crustal instability of the area and which may reveal arenaceous and karstified areas in the*

Puntos singulares de las unidades estructurales

Dentro de la unidad de Sobía-Bodón se atraviesan 3 estructuras de interés para el desarrollo de los trabajos de ejecución de los túneles:

- Sinclinal del Pando (tramo Viadangos-Telleo); Se espera atravesar al menos 6 grandes fallas, que delatan el elevado tectonismo de la zona y que pueden presentar zonas arenizadas y carstificadas en el caso de los materiales calizos. Alguna de las fallas estaría encajada en formaciones cuarcíticas que podrían complicar el avance de la excavación dada su posible conexión hidráulica con los arroyos superficiales y la elevada pluviometría de la región.
- Antiforme de Cueto Negro (tramo Viadangos-Telleo); Se trata de una acumulación de láminas apiladas en forma de anticlinal. Su estructura interna es muy compleja, pues a la disposición antiformal se unen pliegues menores que alteran la normalidad de la secuencia de materiales. Problemas de índole medioambiental han dificultado hasta la fecha la ejecución de sondeos en la vertiente norte del anticlinal, por lo que se conocen con mayor detalle los materiales paleozoicos del núcleo y de la vertiente Sur. Está previsto atravesar del orden de 20 cabalgamientos, lo que puede dar una idea del nivel de tectonización y deformación de los materiales de esta estructura.
- Manto de Bodón (acumulación de materiales en el valle de Viadangos); En esta zona destaca la potencia de la formación San Emiliano, de composición fundamentalmente pizarrosa. La calidad geomecánica de dichos materiales, conocida a través de las campañas de reconocimiento efectuadas, lleva a pensar que este es uno de los tramos que presentarán mayores dificultades para la excavación.

En la unidad de Somiedo-Correcilla se pueden destacar los siguientes puntos singulares:

- Cabalgamiento de la Sierra del Rozo (tramo Folledo-Viadangos); Parte de la escama de Aralla-Rozo se apoya sobre los materiales de San Emiliano de la anterior unidad, con nivel de despegue constituido por formaciones calizas que tienden a horizontalizarse en profundidad.
- Otros cabalgamientos: Pozo, Collado de Alcedo, Beberino y Bregón. Las formaciones y los contactos entre ellas son preferentemente subverticales en toda esta zona (tramo Pola de Gordón-Folledo), caracterizada por la intensa fracturación y la carstificación de algunas de las formaciones carbonatadas, lo que puede provocar problemas hidrogeológicos

limestone bearing materials. Some of the faults will be set within quartzite formations which may complicate the advance of the excavation on account of the possible connection to surface watercourses and the high rainfall in the area.

- *Cueto Negro Antiform (Viadangos-Telleo section). An accumulation of anticlinally packed sheets. The internal structure is very complex as in addition to the antiformal distribution there are smaller folds which affect the normality of the material sequence. Problems of an environmental nature have handicapped bore holing on the northern slope of the anticline to date and, as a result, the Palaeozoic materials of the core and the southern slopes are known in greater detail. It is expected that around 20 overthrusts will be encountered which give some idea of the level of instability and deformation of the materials in this structure.*
- *Bodon bed vein (accumulation of materials in the Viadongos valley). This area is particularly noted by the thickness of the San Emiliano formation which is primarily composed of shaley material. The geomechanical quality of these materials has been ascertained by various exploration surveys and imply that this will be one of the sections posing the most serious difficulties for the excavation.*

The Somiedo-Correcilla unit is noted by the following:

- *Sierra del Rozo overthrust (Folledo-Viadangos section). Part of the Aralla-Rozo deposit rests on the San Emiliano materials of the previous unit, with cleavage in the form of limestone formations which tend to flatten in depth.*
- *Additional overthrusts: Pozo, Collado de Alcedo, Beberino and Bregon. The formations and the abutments between the same tend to be subvertical throughout the area (Pola de Gordon-Folledo section) and characterized by intense fracturing and karstification of some of the carbonaceous formations which may lead to hydrogeological problems in the passage below the different watercourses in the fault areas.*

The central carboniferous basin which only penetrates the northernmost section of the tunnels, has a lutite-shale composition with certain sandstone levels of little density. Inspection surveys have not revealed any problems with regards to

en el paso bajo los distintos cauces fluviales encajados en las zonas de falla.

La cuenca carbonífera central, atravesada únicamente en el tramo más septentrional de los Túneles, presenta naturaleza lutítico-pizarrosa, con algunos niveles areniscosos de escasa entidad. No se han detectado en las campañas de reconocimiento ejecutadas problemas relacionados con la aparición de gases de naturaleza orgánica; no obstante, se trata de una línea en la que se continúa investigando para tener las mayores garantías posibles.

Además de estos materiales, aparecen en este tramo coluviones arcillosos con gran cantidad de materia orgánica, preferentemente en la zona del emboquille Norte.

Naturaleza litológica de las formaciones a atravesar

Se agrupan las formaciones (de manera simplificada) según su naturaleza litológica, ciñéndonos a los siguientes grupos:

- Formaciones pizarrosas y pizarrosas-areniscosas: San Emiliano, Oville, Formigoso, Huergas, La Vid, San Pedro, Ermita y Subhullero. Especialmente complicadas se presentan las tres primeras formaciones, debido a las altas coberturas del túnel, superiores a 800 metros en varios puntos del trazado, y al estado tensional del macizo en esas condiciones, que pueden provocar grandes deformaciones plásticas ("fluencia") durante la excavación (Ver fig. 5). La presencia de areniscas en la matriz pizarrosa de estas formaciones mejora claramente sus propiedades geomecánicas.
- Formaciones areniscosas y cuarcíticas: Herrería, Barrios, San Pedro, Oville y San Emiliano. El tectonismo y la microfracturación de la matriz rocosa en estas formaciones disminuyen su calidad mecánica y suponen puntos complicados (especialmente en el caso de las cuarcitas) de cara a posibles aportaciones de agua durante la excavación.
- Formaciones carbonatadas: Láncara, La Vid, Alba, Portilla, Santa Lucía, Barcaliente y Valdeteja. Se trata del grupo con mejores características geotécnicas de los terrenos atravesados. En la formación Valdeteja se han detectado indicios de carstificación de mayor importancia, lo que puede suponer problemas en la excavación por posibles irrupciones súbitas de bolsas de agua.
- Otras formaciones: Conglomerados, rocas volcánicas. Se trata de formaciones de aparición más esporádica, y en espesores reducidos.

the appearance of gases of organic nature though this is an area which will have to be under constant surveillance in order to offer the greatest possible guarantees.

In addition to these materials, this section also reveals clayey colluviums or accumulations with a large quantity of organic material and particularly in the area of the north portal.

Lithological nature of formations to be crossed

The formations are grouped (in a simplified manner) according to their lithological nature:

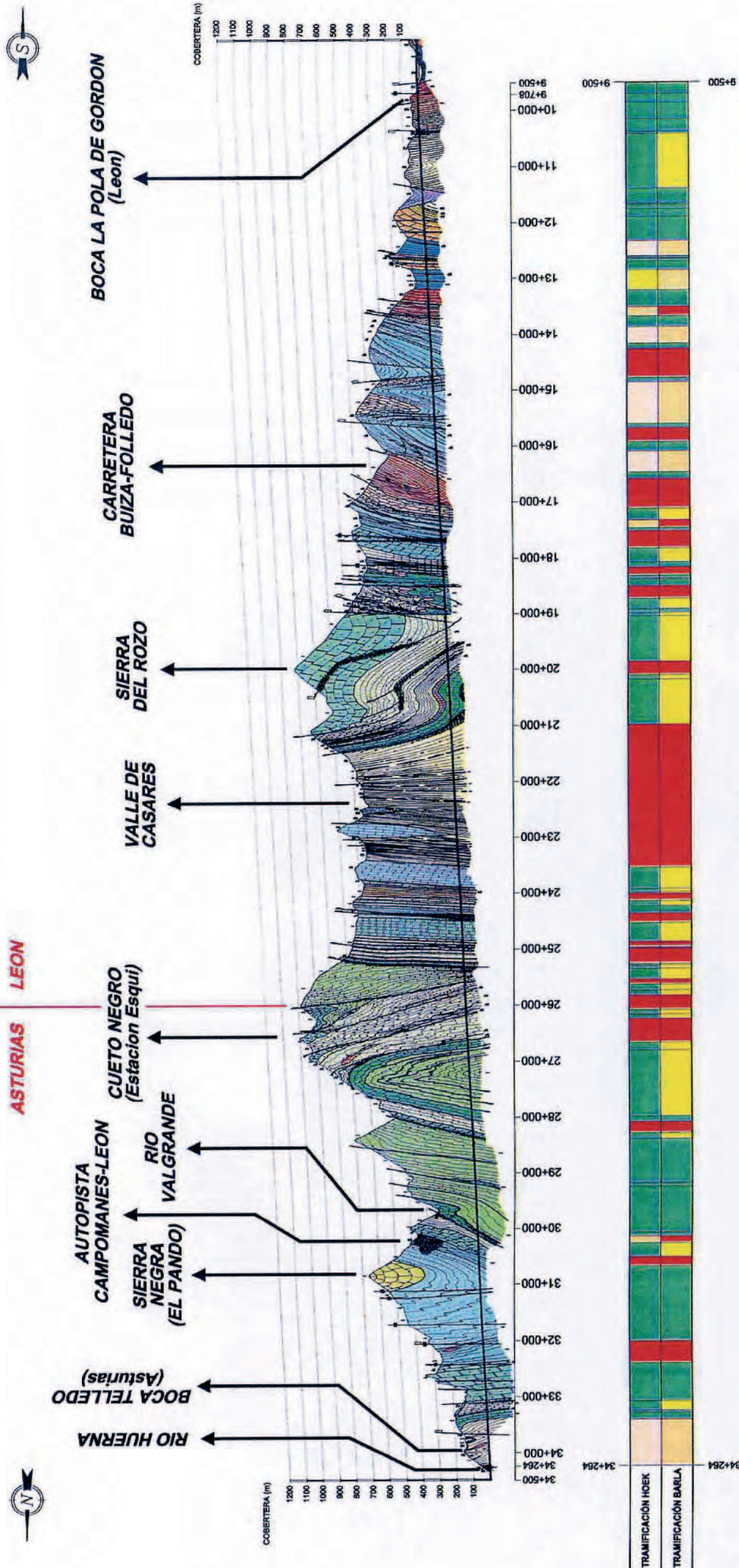
- *Shaley and shale-arenaceous formations: San Emiliano, Oville, Formigoso, Huergas, La Vid, San Pedro, Ermita and Subhullero. The first three formations are particularly complicated given the high depths of cover over the tunnel, reaching over 800 metres on some points of the route, and the stress state of the massif in these conditions, which may lead to large plastic deformations ("squeezing") during excavation (Fig. 5). The presence of sandstone in the shaley matrix of these formations clearly improves its geomechanical properties.*
- *Arenaceous and quartzite formations: Herrería, Barrios, San Pedro, Oville and San Emiliano. The tectonism and microfracturing of the rocky matrix of these formations reduces their mechanical quality and suggests possible complications (particularly in the case of the quartzites) in the form of possible entries of water during excavation.*
- *Carbonatite formations: Láncara, La Vid, Alba, Portilla, Santa Lucía, Barcaliente and Valdeteja. This group has the best geotechnical properties of the areas to be crossed. Indications of serious karstification have been noted in the Valdeteja formation which may lead to excavation problems on account of the sudden breakages of water pockets.*
- *Other formations: Conglomerates, volcanic rocks. Formations which appear sporadically and in smaller thicknesses.*

2.3. Structural dimensioning. High Strength Concretes

The diversity of formations to be crossed during the driving of the tunnels has made it necessary to design a wide range of structural elements to line the tunnels. The formations of shaley nature (essentially San Emiliano, Oville and Formigoso) are

TRAMIFICACIÓN DEL RIESGO DE FLUENCIA (SQUEEZING)

Escala: h= 1:75.000, v= 1:25.000



Tramificación Hoek

Metros	%
6873	28%
422	1,7%
2661	10,4%
365	1,5%
14335	56,4
TOTAL	100,0%

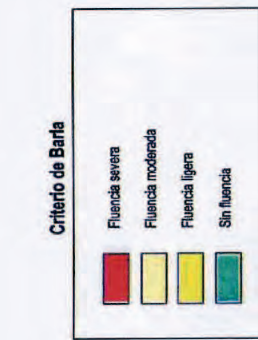
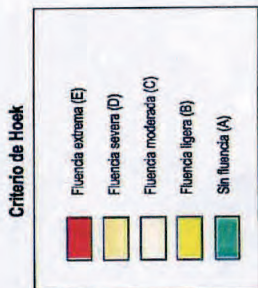


Fig. 5. Perfil geológico de los túneles de Pajares. Riesgo de fluencia de acuerdo a los criterios de Baria y Hoek/Geological profile of the Pajares tunnel. Risk of squeezing in accordance with Baria and Hoek criteria.

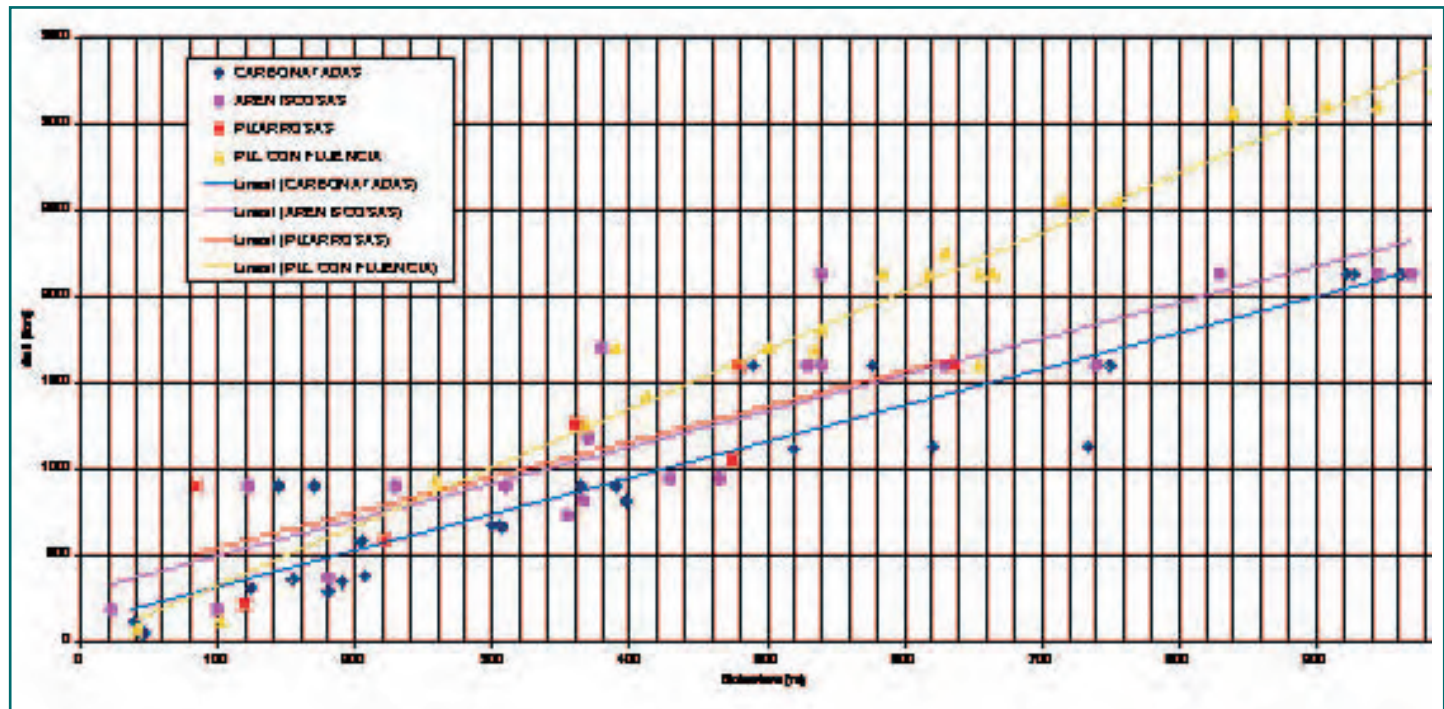


Fig. 6. Relación entre cobertera y axiles en los distintos tipos de formaciones/Ratio between cover and axial in different types of formation.

2.3. Dimensionamiento estructural. Hormigones de Alta Resistencia

La heterogeneidad de las formaciones a atravesar durante la ejecución de la obra ha obligado a diseñar una gama verdaderamente amplia de elementos estructurales para el revestimiento de los túneles. Las formaciones de naturaleza pizarrosa (fundamentalmente San Emiliano, Oville y Formigoso), susceptibles de sufrir fenómenos de plastificación al ser excavadas, en combinación con elevadas coberteras (la máxima montera, en la zona de Cueto Negro, es de aproximadamente 1.000 metros) han originado en los modelos de cálculo empleados unos esfuerzos muy importantes, que obligan a potentes soluciones constructivas. En la figura 6 se observa la influencia de la cobertera del macizo en relación a los esfuerzos que deben ser soportados, en función del tipo de formación considerada.

Al haber licitado las obras mediante el procedimiento de proyecto y obra, cada contratista adjudicatario ha definido, en base a sus experiencias y al conocimiento acumulado en sus servicios técnicos, una respuesta a estas exigencias estructurales.

De esta forma, el lote 1 ha optado por mantener la excavación por métodos convencionales que definía el proyecto básico de los túneles para las zonas de mayor montera de este lote, en las que aparecen las formaciones pizarrosas de Oville y San Emiliano. En el tramo de excavación con tuneladora, este lote manejará dovelas de

susceptible to plastification on excavation and this together with the deep cover (the maximum cap in the Cueto Negro area being approximately 1.000 metres) has revealed very important forces in the calculation models which require strong construction solutions. The figure 6 shows the influence of the cover of the massif in relation to the stresses to be withstood in accordance with the type of formation.

On tendering for the works on the basis of design and construction, each contractor has defined the response to these structural requirements in accordance with their accumulated experience and knowledge.

In this way, in contract 1 the contractors opted to retain the excavation by conventional methods defined in the draft project of the tunnels for the areas of greater cover in this contract and where the Oville and San Emiliano shaley formation appear. In the excavation section using TBM, this contract will employ 50 cm thick lining rings and concretes with characteristic strengths of 40, 50 and 60 Mpa.

In contract 2, the TBM boring the central section will be fitted to assemble tunnel rings of different thickness:

- 50 cm in concretes with characteristic strength of 40, 60, 75 and 85 Mpa

50 cm de espesor y hormigones con resistencia característica de 40, 50 y 60 Mpa.

El lote 2, por su parte, ha dotado a la TBM con la que ejecutará la excavación del tramo central de los túneles con la tecnología para montar dovelas de distinto espesor:

- 50 cms, con hormigones de resistencia característica 40, 60, 75 y 85 Mpa
- 60 cms, con hormigón de 85 Mpa de resistencia característica

Los lotes 3 y 4 han optado por un único espesor de dovelas para sus tuneladoras (50 cms), aumentando los valores de resistencia característica del hormigón en función de los esfuerzos previstos: 40, 60, 80 y 110 Mpa.

Como puede verse, la mayor parte de las dovelas se deberán fabricar con hormigones de más de 50 Mpa de resistencia característica, el valor que la Instrucción EHE establece como límite para considerar hormigones de alta resistencia. Incluso se llegan a valores superiores a los 100 Mpa, para los que la propia Instrucción prescribe un estudio específico de definición.

Por tanto, la fabricación de dovelas en las obras de los túneles de Pajares se convertirá también en un fantástico laboratorio para analizar las nuevas técnicas de elaboración de hormigones de alta resistencia, así como el control de calidad de los mismos. El ADIF cuenta con el apoyo y supervisión de los técnicos del Laboratorio de Materiales del CEDEX en esta complicada tarea.

Recordemos de forma esquemática las exigencias fundamentales que se prescriben para la fabricación de los hormigones de altas prestaciones:

- Los materiales que componen el hormigón deben ser de alta calidad, de forma que permitan conseguir unos valores elevados de resistencia. Las principales especificaciones serían las siguientes:

-Cementos; deben ser de categoría resistente elevada, 42.5 o 52.5, y es recomendable que tengan el mayor contenido de clínker posible si se va a emplear humo de sílice como adición. Las dosificaciones de cemento en los hormigones de alta resistencia suelen ser superiores a 400 kg/m³, por lo que la calidad del mismo necesariamente ha de ser alta. La matriz que engloba los áridos debe ser igual o más resistente que éstos.

-Áridos; se deben seleccionar rocas compactas y con baja porosidad, pues la resistencia a compresión de la roca debe ser elevada, superior a 100 Mpa. La densidad de la roca debe ser elevada y el coeficiente de desgaste Los Ángeles menor de 25.

- 60 cm in concretes with characteristic strength of 85 Mpa

Contracts 3 and 4 have opted to employ a single ring thickness for their TBMs (50 cm) by increasing the characteristic strength of the concrete in accordance with the predicted stresses: 40, 60, 80 and 110 Mpa.

It may then be seen that the majority of the tunnel linings will be built in concretes with characteristic strengths of over 50 Mpa, this being the limit value established by the Spanish Structural Concrete code for high strength concretes. Values of over 100 Mpa are also reached and here the Spanish Code stipulates that a specific defining study be made.

As such, the manufacture of the lining segments in the Pajares tunnel works also serves offers an excellent opportunity to analyze new techniques for the manufacture of high strength concretes and the quality control of the same. The Spanish Railway Infrastructure Administration Board (ADIF) will obtain the assistance and supervision of the Material Laboratory technicians from the Public Works Study and Research Centre (CEDEX) in this complicated task.

We shall make a short overview of the main requirements stipulated for the manufacture of high performance concrete:

- *The materials composing the concrete should be high quality to allow high strength values. The main specifications are as follows:*

-Cements: These should be high strength 42.5 or 52.5 and it is recommended that these have the highest possible clinker content when employing silica fume additives. The cement mix proportions in high strength concretes tend to be over 400 kg/m³, and the quality of the same has to be correspondingly high. The matrix holding the aggregate should be equal to or stronger than the same.

-Aggregates: Compact rock with low porosity should be selected as the compressive strength of the rock should be higher than 100 Mpa. Rock density should be equally high and the Los Angeles wear coefficient below 25.

-Water. Salt water should not be employed for the mixing of these concretes.

-Additives and admixtures. Superfluidifiers are necessary components to ensure the workability of these concretes due to their low



-Agua; no debe emplearse agua de mar para el amasado de estos hormigones.

-Aditivos y adiciones; los superfluidificantes son componentes necesarios para garantizar la trabajabilidad de estos hormigones, debido a la baja relación agua-cemento que presentan. Una de las adiciones más empleadas para conseguir resistencias elevadas es el humo de sílice, gracias a su finura y a las propiedades resistentes que aporta su alto contenido en sílice.

- La relación agua-cemento debe ser muy baja, inferior a 0,40, lo que obliga a un control exhaustivo de la demanda de agua de todos los demás componentes del hormigón.

3. Máquinas de excavación integral para roca dura

Cómo ya se ha mencionado anteriormente, se van a emplear cinco TBM para la ejecución de los túneles de Pajares. Gracias al impulso que ha recibido el uso de estas máquinas en los últimos 10 años, lo que supone una apuesta decidida por la seguridad en la fase de construcción de túneles, las TBM son ya unas máquinas cuyos fundamentos básicos son conocidos por todos los profesionales dedicados a la ejecución de obras subterráneas. Por este motivo, el presente apartado no ahondará en la explicación del funcionamiento de las TBM, ya detallado en artículos publicados en esta revista, y se centrará preferentemente en las singularidades que presentan estas máquinas en relación a otros escudos de roca dura que han sido empleados hasta la fecha en nuestro país.

Fig. 7. Tuneladoras del lote 1 de los túneles de Pajares. En primer lugar, simple escudo del fabricante NFM-Wirth. Al fondo, simple escudo de Herrenknecht/TBMs for contract 1 of the Pajares Tunnels. The TBM in the foreground is an NFM-Wirth single shield TBM, while that in the background is a Herrenknecht single shield TBM.

Fig. 8. Doble escudo del fabricante Herrenknecht. Lote 2/Herrenknecht double shield TBM. Contract 2.

water-cement ratio. One of the most widely employed additives to obtain high strength concrete is silica fume on account of its fine grain and the strength properties provided by its high silica content.

- *The water-cement ratio should be low and less than 0.40. This requires meticulous control of the water supply to all the other components of the concrete.*

3. Hard rock tunnel boring machines

Five TBMs will be employed on the Pajares tunnels. On account of the impetus given to these tunnel boring machines over the last 10 years, particularly in terms of the increased focus on safety during the construction stage of the tunnel, the TBMs are machines which are readily known by all professionals dealing with underground works. As such, the present section will not go into any great depth regarding the workings of these TBMs, as this has been described in detail in various other articles published in this journal, and will, instead, focus on the specific characteristics of these machines when compared with other hard rock shields employed in this country to date.

These special characteristics have arisen in response to the uncertainty regarding the behaviour of the rocky mass to be perforated by the machine.

It is first necessary to indicate the possible plastification of shaley formations. Geotechnical

Dichas singularidades surgen a consecuencia de las incertidumbres que genera el comportamiento del macizo rocoso que deben horadar las máquinas.

En primer lugar se debe señalar la posible plastificación de las formaciones pizarrosas. Los estudios geotécnicos revelan que no se puede descartar una deformación veloz de las facies más pizarrosas en las formaciones de esta naturaleza con mayores coberteras (San Emiliano, Formigoso y Oville principalmente). Esto supone que existe un riesgo de atrapamiento para las máquinas, pues si la velocidad de deformación del macizo en una zona excavada es superior a la velocidad de avance de la propia TBM, el terreno ejercerá una presión en la superficie del escudo que puede bloquear el desplazamiento de la máquina.

En segundo lugar figura la presencia de agua. En este sentido se puede hablar de dos posibles problemas: la aparición brusca y repentina de una masa de agua en el interior del macizo, ligada a las formaciones calcáreas (que en el avance de la excavación origina lo que comúnmente se denomina "taconazo"), y la fracturación del terreno, más común en formaciones cuarcíticas y en las zonas de baja cobertera. El principal riesgo de una red de fracturación muy intensa lo representa el paso de la excavación bajo los valles fluviales, pues puede darse la circunstancia de una posible conexión hidráulica entre el río y el túnel a través de la fracturación del macizo.

En tercer lugar es preciso hablar de las zonas de falla, que tantos problemas suelen dar a las máquinas de excavación de roca dura por la presencia de material milonitizado. Dicho material, completamente roto y descompuesto, producto de los esfuerzos tectónicos, puede tener en ocasiones potencias muy importantes. Si existe agua, debido a la intensa fracturación de las zonas de falla, el problema se agrava, pues el material forma una especie de masa plástica con la que no pueden trabajar los cortadores y que puede llegar a bloquear la rueda de corte. La heterogeneidad de formaciones y su estratificación subvertical a lo largo de todo el perfil longitudinal indica que se atravesarán una gran cantidad de zonas de contacto entre diferentes litologías y formaciones. La potencia de la caja de falla y el estado del material en esa zona serán los parámetros que gobernarán el comportamiento de la TBM en su interior.

Por último, hay que citar también la posible presencia de gases en formaciones carboníferas del interior del macizo. El corredor seleccionado en los estudios previos es una zona que separa las cuencas productivas de carbón en la cordillera cantábrica. Los datos acumulados hasta la fecha, resultantes de las distintas campañas de estudios geológico-geotécnicos, no han dado señales de la presencia de gases en ninguna de las formaciones a atravesar, pero no se debe descartar por completo su posible aparición.

studies show that the rapid deformation of the more shaley facies cannot be discarded in formations of this type with greater cover (mainly San Emiliano, Formigoso and Oville). This poses a risk of trapping the machine as the rate of deformation of the massif in an excavated area is higher than the speed of advance of the TBM and the ground may exert pressure on the surface of the shield which blocks the movement of the machine.

Secondly, it is necessary to refer to the presence of water and here there are two potential problems: the sudden and abrupt appearance of a mass of water inside the massif, associated with calcareous formations (which give rise to plugging during the advance of the excavation) and the fracturing of the ground, more commonly in quartzite formations and areas with little cover. The main risk of a very intense series of fractures occurs during excavation under fluvial valleys as water may penetrate from the watercourse into tunnel through these fractures.

Thirdly, we should refer to the fault areas which pose so many problems to hard rock boring machines due to the presence of mylonitized material. This material which is completely broken up and decomposed as a result of tectonic forces, may give rise to serious effects. When water is present, due to the intense fracturing of the fault area, the problem becomes more severe as the material takes on the form of a plastic mass which cannot be penetrated by the cutters and which may block the cutter head. The diversity of formations and their subvertical stratifications throughout the entire longitudinal profile indicate that the tunnel will pass through a large number of contact areas between different lithologies and formations. The potential of the fault and the state of the material in this area are the parameters governing the behaviour of the TBM within the same.

Finally, it is necessary to refer to the possible presence of gases in carboniferous formations within the massif. The corridor selected in the preliminary studies is set in an area between coal producing basins in the Cantabrian Cordillera. The information gained to date from several geological-geotechnical studies has not revealed the presence of gases in any of the formations to be crossed though the appearance of the same cannot be completely discarded.

Very strict basic parameters and technical specifications have been adopted in order to

Para afrontar con las mayores garantías posibles las singularidades descritas, se han adoptado las especificaciones técnicas y los parámetros básicos más exigentes. Para ello, se mantuvieron reuniones entre los técnicos de ADIF, los asesores especialistas en máquinas de excavación integral de ADIF, los técnicos de maquinaria de las empresas constructoras y los principales fabricantes de tuneladoras. Los fabricantes seleccionados por cada uno de los lotes han sido los siguientes:

LOTE 1, Tubo Oeste: Escudo simple de Herrenknecht.
LOTE 1, Tubo Este: Escudo simple de NFM-Wirth.
LOTE 2: Escudo telescópico (doble-escudo) de Herrenknecht.
LOTE 3: Escudo simple de NFM-Wirth.
LOTE 4: Escudo simple de MHI-Duro Felguera-Robbins.

Para responder a las singularidades antes comentadas, los criterios de diseño y fabricación de las TBM han incluido los siguientes puntos:

- Los escudos debían ser lo más cortos posibles, para disminuir la superficie susceptible de atrapamiento. La relación $L_{t\text{b}m}/\phi_{\text{ext } t\text{b}m}$ debe ser lo más próxima posible a la unidad (por la propia estabilidad de la máquina no es conveniente bajar de dicho límite).
- La fuerza de empuje total de las máquinas se ha establecido en 180.000 kN, en previsión de grandes pérdidas por rozamiento en los terrenos con posibilidad de sufrir grandes deformaciones. Este valor máximo, el más elevado nunca usado para máquinas de roca dura de 10 metros de diámetro, ha obligado a implantar un sistema hidráulico de alta presión independiente, que puede funcionar con presiones de hasta 550 bar.
- Ligado a los puntos anteriores (posibilidad de atrapamiento), se exigió a los fabricantes la posibilidad de desplazamiento independiente del eje de la rueda de corte, de forma que se pueda crear el máximo "gap" posible entre el terreno excavado y la parte exterior del escudo de la TBM. Esto se consigue desplazando la rueda de corte verticalmente en sucesivos pasos de sobreexcavación realizados con los cortadores perimetrales ("copy-cutters"). Hay que señalar que éste es otro de los puntos a mejorar en el diseño de estas máquinas, pues se trata de un proceso lento y poco automatizado.
- Equipos de reconocimiento del terreno. Uno de los grandes desafíos pendientes en el diseño de las tuneladoras es la dificultad de realizar tratamientos y reconocimientos del terreno desde el interior de la propia máquina. Para intentar superar los problemas que se conocen de otras obras similares, y dada la hetero-

overcome the possibilities indicated above with the greatest degree of confidence. This entailed meetings between ADIF technicians, specialist consultants in integral tunnelling machines at ADIF, machine technicians from the construction companies and the main TBM manufacturers. The manufacturers selected for each of the contracts were as follows:

*CONTRACT 1: West tube. Herrenknecht single shield
CONTRACT 1: East tube: NFM-Wirth single shield
CONTRACT 2: Herrenknecht telescopic shield (double-shield)
CONTRACT 3: NFM-Wirth single shield
CONTRACT 4: MHI-Duro-Felguera-Robbins single shield*

In response to the parameters indicated above, the design and manufacturing criteria of the TBMs include the following aspects:

- *Shield should be as short as possible to reduce possible blocking surface. The $L_{t\text{b}m}/\phi_{\text{ext } t\text{b}m}$ ratio should be as close as possible to the unit (it is unwise to go below this limit on account of machine stability).*
- *the total thrust of the machine has been established at 180,000 kN on account of large potential losses due to friction in those areas susceptible to large deformation. This maximum value, the highest ever employed in 10 metre diameter hard rock boring machines, has made it necessary to introduce an independent high pressure hydraulic system which may operate at pressures of up to 550 bar.*
- *In relation to the above (possibility of blocking) the manufacturers were requested to consider the possibility of independent movement of the cutter head axis in order to create the largest possible gap between the excavated ground and the outer part of the TBM shield. This is achieved by vertically moving the cutter head in successive overpasses made with the outer copy cutters. It is necessary to underline that this is another of the points requiring improvement in the design of these machines as the process is slow and not entirely automated.*
- *Ground monitoring equipment. One of the greatest challenges still facing the design of TBMs is the difficulty of treating and monitoring the excavation from inside the machine. In order to overcome the problems encountered in other similar works, and given the diversity of*

geneidad del terreno a atravesar en Pajares, se solicitó a los fabricantes un sistema independiente de sondas que permitan ejecutar perforaciones en el frente de excavación y en todo el perímetro del escudo con rapidez y fiabilidad. Así, se estableció la necesidad de que dichos equipos contasen con sistema de posicionamiento independiente del erector de dovelas, con lo que la sonda está preparada para actuar en cualquier momento. Del mismo modo, se ha exigido

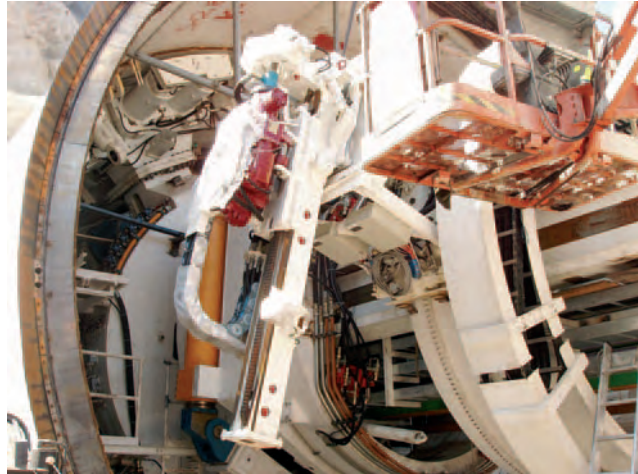


Fig. 9. Detalle de una de las sondas de perforación de la TBM NFM-Wirth del lote 1/Close-up of one of the perforation probes of the NFM-Wirth TBM on Contract 1.

que la perforadora también pudiese actuar en la parte inferior del escudo, por lo que el número de orificios en el perímetro del escudo es el máximo compatible con el posicionamiento de los cilindros de empuje y las zapatas de apoyo, según el diseño de cada fabricante.

