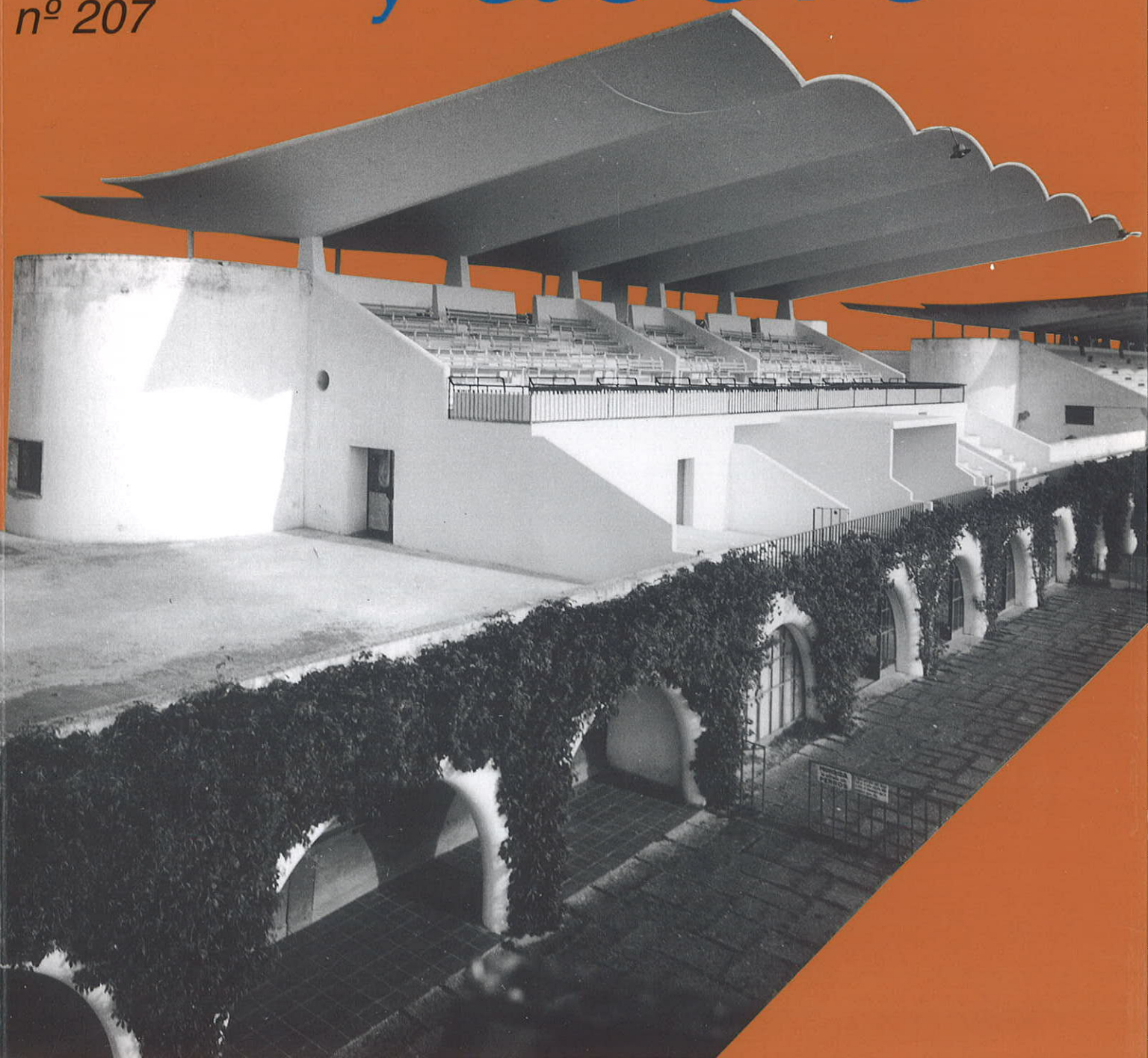


HORMIGÓN y acero

nº 207



Asociación Técnica Española del Pretensado
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja
Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

Dentro de nuestra Asociación existe una categoría, la de "**Miembro Protector**", a la que pueden acogerse, previo pago de la cuota especial al efecto establecida, todos los Miembros que voluntariamente lo soliciten. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos en esta categoría de "**Miembros Protectores**" los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