- Equipos de bombeo y achique. En el caso de las 3 máquinas correspondientes a los lotes 1 y 2, la excavación se realizará en sentido descendente, con una pendiente de 16 milésimas en los túneles principales. Esto ha obligado a implantar unos equipos de bombeo de alta capacidad, con posibilidad de evacuar avenidas de más de 500 l/s en cada una de las máquinas.

- Ventilación y equipos antideflagrantes. Como se dijo con anterioridad, no se puede descartar por completo la aparición de gases durante el proceso de excavación. A partir de determinadas concentraciones estos gases son explosivos, por lo que se ha reforzado el sistema de ventilación en relación a los diseños más habituales, con el objetivo de eliminar las zonas de calma que puedan existir en los recodos que presentan estas máquinas y conseguir así una dilución de los gases en el aire lo más rápida posible. La práctica indica que se debe garantizar una velocidad mínima de retorno del aire de 0,5 m/s. Además se han instalado hasta 7 medidores de concentración en diversas partes del escudo y del back-up. Estos sensores interactúan con el sistema central de la tuneladora en dos fases que se rigen por dos niveles de concentración de gases:

-En el primero de ellos (señal de alerta) se detienen todos los sistemas de la máquina a excepción de los sistemas considerados básicos y que son antideflagrantes: sistema de ventilación, sistema de bombeo de agua, iluminación interior y sistemas de comunicación con el exterior.

ground to be crossed in Pajares, the manufacturers were requested to provide an independent probe system which allowed quick and reliable perforations at the excavation face and throughout the entire perimeter of the shield. It was also stipulated that the equipment be fitted with an independent positioning system of the lining ring erector and the probe, subsequently, had to be prepared to work at any

time. It was also required that the cutter act on the lower part of the shield and the number of openings on the perimeter of the shield is the maximum compatible with the positioning of the thrust cylinders and the support plates, according to each manufacturer's design.

- Pumping and drainage equipment. In the case of the 3 machines to be employed on contracts 1 and 2, the excavation will be carried out in a downward direction with a gradient of 16 thousandths in the main tunnels. This makes it necessary to employ high capacity pumping equipment with the possibility of pumping out over 500 l/s at each machine.

- Ventilation and explosionproof equipment. As indicated above, the likelihood of gas appearing during the excavation works cannot be discarded. When concentrations reach a certain level, these gases are explosive and it is, subsequently, necessary to improve the ventilation system over and above standard design requirements in order to eliminate the still areas which may exist in the bends and crannies of these machines and obtain the fastest possible dilution of gases in the air. Practice shows that a minimum air return speed of 0.5 m/s should be guaranteed. Up to seven concentration sensors have been installed in different parts of the shield and the back-up. These sensors interact with the central system of the TBM in two phases which are governed by two gas concentration levels:

- The first of these (alarm signal) stops all the machine systems with the exception of basic and explosionproof systems: ventilation system, water pumping system, internal lighting and communication systems with the outside.

- The second level shuts down all TBM systems and only leaves the primary ventilation fed from the outside.

-En el segundo nivel se detienen todos los sistemas de la tuneladora y solo queda activa la ventilación primaria con alimentación desde el exterior.

- Por último, también se solicitó que las máquinas tuviesen la posibilidad de realizar tratamientos en terrenos rotos y con cierta plasticidad a base de aditivos químicos introducidos a través de la rueda de corte. Se estableció que la junta giratoria estuviese provista de pasos suficientes para el aporte de agua y de otras líneas de aditivos, y se pidió que la cámara de desescombro estuviese provista de un cierre total que impida la entrada de fangos y material plástico al interior del escudo. Como resulta obvio, dicho cierre no es estanco.

4. Seguridad en la fase de construcción

La seguridad de todos los trabajadores es el factor más importante en la ejecución de unos túneles de esta envergadura. Desde este punto de vista, la ejecución con máquinas de excavación integral supone un gran avance, pues se eliminan muchos de los riesgos existentes en los trabajos en obras subterráneas. Sin embargo, persisten determinadas operaciones, tanto en los trabajos rutinarios (como puede ser el cambio de las herramientas de corte) como en trabajos excepcionales (labores de refuerzo y mantenimiento en la cabeza de la máquina) que están poco automatizadas y aún requieren gran protagonismo por parte de los trabajadores. Cualquier mejora en el diseño de los equipos de la máquina en esa línea redundará en la seguridad de los operarios.

La seguridad en la obra se articula a través de dos planes operativos:

- Plan de Seguridad y Salud, orientado hacia la protección del trabajador y la mejora del entorno laboral frente a los riesgos inherentes a su actividad. Se puede decir, aún a riesgo de simplificar, que se trata de la *protección en el día a día*.
- Plan de Autoprotección y Emergencia (PAE), orientado a las situaciones más comprometidas y que pueden afectar a un número elevado de trabajadores al mismo tiempo. En este caso hablaríamos de la *protección en situaciones singulares*.

Debido a la singularidad de la obra, al volumen de trabajadores implicados en determinados tajos y a la repercusión mediática que tiene todo accidente en una instalación subterránea, el PAE adquiere una gran importancia. Se debe señalar que existe una carencia importante de normativa en relación a este tipo de plan, pues práctica-



Fig. 10. Detalle de un difusor de aire comprimido para la remoción del aire en zonas de calma dentro del escudo/Close up of a compressed air diffuser for air conditioning in trapped areas within the shield.

- *It was finally requested that the machines be capable of treating broken ground with a certain degree of plasticity by means of chemical additives injected from the cutting head. It was requested that the rotating joint be fitted with sufficient channels to provide water and other lines of additives and that the mucking chamber be totally closable to prevent the entry of slurry and plastic material within the shield. This closure is, obviously, not watertight.*

4. Construction safety

Safety of workers is the most important factor during the construction of tunnels of this scale. In this regard, the building of machines with integral excavation provides far greater safety as it eliminates many of the inherent risks of underground building works. However, there are still a number of operations, whether routine (such as the change of cutting tools) or occasional (reinforcement and maintenance of the cutter head) which are not completely automated and still require a great deal of manual work. Any improvement in the design of TBMs in this area will serve to improve worker safety.

Safety at work is hinged on two operational plans:

- *Health and Safety Plan focused on the protection of the workers and improvement of the working environment in the face of the inherent risks posed by their activities. This, at the risk of over simplification, may be referred to as *day to day protection*.*
- *Self-protection and Emergency Plan geared towards more compromising situations which may affect a large*

mente se basan en la experiencia acumulada en este tipo de obras por parte de todos los técnicos implicados. Se echa en falta la consideración de la fase de construcción en los Manuales de Explotación de Túneles, ya que éstos hacen énfasis en la seguridad de los usuarios durante la fase de explotación de una infraestructura, sin hacer mención a las dificultades durante la ejecución de la misma (1). Hay que señalar que la elaboración de un buen PAE requiere la participación y colaboración de los medios externos que pueden llegar a intervenir en la obra (Protección Civil, cuerpo de bomberos, etc...), ya que existen determinadas situaciones que no podrán ser afrontadas con los medios existentes a pie de obra y será necesario que los medios externos implicados conozcan el entorno en el que se van a tener que desenvolver. En este sentido, en los Túneles de Pajares se mantiene una comunicación permanente con los departamentos de Protección Civil de Asturias y Castilla y León, que son los organismos encargados de centralizar el apoyo de los medios externos.

La práctica habitual en los trabajos subterráneos, así como la experiencia acumulada en las últimas obras con tuneladoras de roca dura en el ADIF (túneles de Guadarrama, Abdalajís y San Pedro) han motivado la implantación de sistemas de seguridad que se relacionan a continuación (sin que su relación sea exhaustiva):

- Control de accesos. Toda persona que acceda a los túneles debe quedar registrada, de forma que en todo momento se conozca quién está en el interior del túnel.
- La mejor medida de seguridad es garantizar una vía de escape ante un accidente, por lo que se ejecutará una de cada 3 galerías transversales de conexión entre tubos al mismo tiempo que se perforan los túneles principales.
- Cámaras de rescate en el back-up de las tuneladoras. Con capacidad para alojar a todo el personal que se encuentre en el entorno de la TBM y con equipos de oxígeno que garantizan una autonomía de varias horas. Además, disponen de equipos que transforman el aire comprimido que se puede suministrar desde el exterior en aire respirable.
- Sistemas de extinción de incendios en locomotoras. También se disponen de extintores en diversos puntos de la TBM y a lo largo de todo el túnel, así como tomas de agua para acoplar mangueras.
- Armarios con autorrescatadores. Se instalan a lo largo del túnel y en la TBM, y cada persona no integrante de los equipos de trabajo habituales dispondrá de

number of workers at the same time. In this case we are referring to protection against specific incidents.

Given the specific nature of the work, the number of workers involved in specific cuts and the bad press resulting from any underground accident, this Self-protection and Emergency plan takes on particular importance. It is of some note that there is a serious lack of standards regarding this type of plan as almost everything is based on the accumulated experience of the technicians involved in these types of work. The Tunnel Operation Manuals do not consider the construction stage and purely refer to the safety of users during the operation of the infrastructure and make no mention of the difficulties during the construction of the same (1). The preparation of a good Protection and Emergency Plan requires the participation and collaboration of outside resources which may be required to intervene (Civil Protection, Fire Brigade, etc...) as there are certain situations which cannot be tackled with the resources held on site. These external resources should be fully aware of the environment in which they are required to act. In this regard the Pajares Tunnel will remain in constant contact with the Civil Protection departments of Asturias and Castilla y Leon who shall, in turn, be responsible for centralizing the support of outside resources.

Common practice in underground works and the experience gained at ADIF in recent works employing hard rock tunnelling machines (the Guadarrama, Abdalajis and San Pedro tunnels) has led to the introduction of the following safety systems among others:

- *Access controls. All personnel entering the tunnels should be registered to ensure that all those within the same at any given time may be duly accounted for.*
- *The best safety measure is to guarantee an escape route in the event of an accident and, as such, one out of every three connection galleries between the two tubes will be built at the same time as the main tunnels are bored.*
- *Rescue cabins in the back-up of the TBMs. These cabins can hold all personnel working in the vicinity of the TBM and are equipped with oxygen supplies which will last several hours. The cabins are also fitted with equipment to transform compressed air supplied from outside the tunnel into breathable air.*
- *Fire extinguishing systems in locomotives. Extinguishers shall also be placed at several points on the TBM and throughout the tunnel as well as water hydrants for the attachment of hoses.*

(1) Existen compendios relacionados con la seguridad durante la ejecución de obras con TBM, como el volumen editado por la Consejería de Obras Públicas, Urbanismo y Transportes de la Comunidad de Madrid ("Recomendaciones para la redacción de los planes de seguridad y salud aplicables a los trabajos con máquinas tuneladoras").

(1) Safety guidelines for TBM work have been published, such as that issued by the Madrid Regional Department of Public Works, Town Planning and Transport ("Guidelines for the drafting of health and safety plans applicable to works with tunnel boring machines").

un autorrescatador cuando acceda al interior de alguno de los tubos.

- Sistemas de comunicación con el exterior, con terminales en diversos puntos de la TBM y a lo largo del túnel. Asimismo, se están estudiando diversos sistemas de comunicación por radio que garanticen una segunda línea de comunicación.

- Atención inmediata. Cada obra dispone de un equipo de enfermería y una unidad de transporte sanitario con soporte vital básico a pie de obra, para la utilización exclusiva en la misma.

- Un tema de interés particular en esta obra, en los lotes 1 y 2, es el sistema de frenado de las composiciones de aprovisionamiento de la TBM, dado que el acceso al interior se produce con pendientes descendentes que en el caso del lote 2 (galería de acceso) llega a valores del 6%. Se ha implantado en este caso un tándem de doble locomotora con dispositivo de frenado de disco automatizado. El autómata registra todos los parámetros del sistema de frenado (desgastes, temperatura del hidráulico, velocidad, aceleración,...) y actúa en consecuencia. Será fundamental en este punto el mantenimiento y la conservación continua y metódica de dichos sistemas.

- Existen más dispositivos de seguridad, habituales en la ejecución de obras subterráneas y que no se enumeran en el presente artículo.



Fig. 11. Detalles de una de las cámaras de supervivencia /Details of one of the survival cabins.

- Self rescue units installed throughout the tunnel and in the TBM. Everyone who does not form part of the normal work teams shall be trained in self rescue prior to entering any part of the tubes.

- Communication systems with the outside with phones positioned at various points on the TBM and throughout the tunnel. The possibility of employing radio communication sets is also being studied in order to guarantee back-up communication.

- Immediate medical care. Each site is equipped with a medical team and a medical transport unit with essential aid equipment stationed on site for the exclusive use of the same.

- One aspect of particular interest in contract 1 and 2 of this work is the braking system on the supply services to the TBM as the access to the interior is set on downward slopes which in the case of contract 2 (access adit) reach up to 6%. In this latter case a double locomotive has been arranged in tandem with automatic disc braking. The device registers all parameters of the braking system (wear, hydraulic temperature, speed, acceleration,...) and acts accordingly. The continuous and methodical maintenance and conservation of these systems will be an essential factor.

- The tunnels will include a whole number of additional safety aspects which are commonly employed in underground works of this nature and which are not mentioned here for the sake of brevity.

5. Túneles y medio ambiente

Proyectar y ejecutar un túnel de base de 25 kilómetros de longitud supone, de partida, una clara apuesta por la minimización de la afección ambiental que puede provocar una línea ferroviaria de alta velocidad. Las

5. Tunnels and the environment

The minimization of any untoward environmental effects caused by a high-speed line must be taken into account prior to the

afecciones en este caso se reducen al entorno de los emboquilles, al material resultante de la excavación, y a la implantación de los sistemas auxiliares de la obra. Estos últimos son siempre instalaciones de carácter temporal que, una vez concluida la obra, desaparecen y permiten el regreso a la situación previa en el entorno. En cuanto al material resultante de la excavación debe señalarse que todo el material que sea aprovechable como árido en la ejecución de hormigones para las dovelas será reutilizado, aunque bien es cierto que la naturaleza pizarrosa y lutífica de gran parte de las formaciones a atravesar harán imposible que se alcance un porcentaje de reutilización elevado. El resto de material será llevado a depósitos controlados de residuos inertes, que serán restaurados a la conclusión de las obras.

No obstante todo lo anterior, y dada la riqueza medioambiental de la cordillera Cantábrica, la Declaración de Impacto Ambiental (DIA) ha impuesto unos condicionantes bastante severos para las zonas exteriores de las obras, particularmente en la vertiente asturiana. Estos condicionantes vienen motivados por el hecho de que el emboquille Norte se sitúa en el valle del río Huerna, que es una zona declarada Lugar de Importancia Comunitaria (LIC de Peña Ubiña) y que conforma el límite de la zona de distribución oriental del oso pardo. Los principales condicionantes que quedaron establecidos en la DIA fueron los siguientes:

- El transporte de los materiales excedentes de la excavación de los lotes 3 y 4 se realizará por medio de cinta transportadora hasta el depósito de La Cortina. Se trata de una instalación de 1,5 kilómetros que parte de la plataforma del emboquille y llega a dicho depósito.
- Estudio de búsqueda y seguimiento de ejemplares de oso pardo. La DIA imponía un estudio de la presencia del oso pardo en las inmediaciones del emboquille a realizar con un mes de antelación al inicio de las obras. Una vez realizado dicho estudio, el ADIF decidió ampliar su alcance y se realizan, a través de la Fundación Oso Pardo, batidas de reconocimiento y análisis de la afección de las obras al hábitat natural del oso.
- Medidas compensatorias. Además de todo el condicionado establecido para la propia obra, la DIA establece como medidas compensatorias de la afección originada por la obra la restauración de un vertedero de tierras creado durante la construcción de la autopista del Huerna, ubicado en las proximidades del depósito de La Cortina, y la regeneración de la ribera del río Huerna en el entorno del emboquille de los túneles.

design and construction of a 25 kilometre long base tunnel. The affects in this case are restricted to the area around the portals, the excavated material and the positioning of ancillary site systems. These latter are always temporary installations which are removed at the end of the work and allow the location to be restored to its original condition. With regards to the excavated material, any material which may be employed as aggregate for the concreting of the lining rings will be reused, though the shaley and muddy nature of many of the formations to be bored will somewhat reduce the amount of reusable material. The rest of the excavated material will be taken to controlled inert waste deposits which will be regenerated once the work is completed.

However, in view of the environmental value of the Cantabrian Cordillera, the Environmental Impact Statement (EIS) has imposed fairly severe conditions on the external areas of the works and particularly on the Asturian side. These conditions are based on the fact that the north portal is set in the valley of the River Huerna, declared a Site of Community Interest (Peña Ubiña SCI), and set within the eastern boundary of the habitat of brown bear. The main conditions imposed by the EIS were as follows:

- *The transport of surplus excavation materials on contracts 3 and 4 shall be carried out by conveyor belt to the La Cortina dump. This requires a 12.5 km installation running from the portal platform to the dump site.*
- *Search and monitoring study of brown bear. The EIS stipulated that a study be carried out one month prior to the starting of work into the presence of brown bear in the vicinity of the portal. Once the study had been made the ADIF decided to extend the scope of the same and, in association with the Spanish Brown Bear Foundation, carried out a reconnaissance beat together with a study of the affect of the works on the natural habitat of the bear.*
- *Compensatory measures. In addition to the stipulations for the work itself, the EIS also established compensatory measures to restore the landfill site created during the construction of the Huerna motorway, set in the vicinity of the La Cortina dump and the regeneration of the banks of the river Huerna in the area of the tunnel portals.*

Fig. 12. Fotografía de la zona del emboquille Norte (Asturias)/Aerial photograph of the north portal area (Asturias).



En este punto se debe señalar un problema que es común en obras similares que se desarrollan en entornos de gran valor natural (por ejemplo los túneles de Guadarrama y el macizo de Peñalara): la dificultad para poder ejecutar sondeos de reconocimiento del terreno a atravesar en determinadas zonas. En la actualidad se están gestionando los permisos necesarios para ampliar la campaña de sondeos complementaria en los lotes 3 y 4, pues aún existen zonas importantes sin más información que la cartografía geológica de superficie. Al tratarse de zonas de distribución de especies como el oso pardo y el urogallo, las limitaciones a cualquier tipo de actividad son muy severas, y no cabe duda de que deben serlo; pero también es importante, de cara a la propia seguridad de los trabajadores que ejecutan la obra, conocer de la mejor forma que sea posible el terreno a atravesar. Es necesario, en ésta y en todas las obras, poder compatibilizar ambas necesidades.

6. Plan de Obra

A continuación se expone, de forma esquemática, la programación de cada uno de los distintos lotes (Fig. 13).

In this regard it is necessary to underline a problem which commonly arises in these types of works which are carried out in areas of high natural value (such as the Guadarrama tunnels and the Peñalara massif) and, namely, the difficulty in carrying out test bores in specific areas of the ground to be tunnelled. Applications are currently being made to obtain the necessary permits to extend supplementary test bores for contracts 3 and 4 as areas still remain in which the only information is that provided by the geological plans of the surface. As these areas encroach upon the habitat of species such as the brown bear and the capercaillie grouse, the restrictions on any type of activity are very strict and there is no doubt that this should be so. However, it is very important for the safety of the workers that full knowledge be obtained of the tunnelling ground. It is necessary that these two contrasting requirements be reconciled on this and other works of this nature.

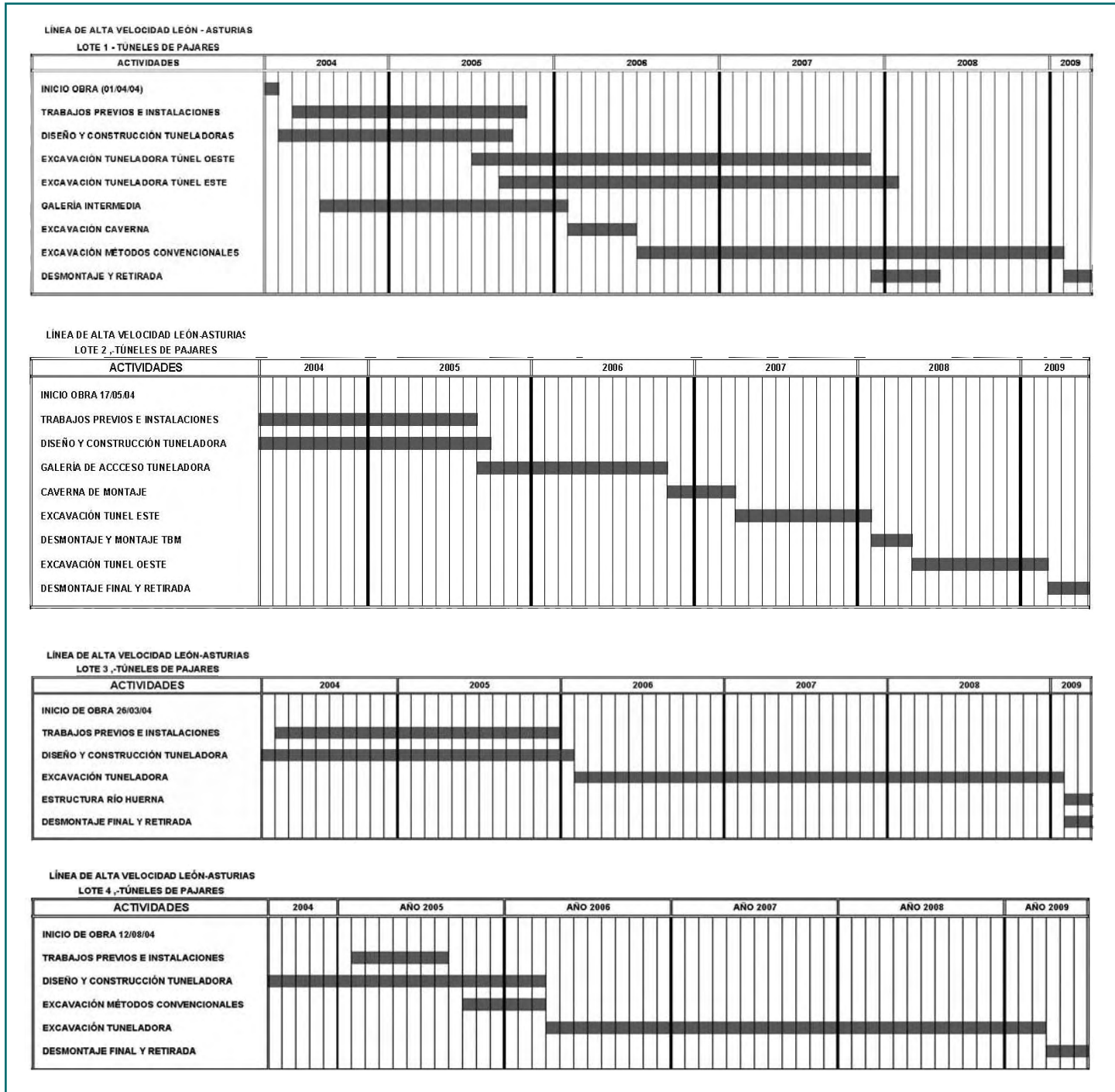
6. Work Plan

The planned work schedules for each of the contracts are given below (Fig. 13).

Como puede apreciarse, la finalización de los trabajos de excavación y revestimiento de los túneles principales está prevista para el segundo semestre del año 2009. Los trabajos de superestructura, electrificación e instalaciones de seguridad y comunicaciones no están incluidos en los proyectos constructivos de los lotes adjudicados.

From these schedules it may be seen that the excavation and tunnel lining works are expected to finish in the second half of 2009. The superstructure, electrification and safety and communication installations are not included in any of these contracts.

Fig. 13. Planificación de obra en cada uno de los lotes/Work schedules for each contract.



6.1. Situación actual de las obras

La situación de obra en cada uno de los lotes es la siguiente:

LOTE 1. Se llevan ejecutados 1.850 m de la galería de acceso intermedio de Folledo, por métodos convencionales, así como 675 m del tubo oeste de los túneles principales (TBM Herrenknecht) y 80 m del tubo este (TBM NFM-Wirth).

LOTE 2. Se han ejecutado 50 m de la excavación de la galería de acceso a los túneles principales (TBM Herrenknecht).

LOTE 3. Se están finalizando los trabajos de ejecución del emboquille de este portal de ataque así como los trabajos de preparación de la fábrica de dovelas. La máquina ya ha sido recepcionada en la fábrica de NFM en Le Creusot el día 15 de septiembre de 2005, y está siendo desmontada y trasladada a Asturias para su montaje definitivo en la plataforma del emboquille.

LOTE 4. La recepción en fábrica de la TBM de este lote se realizará a finales de este año. En este caso, al estar la fábrica de ensamblaje final en Asturias (instalaciones de Duró-Felguera), los plazos de transporte a obra serán menores. Se están ultimando los trabajos de montaje de la planta de dovelas de este lote.

Agradecimientos

El autor de este trabajo quiere expresar su agradecimiento a D. Luis de la Rubia y D. José M^o Carrasco por la confianza depositada, y a los técnicos y trabajadores de las empresas constructoras, de la asistencia técnica y del propio ADIF que participan en este gran proyecto, ya que sin su esfuerzo continuado no sería posible llevar a cabo una obra de estas dimensiones. ♦

6.1 Progress of work

The progress to date on each contract is as follows:

CONTRACT 1. 1,850 m of the Folledo intermediate access adit have been excavated by conventional means and 675 m of the west tube of the main tunnel has been excavated (Herrenknecht TBM) and 80 m of the east tunnel (NFM-Wirth TBM).

CONTRACT 2. 50 m of the access adit to the main tunnels have been excavated (Herrenknecht TBM).

CONTRACT 3. The works on this portal have been completed together with the preparation for the segment production plant. The TBM was received at the NFM factory in Le Creusot on 15 September 2005 and is being dismantled and transferred to Asturias for its final assembly at the portal platform.

CONTRACT 4. The TBM will be delivered at the factory by the end of this year. In this case as the final assembly plant is in Asturias (Duró-Felguera plant) the transport schedule will be considerably reduced. The segment production plant for this contract is currently nearing completion.

Acknowledgements

The author wishes to express his gratitude to Luis de la Rubia and José M^o Carrasco for their trust, and to acknowledge the technicians and employees at the construction companies, the ADIF and all technical consultants intervening in this project as without their continued efforts it would not be possible to carry out a project of this scale. ♦

Referencias/References:

-Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural. Comisión 1. Grupo de Trabajo 1/2: Bases de proyecto para hormigón de alta resistencia. "Recomendaciones para el proyecto de estructuras de hormigón de alta resistencia" Monografía M-8 ACHE, Julio 2004.
-Felipe Mendaña, Mayo 2001. "Tuneladoras".
-Ministerio Fomento (2003). "Proyecto Básico de los Túneles de Pajares."

-Ministerio Fomento (2003). "Proyecto y obra de plataforma de la Línea de Alta Velocidad León-Asturias. Tramo: Túneles de Pajares (Lote 1)".
-Ministerio Fomento (2004). "Proyecto y obra de plataforma de la Línea de Alta Velocidad León-Asturias. Tramo: Túneles de Pajares (Lote 2)".
-Ministerio Fomento (2003). "Proyecto y obra de plataforma de la Línea de Alta Velocidad León-Asturias. Tramo: Túneles de Pajares (Lote 3)".

-Ministerio Fomento (2004). "Proyecto y obra de plataforma de la Línea de Alta Velocidad León-Asturias. Tramo: Túneles de Pajares (Lote 4)".
-Revista de Obras Públicas (1884). "Obras en la línea férrea de Asturias" Año 32, tomo II, boletín 15, pag. 114.
-Revista de Obras Públicas (1884). "Vía férrea entre Busdongo y Fierros" Año 32, tomo II, boletín 14, pag. 107-108.

Fluctuaciones pluviométricas en la Península Ibérica desde el año 1856 y su repercusión en los Planes Hidrológicos

Rainfall oscillations in the Iberian Peninsula since 1856 and their implication on Spanish Water Plans

José Ramón Témez Peláez. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Escuela de I.T.O.P. Universidad Politécnica de Madrid. itempel@ciccp.es

Resumen: Se presentan los mapas de la Península Ibérica con las lluvias de los diferentes períodos identificados desde el año 1856. En ellos se detecta una muy marcada irregularidad supradecenal en las zonas Centro, Sur y Levante, que tiene serias consecuencias prácticas y no está suficientemente representada en el período de cálculo de los Planes Hidrológicos que empieza en 1940.

Palabras Clave: Fluctuaciones climáticas, Mapas pluviométricos de los siglos XIX Y XX en la Península Ibérica

Abstract: Long-term rainfall series, once they have been homogenized, give a perspective of historical rainfall and flows regimes useful for Water Planning and climate evolution studies. This article shows rainfall maps of the different periods identified from 1856.

Keywords: Climate evolution, XIX and XX Century rainfall maps in Spain

Avance del artículo

Las series largas de observaciones pluviométricas realizadas en diversos puntos repartidos por la geografía peninsular, desde hace siglo y medio, ofrecen una amplia perspectiva histórica con rasgos muy interesantes como la existencia de unas marcadas fluctuaciones a gran escala temporal, con algunas fases muy secas y otras muy abundantes, especialmente en la mitad Sur y en la Zona de Levante, fluctuaciones quizás poco conocidas y con serias consecuencias.

Inicialmente se comentan las informaciones básicas que sirvieron para elaborar el artículo. A continuación se presenta la secuencia de mapas pluviométricos de las grandes fases supradecenales en que se desglosa el período de registros.

Tras confirmar también con datos de caudales la evidencia de algunas fluctuaciones excepcionales puestas de manifiesto en el análisis pluviométrico, se concluye el artículo con unas consideraciones sobre la repercusión

que la existencia de los ciclos pluviométricos detectados debe tener en los Planes Hidrológicos.

Datos básicos

La utilización de las series largas de observaciones pluviométricas es posible hoy día gracias al esfuerzo del Instituto Nacional de Meteorología (INM), y en particular a la meritoria labor de José María Llorente (Ref. 2) y D. Pedro González Quijano (Ref. 3) que recopilaron esa información.

Mención especial merecen Carlos Almarza y su equipo de colaboradores en el I.N.M. que, tras la reciente publicación de la referencia bibliográfica nº 6, han seguido trabajando tanto en el campo de la depuración de errores, comprobando los datos en sus fuentes originales, como en el de la homogenización de los mismos, desglosando las series totales que figuraban a nombre de una estación pluviométrica en series parcia-

Tabla nº 1. Datos básicos utilizados

Entorno Geográfico	Estación	Datos Homogéneos		
		Período	Años completos	Lluvia media (mm)
Albacete	8178 - Instituto	1866-1936	60	347
	8175 - Los Llanos	1939-Actual	58	363
Alicante	8025-E - Instituto	1876-1938	58	362
	8025 - Ciudad Jardín	1938-1989	49	361
Badajoz	4478 - Instituto	1866-1901 y 1911-1984	102	470
	4452 - Base Aérea	1955-Actual	42	492
Barcelona	10201-E - Universidad	1860-1936	75	543
	10200-E - Fabra	1917-Actual	77	627
Bilbao	1077-C - Bilbao Histórica	1865-1920	55	1194
	1082 - Sondica	1947-Actual	51	1227
Cáceres	3469 - Ciudad	1907-1982	73	504
Gerona	10370 - Ciudad	1911-1977	51	806
Granada	5515-A - Universidad	1865-1938	57	450
	5514 - Base Aérea	1938-Actual	60	383
Huesca	9901-F - Instituto	1893-1948	56	507
	9898 - Monflorite	1943-Actual	55	550
Jaen	5270 - Instituto	1867-1958	88	627
Madrid	3195-Z - Astronómico	1859-1900	42	413
	3195 - Retiro	1901-Actual	97	434
Málaga	6171 - Ciudad	1934-1985	51	502
	6155-A - Aeropuerto	1943-Actual	57	545
Murcia	7182-C - Instituto	1863-1954	90	323
	7228 - Alcantarilla	1945-Actual	59	301
Oviedo	1246 - Universidad	1894-1933	41	958
	1249-I - El Cristo	1972-Actual	28	977
Pamplona	9262-A - Instituto	1880-1932	50	754
Pontevedra	1484 - Instituto	1897-1949	47	1498
San Fernando	Cádiz - Urrutia	1839-1881	43	512
	5972 - San Fernando	1839-1863 y 1885-1989	105	582
	5973 - Cortadura	1955-Actual	43	576
San Sebastián	1024 -E - Igueldo	1928-Actual	71	1567
Santiago de Compostela	1475 - Univer. (Jardín)	1865-1894	30	1666
	1475 - Univer. (Terraza)	1906-1956	50	1470
	1428 - Aeropuerto	1948-Actual	53	1872
Sevilla	5787-D - Instituto	1881-1930	50	577
	5790 - Tablada	1923-Actual	75	574
	5783 - Aeropuerto	1951-Actual	49	580
Soria	2030-C - Instituto	1881-1943	60	557
	2030 - Observatorio	1943-Actual	56	531
Teruel	8369-B - Instituto	1890-1935	45	382
Toledo	3259 - Lorenzana	1908-1982	72	374
Tortosa	9980 - Arrabal	1880-1904	25	516
	9981-A - Observatorio	1905-Actual	94	533
Valencia	8416-A - Universidad	1864-1937	71	460
	8416 - Viveros	1937-Actual	62	440
Zaragoza	9434-V - Instituto	1858-1892	32	331
	9443-D - Fac. Ciencias	1906-1948	43	323
	9434 - Aeropuerto	1941-Actual	58	322
Estaciones complementarias modernas				
Burgos	2331 - Villafría	1944-Actual	53	563
Coruña	1387 - Completa	1930-Actual	68	987
Cuenca	8096 - Cuenca	1956-Actual	43	539
León	2661 - Virgen Camino	1937-Actual	66	542
Logroño	9170 - Agoncillo	1948-Actual	52	399
Vigo	1495 - Aeropuerto	1946-Actual	55	1907
Valladolid	2539 - Villanubla	1938-Actual	65	459
Zamora	2614 - Observatorio	1933-Actual	69	376
Extranjero				
Beja (P)	Altitud 246	1900-Actual	94	562
Coimbra (P)	Antigua	1866-1924	59	937
	Altitud 141	1939-1991	52	987
	Altitud 230	—	—	—
Evora (P)	Evora	1870-Actual	124	640
Faro (P)	Aeródromo	1925-Actual	66	478
Gibraltar	Oeste Suelo	1852-1939	87	886
	Frente Norte	1941-Actual	52	758
Lisboa (P)	Serie antigua	1856-1911	56	729
	Serie moderna	1930-Actual	64	709
Massaube (Fr)	Masseube	1878-1983	104	808
Perpiñán (Fr)	Perpiñán	1872-Actual	123	595

les homogéneas correspondientes a cada una de las diferentes ubicaciones que dicha estación tuvo a lo largo de su historia.

Las series españolas de datos homogéneos mencionados en la tabla nº 1 son fruto de esos esfuerzos del I.N.M. y en pequeña medida de alguna contribución complementaria del autor.

En cuanto a las series de Portugal, los datos antiguos figuran en los textos referenciados de los Sres. Llorente y González Quijano y los posteriores fueron facilitados por la Dirección General de Recursos Naturales de ese país. La serie francesa de Perpiñan procede de Météo-France y la de Masseur fue deducida solo con carácter aproximado de un gráfico de la revista La Houille Blanche (Ref. 5).

Los datos antiguos de Gibraltar figuran en las referencias bibliográficas nº 1, 2 y 3, y los posteriores fueron solicitados a los servicios meteorológicos gibraltareños por D. Carlos Almarza y facilitados al autor.

Se ha prescindido de aquellos períodos de registros con datos que, de acuerdo con los tests de homogeneidad y contraste con valores vecinos, resultan dudosos y quizás sean explicables por cambios no reseñados en la historia disponible de la estación, alteraciones en el entorno de la misma, etc. También se ha prescindido de aquellas series que, aunque homogéneas, tenían un número de datos insuficiente para estimar con garantía su valor medio.

Se anticipa que, tanto en el texto como en las figuras, las cifras de lluvia se refieren en general a índices pluviométricos o porcentajes de la lluvia media del período referenciado respecto a la lluvia media interanual de las correspondientes estaciones y no así a valores absolutos en litros por metro cuadrado o milímetros.

Fluctuaciones supradecadales.
Mapas Pluviométricos de los distintos períodos

A la luz del siglo y medio de registros de lluvia se observa que los años húmedos, secos y medios no se distribuyen en una secuencia acorde con alternancias aleatorias previsible a partir de las correspondientes leyes de frecuencia de lluvias anuales, sino que por el contrario existen muchos períodos de larga duración con un marcado predominio de la abundancia o bien de la escasez, detectándose así unas fluctuaciones pluviométricas supradecadales.

Los mapas de las Fig.1 a 8 definen el reparto geográfico de los porcentajes de lluvia media caídos en los distintos períodos identificados desde 1856 y su contemplación sugiere los siguientes comentarios:



Fig.1. Lluvia del período 1856 a 1865 en relación a su valor medio.

Período 1856-65 (Fig. 1). Muestra una abundancia general en toda la Península con un patrón análogo al que aproximadamente un siglo largo después se repitió en 1958-80, aunque con abundancia algo más acusada que éste.

Es el período más antiguo en que cabe hablar de los mapas pues en fechas anteriores los únicos datos oficiales disponibles se limitan a Gibraltar y su vecina Cádiz. A los registros oficiales de Lisboa, Cádiz y Gibraltar se añaden los tomados por Monseñor Bodí en Carcagente y publicados en la referencia bibliográfica nº 4.

Período 1867-79 (Fig. 2). Durante estos trece años se produjo un déficit excepcional en gran parte de las zonas Sur y Centro de la Península debido al debilitamiento de los vientos húmedos atlánticos procedentes del S-W, con grandes analogías con el que más de un

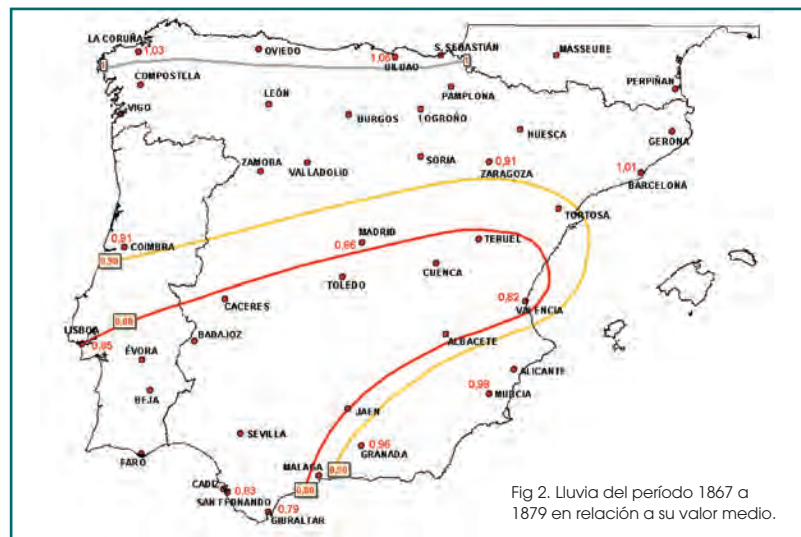


Fig 2. Lluvia del período 1867 a 1879 en relación a su valor medio.

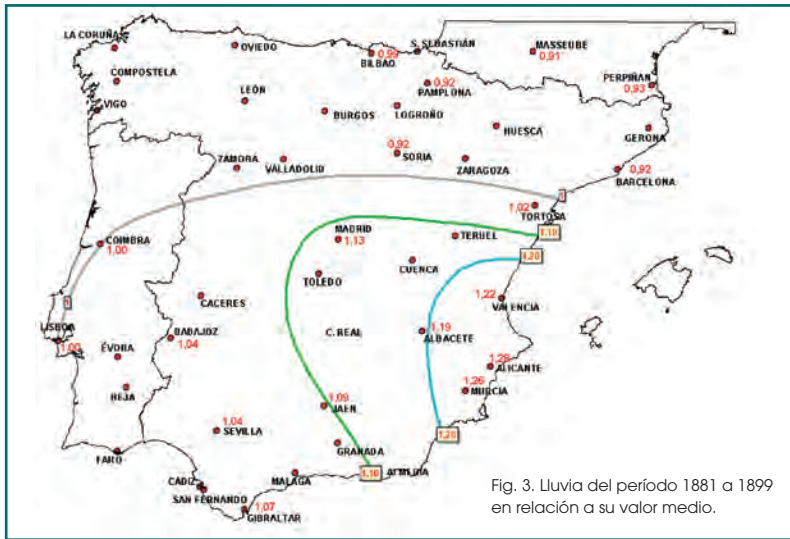


Fig. 3. Lluvia del período 1881 a 1899 en relación a su valor medio.

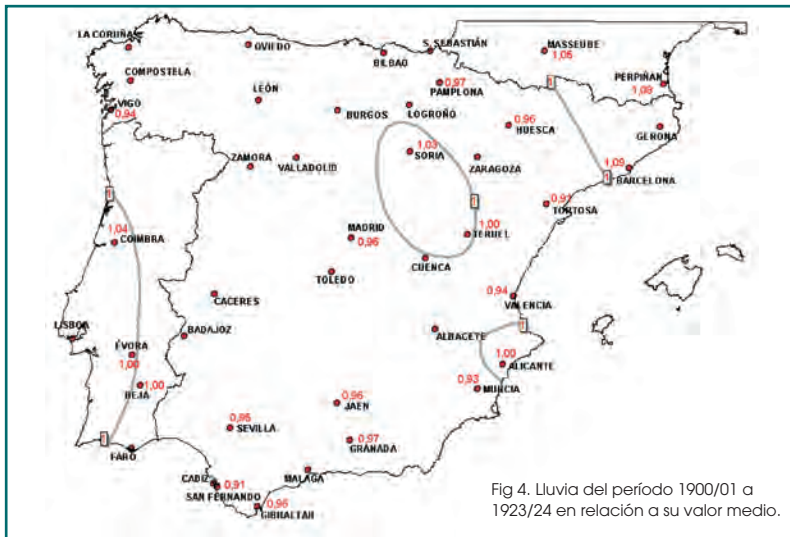


Fig 4. Lluvia del período 1900/01 a 1923/24 en relación a su valor medio.

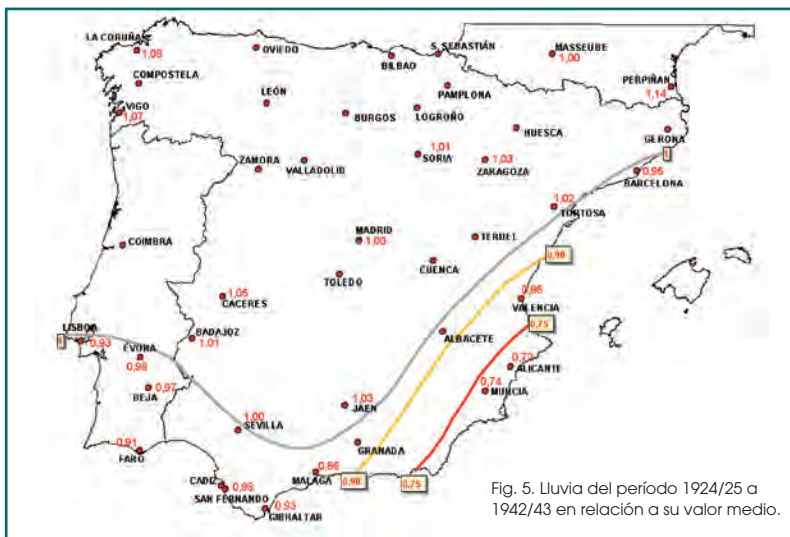


Fig. 5. Lluvia del período 1924/25 a 1942/43 en relación a su valor medio.

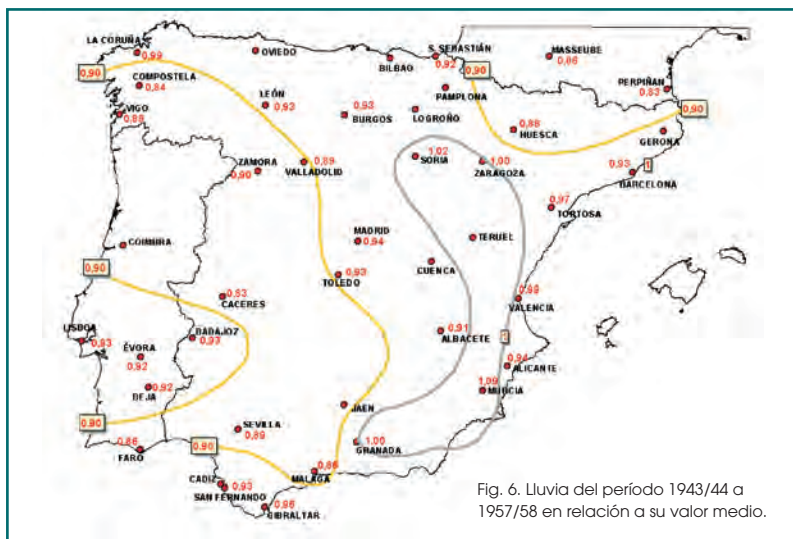
siglo después se repitió en 1980-95, aunque con algunos matices diferenciales pues la vaguada pluviométrica en el segundo caso está orientada en dirección S-N y en el primero en dirección SW.-NE, llegando a la zona de Valencia, que tiene en estas fechas su período mas severo por afectar la escasez tanto a las cabecezas de sus ríos principales Júcar y Turia, como a los ríos secundarios y acuíferos de la Plana y franja litoral. Los años 1867-79 y 1980-95 constituyen los dos períodos analizados mas desfavorables a escala peninsular por la extensión, duración e intensidad de sus déficits y por afectar a los recursos hídricos aprovechados en las zonas mas vulnerables.

Período 1881-99 (Fig. 3). Es el mas singular de los períodos, y su peculiar patrón de reparto no se repite ni de forma aproximada en toda la historia de registros de lluvia. El rasgo mas destacado es sin duda el índice excepcional de abundancia prolongada en el Sureste español, que supone el record histórico en la Península alcanzando cifras superiores al 125% durante casi veinte años en las provincias de Murcia y Alicante y extendiéndose hasta Teruel, Madrid, Jaén y Granada con índices del 110%.

La atención a la superabundancia del Sureste no debe hacer que pase desapercibido el déficit simultáneo en el Noreste. La sequía de los años 1893-99 incluida en este período está entre las mas severas de la cuenca del Ebro. Esta sequía en Cataluña enlaza con la del final del período anterior, dando lugar a índices en todo su territorio inferiores al 90% durante los 23 años 1877-1899, y en Barcelona se alcanza la fase mas seca de su historia de registros con un índice del 79% en los once años 1877-1887.

Período 1900/01 a 1923/24 (Fig. 4). A partir de 1900 los períodos no se refieren a años solares Enero-Diciembre sino a años hidrológicos Octubre-Septiembre mas acordes con los agrupamientos de caudales que empiezan a controlarse en la red hidrométrica nacional hacia 1912. Estos 24 años son en su conjunto de tipo medio, aunque a menor escala temporal existen algunas sequías notables de carácter regional como la de 1919/20 y 1920/21 en Galicia.

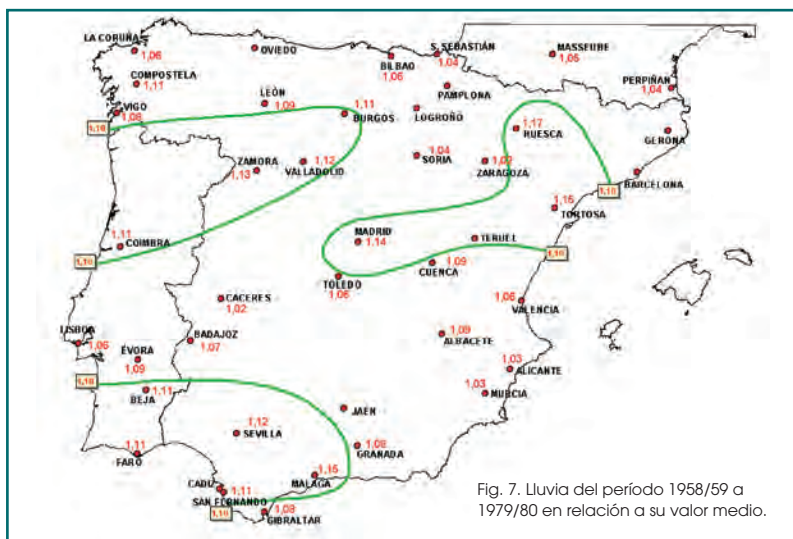
Período 1924/25 a 1942/43 (Fig. 5). Este período constituye la otra cara de la exagerada irregularidad pluviométrica del Sureste español, que en los 19 años de 1881-1899 presentó superavits por encima del 25% en las provincias de Murcia y Alicante y en esas mismas provincias, durante estos otros 19 años 1924/25 a 1942/43 registró déficits de esa misma magnitud. En el resto de la Península la pluviosidad es de tipo medio



con ligero predominio de la abundancia. Afortunadamente, con este patrón de reparto no se ven afectadas las cabeceras de los ríos Tajo, Júcar y Segura, que, gracias a las obras de trasvase y regulación actuales, ayudarían a paliar la terrible situación del Sureste, si se repitiera este escenario de lluvias.

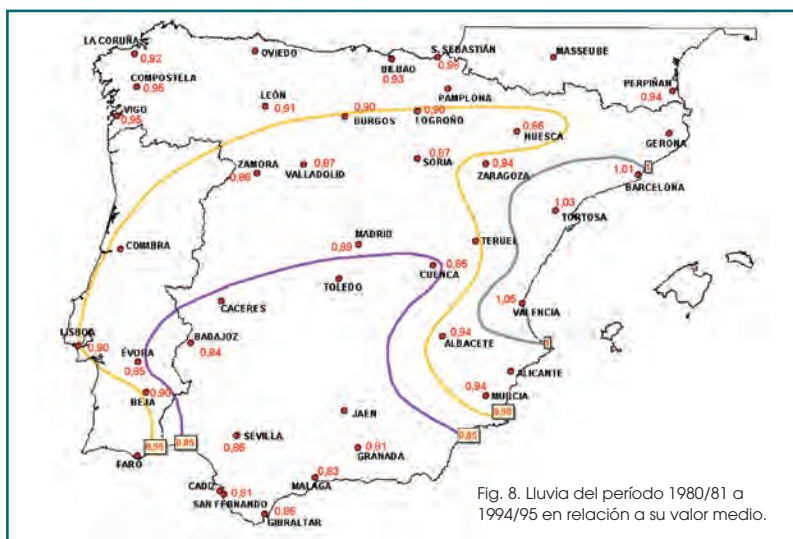
A menor escala temporal hay que destacar que a finales del período anterior y principios de este tiene lugar una sequía extrema en el Noreste de Cataluña durante los años 1921/22 a 1928/29, apreciable en los datos de lluvia de Gerona y Perpiñán con índices de 0,77 y 0,70 respectivamente y en los caudales del río Muga que tienen en esas fechas su período mas crítico. En los años 1941-43 también hubo sequía en otras zonas peninsulares.

Período 1943/44 a 1957/58 (Fig. 6). Incluye diversas sequías intensas con pocos años de duración e itinerantes, que alternan con años de abundancia, con un resultado global de escasez especialmente en la zona pirenaica, donde el año 1948/49 fue el mas seco en la mayoría de los ríos, y también en la mitad occidental de la Península.



El año 1944/45 fue el mas seco de los registros en las esquinas Suroccidental y Suroriental de la Península. Las lluvias de este período, así como las de los posteriores, ya están tenidas en cuenta en los Planes Hidrológicos que inician sus cálculos en el año 1940/41.

Período 1958/59 a 1979/80 (Fig. 7). Es un largo período de abundancia general en toda la Península y con notables superavits en algunas de sus zonas. Una abundancia similar ya se produjo en los años 1855-1866.



Período 1980/81 a 1994/95 (Fig. 8). Déficit general en toda la Península excepto en la reducida franja del litoral Catalán y Valenciano. Esta escasez prolongada de lluvias fue excepcionalmente intensa en las zonas Centro y Sur, y, tal como el autor expuso en un artículo anterior, (Rfa. 8) afectó gravemente a las cabeceras de los ríos Tajo, Júcar, Segura y Guadalquivir, que son las principales fuentes de recursos hídricos superficiales para las zonas muy necesitadas del Sureste español, dando origen en dichas cuencas de cabecera al período de mayor severidad en la historia de los registros de caudales que en el Tajo empiezan en 1912.

Singularmente críticas fueron los 5 últimos años 1990/91 a 1994/95, cuando las lluvias en la mayor parte de Andalucía, Extremadura y Castilla La Mancha no alcanzaron el 70% de su media y en un 75% de la superficie de la Península no superaron el 80%. El año 1994/95 y el reciente 2004/05 son los mas secos de la historia de registros en la mayoría de pluviómetros y estaciones de

control de caudales situados en las zonas mencionadas.

Tal como ya se comentó, este período y el de 1867-79 son los más desfavorables a escala peninsular, y obedecen al debilitamiento de las corrientes húmedas atlánticas procedentes del S-W que cruzan sobre la Península.

Confirmación Hidrométrica de las excepcionales fluctuaciones pluviométricas del sureste español

Las fluctuaciones pluviométricas del Sureste español detectadas con los datos de las series largas de lluvias y puestas de manifiesto en los mapas de las figuras 3 y 5, son de tal magnitud que, a pesar de estar basadas solidamente en los registros de todas las estaciones de la zona y sus vecinas, conviene confirmarlas con otro tipo de registros estrechamente ligados a ellas como son los de los caudales de un río de la zona.

En la figura 9, tomada del Libro Blanco del Agua (Rfa. 7) se representan los volúmenes anuales de agua entrados desde 1885 al embalse de Puentes en el río Guadalentín (Murcia) de acuerdo con los libros de desembalses custodiados en el Archivo Municipal de Lorca y Fundación Espin Real.

La tabla nº 2 muestra los valores medios de esas entradas al embalse en los distintos períodos referenciados, que se contrastan con las correspondientes estimaciones efectuadas a partir de los datos de lluvia mediante la conocida Ley de Budyko (Ref. 7).

$$A = Pe \frac{ETP}{P} \frac{S}{1000}$$

que calcula el volumen A (Hm³) en función de la lluvia P (mm), la evapotranspiración potencial (1100 mm en el embalse de Puentes) y la superficie de la cuenca (1389 Km² en el embalse de Puentes) siendo "e" la base de los logaritmos neperianos.

Según se puede observar en la tabla, los volúmenes medidos directamente en el embalse y los calculados a partir de las lluvias son concordantes, y por tanto ambos tipos de datos se avalan mutuamente. La superabundancia

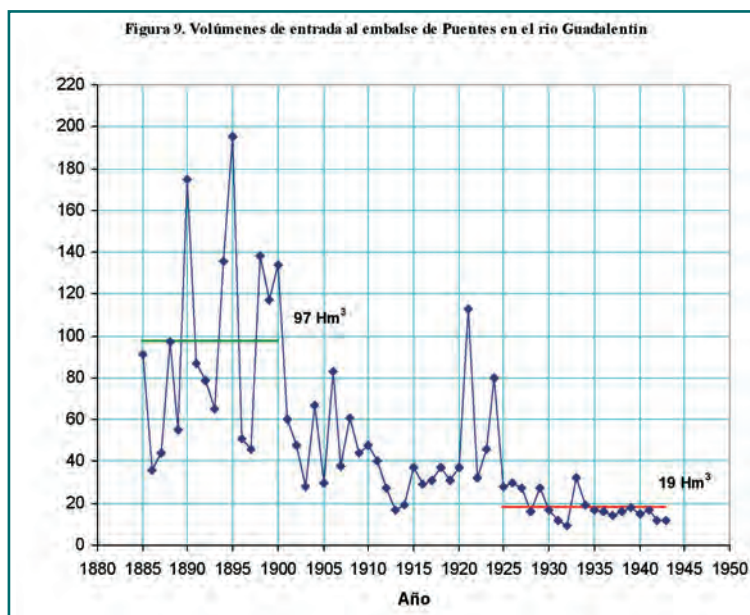


Fig. 9. Volúmenes de entrada al embalse de Puentes en el río Guadalentín.

del 123% en las lluvias de 1885-1900 se ve confirmada por la superabundancia del 190% en los recursos hídricos de ese mismo período, al igual que la superescasez del 77% en las lluvias durante 1924/25 a 1942/43 se ve confirmada por una superescasez del 35% en los volúmenes de esas mismas fechas.

Conviene llamar la atención sobre las extraordinarias dificultades que presenta el aprovechamiento de los recursos hídricos de los ríos del Sureste, donde dichos recursos pueden oscilar de unos períodos supradecadales a otros en una relación superior a cinco.

Se debe aclarar también que los datos de caudales registrados en Puentes hasta 1942/43 utilizados en este artículo corresponden a un régimen prácticamente natural, pues la explotación intensa de las aguas subterráneas en los acuíferos de la cuenca ha sido posterior a esas fechas.

Consideraciones prácticas sobre los Planes Hidrológicos

La disponibilidad de un número satisfactorio de datos de lluvias y caudales aconsejó a los diversos equi-

Tabla nº 2. Entradas al Embalse de Puentes

Período	Lluvia		Entradas al embalse (Hm ³ /año)	
	Porcentaje de la media	mm.	Calculada	Medida
1885-1943	97	437	49	50
1885-1900	123	541	105	97
1924/25 a 1942/43	77	346	20	19

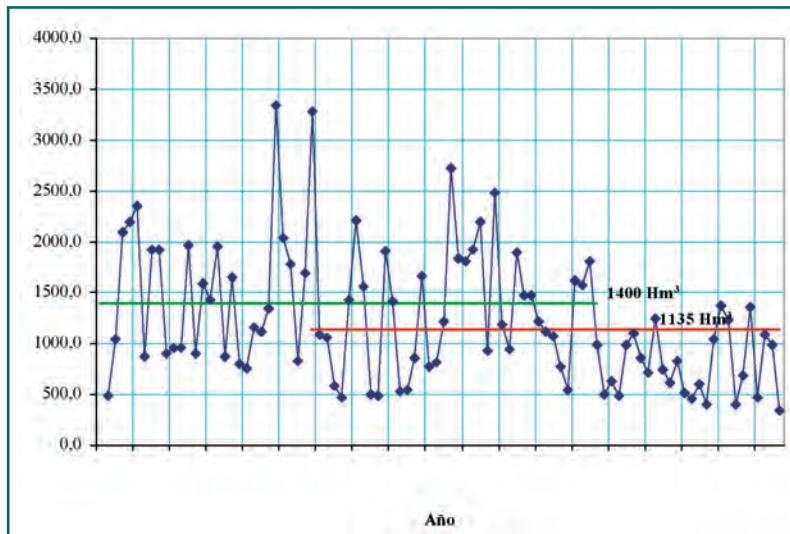


Fig. 10. Volúmenes anuales en la cabecera del Tajo (Bolarque).

pos encargados de redactar los Planes Hidrológicos de Cuenca y el Plan Hidrológico Nacional a seleccionar el año 1940 como inicio del período de cálculo de los recursos hídricos. El autor considera razonable esa decisión, pero opina que el período transcurrido desde esa fecha es insuficiente para dar una idea cabal de las marcadas fases de persistencia supradecenal con que evoluciona la lluvia según han puesto de manifiesto los registros de siglo y medio en la Península Ibérica. Esa irregularidad a gran escala temporal no ha sido tenida en cuenta suficientemente en la generalidad de los estudios hidrológicos realizados hasta la fecha, y sin embargo tiene serias consecuencias prácticas en las zonas del Centro, Sur y Levante. Las series largas de observaciones ofrecen la posibilidad de atenuar en cierta medida esa carencia y de matizar la información y las conclusiones de los Planes encuadrándolas dentro de una perspectiva histórica mas amplia. El excelente Libro Blanco del Agua (Rfa. 7) tiene el mérito de hacer una llamada de atención sobre las series largas de registros, si bien en su análisis muy general, y global a escala nacional, pasan desapercibidos muchos aspectos y conclusiones fundamentales.

La estimación de los recursos hídricos disponibles, así como las reglas de gestión para su mejor aprovechamiento y la eficacia de ciertas infraestructuras (por ej. Trasvase Tajo-Segura y Júcar-Vinalopó, etc), son bien diferentes según se deduzcan a partir de las series de lluvias y caudales de los 55 años 1940-1995 utilizados en los Planes Hidrológicos, o a partir de otros escenarios como el de los 68 años 1912-1979 sin períodos de gran escasez en las zonas Centro y Sur (véanse en la Fig. 10 las mayores entradas de agua al embalse de Bolarque en la cabecera del Tajo) y por el contrario con una fase muy seca en Levante,

que en las provincias de Murcia y Alicante persiste en los 20 años de 1924-1943. Parecidas consideraciones se podrían hacer con el período de 64 años 1880-1943. Se puede concluir que la muestra de datos 1940-1995 no es por sí sola representativa del futuro previsible en el horizonte temporal de la planificación y de la vida útil de las infraestructuras hidráulicas, y se deben por tanto esbozar estrategias ante la presentación de otros escenarios pluviométricos, también verosímiles a la luz de los datos disponibles, de análoga duración al de los Planes Hidrológicos pero con diferentes características, mas abundantes en algunas zonas como el Centro y Sur y por el contrario mas severos en Levante.

Por otra parte, conviene resaltar que los ciclos de escasez y abundancia se han producido en la Naturaleza, tanto en épocas antiguas frías y sin emisión apreciable de gases contaminantes, como en épocas modernas calientes y con alto nivel de contaminación atmosférica. Baste recordar los dos períodos muy secos 1867-79 y 1980-95 y los dos abundantes de 1880-1899 y 1957-79. Consecuentemente no cabe esperar que en el futuro un hipotético cambio climático suprima los ciclos y perpetúe el nivel de escasez de los últimos decenios. Las oscilaciones pluviométricas supradecenales previsiblemente seguirán repitiéndose, lo cual es compatible con que secundariamente por efectos antrópicos pudieran acentuarse ligeramente sus rasgos secos y aminorarse los húmedos

Las grandes inercias de la pluviometría exigen empezar a hablar de regulaciones hiperdecenales de los recursos hídricos en algunas zonas del país, y traen a la mente las también grandes inercias de las reservas subterráneas como instrumento eficaz para hacerles frente en una sabia estrategia de explotación conjunta con las aguas superficiales, que propicie el uso de éstas en épocas de abundancia y de las freáticas en épocas de escasez. ♦

Referencias:

- (1) World Weather Records (1927, 1934 Y 1959) Smithsonian Institution.
- (2) Servicio Meteorológico Nacional (1943). "Las series mas largas de Observaciones Pluviométricas en la Península Ibérica".
- (3) González Quijano, P.M. (1946). "Mapa Pluviométrico de España". CSIC
- (4) Confederación Hidrográfica del Júcar (1988) "Estudio de las inundaciones del Júcar en 1864". Autor J. Gomez Ortega y otros.
- (5) Tardieu H. (1989). "Après le Secheresse ...". La Houille Blanche n° 7 y 8.
- (6) Instituto Nacional de Meteorología (1996). "Homogeneidad y Variabilidad de los Registros Históricos de Precipitación de España".
- (7) Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas (2000). "El Libro Blanco del Agua".
- (8) Témez, J.R. (2004). "El Período Seco 1980-1995. Su rareza y efectos en el Sureste Español". Revista de Obras Públicas n° 3.448.

Arquitectos e Ingenieros. Historia de una relación

Architects and Engineers. The history of a relation

Leonardo Fernández Troyano. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado S.L. cfcsl@cfcsl.com

Resumen: Todo arte precisa de una técnica aunque a veces la técnica que requiere es elemental. Esto es evidente en la arquitectura, porque para construir es necesario conocer las técnicas de la construcción. Arquitectura e ingeniería son profesiones diferentes, pero proceden de un tronco común, que es la arquitectura según la definía Vitrubio, o los tratadistas del Renacimiento. El progreso en el arte de construir que se produjo durante la revolución industrial llevó a la disociación de las dos profesiones. Pero el tronco común de ambas, que es el arte de construir, hace que en muchos casos sean complementarias, y en otros, el límite entre ambas sea difícil de definir. Siempre ha sido y será una relación compleja la del arquitecto y el ingeniero, pero a pesar de la diferencia de mentalidades, la colaboración entre ambas profesiones es un hecho generalizado que va en aumento.

Palabras Clave: Arquitectura, Ingeniería, Historia de la ingeniería, Puentes

Abstract: All art requires technique, even though this technique may sometimes be very elementary. This is evident in architecture as in order to build it is necessary to be aware of building techniques. Architecture and engineering are different professions but come from a common root which is that of architecture as defined by Vitruvius or the Renaissance essayists. The progress in the art of building seen over the industrial revolution has since led to the splitting of both professions. However, the common root of both and, namely, the art of building, makes them complementary in many cases, while in others, the borders between the two are scarcely discernable. There has always been and always will be a complex relation between the architect and the engineer, but in spite of the different mentalities the collaboration between both professions is a common fact and one which can only increase.