- AGROMAN EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.**—Avenida del Partenón, 4. 28042 Madrid.
- ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).**—Orense, 10. 28020 Madrid.
- ARPO EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.**—Avda. de la Innovación, s/n. Edificio Espacio, planta 3.^a, mód. 4-7. 41020 Sevilla.
- AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.**—Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.
- CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L.**—Grijalba, 9. 28006 Madrid.
- CEMENTOS MOLINS, S.A.**—C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Viçenc dels Horts (Barcelona).
- COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.**—Almagro, 42. 28010 Madrid.
- COLEGIO DE INGENIEROS TECNICOS DE OBRAS PUBLICAS.**—Miguel Angel, 16. 28010 Madrid.
- COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.**—Santa Eugenia, 19. 17005 Gerona.
- COL·LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA.**—Plaça Nova, 5. 08002 Barcelona.
- C.T.T. STRONGHOLD, S.A.**—Aribau, 185. 08021 Barcelona.
- CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.**—Parque Empresarial La Moraleja. Avda. de Europa, 18. 28100 Alcobendas (Madrid).
- DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES (Servicio Carreteras).**—Calvo Sotelo, 15-1.^º 26003 Logroño.
- DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.**—Avda. de Tenerife, 4-6. Edificio Agua. 1.^a planta. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
- DYWIDAG - SYSTEMS INTERNATIONAL, S.A.**—Azor, 25-27. Polígono Industrial Matagalleros. 28940 Fuenlabrada (Madrid).
- EMESA-TREFILERIA, S.A.**—Apartado 451. 15080 La Coruña.
- ENTRECANALES Y TAVORA, S.A. Biblioteca.**—Cardenal Spinola, s/n. Edificio E. 28016 Madrid.
- ESCUELA TECNICA-SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.**—Ciudad Universitaria. 28040 Madrid.
- ESTEYCO, S.A.**—Menéndez Pidal, 17. 28036 Madrid.
- ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S.A.**—Arapiles, 14-4.^º Izda. 28015 Madrid.
- EUROCONSULT, S.A.**—Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
- FERROVIAL, S.A.**—Príncipe de Vergara, 125. 28006 Madrid.

(Continúa en el int. de contraportada)

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

DECLARADA DE UTILIDAD PUBLICA CON FECHA 4-3-77

INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION
EDUARDO TORROJA (C.S.I.C.)

COLEGIO DE INGENIEROS DE
CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

SERVICIO DE ESTUDIOS
ESPECIALES

COMITE DE REDACCION

Director en funciones:

PEREZ-FADON, Santiago

Miembros del Comité de Redacción:

APARICIO, Angel C.
BURON, Manuel
CUVILLO, Ramón del
ELICES, Manuel
GONZALEZ VALLE, Enrique
JODAR, Juan
LOPEZ PALANCO, Rafael
LLOMBART, José Antonio
MARTINEZ MARTINEZ, Ramón
MORAN, Francisco
ORTEGA, Luis
RIPOLL, Javier
RODRIGUEZ SANTIAGO, Jesús
SIEGRIST, Carlos
VILLAR, José M^a de

HORMIGÓN y acero

n^o 207

1^{er} Trimestre 1998

CUOTAS ANUALES

	<u>ESPAÑA</u>	<u>EXTRANJERO</u>
Miembros "Personales" menores de 27 años	1.500 ptas.	
Miembros "Personales" (personas naturales)	8.750 ptas.	70 dólares
Miembros "Colectivos" (personas jurídicas)	21.600 ptas.	170 dólares
Miembros "Protectores" (personas naturales o jurídicas que deseen prestar una ayuda económica especial a la A.T.E.P.)	43.200 ptas.	340 dólares

La Asociación, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, no se hace responsable del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocine su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

De acuerdo con las disposiciones vigentes, deberá mencionarse el nombre de esta Revista en toda reproducción de los trabajos insertos en la misma.

(Más 16% IVA para España)

APARTADO 19.002 - 28080 MADRID - TEL. Y FAX: 766 07 03

Depósito Legal: M-853-1958
Imprime: ACOR, S.A.- M. Hernández, 50 - MADRID
ISSN: 0439-5689

RELACION DE ENTIDADES QUE, EN LA FECHA DE CIERRE DEL PRESENTE NUMERO DE LA REVISTA, FIGURAN INSCRITAS, EN LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO, COMO "MIEMBROS COLECTIVOS".