Keywords: Architecture, Engineering, Engineering history, Bridges

I. Introducción

Todo arte precisa de una técnica, aunque algunas veces la técnica que requiere es muy elemental. Pero otras veces no lo es tanto; al ver las grandes esculturas de RICHARD SERRA que se expusieron en el Guggenheim de Bilbao, u otras obras suyas, se hace evidente que dar forma y acoplar esas gigantescas chapas requiere una técnica metalúrgica muy desarrollada. Donde más claramente se plantea este problema es en el arte de la arquitectura, porque para construir, siempre es necesario conocer técnicas de la construcción. Las técnicas que utilizará el arquitecto serán más o menos complejas según la clase de obra que vaya a realizar, y dependerá también de la envergadura del edificio; el problema de la escala es fundamental en la arquitectura y en la ingeniería.

Por otro lado, muchas obras de ingeniería tienen posibilidades expresivas para el espectador, y éste así lo percibe. Como ejemplo podemos citar muchos puentes que son para los ciudadanos, símbolos de grandes ciudades, como el puente de **Brooklyn** de Nueva York, o el **Golden Gate** de San Francisco. Por ello, se les puede atribuir un valor artístico, y este valor deberá estar presente en el desarrollo creativo de la obra de ingeniería, desde la planificación, hasta el proyecto y la construcción.

Arquitectura e ingeniería son dos profesiones diferentes, pero proceden de un tronco común, que es la arquitectura según la definía VITRUBIO, o los tratadistas del Renacimiento. Pero como en toda actividad humana, el progreso del conocimiento hace éste cada vez más complejo y obliga a la especialización. El progreso en el arte de construir que se produjo durante la Revolución Industrial,



Fig. 1. Richard Serra, La Materia del Tiempo. Museo Guggenheim. Bilbao. Foto: Erika Barahona Ede.

Fig. 2. Puente de Brooklyn. Nueva York. 1883. J. Roebling. Luz 468 m.



debido a la aparición de nuevos materiales y al origen del conocimiento teórico del comportamiento resistente de las estructuras, llevó a la disociación de las dos profesiones.

Esto no quiere decir que el problema de la estructura resistente aparezca o se potencie con la Revolución Industrial, porque se puede decir que en la arquitectura, la presencia de la estructura resistente ha ido de más a menos. El **Pantheon** de Roma, las bóvedas del románico o del gótico, o las cúpulas del Renacimiento son básicamente expresión de su estructura resistente. Sin embargo no había un conocimiento científico de su comportamiento; fue fundamentalmente un conocimiento empírico el que permitió llegar a obras tan extraordinarias como las romanas, las románicas y las góticas. Hasta el siglo XX, el conocimiento teórico de las estructuras ha ido por detrás de las realizaciones. Sorprende y produce admiración la audacia y capacidad de empresa de algunos ingenieros del siglo XIX que contaban con unos conocimientos teóricos y unos medios de construcción muy inferiores a las obras que hacían.

Esta pertenencia de la arquitectura y la ingeniería a un tronco común, que es el arte de construir, hace que en muchos casos sean complementarias, y en otros, el límite entre ambas sea difícil de definir. Hay obras de arquitectura que no requieren la intervención de un ingeniero, e

igualmente obras de ingeniería que no requieren arquitecto. Sin embargo hay muchas obras donde deben trabajar juntos. No siempre este trabajo en común estará equilibrado, porque la participación de uno y otro estará condicionada por el tipo de obra. En algunos casos el trabajo del ingeniero será secundario respecto del arquitecto y en otros casos será al contrario. Un ingeniero puede proyectar la estructura resistente de un edificio de viviendas de ocho o diez plantas, pero su incidencia en el conjunto de la obra será mínima. Por otro lado un arquitecto puede intervenir en el proyecto de una presa, pero su intervención en el proyecto será secundaria, si bien puede ser importante en su fisonomía final. Esto hace que no sea simétrica la participación del ingeniero en las obras de arquitectura respecto de la del arquitecto en las obras de ingeniería.

La proximidad y complementariedad de ambas profesiones ha dado lugar a roces y polémicas entre ellos, en gran parte por problemas corporativos, es decir, de competencias profesionales, pero también por problemas de identidad de cada profesión. Esta polémica se inició en el siglo XIX con una violencia inusitada; se superó en gran parte a principios del siglo XX, pero hoy en día sigue habiendo conflictos de competencias y de identidad. Como ejemplo de la situación actual de este problema, pode-

Fig. 3. Puente de la Golden Gate. San Francisco. 1937. J.B. Strauss y C. Ellis Ings, J. Ebersson y I.F. Morrow Arqs. Luz 1280 m.

Fig. 4. Pantheon de Roma. a) interior. b) exterior.





mos referirnos a la polémica que se ha producido en los últimos años, por la irrupción de los arquitectos en el campo de los puentes como diseñadores exclusivos, considerando que el fenómeno resistente ha pasado a ser secundario en ellos; el puente se convierte en un objeto de puro diseño; lo mismo da un puente de 20 que de 200 metros de luz; se olvida el factor escala, fundamental en todo fenómeno resistente. Un ejemplo de esta forma de hacer puentes, ha sido el **Puente del Milenio** de Londres. El proyecto es de un arquitecto, NORMAN FOSTER, y un escultor, ANTHONY CARO. A posteriori intervinieron los ingenieros de *Ove Arup & Partners*; después de inaugurada han surgido en ella serios problemas de vibraciones (1).

Pensamos que siempre ha sido y será una relación compleja la del arquitecto y el ingeniero porque cada uno sabe que donde él es más débil es donde el otro es más fuerte; pero, a pesar de la diferencia de mentalidades, la colaboración entre ambas profesiones actualmente es un hecho generalizado en todas las obras en que resulta necesaria, y además va en aumento porque la construcción es cada vez más compleja y los equipos multidisciplinares son cada vez más eficaces.

En general, cuando se ha abordado el tema de la relación arquitectos/ingenieros se ha hecho desde la arquitectura, donde el papel del ingeniero será siempre secundario, sin olvidar que según crece la escala de la obra, la importancia del ingeniero va siendo cada vez mayor. Esta escala se puede manifestar de diferentes formas: la altura de los grandes rascacielos, donde ingenieros como FAZLUR KHAN o LESLIE E. ROBERTSON (2) han sido decisivos en el proyecto de muchos de ellos; la luz de los grandes pabellones deportivos o de otros usos, donde ingenieros como EDUARDO TORROJA, PIER LUIGI NERVI, RICARDO MORANDI, o ULRICH FINSTERWALDER tuvieron aportaciones singulares. Los grandes espacios de la arquitectura actual también requieren intervención

Fig. 5. Nave central de la Catedral de Santiago de Compostela. S. XII. Fig. 6. Nave central de la catedral de León. S. XIII. Fig. 7. Pasarela del Milenio. Londres. N. Foster Arq. A. Caro Escultor. Ove Arup & Partners Ings.

de ingenieros de la categoría de OVE ARUP, EDMUND HAPPOLD y PETER RICE, que han sido decisivos en obras singulares de la arquitectura, como la **Ópera de Sydney**, el **Centro Pompidou** de París, o el **Banco de Hong Kong**³.

Pensamos que el tema de la relación ingenieros/arquitectos se debe abordar en toda su amplitud; no se trata sólo de conocer la colaboración de los ingenieros en las obras de arquitectura, sino conocer también la colaboración de los arquitectos en las obras de ingeniería, que tiene también una larga e interesante historia.

Hay obras donde la colaboración entre ingenieros y arquitectos se puede plantear en pie de igualdad, y en ellas es, en mi opinión, donde la colaboración es más fructífera y satisfactoria. Esto se produce con frecuencia en proyectos de grandes instalaciones deportivas, o de estaciones de transporte, o muchas otras obras que, por su carácter, la aportación de ambos puede estar equilibrada.

Vamos a hacer una revisión histórica de la relación de ambas profesiones, orientada principalmente hacia el in-

Fig. 8. Ópera de Sydney. J. Utzon Arq. Over Arup & Partners Ings. Fig. 9. Cúpula de Santa María del Fiore. Florencia. F. Brunelleschi. S. XV.



geniero, cuya historia es menos conocida, y centrada fundamentalmente en nuestro país.

II. Las diferentes ingenierías

Al plantear la relación entre ingenieros y arquitectos nos estamos refiriendo únicamente a los ingenieros civiles, es decir a los ingenieros que se dedican a la construcción, y especialmente a los dedicados al estudio de las estructuras resistentes, que son los que tienen una relación más directa con los arquitectos. Pero la ingeniería, desde sus orígenes, abarca un campo mucho más amplio que el del arte de construir.

Igual que la ingeniería se disoció de la arquitectura, dentro de la ingeniería se han disociado los diferentes campos, y así se han creado las diferentes ramas actuales de la ingeniería; pero todas ellas tienen un tronco común, que es su actuación en el medio natural para transformarlo y adaptarlo a las necesidades del Hombre. Pero este medio natural es muy diverso y por ello el área de actuación y la forma de actuar de cada rama de la ingeniería es muy dispar. Poco tiene que ver el campo de actuación de la ingeniería química con el de la ingeniería de infraestructuras, generalmente llamada de Obras Públicas, que es la actividad principal de los ingenieros civiles. Nosotros nos vamos a referir a estos ingenieros, es decir, a los que están relacionados con la construcción en general, y con las estructuras resistentes en particular. Pero, como veremos, los primeros profesionales que se consideraron ingenieros estaban más relacionados con las máquinas y la ingeniería militar, que con lo que hoy se incluye en la ingeniería civil. Anteriormente esta actividad estaba estrechamente unida a la profesión de arquitecto, hasta que a finales del siglo XVIII y principios del XIX, se produjo la separación de ambas profesiones en los distintos países. Uno de los países que inició este proceso fue Francia, y posteriormente muchos países siguieron su ejemplo, entre ellos España, que en todo este proceso siguió fielmente las pautas francesas con medio siglo aproximadamente de retraso.

Del carácter indiferenciado de la ingeniería en su origen fue un buen ejemplo el *Cuerpo de Ingenieros de Caminos y Canales* en España, que se formó a partir del *Real Gabinete de Máquinas* que creó AGUSTIN DE BETANCOURT, el hombre clave de la formación del cuerpo de ingenieros y de la *Escuela de Ingenieros de Caminos y Canales*. AGUSTIN DE BETANCOURT abarcó todos los campos de la ingeniería: la hidráulica, la construcción, la minería, las máquinas, las comunicaciones, etc. Era lo que podemos llamar un ingeniero completo, porque abarcaba las diferentes ramas de la ingeniería actual. Poco después de BETANCOURT, la ingeniería se fue disociando en España en las distintas especialidades que hoy existen (4).

III. Evolución de las profesiones de ingeniero y arquitecto

Si actualmente la diferencia entre arquitectura e ingeniería es relativamente clara, no ha sido así a lo largo de la mayor parte de la Historia, porque hasta finales del siglo XVIII eran una sola profesión o estaban estrechamente ligadas.

Los grandes tratados de arquitectura, desde los romanos, hasta el siglo XVI, nos van a servir para conocer la idea de lo que se consideraba que debía ser un arquitecto. El tratado de Arquitectura de VITRUBIO lo define muy claramente en el Capítulo I del Libro I, que se refiere a la educación del arquitecto (5):

El arquitecto debe estar impuesto en muchas ramas del saber y reunir conocimientos de muchos campos distintos porque en su obra se contrastan el valor de las ciencias y de las artes. Las fuentes de su conocimiento son la práctica y la teoría.

En el capítulo III del mismo libro, define las partes de la arquitectura: *comprende la arquitectura la construcción, la gnomónica o fabricación de los relojes de sol, y el montaje de las máquinas. La construcción a su vez comprende: el emplazamiento y fortificación de ciudades, las obras de carácter público y la construcción de viviendas privadas. Los edificios y obras públicas son de tres clases. Los que se refieren a necesidades de defensa contra los enemigos, lo que se construyen para dedicarlos a los dioses y los del orden y propósito civil para el bien general.*

Aparece una nueva dimensión del arquitecto que es la de ingeniero militar, y esta actividad se refiere no sólo a las fortificaciones de las ciudades, sino también a las máquinas de guerra. El libro X del tratado de VITRUBIO está dedicado a las máquinas, tanto a las de construcción como a las de guerra. El libro VIII está dedicado a las obras hidráulicas, y el Capítulo XII del libro V, está dedicado a los puertos, rompeolas, y astilleros, y en él se describen las ataguías y las ruedas de achique para vaciarlas de agua. Como se puede ver, es un tratado completo de arquitectura, de ingeniería civil, y de ingeniería militar, tal como actualmente se entienden estas profesiones.

Sin embargo, desde los griegos existen arquitectos e ingenieros, diferenciados profesionalmente. Los ingenieros eran los que hacían máquinas, fortificaciones y otros aparatos similares. El arte de construir estaba incluido en la arquitectura, y con frecuencia las dos profesiones las ejercían las mismas personas. ARQUIMEDES, el gran sabio de la Magna Grecia, se puede considerar básicamente un ingeniero, debido a sus inventos de mecanismos, y a sus máquinas de guerra, además de sus aportaciones a las matemáticas y a la física (6).

En Roma existió el pontífice, que en su origen era el constructor de puentes, pero muy pronto este cargo per-

dió su sentido etimológico; pasó a ser un alto funcionario del Imperio. Hubo también otros cargos relacionados con las obras públicas, como los *curatur viarum*. Los romanos, grandes constructores, aportaron poco a las ciencias y a las técnicas.

En la Edad Media hay pocos tratados dedicados a la ingeniería. Uno de los más conocidos es el del arquitecto francés VILLARD DE HONNECOURT en el siglo XIII, que escribió sobre muchos tipos de máquinas, entre ellas las sierras hidráulicas; también escribió sobre puentes de madera y máquinas de guerra, entre ellas las grandes catapultas. También dedicó parte de sus escritos a los autómatas y relojes, que van a ser una parte importante del trabajo de los ingenieros; uno de los autómatas de VILLARD DE HONNECOURT es un águila que giraba la cabeza cuando el diácono iniciaba la lectura del evangelio. Otro tratado medieval importante es el de GUY DE VIGEVANO sobre máquinas de guerra, escrito en el siglo XIV; en él se describen barcos, carros y torres de asalto (7).

En el Renacimiento se publicaron muchos tratados de arquitectura e ingeniería, y en ellos siguen mezclados temas de ambas profesiones, si bien se empieza a crear una cierta diferenciación entre ellas.

En Italia, LEONARDO DA VINCI es calificado de *ingeniarium ducalis*, y en España existe la profesión de ingeniero, diferenciada del arquitecto, pero referida principalmente a los ingenios y las máquinas, más que al arte de construir. Unos son maquinarios como PEDRO JUAN DE LASTANOSA; otros son relojeros como JUANELO TURRIANO, relojero del Rey, de origen italiano, que construyó el *artificio de Juanelo* para subir agua del río Tajo a la ciudad de Toledo, una de las obras más ingeniosas que se han hecho para elevar agua. Está resuelta mediante cazos oscilantes que se movían gracias a unas ruedas hidráulicas situadas en el río (8).

A JUANELO se le atribuyó el mejor tratado de ingeniería hecho en España: *Los veintiún libros de los Ingenios y Máquinas* (9), escrito en la segunda mitad del siglo XVI, si bien ha quedado claro que JUANELO no lo pudo escribir. Se ha atribuido también a LASTANOSA, pero tampoco está claro (10); lo que sí parece seguro es que fue escrito por un ingeniero o ingenieros aragoneses, como lo era LASTANOSA (11). Es un tratado dedicado fundamentalmente a las obras hidráulicas, aunque también estudia molinos y puentes de diversos tipos.

Es difícil en este periodo identificar a los ingenieros y a los arquitectos, porque los diferentes profesionales dedicados al arte de construir tenían muy diversas procedencias: los que estudia-



Fig. 10. Torres gemelas. Nueva York.



Fig. 11. Edificio Sears. Chicago.

ban en universidades, los que aprendían con otro arquitecto o ingeniero, o los que procedían de maestros canteros.

Un primer intento de crear una escuela de ingeniería en España la promovió FELIPE II en Madrid, la *Academia Real Mathematica*, y encargó un plan de estudios a JUAN DE HERRERA, arquitecto real, que tenía una buena formación técnica. Suyos son dos de los puentes de piedra más perfectos de nuestro país, el **Puente de Segovia** sobre el río Manzanares en Madrid, y el **Puente de Torrelodones** sobre el río Guadarrama, con un solo arco de dos roscas, una de las mejores composiciones de los arcos de piedra españoles. El ambicioso plan de estudios de HERRERA no se llevó a la práctica, pero la *Academia Real*, con un plan de estudios más modesto, funcionó durante muchos años (11).

Los dos tratados de arquitectura del Renacimiento más conocidos son probablemente el de LEON BAUTISTA ALBERTI, del siglo XV, *De Re aedificatoria* (12); y el de ANDREA PALLADIO del siglo XVI, *Los Cuatro Libros de Arquitectura*. En ellos, igual que en el tratado de VITRUBIO y probablemente influidos por él, se tratan temas de arquitectura e ingeniería; desde el punto de vista actual, más que tratados de arquitectura se pueden considerar tratados del arte de construir.

El libro IV de ALBERTI trata de las obras públicas: el capítulo V se refiere a la construcción de vías de tráfico tanto urbanas como interurbanas, el capítulo VI trata de los puentes de madera y piedra, y el VII de las alcantarillas, y de los ríos y canales navegables.

El libro X está dedicado principalmente a las obras hidráulicas: el capítulo VII está dedicado a las conducciones de agua, el capítulo VIII a las cisternas, el X a las vías de navegación, el XI a los canales, y el XII a los puertos.

En el tratado de ANDREA PALLADIO (13), más limitado que el de ALBERTI, una gran parte del libro III está dedicado a las obras públicas; en él estudia las vías públicas y los puentes, tanto de madera como de piedra. Sus prototipos en ambos materiales tuvieron gran trascendencia en los puentes del Renacimiento.

El gran ingeniero del Renacimiento fue sin duda LEONARDO DA VINCI, paradigma del hombre renacentista. Figura compleja y controvertida, es difícil de definir en pocas palabras. Se puede decir que profesionalmente fue fundamentalmente un ingeniero, y de ello es buen testimonio su presentación a Lu-



Fig. 12. Puente de Segovia en Madrid sobre el río Manzanares. Juan de Herrera. 1589.
Fig. 13. Puente de Torrelodones sobre el río Guadarrama. Juan de Herrera.



DOVICO SFORZA en 1482, donde primero se manifiesta como ingeniero militar, enumerando todas sus posibilidades en este campo, y por último le dice que en tiempo de paz puede, como arquitecto, construir edificios públicos y privados, o conducir agua de un lugar a otro.

En términos parecidos se expresa GALILEO GALILEI, a principios del siglo XVII, al dirigirse al secretario del DUQUE DE TOSCANA, donde se refiere a su gran cantidad de inventos "tan útiles como dignos de curiosidad y admiración, que tan solo el exceso me perjudica (14)".

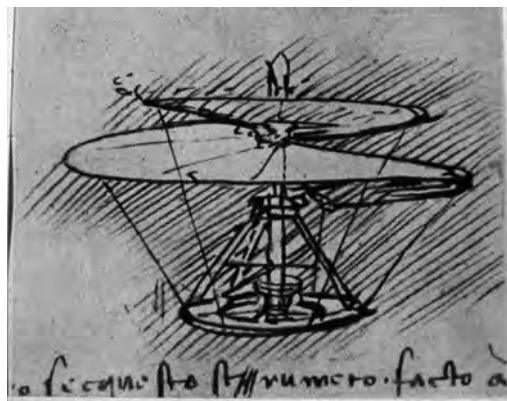
LEONARDO, sin estudios universitarios, se formó inicialmente en el taller de VERROCCHIO, persona de gran cultura, y posteriormente con la lectura de todos los libros que pudo encontrar. Tuvo por ello una formación inicialmente práctica, que luego complementó con la base teórica de los libros, y de su relación con la gente ilustrada de las distintas cortes donde pasó su vida.

De LEONARDO se han dicho cosas extremas, desde que fue un adelantado a su tiempo y precursor de ciencias y técnicas, hasta que no hay ninguna aportación técnica original en ninguno de los campos en los que trabajó, y que su aportación científica fue mínima

o nula. Sin entrar en esta polémica, creo que sí se puede asegurar que LEONARDO DA VINCI fue un hombre con una ilimitada ambición de saber, y que intentó dar una base científica a los diversos campos de la ingeniería que estudió; en algunos, llegó a conclusiones válidas, pero en la mayoría, fundamentalmente planteó interrogantes que después fue resolviendo la ciencia (7).

Un buen ejemplo de su forma de trabajo es su estudio sobre el comportamiento a flexión de la viga, que se encuentra en el *Código de Madrid I*. En este estudio LEONARDO planteó que la fibra superior, es decir, la más próxima al centro de curvatura de la deformada, se acorta, la inferior se alarga, y la fibra media no varía de longitud. La deformación de las fibras intermedias es proporcional a su distancia a la fibra media. LEONARDO, como en tantos otros temas, se limitó a esta descripción, sin intentar cuantificar el fenómeno. El primero que intentó llegar a un conocimiento científico de la flexión fue GALILEO GALILEI, que estudió la viga apoyada y la ménsula; pero su hipótesis sobre la distribución de tensiones en la sección de la viga debidas a la flexión, están mucho más lejos de la realidad que las intuiciones de LEONARDO (15).

Fig. 14. Transporte de un cañón. Dibujo de Leonardo da Vinci.
Fig. 15. Máquina de vuelo. Dibujo de Leonardo da Vinci.
Fig. 16. Fachada principal del Museo del Prado. Juan de Villanueva. S. XVIII.





IV. Disociación de las profesiones de Ingeniero y Arquitecto

Desde el Renacimiento, la complejidad de las distintas tecnologías va siendo cada vez mayor, y cada vez va habiendo más arquitectos o ingenieros con un cierto grado de especialización, hasta llegar al siglo XVIII donde se produce la disociación institucional de las dos profesiones.

La primera separación que se produjo fue la de los ingenieros militares. En España, el *Cuerpo de Ingenieros Militares* se inició en 1711 con la aprobación por FELIPE V de la organización del cuerpo, y se consolidó en 1718 con la promulgación de sus Ordenanzas. Dos años después se restableció la *Real Academia Militar de Matemáticas de Barcelona*, fundada en 1694, pero hasta 1720 tuvo una vida precaria e intermitente. La actividad de los ingenieros militares, el primer cuerpo institucionalizado de ingenieros en nuestro país, no se limitó únicamente al campo militar, sino que intervinieron también en las obras públicas, tanto en los caminos, como en los canales, abastecimientos de agua y puer-

Fig. 17. Puente de Toledo sobre el río Manzanares en Madrid. Pedro de Ribera. 1735.
Fig. 18. Puente Largo de Aranjuez. Marcos de Vierma. S. XVIII.

tos, y esta actividad la mantuvieron hasta que se creó el *Cuerpo de Ingenieros de Caminos y Canales* (16).

La intervención de los ingenieros militares en las obras públicas no excluyó a los arquitectos, que siguieron trabajando en ellas de forma generalizada; de ello hay muchos ejemplos en España en el siglo XVIII: JUAN DE VILLANUEVA, arquitecto del *Museo del Prado*, traza carreteras y construye puentes. Suyo es el proyecto de la *Carretera de Villalba a Segovia* por el puerto de Navacerrada, terminada a principios del siglo XIX. PEDRO DE RIBERA, arquitecto de la *Ermida de San Antonio de la Florida* es también autor del *Puente de Toledo* sobre el río Manzanares en Madrid. MARCOS DE VIERMA, también arquitecto, construye carreteras y puentes, entre ellos el *Puente Largo de Aranjuez* y el *Puente de Viveros*, ambos sobre el río Jarama (17).

A mediados del siglo XVIII se iniciaron en Europa los cuerpos de ingenieros civiles, y poco tiempo después las escuelas correspondientes de formación de ingenieros. En 1716 se creó en Francia el cuerpo de *Ingenieurs des Ponts et Chaussées*, a partir de los arquitectos al servicio del Rey. El primer *premier ingénieur* fue JACQUES

Fig. 19. Pont Gabriel sobre el Loira en Blois. Jaques V Gabriel. S. XVIII.



Fig. 20. Pont Royal sobre el Sena en París. Jaques IV Gabriel. S. XVII.
Fig. 21. Puente de la Concorde sobre el río Sena en París. J.R. Perronet. 1791.



V GABRIEL, autor del **Pont Gabriel**, sobre el Loira en Blois, en nuestra opinión una de las composiciones más perfectas en lomo de asno con arcos de luces decrecientes del centro a los extremos. Es hijo del arquitecto JACQUES IV GABRIEL, que construyó el **Pont Royal** de París, puente que sirvió de modelo a muchos de los puentes de piedra que se construyeron en Francia en el siglo XVIII (18).

En 1747 se creó *L'École des Ponts et Chaussées*, cuyo primer director fue JEAN RODOPHE PERRONET, ingeniero francés nacido en Ginebra (19).

En España y otros países de Europa el proceso fue similar, pero con medio siglo de retraso, y claramente influido por el francés. El hombre clave de este proceso en España, como ya hemos dicho, fue AGUSTIN DE BETANCOURT, que desde 1785 a 1791 fue becado por el MARQUÉS DE FLORIDABLANCA para estudiar hidráulica en París, en *L'École de Ponts et Chaussées*, junto con otros becarios.

En 1791 volvió a España para crear el *Real Gabinete de Máquinas* a base de los planos y modelos que él había hecho y conseguido en Francia. Este *Real Gabinete* se instaló en el Palacio del Buen Retiro, y fue el embrión del cuerpo de Ingenieros de Caminos y Canales, que se creó en 1799 con el nombre de *cuerpo facultativo de la inspección general de Caminos y Canales*. Su segundo Inspector General fue AGUSTIN DE BETANCOURT, y en 1803 le cambió el nombre por *Cuerpo de Ingenieros de Caminos y Canales*. En este mismo año AGUSTIN DE BETANCOURT escribió una memoria titulada *Noticia del estado actual de los caminos y canales en España. Causa de sus atrasos y defectos y medios de remediarlos en adelante* (4). En este escrito se mete duramente con los arquitectos por la deficiente construcción de los puentes españoles "La total ignorancia de los arquitectos en este genero de obras, por no tener la menor idea de los principios de hidráulica, es causa de este lastimoso mal" Es claro que en este escrito Betancourt ataca fun-

damentalmente a los arquitectos como constructores de puentes y carreteras, y no a los ingenieros militares, lo que nos indica que eran predominantemente los arquitectos los que hacían estas obras.

La *Escuela de Caminos y Canales* se inició con los *Estudios de la Inspección general de caminos*, que en 1803, por decisión de BETANCOURT, su primer director, respaldada por Real Orden, pasó a llamarse *Escuela de Caminos y Canales*.

La Escuela tuvo un difícil comienzo porque estuvo cerrada en varias ocasiones por motivos políticos. Su fundador, AGUSTIN DE BETANCOURT terminó sus días exiliado en Rusia, donde dejó una gran parte de su labor como ingeniero. Pero la fundación de la Escuela y su posterior desarrollo, definió en España la profesión de ingeniero.

La profesión de arquitecto, como hemos visto, ha tenido una definición clara a lo largo de la Historia, aunque sus límites hayan ido variando con el tiempo. Podemos decir que hasta la creación de los cuerpos de ingenieros, en la arquitectura se incluía todo el arte de construir, y las máquinas.

Pero el título de arquitecto no estaba claramente regulado en España, hasta que en 1757 se creó la *Real Academia de Nobles Artes de San Fernando*, que desde su principio se convirtió en el único centro de enseñanza que podía otorgar título oficial de arquitecto, anulando los innumerables títulos que conferían ciudades, cabildos o gremios. En esta ordenación se siguió, igual que más tarde en los ingenieros, el modelo francés de la *Academia de Nobles y Bellas Artes*. La *Escuela Superior de Arquitectura*, independiente de la *Real Academia de Nobles Artes*, se creó en España en 1844, casi un siglo después que ésta (20).

A principios del siglo XIX, en Francia, y por reflejo en España, la disociación de las profesiones de arquitecto e ingeniero llevó a un alejamiento cada vez mayor entre unos y otros profesionales, motivada en gran parte por el tipo de enseñanza que recibían. En la *Academia*



Fig. 22. Puente de Alcántara sobre el río Tajo. Prov. De Cáceres. C.J. Lacer. S. II.
Fig. 23. Puente de Coalbrookdale sobre el río Severn, Inglaterra. T.F. Pritchard Arq. A. Darby III fundidor. J. Wilkinson maestro de fundición. 1779.

de San Fernando la formación de los arquitectos era muy tradicional, basada fundamentalmente en un conocimiento histórico de la arquitectura, en los órdenes arquitectónicos, y con un conocimiento mínimo de las técnicas de construcción y de los materiales. En la *Escuela de Ingenieros de Caminos y Canales*, en cambio, se hacía énfasis en la formación científico-técnica, partiendo de una amplia formación de matemáticas. Era el arte, tal y como se definía en aquel momento, frente a la técnica emergente. Podemos decir que en la enseñanza de la arquitectura dominaba su historia; en cambio la enseñanza de la ingeniería, que se consideraba una profesión nueva, se basaba casi exclusivamente en una formación científico-técnica.

Este carácter innovador y progresista de los ingenieros trasciende a la sociedad y por ello la *Escuela de Ingenieros de Caminos y Canales* de Madrid es considerada como un centro de ideología constitucional y liberal, lo que provocó su cierre en sucesivas ocasiones, y el exilio de algunos de sus miembros más notables entre otros, como hemos dicho, su primer director AGUSTIN DE BETANCOURT.

Otra diferencia básica es que los ingenieros se organizaron desde el principio como cuerpo del Estado; en cambio la profesión de arquitecto era fundamentalmente libre, aunque una parte de ellos trabajaba en Ayuntamientos y otras corporaciones, pero que siempre tenían menos fuerza que el Estado Central.

JEAN RODOLPHE PERRONET, el primer director de *L'Ecole de Ponts et Chaussées* de París, en su *Description des projets et de la construction des Ponts*, considera que de obras anteriores a las suyas es imposible obtener ningún conocimiento útil, planteamiento que revela claramente cual era la forma de pensar de los nuevos ingenieros. En nuestra opinión esta afirmación de PERRONET es excesivamente radical (21). CARLOS FERNANDEZ CASADO, profesor de puentes de la *Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid*, escribió que nadie

en España debía proyectar un puente sin haber pasado antes por el de **Alcántara** (22).

La forma de pensar de PERRONET, muy generalizada entre los ingenieros, ha hecho que con frecuencia éstos adolezcan de una excesiva falta de conocimiento de su propia historia; y en toda actividad creativa con dimensión expresiva y por tanto cultural, es importante conocer la propia historia. Se puede discutir cuales son los períodos anteriores que tienen influencia en nuestro quehacer actual, pero es indudable que necesitamos conocer obras anteriores para poder hacer obras nuevas. El arquitecto ha sido y es consciente del valor y la necesidad de conocer su propia historia; el ingeniero con frecuencia no lo es.

En el siglo XIX, probablemente el más brillante de la ingeniería civil, se produjo un espectacular desarrollo de todas las ramas de la ingeniería. Centrándonos en la construcción, la aparición del hierro, nuevo material, y conocer el comportamiento resistente de las estructuras, dieron lugar a su espectacular desarrollo. Entre el **Puente de Coalbrookdale**, el primer puente metálico, de 30 me-

Fig. 24. Puente del Firth of Forth, Escocia. 1890. J. Fowler y B. Baker. Luz 521 metros.





Fig. 25. Cristal Palace. Londres. Paxton. 1851.

tros de luz, y el **Puente de Firth of Forth** de 521 metros de luz, transcurre poco más de un siglo, exactamente 111 años. Pero este rápido desarrollo de la ingeniería civil creó también problemas y desajustes. Las dificultades técnicas que se planteaban en los puentes y en las estructuras, eran cada vez mayores, y por ello los ingenieros del siglo XIX, dedicaron su mayor atención a estos problemas, olvidando con frecuencia, e incluso despreciando en ocasiones, el proceso creativo que lleva a una buena obra que, si bien es inseparable del proceso resistente, va más allá de él.

Por otro lado, los arquitectos conocían mal el desarrollo tecnológico que produjo la aparición de los nuevos materiales, primero el hierro, y luego el hormigón, que tuvieron una influencia decisiva en la ingeniería y la arquitectura.

Estos planteamientos de tendencias generales no niegan la existencia de ingenieros brillantes con un alto nivel cultural, que hicieron grandes obras; y por otro lado la existencia de grandes arquitectos con un buen nivel de conocimientos técnicos, que les permitió hacer arquitectura de vanguardia con los nuevos materiales.

La definición de las dos profesiones, y sobre todo, sus competencias, dio lugar durante el siglo XIX y principios del XX, a la polémica entre arquitectos e ingenieros en el campo de la construcción, que ya hemos citado y que tuvo mucha trascendencia en la sociedad; esta polémica se inició en Francia y se propagó a otros países de Europa que habían seguido el modelo francés, entre ellos España.