ESPAÑA

AEPO, S.A.—Estudios y Proyectos.—Madrid.
AGENCIA VALENCIANA DEL TURISME.—Valencia.
AREA DE PLANEAMIENTO, PROYECTOS Y OBRAS.—Demarcación de Carreteras del Estado en Asturias.—Oviedo.
ASOCIACIO ENGINYERS INDUSTRIALS DE CATALUNYA.—Barcelona.
CASTRO HERMANOS, S.L.—Mislata (Valencia).
CENTRO DE ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS, S.A.—Oviedo.
CENTRO DE ESTUDIOS DE TECNICAS APLICADAS (CEDEX).—Gabinete de Información y Documentación.—Madrid.
CENTRO POLITECNICO SUPERIOR DE INGENIEROS.—Area de M.M.C. y T. de Estructuras.—Zaragoza.
CETRES ENGINYERS, S.L.—Barcelona.
CINSA-EP.—Leioa (Vizcaya).
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Andalucía Oriental.—Málaga.
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Galicia.—La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.—La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE BALEARES.—Palma de Mallorca.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.—Bilbao.
CONSTRUCCIONES LAIN, S.A.—Madrid.
CONTROLEX.—Alicante.
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIONES ARQUITECTONICAS.—Escuela Técnica Superior de Arquitectura.—Sevilla.
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE LA CONSTRUCCION.—Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica.—Universidad de La Laguna (Tenerife).
DEPARTAMENTO DE MECANICA DE MEDIOS CONTINUOS Y TEORIA DE ESTRUCTURAS.—Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica. Madrid.
DEPARTAMENTO DE RESISTENCIA DE MATERIALES, ESTRUCTURAS E INGENIERIA CIVIL.—Universidad de Valladolid.—Valladolid.
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS. Diputación Foral de Guipúzcoa. San Sebastián.
E.E.P., S.A.—Elementos Estructurales Prefabricados, S.A.—Sant Fruitos de BAages (Barcelona).
ENAGA, S.A.—Pozuelo de Alarcón (Madrid).
ESCUELA SUPERIOR DE AGRICULTURA.—Barcelona.
ESCOLA TECNICA SUPERIOR D'ARQUITECTURA DEL VALLES.—Sant Cugat del Vallés (Barcelona).
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Madrid.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Sevilla.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.—Barcelona.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.—Biblioteca.—La Coruña.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACION.—Bilbao.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TECNICA.—Granada.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TECNICA.—La Laguna (Tenerife).
ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TECNICA.—Madrid.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA INDUSTRIAL.—Zaragoza.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA MINERA.—Biblioteca.—León.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Barcelona.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Córdoba.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA DE MANRESA.—Manresa (Barcelona).
EUROESTUDIOS, S.A.—Madrid.
EXISA.—Barcelona.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.—Madrid.
FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.—Valencia.