La polémica fue principalmente corporativa, es decir, un conflicto de competencias profesionales y de status, porque mientras la arquitectura era una pro-

fesión liberal, los ingenieros formaban un cuerpo del Estado, lo que reivindicaban los arquitectos. Pero esta polémica también se extendió a problemas de identidad de cada una de las profesiones; por ello resultó clarificadora en muchos aspectos y sirvió para superar en parte ese divorcio entre arte/arquitectura y técnica/ingeniería.

Como hemos dicho, a los arquitectos les costó trabajo incorporarse a los nuevos materiales, sobre todo a la arquitectura del hierro. Tres obras se pueden considerar claves en el desarrollo de esta arquitectura: El **Cristal Palace** de PAXTON, construido para la Exposición Universal de Londres de 1851, la **Torre Eiffel**, y la **Galería de las Máquinas** construidas para la Exposición de París de 1889. Es importante destacar que, a pesar de la polémica y falta de entendimiento entre las dos profesiones, en la **Torre Eiffel** colaboraron los ingenieros EIFFEL, KOECHLIN, y NOUGUIER, con el arquitecto SAUVESTRES, y en la **Galería de las Máquinas** el ingeniero CONTAMIN con el arquitecto DUTERT. En ambas obras la intervención de las dos partes fue decisiva, pero el planteamiento inicial fue de los ingenieros. Las Exposiciones Universales y las estaciones de ferrocarril fueron un excelente lanzamiento de la arquitectura del hierro, promovida fundamentalmente por los ingenieros (23).

Pero igual que ha ocurrido con la mayoría de las innovaciones en la construcción, la arquitectura del hierro fue muy duramente criticada; una de las más duras fue la famosa carta de los "Artistas" contra la **Torre Eiffel**, y también la de WILSON MORRIS contra el **Puente del Firth of Forth** que nos parece muy ilustrativa: "nunca habrá arquitectura del hierro, los progresos en maquinaria han sido cada vez más feos hasta llegar al supremo espécimen de la fealdad, el **Forth Bridge**" (24). Actualmente la valoración de este puente es la contraria, y prueba de ello es el interés que despertó su centenario; se publicaron ininidad de libros y artículos sobre él.

En el primer congreso de arquitectura de Madrid celebrado en 1881, JOSÉ DOMÉNECH considera que el problema de la arquitectura del hierro es que está hecha por ingenieros que desprecian "completamente

Fig. 26. Torre Eiffel. París. 1889. G. Eiffel, Koechlin y Nouguier Ings. Sauvestres Arq.
Fig. 27. Galería de las Máquinas. París 1889. Contamin Ing. Dutert Arq.
Fig. 28. Hipódromo de la Zarzuela en Madrid. E. Torroja Ing. Arniches y Domínguez Arqs.





Fig. 29. Puente de Alejandro III sobre el Sena en París. 1901. J. Resal Ing. Cassien-Bernard y Caussin Arqs. Luz 107 m.
Fig. 30. Puente de George Washington sobre el río Hudson. Nueva York 1931. O. Ammann Ing. C. Gilbert Arq. Luz 1067 m.

las proporciones y leyes del buen gusto"; y CABELLO Y Aso catedrático de la Escuela de Arquitectura le contesta que "las construcciones solo de hierro no son verdaderamente obras de arquitectura" y continúa que "el arte va cediendo a la industria; el arquitecto no debe hacerse cómplice de esta muerte insensible del arte" (20).

Aunque la línea oficial de la arquitectura era contraria a los nuevos materiales, hay arquitectos en el siglo XIX que se rebelan contra esa posición, y proyectan edificios con estructuras de hierro, iniciando la "escuela racionalista". Entre ellos se puede citar en Francia a HENRI LABROUSTE, duramente atacado por la Academia, y a J. BOGARDUS en Estados Unidos (23). Pero es a principios del siglo XX cuando se produce una profunda transformación generalizada en la arquitectura, al aceptar las innovaciones tecnológicas y los nuevos materiales como parte fundamental de la nueva arquitectura. Si el hierro fue atacado y despreciado durante muchos años, el hormigón armado se aceptó más fácilmente. Se llegó así a la arquitectura contemporánea, que ha dominado casi todo el siglo XX. El arquitecto se incorporó a las nuevas tecnologías de la construcción y esto supuso una superación casi completa de la polémica arquitectos/ingenieros.

París de 1889, hay colaboración entre ingenieros y arquitectos, e igualmente podemos citar muchas otras obras de este siglo.

Pero es en el siglo XX cuando esta colaboración se generaliza y se hace más fructífera. Uno de los ejemplos más extraordinarios de esta colaboración en la primera mitad del siglo es la del ingeniero EDUARDO TORROJA. Sus tres obras fundamentales, las cubiertas laminares del **Hipódromo de la Zarzuela** en Madrid, del **Mercado de Algeciras**, y del **Frontón Recoletos** las hace en colaboración con cuatro arquitectos que tenían una fuerte personalidad: el **Hipódromo de la Zarzuela** con ARNICHES y DOMINGUEZ, con los que trabajó también en los **Pabellones del Instituto Escuela** con sus viseras de hormigón armado. El **Mercado de Algeciras** con SANCHEZ ARCAS, un conocedor de las láminas, sobre las que publicó varios libros en su exilio, en Alemania. Y por último el **Frontón Recoletos** con SECUNDINO ZUAZO, uno de los arquitectos con más personalidad del Madrid de la preguerra. Las tres obras se hicieron en colaboración; no vamos a entrar en quien tiene una participación más destacada en esta colaboración, pero en las tres obras, los elementos principales y más expresivos son las cubiertas laminares, y el que mejor las conocía era sin duda EDUARDO TORROJA (26).

Fig. 31. Puente de Bronx-Whitestone en Nueva York. 1939. O. Ammann Ing. A. Embury Arq. Luz 701 m.

V. La colaboración entre Ingenieros y Arquitectos

A pesar de las dificultades que se produjeron en el siglo XIX en la relación arquitectos/ingenieros, la colaboración entre ellos existió desde que fue necesaria. En el primer puente de hierro construido en 1779, el **Coalbrookdale**, sobre el río Severn en Inglaterra, colaboraron el arquitecto THOMAS F. PRITCHARD, el fundidor ABRAHAM DARBY III, y el maestro de fundición JOHN WILKINSON. La innovación que suponía esta obra requirió la colaboración de distintos profesionales (25).

Hemos visto también que en la **Torre Eiffel** y en la **Galería de las Máquinas**, ambas de la exposición de





Fig. 32. Segundo puente del Estrecho de Tacoma cerca de Seattle EEUU. 1948. D.R. Smith, N.E. O'con, y E.H. Thomas. Luz 853 m.

Fig. 33. Puente de Rodenkirchen sobre el Rin. Alemania. 1941. F. Leonhardt Ing. P. Bonatz Arq. Luz 370 m.

Mucho se ha escrito y mucho se puede decir de la colaboración entre arquitectos e ingenieros, y ya nos hemos referido a los ingenieros FAZLUR KHAN, LESLIE ROBERTSON, OVE ARUP, EDMUND HAPPOLD y PETER RICE cuya labor profesional ha sido hecha casi enteramente en colaboración con arquitectos. Pero nos vamos a referir ahora a la intervención de los arquitectos en las obras de ingeniería y más concretamente en los puentes.

Antes nos hemos referido a la polémica que se ha planteado recientemente por la intervención de los arquitectos en los puentes como diseñadores exclusivos, pero esto no quiere decir que la exclusividad deba tenerla el ingeniero. La colaboración entre ingenieros y arquitectos en el proyecto de puentes tiene una larga tradición, que en nuestra opinión ha sido positiva muchas veces, pero debe dar lugar a un proyecto hecho en conjunto, no por adición de actuaciones distintas, como hoy en día ocurre en algunos proyectos. No es nueva esta forma de hacer, porque ya en el **Puente de Alejandro III** sobre el Sena en París, un arco de 107 metros de luz terminado en el primer año del siglo XX, proyecto del ingeniero JEAN RESAL, se sacó a concurso la



decoración, con independencia del proyecto del puente, que ganaron los arquitectos CASSIEN-BERNARD y CAUSSIN. El resultado, a pesar de las guinaldas, no es malo, porque se conserva plenamente la potencia del arco (27).

En la mayoría de los grandes puentes colgantes americanos figuran arquitectos en su proyecto. Con el ingeniero de origen suizo OTHMAR AMMANN trabajó el arquitecto CASS GILBERT, en los proyectos de los puentes de **George Washington**, y en el de **Bayona**, y el arquitecto AYMAR EMBURY en el **Bronx-Whitestone** y en el **Triborough**, el peor de los puentes de AMMANN. En el **Golden Gate**, con los ingenieros JOSEPH B. STRAUSS y CHARLES ELLIS trabajaron los arquitectos JOHN EBERSON primero, e IRVING F. MORROW después (28). A éste último se deben las chapas facetadas que cubren las vigas trianguladas de las riostras de las torres, solución mucho más satisfactoria que la del puente del **Estrecho de Mackinac** de STEINMAN o del segundo puente de **Tacoma**, donde se dejó la triangulación de las riostras a la vista.

Ha habido y hay arquitectos que han intervenido en muchos puentes porque les han dedicado una gran parte de su vida profesional. Entre ellos podemos citar tres



Fig. 34. Nordbrücke sobre el Rin en Dusseldorf. Alemania. Hein Lehmann y Leonhardt y Andra Ings. F. Tamms Arq. Luz 260 m.

Fig. 35. Puente Severin sobre el Rin en Colonia. 1962. Arq. G. Lohmer. Luz 301 m.





alemanes: PAUL BONATZ que intervino en la mayoría de los puentes de las primeras autopistas alemanas, anteriores a la Segunda Guerra Mundial; trabajó con ingenieros de la talla de EMIL MORSCH, FRANZ DISCHINGER y FRITZ LEONHARDT; con este último hizo el **Puente de Rodenkirchen** sobre el Rin cerca de Colonia (28). FRIEDRICH TAMMS, trabajó en muchos puentes antes de la Segunda Guerra Mundial, pero quizás, su intervención más destacada ha sido en los tres primeros puentes atirantados de Dusseldorf, el **Nordbrücke**, el **Kniebrücke**, y el **Oberkassel**, que son diferentes, pero tienen una idea común: los tirantes en los tres forman haces paralelos y con muy pocos tirantes por haz (29). El tercer arquitecto alemán es GERD LOHMER, que empezó su carrera profesional colaborando con PAUL BONATZ, y después de la Segunda Guerra Mundial intervino en muchos de los grandes puentes que se construyeron en Alemania en esa época, probablemente la más brillante de la ingeniería de puentes alemana. Entre los puentes donde ha intervenido LOHMER se puede destacar el **Severin** sobre el Rin en Colonia, uno de los primeros puentes atirantados, donde su idea de cómo debía ser la torre ha sido básica para el desarrollo posterior de estos puentes. Colo-

Fig. 36. Puente de Bendorf sobre el Rin. Alemania. 1962. U. Finsterwalder Ing. G. Lohmer Arq. Luz 28 m.
Fig. 37. Puente de Fehmarnsund. Alemania. 1962. T. Jahnke y P. Stein Ings. G. Lohmer Arq. Luz 248 m.

boró con el ingeniero ULRICH FINSTERWALDER en el puente de **Bendorf** sobre el Rin, un puente clave en los puentes de hormigón pretensado, y en el **Fehmarnsund** un puente *bowstring* sistema *Nielsen*, con arcos situados en planos inclinados, solución que después se ha utilizado con mucha frecuencia.

GERD LOHMER, al plantear la colaboración entre los ingenieros y los arquitectos en los proyectos de puentes, dice lo siguiente: *"Esta claro que los grandes puentes modernos son en primer lugar creaciones del ingeniero. De su talento, sus conocimientos, su valor y su coraje, depende la audacia de la construcción. Es totalmente responsable de la seguridad y estabilidad de la obra (30)".*

En Francia actualmente hay varios arquitectos con dedicación análoga a la de los alemanes. Podemos citar a A. ARSAC, y A. SPIELMAN, que han intervenido en muchos de los grandes puentes franceses.

En el puente **Storebaelt**, un puente colgante de 1600 metros de luz, han colaborado con *Cowiconsult* los ingenieros autores del proyecto, los arquitectos daneses de *Dissing + Weitling* y su intervención ha sido significativa en

Fig. 38. Puente Storebaelt sobre el Gran Belt. Dinamarca. 1998. Cowiconsult Ings. Dissing + Weitling Arqs. Luz 1624 m.
Fig. 39. Puente Tatara. Japón. 1999. Luz 890 metros.



Fig. 40. Hangar de Orvieto. Italia. 1935. Pier Luigi Nervi.



la fisonomía final de las torres. El resultado, en nuestra opinión, es bueno.

Las torres del **Puente Tatara** en Japón se diseñaron por un comité al que pertenecían ingenieros de estructuras, ingenieros paisajistas e industriales, un arquitecto y un artista. Sorprendentemente el resultado es, en nuestra opinión,

mucho mejor de lo que se podía esperar con tantas intervenciones (31).

Por último quiero terminar con unas palabras de PIER LUIGI NERVI, escritas en 1961, que predicen con extraordinaria lucidez, uno de los problemas que actualmente se plantea en la arquitectura/ingeniería de las estructuras.

“Es necesario no olvidar que la riqueza de soluciones estáticas hechas posibles por la precisión de los sistemas de cálculo y por las cualidades de los materiales, puede conducir a esquemas estáticos antinaturales, es decir, a una arquitectura de estructuras que, en lugar de desarrollarse por un pensamiento lógico, resultado de los términos: belleza, armonía y sensibilidad, provienen de leyes impersonales del mundo estático a las cuales se les obliga a hacer acrobacias exhibicionistas” (32).

NERVI, ingeniero de origen, se puede considerar una de esas extraordinarias excepciones en el mundo actual, que en una misma persona reúne los saberes del ingeniero y el arquitecto. ♦

Referencias:

- (1) *Spans sway underfoot in Europe*. “Engineering News Record” July 10, 2000.
- (2) *Bridging the Gap – Rethinking the relationship of Architect and Engineer* – Chapter 5 – Richard Keating. *Collaboration of the culture of SOM (Skidmore, Owings & Merrill)*. Van Nostrand Reinhold – New York – 1991.
- (3) *L’Art de l’ingénieur*. Dirigido por Antoine Picon. Centre Georges Pompidou – Editions Le Moniteur – Paris 1997.
- (4) Antonio Rumeu de Armas – *Ciencia y tecnología en la España Ilustrada. La escuela de Caminos y Canales*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. 1980.
- (5) Marcus Vitruvius. *De Architectura*. Ediciones de Arte y Bibliofilia. U.R.T. 1973.
- (6) *Histoire general des Sciences. Tome 1 – La science antique et Médiévale* – Dirigida por René taton – Presses Universitaires de France. Paris 1966.
- (7) Bertrand Gille. *Les Ingenieurs de la Renaissance*. Hermann. Paris 1964.
- (8) Nicolás García Tapia – *Ingeniería y arquitectura en el Renacimiento Español* – Universidad de Valladolid 1990.
- (9) *Los veintinueve libros de los ingenieros y máquinas de Juanelo Turriano* – Fundación Juanelo Turriano. Madrid 1996.
- (10) Nicolás García Tapia – *Pedro Juan de Las-tanosa. El autor aragonés de los veintinueve libros de los ingenios* – Instituto de Estudios Altoaragoneses – Diputación de Huesca. Huesca 1990.
- (11) *Felipe II. Los ingenios y las máquinas* – Dirigido por Ignacio Gonzalez Tascón – Sociedad es-

- tatal para la conmemoración de los centenarios de Felipe II y Carlos V. 1998.
- (12) Leon Battista Alberti. *The Ten books of architecture – The 1755 Leoni Edition* – Dover Publications Inc. New York 1986.
- (13) Andrea Palladio. *I Quattro libri dell’Architettura* – Ulrico Hoepli Editore. Milano 1945.
- (14) Carlos Fernández Casado – *Tres momentos del ingeniero en la Historia. El ingeniero romano, el ingeniero renacentista y el ingeniero actual*. Homenaje a Xavier Zubiri. Madrid 1970.
- (15) *The Unknow Leonardo* – Editado por Ladislao Reti – Harry N. Abrams Inc. New York 1988.
- (16) Joan-Eugeni Sánchez. *Los ingenieros militares y las obras públicas del siglo XVIII* – En el libro *Cuatro conferencias sobre historia de la ingeniería de Obras Públicas en España* – Biblioteca CE-HOPU. 1987.
- (17) Pilar Chias Navarro, Tomás Abad Balboa – *Puentes de España*. Fomento de Construcciones y Contratos. 1994.
- (18) Jean Mesqui – *Les ponts en maçonnerie jusqu’a la fin du XVIII siècle* – En el libro - *Ponts de France* – Presses de l’ecole nationale des ponts et chaussées. Paris 1982.
- (19) *250 ans de l’Ecole des Ponts en cent portraits*. Dirigido por Guy Coronio. Presses de l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- (20) A. Bonet Correa, Fátima Miranda, Soledad Lorenzo – *La polémica ingenieros-arquitectos en España. Siglo XIX*. 1ª parte. A. Bonet Correa – *Razón e historia de un debate teórico profesional* – Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. 1985.
- (21) Jacques Fougerolle – *A propos des Ouvrages d’art* – Sin referencia Editorial.

- (22) Carlos Fernández Casado – *Historia del Puente en España. Puentes romanos* – Instituto Eduardo Torroja. Final del artículo del puente de Alcántara.
- (23) Sigfrido Giedion – *Espacio Tiempo y Arquitectura*. Editorial Dossat S.A. Madrid 1978.
- (24) C.E. Inglis – *The Aesthetic of Civil Engineering Design* – En el libro - *A record of six lectures on the aspect of Civil Engineering Design* – The Institution of Civil Engineers. London 1944
- (25) Ted Ruddock – *Arch bridges and their builders*. Cambridge University Press 1978.
- (26) Eduardo Torroja - *The structures of Eduardo Torroja* – F.W. Dodge Corporation, New York 1958.
- (27) Jacques Roche – *Les ponts metalliques jusqu’en 1939* – En el libro - *Ponts de France* – Presses de l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Paris 1982.
- (28) Leonardo Fernández Troyano – *Tierra sobre el agua – Visión histórica universal de los puentes* – Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos – Madrid 1999.
- (29) Rene Walter – *Critical appraisal of the collaboration between engineers and architects in bridge design* – Proceedings of the international symposium – IASS conceptual design of structures – October 1966 – Stuttgart.
- (30) Gerd Lohmer – *Le rôle de l’architecte dans la construction des ponts*. “L’architecture d’aujourd’hui”. Octobre-Novembre 1963.
- (31) Manabu Ito. *Wind effects improve tower shape*. “Structural Engineering International” November 1998.
- (32) Pier Luigi Nervi – *Relations entre architectes, ingénieurs et constructeurs*. “L’architecture d’aujourd’hui”. Diciembre 1961.

Pruebas de carga de puentes de hormigón de carretera

Load tests on concrete road bridges

Ramón del Cuvillo Jiménez. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Colegiado nº 728

Resumen: Este escrito contiene una serie de reflexiones sobre las pruebas de carga de los puentes de hormigón de carretera. Después de una breve introducción, se pone de manifiesto la confusa situación a la que conduce la normativa actual sobre las citadas pruebas. Se resume, a continuación, su historia y se razona sobre el riesgo que supone su realización. Por otra parte, las Instrucciones sobre las estructuras de hormigón, no estiman necesarias dichas pruebas, dado el nivel alcanzado en la tecnología actual, en contraposición con el posible riesgo de que se produzcan daños imprevisibles por su ejecución. Se propone, por último, que dejen de ser obligatorias dichas pruebas salvo casos excepcionales, además de por lo citado en la normativa propia del hormigón, por otras citas extranjeras y por las contrarias actuaciones en la mayoría de los países. A cambio, mientras no pueda evitarse el citado riesgo de daño, se debe prescribir un mayor control en la ejecución de las estructuras y en la previsión de su conservación.

Palabras Clave: Pruebas de carga, Puentes, Hormigón, Carreteras, Normativa

Abstract: This article considers load tests on concrete road bridges. After a brief introduction, the article reflects on the confusing situation which has led to the current standards on the tests. The author goes on to summarize the background behind these standards and the risks entailed in the same. Furthermore, concrete structure codes do not consider these tests to be necessary on account of the high level of technology today, and do not contemplate the possible risk that unforeseen damage occur as a result of construction. The article concludes by proposing that these tests only be carried out in exceptional cases and in accordance with that indicated in the concrete standards, other European codes and the varying actions carried out in the majority of countries. As long as the said risk of damage prevails it is necessary to ensure greater control in the construction of these structures and the established maintenance of the same.

Keywords: Load tests, Bridges, Concrete, Roads, Standards

Introducción

La normativa conocida de las pruebas de carga de puentes de carretera comienza con un Pliego de Condiciones dedicado a los puentes colgados (1843). Este Pliego prescribe la realización de una prueba de carga anterior a la puesta en servicio del puente. Contiene también una importante prescripción sobre la conservación de estas obras. Este tema, que se olvida más tarde en la normativa, salvo algunas excepciones, no es objeto de este escrito, pero lo citamos para poner de relieve la antigüedad de esta preocupación.

Con el paso del tiempo, con la aparición de otros tipos de puentes y la de nuevos materiales constitutivos de los mismos, la normativa se ocupa y dedica a estas nuevas obras. El tema de las pruebas de carga se conserva y repite sin una razón muy clara. Mientras la normativa va dirigida a los puentes metálicos, las pruebas de carga siguen siendo obligatorias y pasan de los Pliegos a las Instrucciones del siglo XX.

La aparición de un nuevo material denominado hormigón y las realizaciones cada vez más numerosas de puentes de dicho material obligan a la redacción y publicación de una Instrucción dedicada al proyecto y ejecu-

ción de obras de este material. La tecnología de estas estructuras progresa y se redactan y aprueban unas Instrucciones cada vez más completas y complejas hasta llegar a nuestra normativa actual.

La realización de pruebas de carga, debido a las características del hormigón y, más en concreto, de los compuestos de hormigón, se convierte en un tema tratado de manera confusa. Las nuevas Instrucciones de acciones o cargas imponen la realización de las citadas pruebas pero las simultáneas Instrucciones de hormigón no exponen con claridad la obligatoriedad de la realización de las mismas.

Intentamos proponer una cierta supresión de la obligatoriedad de estas pruebas, apoyándonos en la misma normativa existente. Mientras no se avance en el conocimiento de este material y se aclaren y eliminen los riesgos actuales y posibles, que pueden traer consigo la realización de las pruebas de carga, parece conveniente una eliminación o, al menos, una reducción importante de las mismas. A la vez, parece necesario y conveniente un aumento real y considerable en el control tanto de los materiales como de la ejecución de las estructuras de los puentes de carretera.

En cuanto al contenido de este escrito, empezamos por exponer la situación de nuestra vigente normativa, así como el resultado a que nos conduce. Continuamos con un necesario relato del desarrollo histórico de la misma y de algunas referencias extranjeras sobre las pruebas de carga de estructuras de hormigón. En una tercera parte o capítulo, que denominamos Comentarios, resumimos algunas ideas sobre el desarrollo de la normativa, sobre el comportamiento de las estructuras de hormigón y sobre las pruebas de carga. Por último, hacemos una breve referencia a la evaluación de la capacidad portante de las citadas estructuras.

Reconocemos nuestra presencia y actuaciones durante muchos años en la normativa y recomendaciones existentes. Asumimos algunas iniciativas y propuestas que hoy consideramos poco consistentes o desafortunadas. La tecnología avanza deprisa y solo el reposo y la reflexión nos muestran el necesario cambio en las ideas y seguidamente de la normativa sobre pruebas de carga.

Normativa vigente

Las denominadas pruebas de carga de las estructuras de hormigón de los puentes de carreteras, consisten en un ensayo por medio del cual se intenta conocer el comportamiento de dichas estructuras o de un elemento de las mismas al ser sometidas a determinadas cargas.

En la actualidad se utilizan o emplean estas pruebas fundamentalmente, en dos casos distintos, pero muy rela-

cionados entre sí. El primero se debe a la obligatoriedad de su realización impuesta por la normativa y el segundo se refiere a la posibilidad de que con su realización se pueda evaluar la capacidad portante de una estructura de hormigón. No vamos a entrar en otros posibles procesos de contenidos y objetivos distintos a los mencionados.

En cuanto al primer caso exponemos a continuación la situación actual de la normativa española, constituida por la Instrucción de acciones de 1998 y la Instrucción de hormigón EHE-98. Complemento y aclaración de la primera son las Recomendaciones sobre pruebas de carga publicadas por el Ministerio de Fomento (1999).

La Instrucción de acciones de 1972 y la actual vigente de 1998, que supone una actualización de la primera, prescriben la obligatoriedad de realizar una prueba de carga de la estructura del puente antes de la recepción del mismo. Lo primero que se nos ocurre es que no parece muy adecuado, que en un documento que trata de definir las acciones a tener en cuenta en el cálculo se incluyan las pruebas de carga. Una interpretación de este hecho que, quizá, debiera ocupar otro lugar en la normativa, es la de llamar la atención al proyectista para que prevea la realización de las pruebas con las mismas acciones que en el cálculo. Los artículos de ambas Instrucciones son breves, sin detalles en cuanto a ejecución y comprobaciones a realizar. En los comentarios al artículo de la Instrucción de 1972 se indica que el objeto de las pruebas de carga es "controlar la adecuada concepción y la buena ejecución de las obras mediante el examen de su comportamiento bajo las cargas de explotación". Aunque esta Instrucción de 1972 ha sido actualizada, puede considerarse como vigente la frase reproducida.

Parece suficiente, por tanto, que se limiten las cargas de las pruebas a las de explotación o sea a los trenes de carga definidos en la Instrucción de acciones, sin someter la estructura a otras acciones distintas de las consideradas en la citada Instrucción.

Con el fin de aclarar y facilitar la realización obligatoria de las citadas pruebas, el MOPU publica, en 1974 las primeras. Recomendaciones para el proyecto y ejecución de pruebas de carga en puentes de carretera, documento de 26 páginas, elaborado con la colaboración del Laboratorio Central del CEDEX. En este documento se dice "que la prueba de carga debe confirmar las teorías del proyecto (reparto de cargas, giro de los apoyos, flechas máximas, etc.). A estas Recomendaciones siguen las de 2001, que son las que en la actualidad suelen exigirse como obligatorias en los Pliegos de Prescripciones Técnicas (1999).

La Instrucción de acciones, denominada IAP-98, específica que es de aplicación a "las obras de paso que soportan cualquier tipo de vía definida en la Ley de ca-

rrerteras y en el Reglamento que la desarrolla, como de competencia estatal". A este párrafo se añade otro extendiendo dicha aplicación a las obras asimilables de la red de carreteras (pequeñas obras de paso, pasarelas, muros, etc.). Por último, en importante expresión, se dice que "en su aplicación estará unida al resto de la normativa que exista sobre puentes y sus materiales constituyentes". De este último párrafo se deduce que ha de cumplirse, como es lógico, la normativa vigente sobre el hormigón, como material de los puentes que estamos considerando o sea la Instrucción EHE-98, como ya indicamos anteriormente.

En el artículo 88.5 de esta Instrucción dedicado a las decisiones derivadas del control de resistencia del hormigón se especifica que en el caso de que la resistencia estimada sea menor en un 90 por ciento de la característica se podrá proceder a determinados estudios y ensayos. Entre estos últimos se citan las pruebas de carga. Todo ello tiene validez salvo especificación distinta que prescriba el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, condición que, junto a las decisiones del Director de la obra, se repite en cualquier punto del articulado. (Puede deberse a un error tipográfico la prescripción de que la carga de ensayo podrá exceder de la de cálculo.)

Por otra parte, en el capítulo dedicado al Control de la Ejecución, el artículo 99 se divide en dos sub-artículos. Según el primer sub-artículo, no es necesario someter a prueba de carga los puentes de carretera si sus estructuras hubiesen sido proyectadas y construidas con arreglo a la Instrucción EHE-98, en las que los materiales y la ejecución hayan alcanzado la calidad prevista, salvo que por su propia normativa (IAP-98) fuese obligatoria la realización de las citadas pruebas, como es nuestro caso. Si siguiéramos a la Instrucción EHE-98 quedaría el caso en "que los materiales y la ejecución no hubiesen alcanzado la calidad prevista". Este es el caso que ya hemos citado en 88.5, artículo en el que se especifica la posibilidad de realizar una prueba de carga cuando la resistencia estimada no alcance un cierto valor. Pero, por otra parte, en el segundo sub-artículo titulado "Pruebas de carga", se advierte que no deben realizarse éstas pruebas antes de que el hormigón haya alcanzado la resistencia de proyecto. Nos encontramos pues que debido a la baja resistencia del hormigón no podría llevarse a cabo una prueba de carga.

Deducimos que la normativa vigente sobre la realización de pruebas de cargas es bastante confusa y, en casos, inaplicable si se trata de puentes de hormigón de carretera.

Al final del artículo de la EHE-98, se hace una corta referencia a la evaluación de la capacidad resistente de estructuras de hormigón por medio de pruebas de carga. Existe una relación indiscutible entre este tema y el consi-

derado de las pruebas de carga para la recepción de las obras, ambos temas los trataremos más adelante, después de resumir, en lo que se refieren a pruebas de carga, los Pliegos e Instrucciones ordenándolos según la fecha de aprobación o publicación.

Pliegos e Instrucciones

En el siglo XIX se aprueban y publican dos importantes documentos normativos, denominados Pliegos de Condiciones, que hacen referencia y obligan a realizar pruebas de carga. En ambos Pliegos se especifican indirectamente las sobrecargas que deben soportar las estructuras de los puentes de carretera. El Pliego más antiguo (1843) está dedicado a los puentes colgados, tipo de puente muy utilizado en aquella época. En este Pliego se pone de manifiesto lo restringido de su aplicación no solo por su título sino por sus especificaciones sobre la calidad de los materiales, tales como las de los cables o cadenas, madera y sillería; y porque, se fijan las tensiones máximas en los citados cables, cadenas y péndolas, así como la realización de un ensayo del sistema de suspensión. Con cierta extensión se describe la forma de realización de las pruebas de carga. La condición especificada para permitir "el paso del público" es la de que no se produzca por causa de esta prueba "alteración alguna perjudicial a la solidez" del puente. Se prescribe un reconocimiento y examen de todas las partes cada año e incluso que pueda ordenarse la repetición de la prueba de carga.

Con carácter anecdótico recordamos que a este Pliego de 1843 siguió una Circ. (1848) sobre "conservación y policía" de los puentes colgados. En este documento se recoge, por ejemplo, la curiosa y conocida observación sobre la forma en que la tropa debe pasar por estos puentes.

El segundo Pliego (1878) es, en realidad, un "modelo" de Pliego de Condiciones para los Puentes de Hierro, análogo en su aspecto formal a los que se redactan en la actualidad.

Este Pliego contiene más detalles y precisiones que el anterior. Por ejemplo, si fijan los valores y formas de resistencia del hierro fundido y del palastro de hierro forjado, tanto para tenerlo en cuenta en el proyecto como en las posibles modificaciones introducidas en el mismo. Respecto a la prueba de carga, idea recogida del anterior Pliego, al que cita, también es mucho más detallado y preciso, con una definición muy completa y real de las cargas a utilizar. Estas nuevas cargas sustituyen a las definidas en el Pliego de 1843. Es importante señalar que este Pliego impone que se redacte un Acta conteniendo los efectos que se hubiesen observado con motivo de las pruebas, no solo en la parte metálica sino incluso en todas las demás de la construcción. Solo después de unas

pruebas satisfactorias se permite el uso del puente y obliga a la repetición de las mismas si se hubiesen experimentado averías y se hubiesen notado "asientos y desagregaciones" en la parte de fábrica. Difiere este modelo de Pliego del de 1843, en que no se hace referencia alguna respecto a la conservación y vigilancia de los puentes.

Al principio del siglo XX (1902) se aprueba y publica la primera Instrucción para la redacción del proyecto de puentes metálicos, tanto para ferrocarril como para carretera. A diferencia de los Pliegos anteriores, se definen primero las cargas y demás esfuerzos exteriores como base de los denominados "cálculos de resistencia" y posteriormente estas cargas y, a veces, las más similares y posibles, serán las utilizadas en las pruebas de carga. No siempre era posible realizar las pruebas con las cargas de cálculo por lo que había que hacerlas con las más parecidas existentes.

Se impone que se haga un reconocimiento previo de todas las partes del puente. En cuanto a las pruebas de carga se especifica la medición de deformaciones, como mínimo de flechas y esfuerzos y la realización de una nivelación precisa antes y después de las citadas pruebas. Para ello se proponen ciertos aparatos de medida. Se fija en un 25 por ciento la diferencia admisible entre el "esfuerzo" calculado y el medido por aparato comprobado. Por último, respecto a las pruebas de carga, se hace referencia y detallan las pruebas dinámicas.

En 1903 se aprueba un nuevo modelo de Pliego de Condiciones Facultativas que además de las publicadas por Real Decreto del mismo año deben regir en la ejecución de las obras del puente metálico considerado. En cuanto a las pruebas de carga se prescribe que el artículo a ellas dedicado debe ser redactado con arreglo a lo dispuestos en la Instrucción de 1902.

A la Instrucción de 1902 sucede la de 1925 que conserva el mismo título cambiándole la referencia de "puentes metálicos" por la de "tramos metálicos" detalle de cierta importancia porque limita la aplicación de la Instrucción de 1902. Esta Instrucción (1925) contiene mayor número de detalles y especifica también la obligatoriedad de las pruebas de carga. Se siguen prescribiendo pruebas estáticas y dinámicas, nivelaciones y mediciones de las deformaciones y oscilaciones generales y locales de la estructura.

Hay varios puntos de gran interés en esta Instrucción. Se indica por ejemplo, que no son preceptivas las pruebas en los nuevos tramos cuyas vigas principales, sean preparadas y montadas por completo en taller y se conduzcan en una sola pieza a la obra, excepto razones especiales. Se especifica también que el tramo puede ponerse en servicio si las deformaciones no exceden los valores fijados y los apoyos ofrecen toda clase de garantías.

Se indica también que deben repetirse todas las pruebas al transcurrir un año, realizar una revisión de todos los tramos cada dos años y repetir las pruebas estáticas y dinámicas cada diez años. Por último se admite una tolerancia del 25 por ciento en los "coeficientes de trabajo y deformación" sobre los fijados para los tramos de nueva construcción.

Siguiendo el orden histórico de la aprobación oficial y publicación de Instrucciones de aplicación en puentes, bien por el tipo de material o del material principal de su estructura, en 1939 se aprueba y publica la primera Instrucción de hormigón armado. Este documento tiene un cierto carácter de provisionalidad. En 1944 se aprueba definitivamente con pocas modificaciones. Respecto a las pruebas de carga de las estructuras consideradas o sea de las de hormigón armado, no se especifica su obligatoriedad, advirtiéndose que en "obras de gran importancia" se proceda a la medición de flechas y deformaciones. Se añaden algunas especificaciones que se harían clásicas en las futuras Instrucciones, tales como que las sobrecargas de prueba sean lo más aproximadas posibles a las de cálculo, que el hormigón tenga la resistencia prevista antes de ejecutar las pruebas y que la deformación remanente respecto a la total sea un porcentaje máximo determinado. En el caso de puentes de hormigón conviven y tendrían que utilizarse y cumplirse simultáneamente la Instrucción de 1925 y la de hormigón de 1944. Una posible hipótesis sobre lo que podría hacerse en esta época es que las pruebas de carga se considerasen obligatorias y se realizasen según la Instrucción de 1925 y en cuanto al material del puente se cumplieran las prescripciones propias de la Instrucción de hormigón de 1944.

En 1956 se aprueba y publica la "Instrucción para el cálculo de tramos metálicos y previsión de los efectos dinámicos de las sobrecargas en los de hormigón armado". Esta Instrucción es la última que reúne en un mismo documento oficial las prescripciones de los "tramos metálicos", la definición de los trenes de carga o sobrecargas y la obligatoriedad, con excepciones importantes, de las pruebas de carga de puentes de carretera. Respecto a las prescripciones sobre estas pruebas, son prácticamente las mismas que las de la Instrucción de 1925, aunque se especifican nuevos trenes de carga, se definen los efectos dinámicos o de choque en puentes de hormigón armado y se limita su aplicación a tramos de 100m de luz. Por último, prescribe una revisión del puente cada dos años y una realización de las pruebas de carga, tanto estáticas como dinámicas, cada diez años en el caso de los tramos metálicos.

El acontecimiento más importante y profundo, relativo a la seguridad y comportamiento de las estructuras, se produce con la publicación de la "Instrucción h.a. 61 es-

pecial para estructuras de hormigón armado”, dentro de la colección de normas y manuales del “Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento”. Este documento, no oficial, pero origen de las Instrucciones y demás normativas siguientes relativas al hormigón, no prescribe explícitamente la obligatoriedad de realizar pruebas de carga antes de poner en servicio una estructura de hormigón armado. Sin embargo, el articulado y los Comentarios constituyen toda una lección sobre este tema, incluidos los de los puentes de carretera, y de cuya vigencia, en muchos aspectos, no es posible prescindir.

Las nuevas teorías elaboradas por Eduardo Torroja influyen y se reflejan en adelante en toda la posterior normativa sobre el hormigón. Lo demuestran, por ejemplo, las “Recomendaciones prácticas unificadas para el cálculo y ejecución de las obras de hormigón armado”, primera edición 1964, traducción del texto original francés, del Comité Europeo del Hormigón (CEB), dedicadas a la memoria de Eduardo Torroja. Por cierto que en el articulado de estas Recomendaciones se expresa que, salvo prescripciones particulares, “no ha lugar a someter a una prueba de carga una estructura calculada de acuerdo con las presentes recomendaciones y en la que se haya comprobado que el hormigón es de la calidad prevista, sea mediante ensayo de probetas hormigonadas separadamente y tomadas de los amasijos de ejecución, sea mediante ensayos no destructivos, sea mediante toma de muestras en la estructura ya realizada”.

A partir de la Instrucción h.a. 61, se redactan y publican varias Instrucciones oficiales sobre proyecto y ejecución de obras de hormigón, comenzando por la denominada abreviadamente EH-68. A partir de 1972 se aprueban y publican unas Instrucciones de acciones en puentes de carretera, que incluyen un artículo y su comentario sobre la realización de pruebas de carga sin distinción del tipo de material de su estructura resistente.

Paralelamente se publican una serie de Recomendaciones para el proyecto y ejecución de las citadas pruebas.

Las sucesivas Instrucciones para el proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa o armado, desde la denominada EH-68 hasta la EH-91, contienen prescripciones bastante similares en lo que se refiere a pruebas de carga por lo que las resumimos a continuación.

En primer lugar y como prescripción de la mayor importancia, se especifica que salvo indicación contraria en el Pliego de Prescripciones Técnicas no es necesario someter a pruebas de carga las obras, proyectadas y construidas con arreglo a la Instrucción respectiva en las que el hormigón haya alcanzado la resistencia prevista en el cálculo.

En el articulado sobre el control de calidad del hormigón, si en un lote la resistencia estimada es inferior en



Fase prueba de carga (1).
Cortesía Geodisa.

cierta porcentaje (80-90 %) a la característica exigida en proyecto, puede ser aceptable la realización de una prueba de carga. En la Instrucción EH-88 en el caso anterior se sugiere la realización de estudios de seguridad considerando la escasa resistencia estimada o la obtenida en ensayos de información. La sobrecarga de prueba no debe exceder en ningún caso de la sobrecarga característica tenida en cuenta en el cálculo; incluso puede prescribirse que la citada sobrecarga sea inferior a la característica en cierta proporción. El resultado de la prueba puede considerarse satisfactorio si no se producen fisuras que comprometan la seguridad o la durabilidad de

Fase prueba de carga (2).
Cortesía Geodisa.



la obra, las flechas medidas no excedan de los valores establecidos en el proyecto y el valor de la flecha remanente cumpla un cierto requisito.

Respecto a las Instrucciones para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado, desde la denominada EP-77 hasta la EP-93, se repiten las prescripciones de las Instrucciones de hormigón en masa o armado en lo que respecta a pruebas de carga.

En algún caso, las Instrucciones de hormigón, posteriores a la Instrucción de acciones de 1972, se refieren a esta última cuando tratan de las pruebas de carga.

En 1979 la OCDE publica un documento elaborado por un grupo de trabajo internacional, al que pertenecemos, titulado "Evaluación de la capacidad portante de los puentes". De las 128 páginas de que consta esta publicación solo se dedica una a las pruebas de carga a escala natural. Exceptuando esta singular mención de un solo país, prevaleció la opinión, a nivel mundial de que no solo no se estimaba útil, sino quizá contraproposito el realizar pruebas de carga en puentes de hormigón sin un objetivo preciso e ineludible.

Comentarios

Las pruebas de carga son citadas en la normativa de los puentes de carretera desde el principio de la misma. Comentamos a continuación la historia resumida en el apartado anterior, desde su origen hasta la anterior a la actualmente vigente. Esta normativa tiene un origen antiguo por lo que parece conveniente recordar cómo ha evolucionado la técnica y el conocimiento de los materiales utilizados en cada época.

El primer Pliego de Condiciones, de 1843 se refiere a una tipología determinada. Los puentes colgados tenían por su propia constitución un comportamiento muy desigual. Eran estructuras de dudosa durabilidad y origen de muchos accidentes. Estos antecedentes hicieron que se tomaran medidas, como el citado Pliego. Con ello se trataba de que se cumplieren dos objetivos fundamentales: resistencia mínima inicial y conservación y mantenimiento de las obras. La primera medida puede considerarse como el origen de las pruebas de carga. El Pliego insiste, también, en la conservación de los citados puentes

El segundo Pliego del siglo XIX se refiere igualmente a un tipo de estructuras no solo de los puentes de carretera sino también de los de ferrocarril construidos en gran número dentro y fuera de nuestras fronteras.

Este Pliego y las Instrucciones siguientes hasta la de 1956 se refieren a puentes metálicos y transmiten la idea y la prescripción de realizar pruebas de carga antes de su puesta en servicio según prescribía el Pliego de los puentes colgados o colgantes. A propósito de la denominación de "colgado" creemos que es más correcta la

del adjetivo "colgante", según se deduce del Diccionario de la R. A. E. Sin embargo, conservamos en este escrito la denominación antigua; De todas formas, el colgado o colgante no es el puente sino, en todo caso, el tablero.

En las citadas Instrucciones de puentes metálicos se repite la obligatoriedad de las pruebas de carga. Existen sin embargo, excepciones de esa obligatoriedad, por ejemplo, en puentes de ferrocarril de luz menor a 7 m o cuando las vigas principales de los tramos metálicos fuesen construidas totalmente en taller. Creemos, por las advertencias y obligadas inspecciones durante la ejecución de dichas vigas, que se quiere expresar que, si los materiales y la ejecución son los adecuados y el proyecto se realiza conforme a la Instrucción, no es necesaria la prueba de carga. Hasta aquí, puentes colgados y tramos metálicos.

En cuanto a las estructuras de hormigón, comprobamos que la primera, tardía y provisional Instrucción de 1939 no impone de manera clara y contundente la obligatoriedad de la prueba de carga. La inclusión de un artículo sobre la citada prueba es más bien una reminiscencia de la normativa vigente de los puentes metálicos. A partir de la Instrucción de 1944, de acuerdo con la Instrucción ha. 61, con las recomendaciones del CEB y las resoluciones de la OCDE y de otros ejemplos fiables, la prueba de carga deja de ser obligatoria. Conviene recordar que las Instrucciones prohíben la ejecución de estas pruebas si no se ha alcanzado la resistencia prevista. Se llega a la conclusión de que si la resistencia estimada no alcanza un valor relativo respecto de la exigida en proyecto tampoco puede realizarse una prueba de carga; Si se quisiera conocer, entonces, el valor límite de la carga admisible se estaría planteando el problema de la evaluación de la capacidad portante de la estructura. En la Instrucción EH-88 se advierte en los comentarios que en general de una prueba de carga no se puede deducir que el margen de seguridad de la estructura en servicio es suficiente salvo en el caso en que la prueba se lleve hasta rotura, advertencia verdaderamente acertada. Se nos ocurre, además, que se presentan otros casos no de baja resistencia del hormigón, sino de los que se plantean a veces por otras deficiencias estructurales más importantes y de mayor influencia que la considerada de la insuficiente resistencia del hormigón.

Continuamos con un comentario sobre las estructuras de hormigón. Nos referimos, si queremos ser precisos, a los compuestos de hormigón tales como el hormigón armado o el armado-pretensado. Se admite con toda generalidad que en este tipo de estructuras se ha llegado a un conocimiento suficiente del comportamiento a flexión simple. Cuando se trata de otro tipo de comportamiento el problema es distinto. Bastaría que tratásemos de fenómenos y/o esfuerzos como el cortante, la fisuración, las



Puente de Rande. Cortesía Cedex.

distintas y posibles deformaciones, la retracción y la fluencia, etc., para dudar de la precisión de nuestras formulaciones y sus resultados. A pesar de los enormes avances en el conocimiento del comportamiento de las estructuras de compuestos del hormigón no podemos afirmar haber llegado a una solución y formulación precisa de los citados fenómenos, incluida la existencia aislada de cada uno de ellos, prueba de lo cual es la variabilidad de la exposición y de las fórmulas que presentan las Instrucciones, no solo las nuestras, sino hasta las más confiables y "seguras" del extranjero. Ignoramos, incluso, si con nuestra más moderna normativa (acciones, combinaciones, coeficientes parciales de seguridad, etc.) se ha disminuido o aumentado la seguridad.

Podemos comentar, ahora, en qué consisten las pruebas de carga de puentes de hormigón de carretera que normalmente se realizan. Exceptuando las obras importantes, tanto estructural como económicamente, o en aquellas elegidas por su singularidad ó en las que se llevan a cabo ensayos especiales, las pruebas de carga consisten en la realización de un número determinado de mediciones, normalmente flechas y la comparación con los valores de cálculo. También es bastante normal, realizar un ensayo dinámico simple.

Es menos dudosa la medición en la obra que un cálculo de flechas a pesar de que hay una gran diferencia entre las condiciones en que se miden las flechas y la forma en que normalmente se desarrollan los cálculos, debido al nivel de conocimiento en que se fundamentan dichos cálculos. No nos referimos, por supuesto, a aquellos casos notorios de deficiente ejecución y/o de insuficiencias y claros errores de proyecto.

Si se tratase de realizar otras mediciones, por ejemplo, en ensayos dinámicos, bien por imposición del Pliego de Prescripciones Técnicas, porque fuese una estructuras importante o por formar parte de una investigación, el problema, seguramente, sería distinto.

Repetimos que nos estamos refiriendo a obras normales y no a ensayos de laboratorio, en los que el número y precisión de los datos e hipótesis de partida son conocidos más exactamente y las mediciones pueden ser muy precisas.

El desconocimiento más o menos importante del comportamiento de las estructuras de hormigón ante las cargas de la prueba nos obliga a admitir la posibilidad de que se produzca algún tipo de daño. Para evitarlo se propone entonces disminuir la carga, "imaginando la curva hasta la rotura", con lo que no obtenemos ni podemos deducir con seguridad la respuesta de la estructura, objeto de la prueba.

Una de las razones por las que se propone disminuir las cargas a utilizar en las pruebas es la creencia frecuente de que las solicitaciones producidas por las cargas reales debidas al "tráfico" son muy inferiores a las calculadas a partir de las cargas de la normativa actual. Al presentar y aprobar en 1972 el tren de cargas, prácticamente vigente en cuanto a sobrecargas de "tráfico", ya se nos advirtió de lo expuesto. Sin embargo, más de una vez ha habido que fijar las distancias a que debían situarse los camiones en la prueba, para evitar que se pudiera afectar algún elemento estructural si se disponían a menor distancia, como es, por ejemplo, lo ocurrido en el puente de Rande, donde para no pasar del esfuerzo de cálculo de los tirantes, hubo que distanciar los camiones utilizados en la prueba de carga estática.

Hay que recordar también, que el Código de Circulación define y limita las cargas de los vehículos que circulan por carretera, lo que no sucede en la mayoría de las

estructuras, en las cuales las sobrecargas de cálculo no están limitadas en la práctica tan claramente.

A la vista de los comentarios y razonamientos anteriores, de lo dispuesto en gran parte de nuestra normativa y de la suficiente y disponible tecnología actual, deberíamos disminuir o suprimir cautelarmente las pruebas de carga en puentes de hormigón de carretera. Es preciso, mientras no se tenga un completo conocimiento del comportamiento de estas estructuras, según la opinión expuesta, evitar la posible producción de daños irreparables en la estructura incluidos los menos evidentes y visibles, como los que influyen negativamente en la tan "insistida" durabilidad. Debe haber, sin embargo, excepciones debidamente autorizadas y en casos singulares, tomando toda clase de precauciones y habiendo realizado estudios y ensayos no destructivos de los que se dispone en la actualidad.

Debemos insistir en la disposición de los medios técnicos y económicos necesarios para que las obras se ejecuten y controlen según lo especificado en la normativa y exige el buen arte de la construcción de obras tan importantes como son los puentes.

En cuanto a la evaluación de la capacidad portante de puentes de hormigón por medio de pruebas de

carga, no es un medio seguro ni satisfactorio, a no ser que se admita como resultado suficiente una carga sensiblemente inferior a la realmente admisible.

En estructuras dañadas se debe suponer, como motivo a tener en cuenta, que el defecto puede ser debido no solo al proyecto, a la ejecución y a la ausencia de la debida conservación de la obra sino incluso a deficiencias u omisiones de la normativa correspondiente. Esta última causa de daños y "desarreglos" estructurales no debe extrañarnos. Hemos insistido en este escrito en el grado de conocimiento del comportamiento de las estructuras de hormigón, lo que se demuestra por los cambios en la normativa, en la continua y necesaria ampliación de su articulado y/o en los nuevos métodos y principios en que se fundamentan los cálculos. La valoración del daño y de su influencia en el estudio, previo a cualquier evaluación, resulta indispensable para obtener una primera valoración de la carga admisible.

Resumimos que las pruebas de carga en puentes de hormigón de carretera no son, en el momento actual, una solución aceptable, ni responde a los interrogantes, ni resuelve los problemas planteados. Sobre todo, la normativa española vigente así lo confirma. ♦

Referencias:

-Condiciones generales y particulares para la construcción de puentes colgados R. O. 25 Diciembre 1843.
 -Conservación y policía de los puentes colgados. Circ 12 Mayo 1846.
 -Puentes de hierro. Modelo de pliego de condiciones, aprobado por R. O. 16 julio 1878.
 -Interpretación que debe darse al art. 17 del pliego de condiciones para la construcción de los puentes de hierro, aprobado por Real orden de 16 de Julio de 1878. O. 17 Agosto 1885.
 -Adiciones a la R. O. de 16 de Julio de 1878. Dictamen de 23 de Abril de 1893.
 -Instrucción para redactar los proyectos de puentes metálicos. (Con las modificaciones propuestas por el Consejo de Obras Públicas). R. O. 25 de Mayo de 1902. M. de Agricultura.
 -Modelo de Pliego de condiciones facultativas que, además de las generales aprobadas por Real decreto de 13 de Marzo 1903, deberán regir en la ejecución de las obras del puente metálico del R. D. 2 de Abril de 1903. M. de Agricultura.
 -Pliego general de condiciones para las obras de caminos vecinales R. D. 22 de Diciembre de 1911. (Incluye condiciones de materiales, hormigón, hierro, etc. y ejecución de obras de fábrica, de hormigón armado, etc.). Fomento.
 -Instrucción para la redacción de proyectos de tramos metálicos R. O. 24 de septiembre de 1925.

-Instrucción para el Proyecto y Ejecución de obras de hormigón. O. M. 3 de Febrero 1939. M. O. P.
 -Instrucción para el Proyecto y Ejecución de obras de hormigón. O. M. 20 de Marzo de 1944. M. O. P.
 -Instrucción para el cálculo de tramos metálicos y previsión de los efectos dinámicos de las sobrecargas en las de hormigón armado. Orden 17 de Julio de 1956. M. O. P.
 -Instrucción h.a. 61 especial para estructuras de hormigón armado. I. E. T. C. C. 1961.
 -Recomendaciones prácticas unificadas para el cálculo y ejecución de las obras de hormigón armado. 1964. Traducción del texto original francés. 1ª Edición. CEB.
 -Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado EH-68. M. O. P.
 -Instrucción relativa a las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carreteras. Orden de 28 de Febrero de 1972. M. O. P.
 -Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado EH-73. M. O. P.
 -Recomendaciones para el proyecto y ejecución de pruebas de carga en puentes de carretera. 1974. M. O. P.
 -Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado EP-77. M. O. P.
 -Evaluation of load carrying capacity of bridges. 1979. OCDE
 -Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado EP-80. M. O. P.

-Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado. EH-80. M. O. P.
 -Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado. EH-82. M. O. P.
 -Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado. EP-86. M. O. P.
 -Pruebas de carga. Colección de Puentes Losa (1984). Mayo 1986. M. O. P. U.
 -Pruebas de carga. Colección de Puentes de vigas pretensadas (1984). Diciembre 1986. M. O. P. U.
 -Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado. EH-88. M. O. P. U.
 -Pruebas de carga en puentes de carretera. Marzo. 1988. M. O. P. U.
 -Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado EH-91. M. O. P. T.
 -Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado. EP-93. M. O. P. T.
 -Instrucción sobre las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de carretera. Orden de 12 de Febrero de 1998. M. de Fomento.
 -Instrucción de hormigón estructural. EHE-98. M. de Fomento.
 -Recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción de puentes de carretera. 1999.

Centenario del nacimiento de Carlos Fernández Casado

Con motivo de celebrarse este año el centenario del nacimiento de Carlos Fernández Casado ofrecemos el texto de la conferencia que pronunció en abril de 1975 con motivo de una exposición dedicada a su obra.

La Puente

El puente es la estructura ingenieril por excelencia. Frente al río –lo fugitivo y lo mutable– afirma su permanencia y estabilidad. Si en toda estructura existe una pretensión de eternidad, el puente la realiza al máximo, dando una referencia fija al continuo devenir del agua. Desde el puente seguro y firme, puede el hombre contemplar el vértigo del río que es una imagen de su propia vida. Ingeniería es ante todo dominio y el puente es la metáfora más bella que el ingeniero ha materializado en piedra.

La necesidad del puente está presente al hombre desde que organiza su desplazamiento. Al dar continuidad a su red vial se encuentra en conflicto en la red fluvial y es preciso asegurar la coexistencia de ambas. La Naturaleza trabaja para borrar la huella que le impone el camino y los puntos más vulnerables son los pasos de cauces. Por eso los puentes son siempre puestos de avanzada en el duelo permanente entre el hombre y el mundo físico.

El puente nace en dintel, losas de piedra o troncos de árbol; pero en los puentes romanos queda el medio punto y en general el arco como forma característica. La sencilla perfección del medio punto se quiebra en la ojiva del puente medieval, que permite construir con menos previsión, a la par que incorpora una nota valorable en su sistema expresivo arquitectónico. En el Renacimiento se restituye el medio punto y se enriquece el repertorio de arcos con perfiles elípticos, carpaneles, etc, que permite alargar la luz sin aumentar la flecha. Después los nuevos materiales, el hierro primero y el hormigón armado y pretensado después, rehabilitaron definitivamente al dintel para quedar en competencia ingenieril con los arcos. Si como dice un viejo proverbio indio: "el arco nunca duerme" el dintel también vi-

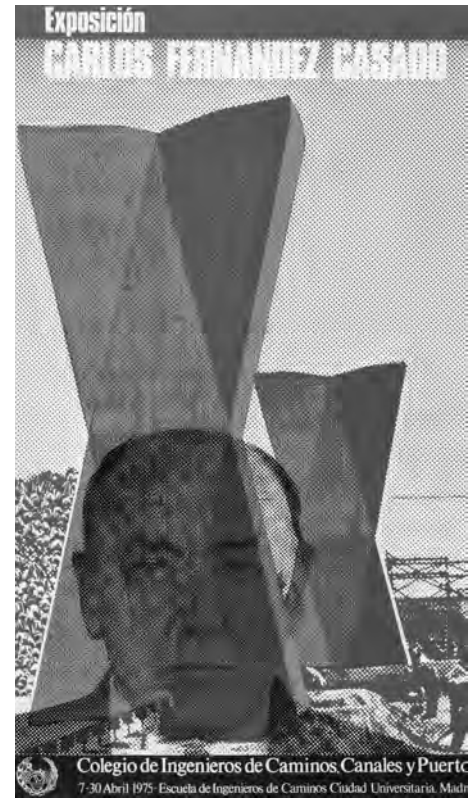
gilante está en perpetua tensión. Los puentes de arcos tienen ojos pero los dinteles tienen frente.

Los puentes se hacen para que sirvan y además para que duren. Esta aspiración de perdurar no es solo para servir a futuros viajeros, sino para que éstos los contemplen. Como dice la inscripción del puente de Alcántara: PERPETUI MANSURUM IN SAECULA MUNDI. Igual que los castillos, desafían al tiempo, pero esto queda más patente en los puentes, pues el río en su fluir hace de reloj de agua.

Para que esto se logre, para que el puente sea duradero ha de partir de una estabilidad conseguida en la agrupación de materiales de su fábrica, la cual ha de mantenerse al paso de los vehículos y ha de resistir además, el roce continuo del río, la violencia de las avenidas y las acometidas de los hombres.

El puente es la obra más esforzada que el hombre realiza en cada época. Hay que imaginar la voluntad firme, el esfuerzo mantenido, que representa el logro del arco de mayor luz en un momento determinado. Conseguir un arco de puente en la Edad Media es tan digno de admiración o más, que conseguir un arco de iglesia, pues aparte del mayor volumen de la obra, ésta se realiza en el cauce de un río. Sumergiendo sus fundamentos en lo profundo de las aguas, hay que conquistar la firmeza de los pilares luchando contra turbanzas y avenidas.

Mediante los puentes el hombre franquea la mayor distancia posible en cada época, materializando en ellos el máximo impulso sin descanso intermedio. Este salto en el espacio, que se realiza en arco o dintel, responde a esta nota de tensión característica de lo ingenieril, y agotando este punto de vista podemos definir el puente como consolidación de esfuerzo puro.



Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

**Exposición
CARLOS FERNANDEZ CASADO**

ACTO DE CLAUSURA
30 de Abril de 1975, 12,30 h.

Conferencia de José Torán Peláez	"Un paso adelante, el puente"
Intervendrán además: Mariano Garrigues Diaz Cañabate	"El hálito y el ámbito"
José A. Jiménez Salas	"Las civilizaciones de porcelana"
Clemente Sáenz Rídruejo	"Geomorfologías continentales y recursos naturales para la construcción"
Juan de Arespacoehaga y Felipe	"Tránsito y comunión"
José A. Fernández Ordóñez	"La comunión estructural: prefabricación"
Carlos Fernández Casado	"La puente"

Al final se proyectará la película "El puente de doble curvatura", ofrecida por la Universidad Técnica de TsingHua, Pekin, de la República Popular China.

Asistirá S. E. el Embajador Chen Chao-Yuan

Escuela de Ingenieros de Caminos
Ciudad Universitaria. Madrid

Al considerar el puente en el paisaje podemos dar otro giro a la frase tan conocida: "El paisaje es un estado del alma" para dejarla así: "El puente es un estado de ánimo en el paisaje".

En nuestro país, el puente por excelencia es el de Alcántara, que con su desig-

nación reduplicativa ha tenido los elogios más hermosos que pueden hacerse a una construcción ingenieril. Empezando por los geógrafos árabes, el Idrisi lo menciona como "una de las maravillas del mundo". Al Himyari dice que es "un puente imponente edificado por antiguos soberanos obra de arquitectura notable".

Ambrosio de Morales lo califica de "edificio tan soberbio y suntuoso que los que han visto los puentes de Roma y todos los insignes de Europa, no hallan que ninguno sea tan grande y maravillosa fábrica" y lo encuentra de "tanta braveza y majestad que pone espanto a quien lo ve".

Bartolomé de Villavicencio lo compara con "la torre de la Giralda de la iglesia mayor de la ciudad de Sevilla".

Para Ponz "es una de las obras más portentosas y útiles que se han hecho desde que se construyó hasta ahora". Y sin embargo de cuando sabía de ella "se sorprendió al contemplar tan admirable y magnífica obra".

Pero el mayor elogio corresponde al poético gesto que se atribuye al rey D. Al-



fonso V de Portugal, levantado el cerco de la villa de Alcántara al enterarse de que los españoles iban a cortar el puente, diciendo al duque de Villahermosa que lo defendía por parte de los Reyes Católicos "que no lo quebrase, que él rodearía porque edificio tal no se gastase pues no querría el reyno de Castilla con aquel edificio menos". Esta actitud nos alivia un poco de la pesadumbre que ha producido en nuestra vida tantos puentes destrozados bárbaramente en cualquier guerra.

Desde el punto de vista geográfico el puente orienta el desarrollo de los cami-

nos, al crear una facilidad que luego se convierte en cuasi natural. Además es motivo de fijación de poblamiento, partiendo de su condición estratégica o del atractivo comercial.

La importancia del puente para el hombre se traduce en el carácter religioso que ha tenido en épocas pasadas. Para los romanos, el colegio de Pontífices fue una de las instituciones religiosas más primitivas que ha perpetuado su nombre en la más alta jerarquía de la Iglesia Católica. Para los musulmanes también tienen carácter religioso estas obras de utilidad pública y realizarlas es "contribuir a ellas en acto piadoso". En la Edad Media tenemos los monjes ponteros cuya representación más egregia en España es Santo Domingo de la Calzada. En China desde tiempo tradicional hasta hoy en día, el tomar parte en la ejecución de los puentes se considera equivalente a salvar vidas humanas.

La relación del hombre y el río es muy antigua y de ella quedan espléndidas metáforas en la poesía y en la filosofía. Hacen referencia al curso de nuestra vida, a lo efi-



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



Puente de El Pardo sobre el río Manzanares cerca de Madrid (1935).

mero de la existencia "nuestras vidas son los ríos" al irreversible transcurso del tiempo "no es posible atravesar dos veces un mismo río", a la fugacidad de las cosas "todo fluye como los ríos", y nos alivia que, cuando nuestro cuerpo retorne a la tierra, seguirá pasando el agua por debajo de nuestros puentes.

Suprema aspiración del ingeniero que construye puentes, es ofrecer siempre alguno nuevo a las primeras avenidas del otoño. Nos unimos al curso de las estaciones anclando lo biológico en lo cósmico. Incorporamos los ríos a nuestra fisiología conquistando para nuestra armonía interior los ritmos ininterrumpidos del agua que pasa por debajo de todos nuestros puentes. El ingeniero que los realiza obtiene la gran recompensa de poder sentir los ríos como sus propias venas.

La República Popular China se ha dado cuenta de la importancia que el puente tiene en la obra de reconstrucción interna, estableciendo cauces de nivelación humana entre los pueblos separados por los accidentes geográficos tan importantes como son los ríos de este país, y se planteó con toda amplitud el problema de realizar el máximo de ellos, con el mínimo coste y el mayor aprovechamiento de las posibilidades técnicas y humanas con que cuentan.

Y así hicieron balance en su haber histórico de unas realizaciones genuinas en esta rama de la ingeniería, donde, entre

otros éxitos, cuenta el de poseer el puente más antiguo (de hace 1300 años) de arcos en tímpanos aligerados, y en este su pasado encontraron "el puente de doble curvatura", donde no solo utilizan el feliz artificio de la estribación, para conseguir que trabaje a compresión la estructura en dirección longitudinal, sino que esto lo repiten en dirección transversal, por contrarresto mutuo de empujes en enarcamiento sucesivo de la superficie como en nues-



tras bóvedas gallonadas, o en realizaciones más recientes de Freyssinet (hangares de Orly), Nervi (palacio de Turín) o Finsterwalder (nave de paquetes postales de Munich). Este abarquillamiento de la superficie, además de conseguir un trabajo a compresión en dirección transversal, da momento de inercia a la superficie curvada y aleja el peligro de pandeo.

Y han ampliado las posibilidades de esta solución, incorporando a ello la técnica moderna de la prefabricación en dos direcciones, para formar costillas longitudinales de hormigón armado cuando la importancia del vano lo requiere, que se montan a veces con grúas muy potentes, y ya independientes del río y sin andamio, colocar sobre éstos costillas, trozos de anillos abarquillados como paneles de un forjado, armonizando así máquinas modernas con una mano de obra abundante y cuidadosa, de una movilidad y eficacia maravillosa.

Otras veces es el manejo del ladrillo, material constructivo por excelencia en este país, donde tienen una maestría comparable a la de los albañiles de nuestro Levante. Y en esta labor de poner en comunicación a los hombres con las fuentes de la cultura y los beneficios de la civilización, destaca a su vez la revalorización del término mano de obra, viendo manos a la obra a los mismos hombres que utilizarán el puente que servirá también para sus familiares, sus convecinos y todos los hombres. ◆

◆ La ROP hace... 150 años ◆

Año III • Noviembre de 1855

Túnel cerca de Avilés

Hemos recibido la plausible noticia de la conclusión de un túnel de 615 metros de longitud que acaba de abrirse en el ferrocarril minero de Amao, en la costa de Avilés, y creemos muy digna esta obra de una ligera reseña que indique la prontitud y economía con que ha sido trazada, dirigida y realizada por nuestro apreciable compañero el Sr. D. Adolfo Desoignie, ingeniero particular de minas, residente en Avilés.

Este túnel, llamado de San Martín, corta al través de una loma chata de igual nombre que se eleva cosa de 100 metros sobre el suelo del túnel, es accesible para gente de a pié por el lado occidental, pero es completamente inaccesible por la parte opuesta, donde su ladera se levanta casi a plomo; la mayor parte de esta loma está constituida por gruesos bancos casi horizontales de arenisca y pudenga silícea secundaria, (de la formación del Keuper) en cuya roca se han escavado las tres cuartas partes del túnel; solamente al pie Oeste hubo que atravesar unos 150 metros de caliza dura antigua (de la formación devoniana) entrecortada por rendijas y pequeños soplados llenos de barro líquido. El trazado de esta obra se hizo con instrumentos muy sencillos e imperfectos; pero con tal cuidado y esmero, que el éxito ha sido admirablemente certero, a pesar de la dificultad que para instrumentos imperfectos presentaba la ladera totalmente inaccesible del Este; la circunstancia de ser chata o plana la superficie alta de la loma, y su constitución geológica de rocas permeables en la mitad superior, a la par que impermeable en la mitad inferior, en país sumamente lluvioso, no permitía pensar en pozos intermedios en toda la longitud del trayecto, por cuya razón el ingeniero director se concretó a establecer y activar los trabajos horizontales comenzados a un tiempo por ambas bocas del túnel, dando a estos socavones desde luego las dimensiones que exige el destino del túnel, y son 2,50 ms. de ancho por 3,30 ms de altura arqueada, suficientes para el paso de

trenes tirados por caballos o también tirados por pequeñas locomotoras de seis toneladas de peso.

A pesar de las dificultades del trazado no convenía hacer preceder a las dimensiones definitivas de la obra, una galería de otras más reducidas; porque entonces se hubiera necesitado más tiempo y aparatos de ventilación.

Afortunadamente el esmero en el trazado a conseguido un triunfo completo, encontrándose los dos tramos de la obra sin discrepar en su dirección ni tampoco en su nivel, y sin que ocurriera la necesidad de una ventilación artificial, a pesar de contrar uno de los tramos 411 metros de longitud, al tiempo de comunicar frente a frente con el otro de 204 metros de largo. La excavación con todas sus anexidades de herramientas, pólvora, luz y saca de escombros, ha costado por término medio 45 reales metro cúbico en el tramo largo que es el Oriental abierto todo en pudenga silícea arenisca y pizarrilla; en el tramo corto la excavación con sus adherentes ha costado por termino medio 55 reales metro cúbico, a causa de la caliza dura con soplados de barro líquido que originaban mucha pérdida de tiempo, y también a causa de bancos de arenisca cuarzosa durísima. La obra total de 615 metros se ha ejecutado en el trascurso de veinte meses, y ha costado aproximadamente 12.000 duros, es decir, el metro longitudinal del túnel escasamente a 20 duros.

Creemos que entre los muchos túneles abiertos en estos últimos años, sean muy contados los que hayan salido tan económicos, y recomendamos para casos semejantes, que aun deben presentarse mas numerosos en nuestra Península, el plausible ejemplo, del túnel de San Martín, cerca de Avilés, que acabamos de referir, y que por sus circunstancias ligeramente reseñadas no era por cierto de los más fáciles.

(Revista minera)

◆ La ROP hace... 100 años ◆

Año LIII • 23 de noviembre de 1905

Novedades de Hidráulica práctica

Pantanos. Nueva compuerta de limpia. Apéndice

Nunca puede pensar, cuando hice pública mi idea de un sistema de compuertas destinado a facilitar la limpia y descarga en los pantanos, que mi humilde iniciativa tuviera verdadera resonancia dentro de un país tan apático como el nuestro y que tan poco se suele curar de cuestiones técnicas, en su horror a todo lo que suponga o signifique esfuerzo mental. Además, si bien es cierto que aque-

llos artículos míos se dirijan a personas de gran nivel intelectual, como son todos mis compañeros, no lo es menos que, sin excepción, nosotros llevamos grabado en el espíritu rutinaria y agresiva desconfianza sobre cuanto semeje a inventos o inventores.

Por esta vez, sin embargo, salieron fallidas mis presunciones, puesto que del verano a acá no he cesado de recibir,

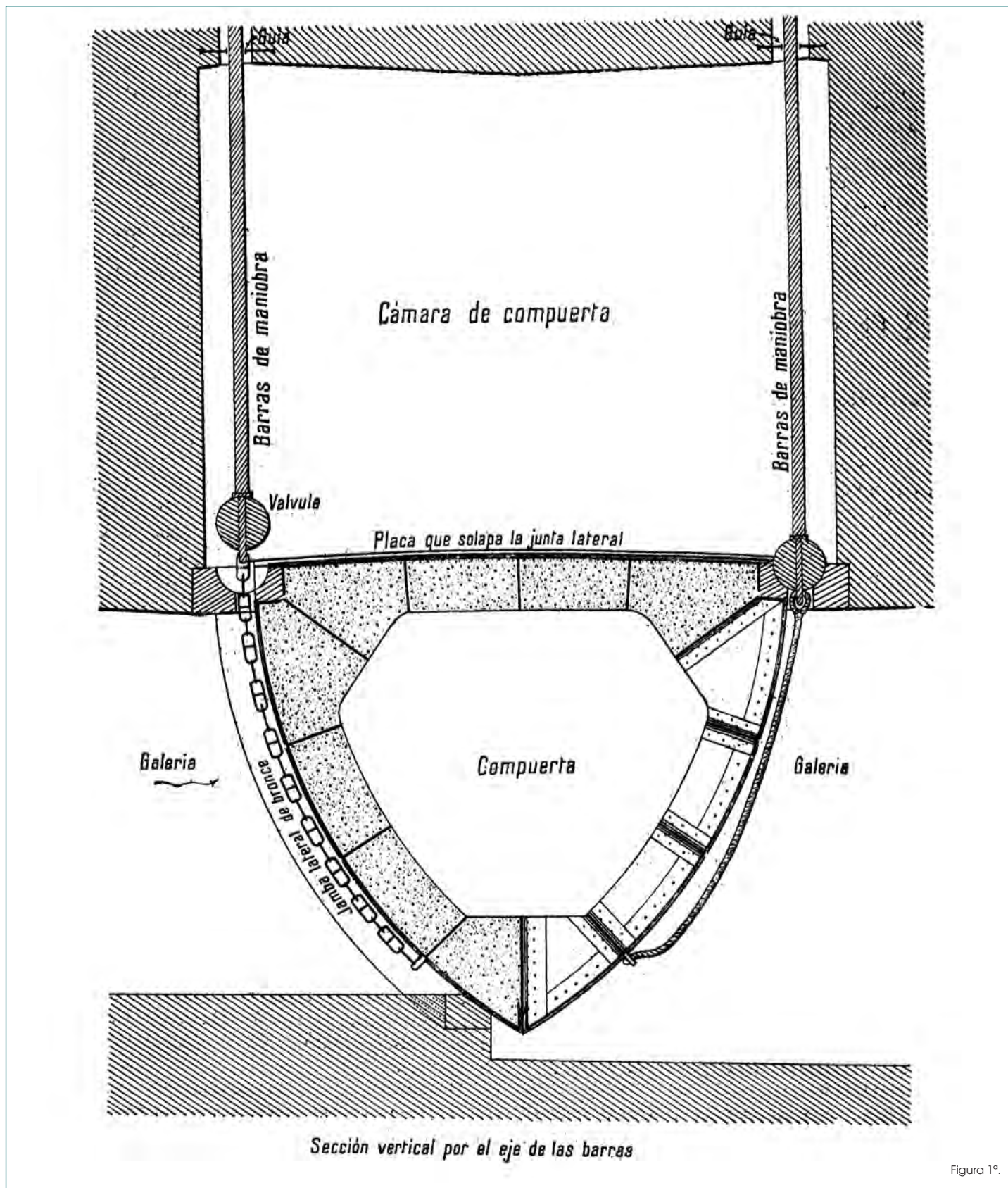


Figura 1°.

◆ La ROP hace... 100 años ◆

ya sincera cartas con inmerecidos elogios, ya otros no menos apreciables con amistosas observaciones.

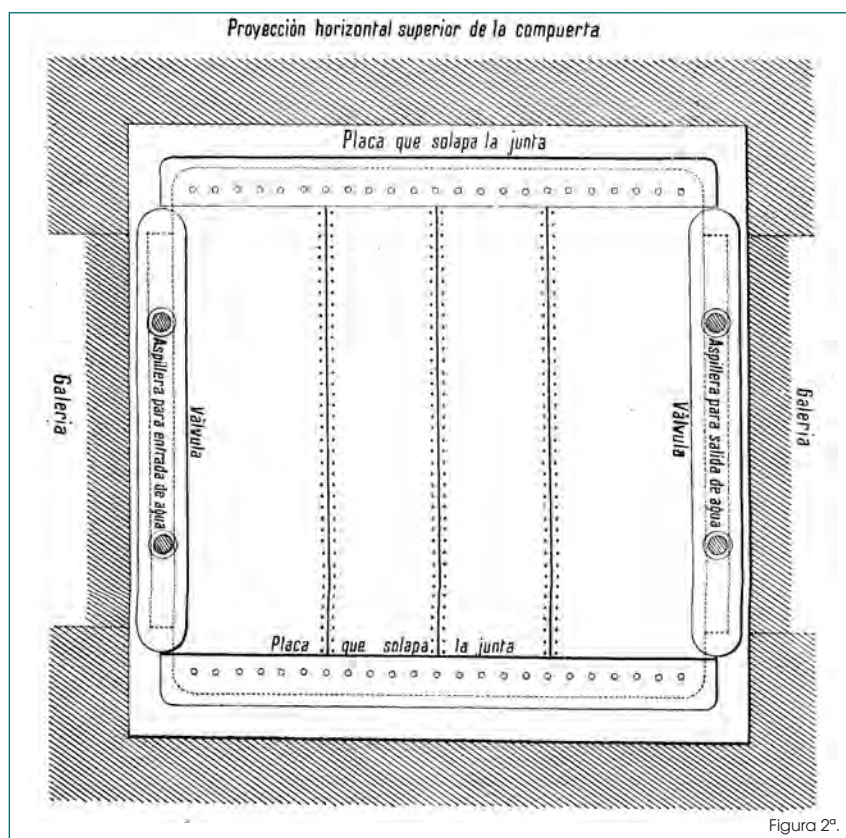
Todo ello unido a mi petición de empleo del nuevo cierre en el pantano de Buseo, obligárame a ampliar brevemente la descripción que de la compuerta hice de modo conciso en el número de esta Revista correspondiente a 1º de junio próximo pasado. Así contestaré a la par a cuantos se dignaron honrarme con sus juicios a cerca de dicho aparato.

Ante todo, hará observar que la ocurrencia de esta compuerta que por su forma de conjunto pudiéramos llamar triangular, en substitución del sistema de dobles compuertas, nada tiene de casual, por cuanto el tránsito de una idea a otra es perfectamente lógico.

Supóngase, en efecto, que los dos planos de las compuertas corredizas giran simultáneamente hasta tocarse por sus pies y entonces la Cámara para agua comprimida que debe inyectarse entre ambas, tomará la forma de un triángulo isósceles; si ahora se fusionan éstas en una sola y se da entrada en la cámara al agua del embalse para sustituir la inyectada, notase en seguida que no pudiendo descender la compuerta, queda en equilibrio bajo la presión del agua del pantano; mientras que, al contrario, cerrando la comunicación con el depósito y dando salida al líquido de la cámara por la galería de limpia, el cierre tiende a levantarse por sí mismo.

He aquí en esencia el origen de la compuerta triangular equilátera. Todos los demás detalles de válvulas para las comunicaciones, forma de los ajustes, barras y cadenas para los movimientos, etc., etc., son desde luego modificables y susceptibles de perfeccionamientos que en nada alteran el principio fundamental. A mi propio me han ocurrido muchos, y para demostrarlo citaré alguno por vía de ejemplo y como refutación a determinadas objeciones que eminentes Ingenieros se han servido hacerme.

Se recordará que la compuerta tenía en sección la forma (Fig.1.º) de una ojiva circular equilátera, con el vértice hacia abajo, y dos paredes de barras verticales, llevando en sus extre-



mos inferiores los tapones o válvulas de cierre de otras tantas canales de comunicación con la cámara de compuerta, se prolongaban por cadenas o cables que servían para elevar de un solo lado o bien totalmente el aparato. Dijimos que era preferible a instalar prensaestopas en el techo de aquella cámara para el paso de las varillas de maniobra, guiar éstas por dentro de tubos que subieran hasta la coronación de la presa; donde mediante sencillos criks se podría poner en movimiento la compuerta, al abrir o cerrar la galería, manejándolos a brazo, por la deducción del esfuerzo que para ello supone haber suprimido el

rozamiento enorme que origina la adherencia de los fangos y la presión del cierre sobre sus deslizadoras.

De modo que si consideramos la posición de compuerta cerrada, al estar un poco tirantes las barras de agua arriba a fin de mantener abierta la comunicación del embalse con la cámara, y oprimidas las de agua abajo para cerrar la salida de ésta al agua en presión, demostramos que existía equilibrio para el cierre porque la resultante de los empujes tendía a moverlo de modo que no le es posible realizar.

Obsérvese, de paso, que la ligera tracción de las cadenas de cara anterior de la compuerta tiende un tanto a oprimirla contra su ajuste, mientras a su vez es favorecida aquella por la presión del líquido embalsado que empuja hacia arriba las válvulas de esta parte al penetrar en la cámara; y al mismo tiempo, la carga hidrostática en esta contribuye a cerrar contra su asiento las válvulas de aguas abajo.

Las operaciones preliminares para el levantamiento del portillo se sabe que no puede ofrecer dificultad alguna, pues cuando se cierran las válvulas de delante la presión es idéntica dentro y fuera, y después para abrir las posteriores el esfuerzo es de tracción. Al descender bruscamente la presión en la cámara de compuerta al nivel de la atmosférica, cesa de golpear el empuje en la cara superior del cierre, y roto el equilibrio se provoca una violenta impulsión en sentido de hacer girar el, movimiento que se ayudará completándolo por la elevación de las varillas posteriores de maniobra, hasta dejar libre completamente la galería.

◆ La ROP hace... 100 años ◆

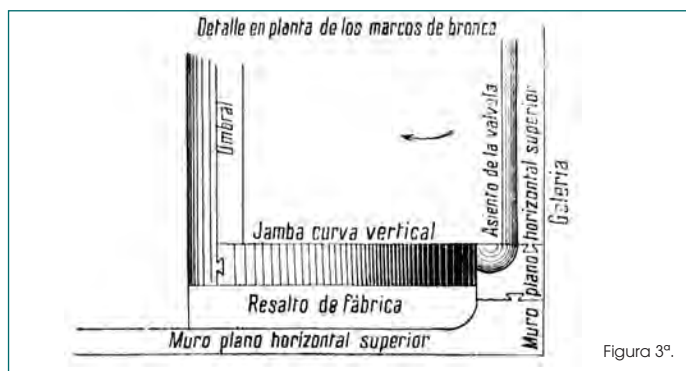


Figura 3ª.

Si la acumulación de tarquines en la parte delantera del túnel de descarga fuera tal que la presión del embalse no se transmitiera a la compuerta, la inyección de agua comprimida y todo el fundamento del sistema de dobles cierres cae por su base; y en el caso presente resulta siempre fácil hacer girar la compuerta, que, sin estar oprimida contra marco alguno, se desprenderá del légamo con trayectoria normal en cada punto a su superficie.

Rápidamente recordado esto, que es lo esencial, veremos que para realizarlo *no precisa dar al cierre la forma de cuña en planta ni en alzado*; figura, al parecer, un tanto complicada a juicio de algunos.

Al contrario, puede en mi concepto construirse totalmente simétrico en su perfil, con beneficio notorio respecto a las dificultades y objeciones hechas a su ajuste perfecto e impermeabilidad.

En efecto (figs. 2ª y 3ª), supongamos suprimido el talud y esvaje de los planos laterales de la compuerta, que siempre ha de ser de mayor tamaño que el correspondiente a la galería, y dispuesto el ensanche de esta en el trozo destinado a su alojamiento, establezcamos, de consiguiente, un marco adecuado de bronce, en resalto, contra el cual venga a ajustar la repetida compuerta por su cara anterior en la posición de cierre. Hagamos, además, que el cuadro horizontal que separa la cámara de la galería sea un poco holgado respecto al rectángulo que limita la cara superior del portillo, de manera que éste tienda a descender para oprimirse bien sobre el marco precitado, y saliendo al encuentro de quien nos censure por descuidar la necesaria impermeabilidad en el piso de la cámara a compuerta cerrada, digámosle que nada es más fácil que colocar una delgada chapa cubrejuntas en toda la longitud del contorno no tapada con las válvulas herméticamente

Estas delgadas hojas de cobre rojo, de las empleadas en el forro de los barcos doblados en madera, cosidas por su borde inferior al plano superior de la compuerta, solapando las ranuras laterales entre ella y su marco horizontal, las cubrirían con fuerza bajo la presión del agua, impidiendo en absoluto la salida de ésta sin imposibilitar el descendimiento del cierre hasta su ajuste contra el retallo de la galería.

Por otra parte, en lugar de los pares de válvulas esféricas, arriostadas por una pareja de viguetas, fuera más sencillo dis-

poner, como se ve en los dibujos adjuntos, que las bolas y rios tra de cada lado constituyeran la válvula necesaria, adoptando la forma de un cilindro circular apuntado por dos semiesferas del mismo radio.

Como se observa en los dibujos que se acompañan, suprímense por innecesarias las acanaladuras en la superficie curvas de la compuerta, y en su lugar queda para la entrada y salida del agua en la cámara una aspillera a cada parte, que por su mayor sección facilitará su pronto acceso.

En cuanto a la constitución de la propia compuerta, nada más sencillo de imaginar. Análogamente al casco de una embarcación moderna, se compondrá de armazón y forro. La primera será del sistema llamada transversal por los Ingenieros navales, es decir, formada por cuadernas y baos representados por piezas perfiladas continuas constituyendo el costillaje; ya que los esfuerzos de tracción y compresión han de ser verticales.

La cuadrícula se completará por correas longitudinales interrumpidas al tope de cada para, unidas a estos por los angulares correspondientes, formando mallas de 0 m,35 o 0m,45 de lado, el esqueleto puede componerse con hierros T de 0 m,20 a 0 m,25 de altura, que sustituirán en la quilla y aristas superiores de la compuerta por cantoneras, o bien piezas especiales de bronce fosforoso perfiladas para el asiento de las válvulas en la región oportuna. Las piezas que siguen estas aristas serán corridas.

Según las dimensiones de la compuerta, el forro puede ser sencillo o doble de palastros de grueso no inferior a 8 milímetros, cuya unión se hará caer sobre una de las cerchas transversales.

Dejando sin recubrimiento continuo la cara curva de la parte posterior de la compuerta, que no ha de estar en contacto con el agua y que así servirá para su registro interior, conviene seguramente macizar con cemento los casetones formados por su armadura en las otras dos cara, anterior o de aguas arriba y superior.

Tampoco veo dificultad en el caso de querer aligerar el peso propio del cierre, en sustituir su forro de palastro por enlatado de madera con tablones horizontales de teka de 90 a 100 milímetros d espesor, recubiertos de chapa de cobre o metal Muñiz de 5 a 10 de grueso. Entonces se podría suprimir también el macizamiento entre los nervios de la compuerta (1).

Y haciendo gracia al amable lector de otros mil detalles o pequeñas variaciones al alcance de cualquiera, hago aquí punto y final, esperando merecer la Superior autorización necesaria para verificar, primero las pruebas prácticas indispensables con un modelo reducido y después su aplicación al pantano de Buseo; la cual confío sea de seguro éxito y positivas ventajas económicas y técnicas. ◆

Enrique G. Grandá
Valencia, Noviembre de 1905

(1) En este caso también se pudiera tener una sola barra de maniobra por válvula, y quizás fuera ventajoso cerrar la entrada de agua del embalse, llenando los tubos verticales que guían las varillas, hasta un nivel superior al del pantano, con agua de un manantial de suficiente altura en la ladera.

Construcción de las bases militares en España

por Waldo G. Bowman

(De la Revista Engineering News Record, 2 de junio de 1955; pag. 36 a 41, 44 y 46)

Hace unos dieciocho meses, los Gobiernos de España y Estados Unidos firmaron un acuerdo para el establecimiento de bases militares y para la ayuda militar y económica a España. La "Air Force" y la "Navy" encargaron al "Navy's Bureau of Yards and Docks" el proyecto y la construcción de las bases. Este "Bureau", a su vez, seleccionó cuatro oficinas de proyectos (Shaw, Metz, Dolio; Metcal & Eddy; Frederic R. Harris, Inc., y Pereira & Luckman), que agrupadas, constituyen la AESB (Architects, Engineers, Spanish Bases), y escogió tres casas constructoras (Brown & Root, Raymond Concrete Pipe Co. y Walsh Construction Co) para que, reunidas actuaran como contratista (BRW).

La primera fase de la construcción, que finalizará a últimos del año 1956, permitirá la operación de aeronaves en caso de necesidad. Comprende el programa la base aeronaval de Rota; las bases aéreas de Morón, San Pablo, Torrejón, Sanjurjo y Valenzuela; el oleoducto de Rota a Zaragoza, para abastecer de combustible las citadas bases; depósitos de combustibles y munición en el Ferrol y Cartagena, y depósitos de carburante y materiales de construcción en Tarragona y Valencia (fig.1.º).

Base de Rota

Esta base aeronaval (fig.2º), que está emplazada a unos 8 kilómetros al Norte de Cádiz, es la clave de todo el sistema

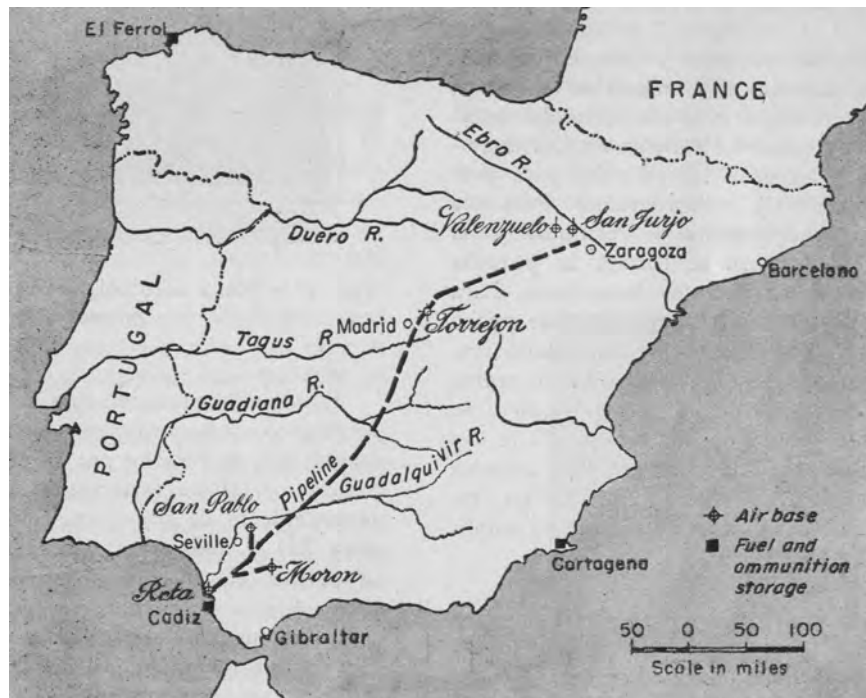


Figura 1º.

de bases españolas, como centro de suministro de carburantes y lubricantes para el Ejército del Aire. Será, además, la única base aérea de la Navy en Europa, donde podrán aterrizar y ser atendidas las aeronaves procedentes de los portaaviones.

El concurso de las obras de construcción de las pistas de aterrizaje, de rodadura y de remolque, parque de estacionamiento y carretera periférica, fue adjudicado el 30 de marzo de Huarte y C.º. por valor de 75.198.314 pesetas, y el correspondiente al



Figura 2º.

◆ La ROP hace... 50 años ◆

suministro de acopio de 1.000.000 de Tn. de áridos para hormigón, que serán utilizados en las instalaciones de la base, se adjudicó el 29 de marzo a Cubiertas y Tejados, por valor de 64.021.200 ptas.

La pista de aterrizaje será de 2.438 x 61 m., y se prolongará más adelante hasta 3.048 m. Esta pista, así como las de rodadura, se conectarán con el puerto por medio de una pista de remolque de 1981 m. de longitud, que permitirá el traslado de las aeronaves desde los portaaviones hasta el aeropuerto.

El puerto de Rota será seguramente, la obra de mayor envergadura del programa americano en España. Comprende un rompeolas de 2.077 m., un área triangular rellena, destinada para almacenes y otros edificios portuarios; un muelle de 91 x 366 m.; un desembarcadero marginal de 122 x 366 m., adosado al rompeolas, y, finalmente, un muelle de descarga de 457 m. para petroleros, conectado a tierra por un camino sobre pedraplén, donde va alojado el oleoducto. Inicialmente, sólo se construirá el rompeolas, el muelle petrolero y el desembarcadero marginal. En el Laboratorio Nacional de París se ha estudiado sobre modelo las dimensiones y forma del rompeolas.

El acuerdo hispano-estadounidense determina que todas las obras de las bases deberán ser efectuadas por contratistas españoles, exceptuando aquellos casos en que las posibilidades nacionales sean insuficientes. Entonces podrán formarse empresas mixtas hispano-americanas, y en determinadas circunstancias, podrá asociarse casas españolas con otras europeas. Así se hará para acometer el drago de 2.300.000 m³ en treinta meses, suponiendo que no exista ningún contratista español que tenga la maquinaria u organización precisa para realizar solo esta obra dentro del plazo fijado.

Tanto el abastecimiento de agua de la base de Rota como el de casi todas las otras, es una problema de difícil solución. Después de abandonar el intento de una captación de agua subterránea, se tiene la esperanza de poder disponer de agua cuando la ciudad de Cádiz termine un nuevo embalse y una conducción en construcción.

Oleoducto

El oleoducto, de 780 Km. de longitud, con sus estaciones de bombeo y tanques subterráneos, es, después de Rota, la obra de mayor envergadura. El concurso de suministro de tubos fue adjudicado a la casa británica Steward & Hoyd, de Londres, por 5.324.964 dólares. Esta fabricará y suministrará 38.000 Tn. de tubos de acero, sin soldadura, con diámetros de 203, 254 y 305 milímetros. El concurso de las obras de construcción de las instalaciones del oleoducto se adjudicó a la empresa mixta formada por Agromán, Benson and Montín, de Tulsa, y Merrit-Chapman & Scotd, de Nueva York, por 4,81 millones de dólares. El plazo de ejecución es de 425 días naturales.

Se hará un contrato parecido para los tanques subterráneos y un tercero para las estaciones diesel-eléctricas de bombeo. La

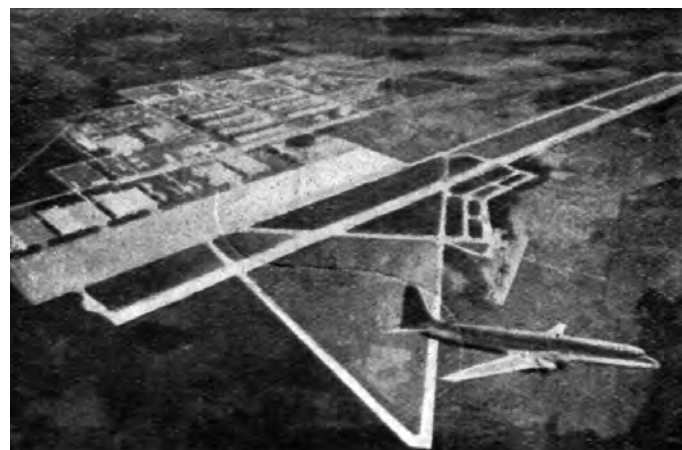


Figura 3ª.

corriente que se generará en las centrales diesel-eléctricas de cada una de las bases y en la central termoeléctrica proyectada para Rota, será de 60 ciclos en lugar de 50 ciclos, como se utiliza en toda España.

El oleoducto, que arranca en Rota, pasará por las proximidades de Sevilla, Córdoba y Madrid, terminando en Zaragoza. Las estaciones de bombeo se emplazarán en Rota, El Arenal, Adamuz, Ciudad Real y Alcalá de Henares. La profundidad de la trinchera para el oleoducto excederá rara vez de los 0,9 m., estando unos 97 Km. de la línea en roca. Se instalarán tanques-depósitos en Rota, El Arenal, Ecija, Ciudad Real, Alcalá de Henares y Zaragoza. Los mayores tanques estarán en Rota para el almacenamiento del carburante procedente de los petroleros. En la primera fase se construirán 50 tanques de diversos tamaños, que comprenden 25.000 Tn. de chapa de acero, 764.500 m³ de excavación y 38.226 m³ de hormigón.

Base de San Pablo

Esta base (fig.3.ª), situada a 8 Km. al Noroeste de Sevilla, se destinará como centro de suministro y mantenimiento de las Fuerzas Aéreas. Actualmente es el aeropuerto municipal de Sevilla, utilizándolo también el Ejército del Aire Español. Ha sido construido recientemente y cuenta con una pista principal de hormigón de 80 x 2.154 m; una pista transversal, también de hormigón, de 50 x 1.542 m., y otra transversal de asfalto, de 50 x 1957 m.

En un principio se pensó establecer en El Coper, situado a unos kilómetros al oeste de Sevilla, una base para bombarderos conjuntamente con un centro de suministro y mantenimiento. pero como el lugar elegido quedaba afectado por las crecidas del Guadalquivir, se decidió construir la base de Bombarderos en Zaragoza, adyacente a la base de Sanjurjo, y aprovechar el aeropuerto de San Pablo; ya construido, para instalar el centro de suministro y mantenimiento.

Las pistas existentes son completamente adecuadas para los aviones mas pesados y no se alteran en la primera fase de cons-

◆ La ROP hace... 50 años ◆



Figura 4ª.

trucción. Más adelante se prologará posiblemente la pista principal hasta los 3.361 m. Incluso la cuestión del abastecimiento de agua se resolverá fácilmente, tomándola de una conducción que abastece Sevilla con agua procedente de pozos. En la primera fase se construirá tan sólo una zona de estacionamiento de 152 x 91 m., una pista de rodadura para conectarla con la de aterrizaje, cuatro almacenes, carreteras de acceso y ramal de ferrocarril.

Base de Morón

En esta base de bombarderos está situada a 40 Km. al Suroeste de Sevilla. El concurso para las obras de construcción de la primera base fue adjudicado en mayo a Agromán por valor de 110.130.267 ptas. El contrato, que tiene un plazo de duración de 570 días naturales, comprende una pista de aterrizaje de 3.376 x 61 metros (asfaltada menos los 305 m. de secciones de hormigón en los extremos); dos pistas de estacionamiento de 152 x 457 m.; una carretera de acceso y un ramal ferroviario. La línea de ferro-



Figura 5ª.

carril que atraviesa la zona ocupada por esta base, tendrá que ser desviada.

Los movimientos de tierra comprenderán 248.470 metros cúbicos de desmonte y 210.240 de terraplén.

Base de Torrejón

Seguramente se establecerá en esta base para bombarderos (fig.5ª) el Cuartel General del sistema de bases españolas. Está emplazada a 25 Km. al Noroeste de Madrid. El concurso para las obras de construcción de la pavimentación de las pistas de aterrizaje, rodadura y estacionamiento fue adjudicado el 9 de septiembre de 1954 a Fomento de Obras y Construcciones por valor de 151.360.000 ptas., siendo el plazo de ejecución 550 días naturales. La pista de estacionamiento de hormigón, destaca por sus enormes dimensiones: 335 x 2.286 m., aunque en la primera fase se llegarán sólo a una longitud de 1.097 m. La pista de aterrizaje, de hormigón, de 61 x 1.300m., construida por INTA, que tiene un espesor de 28 cm., se recargará con una capa de asfalto de 10 cm., para que pueda soportar a los bombarderos más pesados, y se extenderá por ambos extremos hasta alcanzar una longitud de 3.974 m. La primera fase del contrato comprende estos trabajos de ampliación más las pistas de rodadura, una carretera de acceso y un ramal de ferrocarril, totalizando 284.000 metros cuadrados de asfalto y 432.270 de hormigón, lo que representa un volumen de 28.500 m³ . de asfalto y 241.000 de hormigón.

Las obras de tierra consisten en 536.870 m³ de desmonte y 463.300 de terraplén. Los trabajos de explanación y compactación ya están muy avanzados, habiéndose montado una instalación de preparación de árido.

El abastecimiento de agua es también un problema en Torrejón, aunque se cree poderlo solucionar tomando el agua del río Jarama. La construcción de 13.934 m² de almacenes se adjudicó el 7 de abril a Dragados y Construcciones por valor de 15.065.942 ptas. Utilizará una estructura de acero comprada por la BRW a una casa francesa.

Se proyecta la construcción de un taller de conservación de maquinaria, donde la BRW pueda realizar las reparaciones de importancia de las máquinas empleada en las bases de la mitad Norte del país. Para ahorrar espacio y dinero se ha reunido, siempre que ha sido posible, en un solo edificio varias dependencias, utilizándose los materiales y los métodos constructivos que predominan en las regiones españolas donde están emplazados.

Bases de Sanjurjo y Valenzuela

A unos 17 Km. al Oeste de Zaragoza se está construyendo una de las instalaciones aeronáuticas más peculiares del mundo. Se trata de dos bases de bombardeos completas, situadas una junto a otra y separadas tan sólo 701 m. Sus pistas

◆ La ROP hace... 50 años ◆



Figura 6ª.

de vuelo no se solapan y ambas están enlazadas por una pista de rodadura que permite el paso de los aviones de una base a la otra.

La base de Sanjurjo es el aeropuerto municipal de Zaragoza. Tiene una pista de vuelo, asfaltada, de 3.048 metros, una rodadura paralela de igual longitud y cinco pistas de rodadura transversales. El concurso de las obras de construc-

ción de la pavimentación de las pistas de aterrizaje, rodadura y estacionamiento se adjudicó el 23 de septiembre de 1954 a Agromán, por valor de 77.903.467 pesetas.

La primera fase de construcción incluye la pista de estacionamiento, de hormigón, de 152 x 1.097 m.; una capa de asfalto de 7,6 cm. a recargar sobre las pistas existentes; un nuevo sistema de drenaje y conductos y tuberías para energía y carburante.

La base de Valenzuela, que inicialmente se planeó en El Copero, comprenderá una pista de vuelo de 3.660 metros; una de rodadura, paralela; una de estacionamiento, de 975 X 183 m., y edificio de operaciones. El abastecimiento de agua de ambas Bases está asegurado por la proximidad del Canal Imperial de Aragón.

Otros proyectos

En el Ferrol y Cartagena se tiene proyectada la construcción de muelles para petroleros, depósitos de combustibles y munición. En ambos puertos, el Gobierno español ha estado perforando túneles para depósitos de carburantes.

J.M.S.

DIRECTORIO DE EMPRESAS



TECNICAS REUNIDAS
INGENIEROS Y
CONSTRUCTORES



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



ER-0029/1995

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

e-mail: comercialinf@tecnicasreunidas.es



CGM-99/037

TECNOLOGIA • EXPERIENCIA • CALIDAD

necso

entrecanales cubiertas



- VIAS DE COMUNICACION
- OBRAS HIDRAULICAS
- OBRAS MARITIMAS
- PLANTAS INDUSTRIALES
- OBRAS SUBTERRANEAS
- EDIFICACION Y ARQUITECTURA
- RESTAURACION Y REHABILITACION

Avda. de Europa, 18 • 28108 Alcobendas (Madrid)
• Tel: 91 663 28 50 • Fax: 91 663 30 99
www.necso.es

Autopista de peaje AP-36 Ocaña-La Roda y Autovía libre de peaje A-43 Tramo N-301 al enlace de la A-3 y la A-31 (Atalaya del Cañavate)

AP-36 Toll Motorway, Ocaña-La Roda, and A-43 Freeway Section N-301
at junction with A-3 and A-31 (Atalaya del Cañavate)

Manuel de Oña Esteban. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Autor del Proyecto. moesteban@ferrovial.es

Miguel Ángel Alonso López. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Jefe de Grupo de Obras. maalonso@ferrovial.es

Resumen: A finales del próximo verano está prevista la inauguración de la Autopista de peaje Ocaña-La Roda de 150 km de longitud y un tramo de la Autovía libre de peaje A-43 entre la N-301 y la A-3, en su enlace con la A-31, de otros 30 km. Ambas obras van a mejorar apreciablemente la comunicación entre Madrid y las poblaciones de Levante y del Sureste. La magnitud de las obras es tal que hay que mover más de 27 millones de m³ de tierras, construir más de 200 estructuras y extender cerca de 2,5 millones de toneladas de mezclas asfálticas.

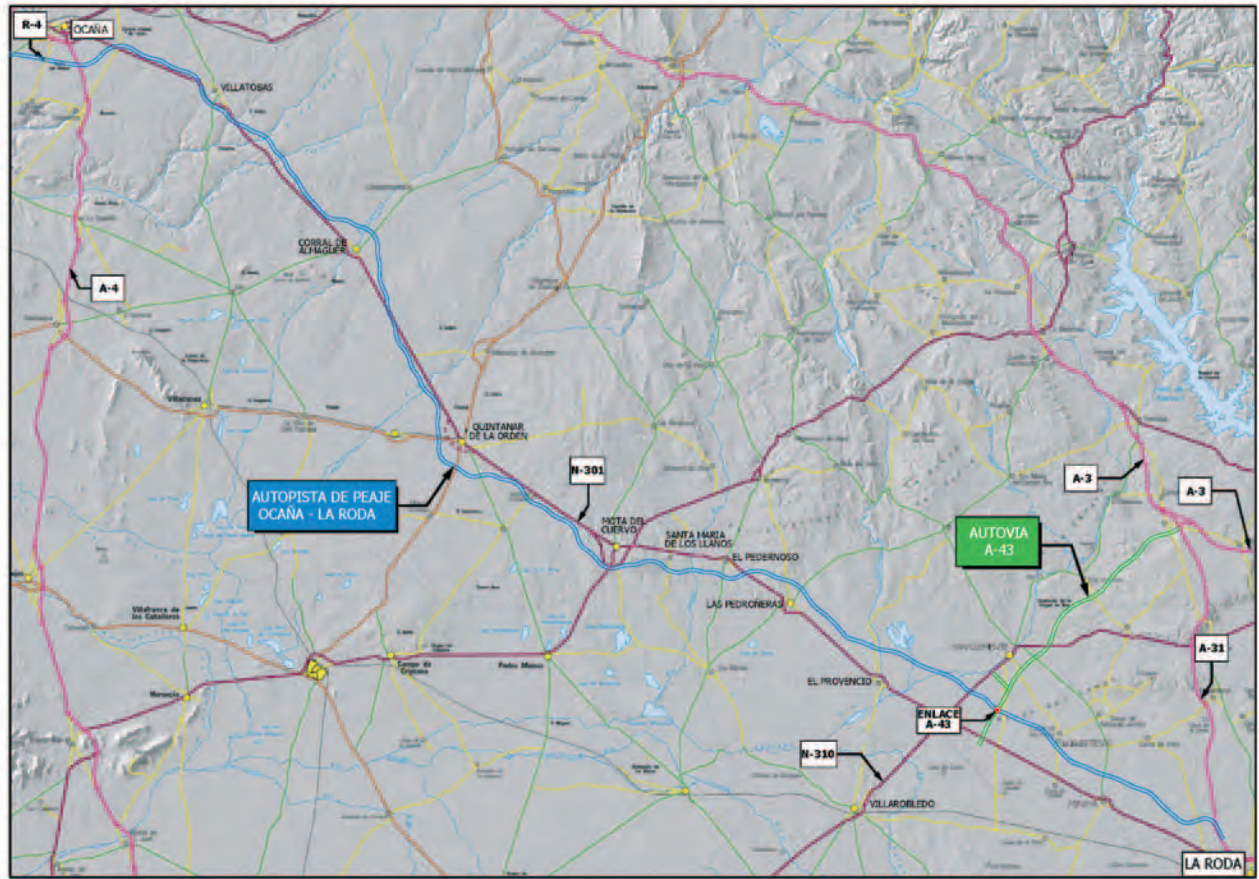
En el artículo, aparte de describir el trazado, los enlaces y las estructuras, se explica que en una zona, carente de préstamos se está ejecutando la obra aprovechando todos los materiales existentes en la traza, que se han empleado adecuadamente y machacando cuando ha sido preciso, para los rellenos, las explanadas, los suelos estabilizados, los suelos cementos y las zahorras artificiales. Por otra parte, el elevado número de estructuras existentes en la obra ha llevado a la necesidad de uniformizar tipologías y luces al máximo y a utilizar la prefabricación masiva de los tableros y cuando ha sido posible de los estribos, para poder cumplir los plazos previstos de ejecución. Además, se resalta que aproximadamente la mitad de las pilas de hormigón se están construyendo con un diseño especial consistente en un núcleo cilíndrico armado y doce aletas radiales sin armar pero reforzadas con fibras metálicas. Como innovación tecnológica se comenta que se ha dispuesto en los estribos de los pasos superiores que lo necesitan, un apoyo inverso, compuesto por unos neoprenos para cargas verticales descendentes y otros para cargas verticales ascendentes. Por último se destaca la solución dada al paso superior del entronque final que presenta un esviaje cercano a los 15 grados.

Palabras Clave: Trazado, Desmontes, Firmes, Estructuras

Abstract: The 150 km long Ocaña-La Roda Toll Motorway and a section of 30 km of the A-43 motorway between N-301 and A-3, in the link with the A-31, is expected to be opened at the end of the next summer. Both projects are going to improve sensibly the communication between Madrid and the Levante and Southeast region. The earthworks involve in the project are more than 27 millions of m³, building more than 200 structures and laying close to 2.5 million tons of asphaltic mixes.

This article, apart from a description of the layout, interchanges and structures, explain that in an area without borrow pits possibilities, the project is been built using the materials excavated within the project, processing the materials where needed, constructing the embankments, capping, sub bases and cement bound materials. In the other hand, the high number of structures in the project, has driven the design and construction to standardise the types and spans, extensive use of precast decks and, where possible, abutments, in order to comply with the anticipate construction programme. Furthermore, it is highlighted that approximately half of the concrete piles are been built with a special design with a reinforced circular core and twelve radial wings without reinforcement but using steel fibres. As an innovative solution, the article describes that an inverse bearing has been design in the abutments of the overpasses, where required, with a double vertical and horizontal bearing system. Finally, it is described the solution for the overpass at the final tie-in with a skew close than 15 degrees.

Keywords: Route, Earthworks, Firms, Structures



A finales del próximo verano está prevista la inauguración de la Autopista de peaje Ocaña-La Roda de 150 kms de longitud y un tramo de la Autovía libre de peaje A-43 entre la N-301 y la A-3, en su enlace de Atalaya del Cañavate, de otros 30 kms. Ambas obras van a permitir un tráfico mucho más fluido entre Madrid y las poblaciones del Levante y del Sureste español.

El proyecto consiste en una Concesión Administrativa de 36 años (finalizando en febrero de 2040) gestionada por Autopista Madrid Levante, Concesionaria Española Sociedad Anónima; la construcción de las obras están siendo realizada por Ferrovial Agroman S.A.

La Autopista de peaje Ocaña-La Roda arranca en la conexión del final de la Radial 4 con la A-4 y discurre paralela a la N-301 hasta su enlace con la A-31 en el término municipal de La Roda. A partir de su inauguración, los usuarios dispondrán de un corredor alternativo de 200 kilómetros de autopista que les permitirá viajar desde la M-50 en Madrid hasta La Roda, camino de Albacete, Alicante, Murcia y en general toda la zona del Levante. Complementariamente, la Autovía libre de peaje A-43 conectará transversalmente la mencionada AP-36 con la A-3 en Atalaya del Cañavate, lo que permitirá también dar servicio a los viajes

con origen y destino en Madrid y Valencia / Castellón. Esta autovía unirá además en un futuro la AP-36 con Ciudad Real.

Trazado

La sección transversal de la autopista está compuesta por dos calzadas de 7 metros, con arcenes interiores de 1,00 m y exteriores de 2,50 metros, bermas de 1,00 m, y con una mediana de anchura de 10 metros sobre la que se dispone de una cuneta central de sección triangular con anchura de 3 metros.

La sección transversal de la autovía es similar a la de la autopista, pero se ha respetado la mediana de 14 metros dispuesta en diferentes tramos de la A43.

La autopista Ocaña-La Roda tiene 10 enlaces

La velocidad específica es de 120 km/hora y presenta amplios radios que varían de 7.500 m el máximo a 1.800 m el mínimo. En las proximidades de la A-31, por razones de conexión, el radio mínimo se reduce a 900 m.

Dada la horizontalidad de la zona las pendientes son muy reducidas. La máxima es del 3,5% y la pendiente media es del 1% y las mínimas oscilan entre el 0,5% y el 0,2%.



Los acuerdos verticales también son muy amplios y para los convexos, los mínimos oscilan entre 31.000 y 18.000 según las zonas y para los cóncavos entre 30.000 y 15.000, muy superiores a los mínimos fijados para la velocidad de proyecto.

Además la autopista incluye tres áreas de descanso distribuidas uniformemente en los 150 km y tres Áreas de Servicio, para garantizar el suministro de combustible a los vehículos circulantes.

El tramo de la autovía A-43, objeto de la concesión, de 30 km de longitud, tiene cinco enlaces. La velocidad espe-

cífica es igualmente de 120 km/hora y presenta amplios radios que varían de 7.500 m el máximo a 2.000 m el mínimo.

Igualmente, dada la horizontalidad de la zona, las pendientes son muy reducidas y varían entre una máxima del 1,9% y las mínimas que oscilan entre el 0,5% y el 0,2%. Los acuerdos verticales son muy amplios y el convexo mínimo es de 30.000 y el cóncavo mínimo es de 25.000.

La autopista de peaje Ocaña-La Roda inicia su recorrido en el enlace de la R-4 con la A-4, al Sur de Ocaña. Este enlace se completa dando continuidad al tronco de la Radial-4 a través de los ramales 1 y 2, sobre la A-4 y a la calzada derecha de la A-4 con un ramal directo a izquierdas en dirección a La Roda.

Discurre de Norte a Sur, en dirección Sureste, por el Este de la provincia de Toledo y sensiblemente paralela a la actual N-301 de Ocaña a La Roda, ora al Norte, ora al Sur de ella y a una distancia media entre 1 y 4 km de aquella..

El primer cruce con la N-301 se resuelve con un enlace a tres niveles tipo diamante con una glorieta central que da acceso a la N-301 y a la carretera de Noblejas a Dos Barrios. Además, a la N-301 se le da continuidad a través de un paso superior sobre la glorieta.

Se extiende, durante los primeros kilómetros sobre una amplia superficie plana denominada al comienzo como Mesa de Ocaña, sólo alterada en su morfología por el paso de la misma sobre algunas de las vaguadas y arroyos principales de este tramo (río Riansares, arroyos del Valles del Robledo, Moros, Testillos, etc.) los cuales presentan unas pendientes medias a bajas en sus laderas y algún pequeño desnivel entre las distintas terrazas y/o el propio aluvial o el mismo cruce.

Siguiendo la citada dirección Sureste, aproximadamente a 30 km, se sitúa el enlace de Corral de Almaguer. Es un enlace tipo trompeta que pasa sobre la autopista muy cerca del área de peaje troncal y que conecta con la N-301 tras cruzar el área de peaje lateral mediante otro enlace del mismo tipo sobre la citada N-301.



El siguiente enlace, situado a 55 km del origen, es el enlace de Quintanar de la Orden. Es un doble enlace tipo trompeta sobre la autopista y sobre la N-301.

Pasada la variante de Quintanar de la Orden la autopista atraviesa pequeños cerros y muelas de naturaleza carbonatada, correspondiente a las estribaciones meridionales de la Sierra de Altamira.

Antes de Mota del Cuervo entra en la provincia de Cuenca.

A 20 km del enlace de Quintanar de la Orden, nos encontramos con el enlace de Mota del Cuervo. Igualmente, es un doble enlace tipo trompeta sobre la autopista y sobre la N-301. A otros 20 km del enlace de Mota del Cuervo está situado el enlace de El Pedernoso. También es un doble enlace similar a los anteriores.

Pasada la población de Las Pedroñeras y hasta el final, en el entorno de La Roda, la autopista discurre sobre una superficie llana con algunos pequeños cerros de baja altura y escasa diferencia de cota entre las cimas y las llanuras bajas de los ríos principales.

Se respetan las paleodunas de Casas de Fernando Alonso y de Casas de Los Pinos, al Sur de dichas poblaciones, así como las dolinas situadas al Noroeste y al Noreste de Minaya, ambas figuras geomorfológicas protegidas por Ley de la Comunidad Autónoma de Castilla-La Mancha.

Continuando en dirección Sureste se produce su cruce con la autovía A-43, también objeto de la concesión, que se resuelve mediante un enlace completo tipo semiturbina, con dos movimientos resueltos con lazos opuestos y los otros dos, con ramales semidirectos que confluyen en vías colectoras.

La autopista, pasado el enlace con la A-43 es libre de peaje y a 12 km se encuentra con el enlace de Los Estesos que es un enlace tipo diamante con dos pesas.

Muy próximo al enlace anterior se sitúa el de Minaya, de misma tipología que el de los Estesos.

Finalmente la autopista termina en la autovía A-31, en las proximidades de La Roda. El enlace es de tipo directo, existiendo sólo los movimientos Ocaña-La Roda y viceversa. El movimiento norte-sur de la A-31 pasa sobre el ramal directo La Roda-Ocaña de la autopista.

La autovía A-43 comienza en la llanura Manchega, caracterizada por su acusada horizontalidad y pasa aproximadamente a la mitad de su recorrido al dominio geológico de las estribaciones de la sierra de Altamira, encontrándose en este tramo con un relieve más ondulado. Paisajísticamente predomina el campo abierto de gran uniformi-



dad y con aprovechamientos agrícolas, principalmente de vid y cereal sólo en la parte alomada se cruzan eriales con explotaciones cinegéticas donde se divisan masas boscosas y de matorral dispersas. Al principio del tramo el trazado se sitúa próximo a los pinares públicos de San Clemente, únicos elementos boscosos de entidad existentes en todo el tramo.

El origen de tramo se sitúa al Este de la N-301, cuyo cruce se resuelve mediante un enlace tipo trébol.

Continúa en dirección Noroeste hasta su cruce con la autopista Ocaña-La Roda.

A continuación cruza la carretera de San Clemente a Matas Verdes, punto donde se sitúa el enlace de acceso a San Clemente desde el Oeste. Este enlace se ha resuelto con una tipología de diamante, en el que los ramales de entrada y salida de la calzada derecha se han sustituido por un lazo y un ramal semidirecto. Su vía de enlace se prolonga hasta conectar con la N.310 en una longitud de 2,5 km.

El trazado continúa hasta su cruce con la N-310 donde se dispone un enlace también tipo diamante en el que el ramal San Clemente-Atalaya se ha sustituido por un lazo.

En este primer tramo el trazado discurre con curvas de gran radio adaptándose a la horizontalidad del terreno.

A partir de la N-310, el terreno más ondulado permite la continuidad del trazado, también en dirección noroeste, con curvas de menor radio que permiten una percepción visual de los usuarios más discontinua y segura. En ese tramo se sitúa el enlace de Vara del Rey, dispuesto entre la autovía y la carretera CUV-8242, con tipología de diamante.

Desde este punto el trazado entra en el término municipal de Atalaya del Cañavate hasta su conexión con las autovías A-3 y A-31 en un enlace ya construido. En este tramo se ha proyectado un semienlace con la carretera de Honrubia a Sisante, que resuelve la conexión a través de la autovía de Atayala con San Clemente.

Secciones transversales en desmontes

Debido a la excesiva longitud de la obra, que origina grandes tramos deficitarios en tierras y la escasa disponibilidad de préstamos en la zona, se ha diseñado una sección transversal amplia en desmontes, compuesta, además de lo expuesto anteriormente, por sendas cunetas de seguridad que disponen de una zona con una pendiente transversal de 6 H/ 1V en seis metros (6,00 m) segui-

da de una cuenta triangular de 3,60 m de anchura total con pendientes 6 H / 1 V en ambos lados y de una berma de despeje, de dos metros, para recogida de posibles caídas de materiales, limpieza de cunetas y paso de canalizaciones. La excavación suplementaria generada por la nueva sección transversal, ha permitido paliar, pese al incremento de transporte, el déficit de tierras existente y reducir el volumen necesario de préstamos.

Firmes

Para la construcción de los firmes se están utilizando los materiales de la zona.

La capa inferior de la explanada E-3 se está consiguiendo de tres formas:

- 30 cm del poco suelo seleccionado encontrado en la traza
- 30 cm de suelo estabilizado 1 a partir del suelo de la zona
- 50 cm de suelo adecuado obtenido del material de la excavación

La capa superior de la explanada E-3, 30 cm de suelo EST-3 con cemento, se está obteniendo también estabilizando el material de la zona que reúne las condiciones adecuadas.

Por último cabe decir que también para la obtención del suelo-cemento se están empleando los mejores materiales obtenidos en la excavación de la sección transversal proyectada. Materiales procedentes del machaqueo de la roca volada con explosivos.

Para el tráfico T1 previsto para el tronco ha proyectado un paquete de firme formado por 20 cm de aglomerado en caliente y 20 cm de suelo-cemento en la autopista y 25 cm de aglomerado sobre 25 cm de zahorra artificial en la A-43.

Los últimos tres centímetros de la capa de aglomerado corresponden a la capa de microaglomerado.

Estructuras

La autopista Ocaña-La Roda y el tramo concesionado de la autovía A-43 incluyen un total de 201 estructuras, divididas en 14 viaductos, 145 pasos superiores, 38 pasos inferiores o de ramal y 4 ampliaciones de estructuras existentes. La característica más notable de este capítulo es el elevado número de estructuras existentes en la obra, que ha llevado a la necesidad de uniformizar tipologías y luces al máximo, y a utilizar la prefabricación masiva de los tableros y cuando ha sido posible de los estribos, para poder cumplir los plazos previstos de ejecución.



La superficie construida del total de los tableros es de unos 140.000 metros cuadrados.

Se indican a continuación las tipologías utilizadas para cada grupo de estructuras y los aspectos estructurales y funcionales más llamativos.

Viaductos

13 de los 14 viaductos existentes en la obra permiten el paso del tronco sobre vías de agua y cauces fluviales, y se han resuelto con doble tablero formado por vigas doble T y losa de compresión; se trata de tableros isostáticos dotados de continuidad de losa sobre las pilas y juntas de dilatación solamente en los estribos. Las pilas son de doble fuste circular coronadas con un dintel que sirve de apoyo a las vigas.





Los estribos son cargaderos sobre terraplén o sobre macizo de tierra armada.

Excepcionalmente, el otro viaducto discurre sobre el tronco principal, por lo que se le ha dado la tipología típica de los pasos superiores descritos a continuación.

Pasos superiores

El gran número de pasos superiores ha obligado a elegir una prefabricación y uniformización máxima de los tableros con el fin de poder responder al reto de cumplir con el plazo de ejecución impuesto. Todo ello sin rebajar la calidad estética y funcional que se supone a los pasos superiores de una autopista, ya que son estas las estructuras que con su visión continua, más condicionan la impresión que el usuario de la autopista se hace sobre la calidad de la misma.

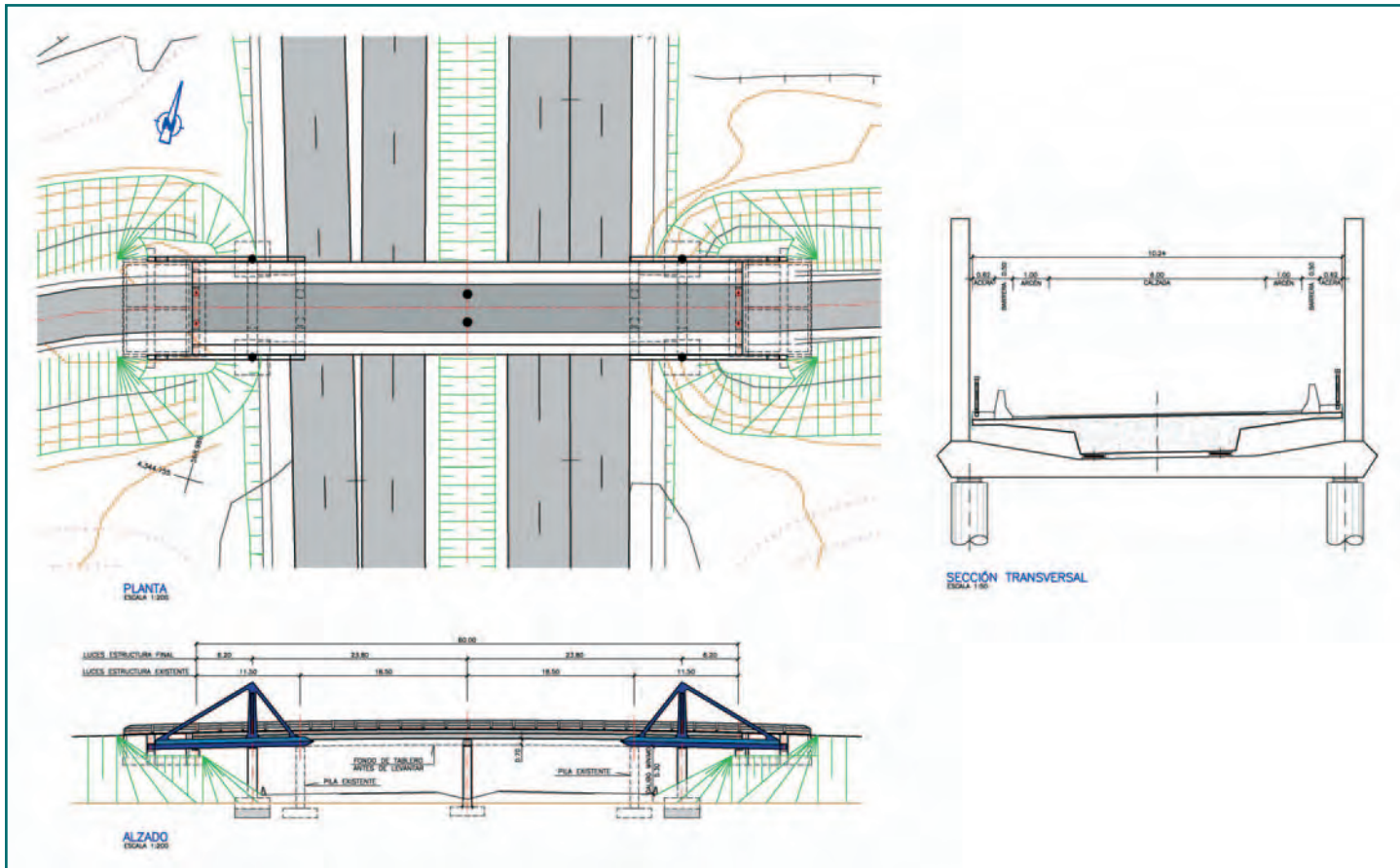


Si exceptuamos el paso superior del entronque final de la autopista con la A-31 donde finaliza, el resto de los pasos han sido diseñados con las siguientes características:

- Tienen tableros hiperestáticos formados por viga monocajón prefabricada conectada a una losa de compresión construida con el empleo de prelasas.
- Estos pasos se han proyectado sin pila en mediana, lo que repercute en una mayor seguridad de la autopista y en una mayor calidad estética, determinada por una gran diafanidad al tener tableros acartelados sobre pilas y de gran esbeltez en sus vanos centrales.
- Generalmente son de tres vanos con las pilas separadas 6 metros desde la línea blanca y vanos extremos con luces del orden del 35% de la del vano central; esta descompensación, surgida con la intención de no aumentar innecesariamente las longitudes de los pasos, determina la necesidad de evitar mediante algún dispositivo el despegue de los apoyos sobre los estribos. El procedimiento elegido es el de dotar a los estribos de un apoyo inverso, con unos neoprenos para cargas verticales descendentes y otros para cargas verticales ascendentes. La disposición adoptada permite en el futuro la sustitución de los neoprenos deteriorados con sencillas operaciones mediante el empleo de gatos. Esto no sería posible con neoprenos o tableros anclados al estribo.
- La mitad de los pasos han sido dotados de pilas de hormigón con diseño especial, consistente en un núcleo cilíndrico armado y doce aletas radiales sin armar. Con el fin de absorber los rasantes que puedan producirse en el arranque de las aletas y aumentar su resistencia frente a golpes, el hormigón de estas pilas se ha reforzado con fibra metálica. El buen acabado de estas pilas junto con el buen gusto de los dibujos elegidos para sus coronaciones dan una notable calidad estética al conjunto.

Merece la pena destacar el paso superior del entronque final. Este paso permite el cruce de la calzada derecha de la A-31 sobre el tronco de la autopista, y lo hace con un gran esviaje cercano a los 15 grados.

Esto hace que, aún disponiendo pila en mediana, las luces resultantes son del orden de los 82 metros, imposibles de salvar con una estructura tradicional. La solución adoptada ha sido la de dividir estas luces a la mitad, creando apoyos intermedios del tablero mediante su cuelgue de dos arcos dispuestos en los puntos de cruce de la calzada superior con cada una de las dos inferiores. Estos arcos, de directriz sensiblemente parabólica, se han proyectado con sección mixta de acero-hormigón, y de ellos se cuelga el tablero mediante el concurso de péndolas formadas por cables de pretensado. Con el fin



de dotar al tablero, que se proyecta con una tipología idéntica al del resto de los pasos superiores, de una mayor rigidez transversal, las pilas se han proyectado también con sección mixta y con empotramiento transversal en el tablero.



Pasos inferiores

Los pasos inferiores de dimensiones 8 x 5,80 m bajo la autopista se han diseñado como marcos prefabricados, compuestos por dos secciones en U invertidas, que se ensamblan a media altura de los hastiales mediante dos apoyos en rótula. Esta disposición, de gran simplicidad constructiva, se completa con las necesarias aletas compuestas con módulos de muros de hormigón prefabricado.

Los pasos de enlace sobre ramales o sobre carreteras, se han diseñado con tableros de vigas artesa prefabricadas conectadas a una losa de compresión de hormigón armado, cumpliendo las disposiciones vigentes para las carreteras de la Comunidad Autónoma de Castilla La Mancha.

Ampliaciones

De las cuatro ampliaciones que hay en la obra, todas ellas lo son de pasos superiores existentes en la A4, R-4 ó A-31. Los dos de la A-4 consisten en la construcción de un paso inferior a cada lado de cada una de estos pasos;

estos cuatro pasos inferiores resultantes se han proyectado con tableros de vigas artesa.

En el paso de la R-4 ha sido necesario cortar el terraplén existente en uno de sus vanos extremos, para permitir el paso de un nuevo ramal del enlace de la R-4. Esto se ha hecho mediante el anclaje a unos pilotes previamente ejecutados, de unas placas horizontales prefabricadas montadas en proceso descendente previo corte de la banda correspondiente de terraplén. El aspecto final es el de un muro prefabricado con berenjenos horizontales de gran simplicidad estructural y estética.

El paso a ampliar sobre la A-31 es un paso de cuatro vanos con tablero de losa postesada. La construcción de los carriles de incorporación de las calzadas de la autopista a la A-31, hace necesario cortar las dos pilas laterales. Esto se consigue mediante cuatro estructuras metálicas con forma de mástil atirantado, dispuestas a ambos lados del tablero y apoyadas sobre unas nuevas pilas de hormigón construidas fuera de las zonas de ocupación de las nuevas calzadas. Estas cuatro estructuras metálicas sustituyen a las pilas a demoler en cuanto sirven de nuevos apoyos del tablero. Para conseguir este apoyo se hace necesario elevar el tablero mediante gatos, de manera que una vez descansando en su nueva posición se consiga el gálibo inferior de 5.30 metros que se está respetando en todos los pasos sobre la autopista.

Peaje y mantenimiento

El sistema de peaje es del tipo cerrado, es decir, el usuario recoge un ticket a la entrada de la autopista y lo entrega a la salida pagando exclusivamente por los kilómetros realmente recorridos. El usuario pagará peaje en cualquier recorrido en el que utilice total o parcialmente el tramo de la autopista entre Ocaña y el enlace con la Autovía A-43. Por el contrario, serán libres de peaje los tráficos en los que se utilice exclusivamente los tramos entre La Roda y la A-43 y entre la A-43 y Atalaya del Cañavate, con una longitud total de 58 km. El recorrido total con peaje será por tanto de 122 kilómetros.

Se dispondrán dos áreas de peaje troncales junto a los enlaces de Corral de Almaguer y San Clemente y cuatro áreas laterales en las salidas a Corral de Almaguer, Quintanar de la Orden, Mota del Cuervo y El Pedernoso. En todas ellas se implementará un sistema de peaje dinámico o telepeaje (Vía T).

Se ofrecerán varios tipos de descuentos, entre otros a vehículos ligeros por alta ocupación, según hora de viaje, a usuarios frecuentes y habituales, a residentes así como por uso del telepeaje.

La autopista estará equipada con postes de teléfono S.O.S., estaciones de toma de datos de tráfico, estación meteorológica, cámaras de televisión para control del tráfico y con un sistema de señalización dinámica con el objetivo de proporcionar a los usuarios con información en tiempo real de las condiciones de tráfico, accidentes, retenciones, condiciones meteorológicas, etc. La información estará centralizada en el Centro de Control.

En cuanto al mantenimiento y conservación, que también será responsabilidad de la sociedad concesionaria durante los 36 años de concesión, se gestionará desde dos áreas adyacentes a los peajes de Quintanar de la Orden y San Clemente. Para ello se construirá un edificio en cada área con una superficie aproximada de 1200 m². ♦

Ficha Técnica

Titular del contrato:	Ministerio de Fomento Demarcación de Carreteras del Estado en Castilla-La Mancha Jefe de Demarcación
D. Javier González Cabezas	Jefe de Demarcación
D. Isidoro Bartolomé Picazo-Valera	Jefe Unidad de Albacete-Inspector de la Obra
D. Manuel Martínez Ballesteros	ITOP
Concesionaria:	Autopista Madrid Levante C.E.S.A.: Accionistas: Cintra/Europistas/Budimex/Kutxa
D. Javier Pérez Fortea	Consejero-Director General
D. Javier Martín Rivals	Gerente
D. Jesús Rodríguez Martín	Director de Construcción
Empresa ejecutante del proyecto y de las obras:	Ferrovial Agroman
D. Santiago Pérez-Fadón	Director Técnico
D. Manuel de Oña Esteban	Autor del Proyecto
D. José Emilio Herrero	Jefe Área de Estructuras
D. Ángel Luis Sánchez Gil	Delegado de Obra Civil
D. Miguel Ángel Alonso López	Jefe de Grupo de Obras
D. Pablo Pajares Tarancón	Jefe de la Oficina Técnica y de Calidad
Unidades principales de la Concesión:	
Desmontes	26.912.000 m ³
Terraplén	20.292.000 m ³
Suelo adecuado	640.000 m ³
Suelo estabilizado 3	1.545.000 m ³
Suelo estabilizado 2	303.000 m ³
Suelo estabilizado 1	2.515.000 m ³
Relleno de bermas	1.120.000 m ³
Zahorra artificial	1.166.000 m ³
Suelo-cemento	962.000 m ³
Mezclas asfálticas	2.138.000 t
Mezclas discontinuas	310.000 t
Betún	85.000 t
Betún modificado	17.100 t
m ² de estructuras	140.000 m ³