FUERZAS ELECTRICAS DE CATALUÑA, S.A.–Barcelona.
 FUNDACION DE LOS FERROCARRILES ESPAÑOLES.–Madrid.
 GINPRO, S.A.–Pozuelo de Alarcón (Madrid).
 G.O.C.S.A.–Orense.
 HORMADISA, S.L.–Valga (Pontevedra).
 IBERICA DE ESTUDIOS E INGENIERIA, S.A. (IBERINSA).–Madrid.
 IDEAM, S.A.–Madrid.
 INDAG, S.A.–Madrid.
 INGENIERIA DE AUTOPISTAS Y OBRAS CIVILES, S.A.–Madrid.
 INGENIERIA Y ECONOMIA DEL TRANSPORTE, S.A. (INECO).–Madrid.
 INGENIERIA FLORS, S.A.–Grao de Castellón.
 INGENIERIA DE PUENTES Y AUTOPISTAS, S.A.–Barcelona.
 INGENIEROS Y ARQUITECTOS ASOCIADOS, S.A.–Madrid.
 INSTITUCIONES COLEGIALES PARA LA CALIDAD EN LA EDIFICACION.–Murcia.
 INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIO DE CATALUNYA.–Barcelona.
 INSTITUTO JUAN DE HERRERA.–Madrid.
 JUNTA DE CASTILLA Y LEON.–Consejería de Fomento.–Valladolid.
 JUNTA DE CASTILLA Y LEON.–Dirección General de Transportes y Carreteras. Servicio de Gestión.–Valladolid.
 LABORATORIO GEOCISA.–Biblioteca.–Coslada (Madrid).
 LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.–Madrid.
 LABORATORIOS DEL SURESTE, S.L.–El Palmar (Murcia).
 LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).–Castellón de la Plana.
 MINISTERIO DE FOMENTO. SUBDIRECCION GENERAL DE ARQUITECTURA.–Madrid.
 MINISTERIO DE FOMENTO. SUBDIRECCION GENERAL DE NORMATIVA TECNICA Y ANALISIS ECONOMICO.–Madrid.
 O.C.P. CONSTRUCCIONES, S.A.–Madrid.
 PENTIA INGENIERIA, S.A.–Llanera (Asturias).
 POSTENSA, S.A.–Bilbao.
 PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.–Madrid.
 PREFABRICADOS AGRICOLAS E INDUSTRIALES, S.A. (PRAINSA).–Barcelona.
 PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S.A. (PRECESA).–León.
 PREFABRICADOS POUSA, S.A.–Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
 PRODUCTOS BITUMINOSOS, S.A.–47008 Valladolid.
 PUENTES Y CALZADAS, S.A.–Sigueiro (La Coruña).
 RIOJANA DE PREFABRICADOS DE HORMIGON, S.A.–Logroño.
 RUBIERA, S.A. FORJADOS Y CUBIERTAS.–León.
 RUBIERA BURGOS, S.A.–Burgos.
 SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.–Barcelona.
 SERVICIO TERRITORIAL DE CARRETERAS.–Gerona.
 SESTRA, S.A.L.–20009 Donostia (San Sebastián).
 SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.–Madrid.
 SPANDECK CATALANA, S.A.–El Bruc (Barcelona).
 TECNICA Y PROYECTOS, S.A.–Madrid.
 TECNOS, GARANTIA DE CALIDAD, S.A.–Madrid.
 TERRATEST, S.A.–Madrid.
 TIGNUS, S.A.–Valencia.
 TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPESA).–Madrid.
 UNIVERSIDAD DE BURGOS.–Sección Politécnica.–Burgos.
 UNIVERSIDAD DE CADIZ.–Algeciras (Cádiz).
 UNIVERSIDAD DE CANTABRIA.–Biblioteca Universitaria.–Santander.
 UNIVERSIDAD DE CASTILLA-LA MANCHA.–Biblioteca General de Albacete.–Albacete.
 UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA.–Biblioteca.–La Coruña.
 UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA.–Rectorado.–La Coruña.
 UNIVERSIDAD DE HUELVA.–Biblioteca.–Huelva.
 UNIVERSIDAD DE LA RIOJA.–Logroño (La Rioja).
 UNIVERSIDAD POLITECNICA.–Hemeroteca.–Valencia.
 UNIVERSIDAD POLITECNICA.–E.T.S. de Ingenieros Agrónomos.–Departamento de Construcción y Vías Rurales.–Madrid.

UNIVERSIDAD PUBLICA DE NAVARRA.—Pamplona
UNIVERSITAT DE GIRONA.—Girona.
UNIVERSITAT DE LLEIDA.—Lleida.
VORSEVI, S.A.—Ingeniería y Control de Calidad.—Sevilla.
V.S. INGENIERIA Y URBANISMO, S.L.—Sevilla.

EXTRANJERO

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.—São Paulo (Brasil).
LABORATORIO DE ENGENHARIA DE ANGOLA.—Luanda (República Popular de Angola).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU.—Lima (Perú).
POSTES, S.A.—Lima (Perú).
PUENTES Y TORONES, LTD.—Santafé de Bogotá (Colombia).
SWETS SUBSCRIPTION SERVICE.—2160 Lisse (Holanda).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE QUITO.—Biblioteca.—Quito (Ecuador).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO.—Biblioteca.—Mayagüez (Puerto Rico)
UNIVERSIDAD NACIONAL ANDRES BELLO.—Biblioteca Central.—Santiago (Chile).

MIEMBRO CORRESPONDIENTE

ASOCIACION BOLIVIANA DEL PRETENSADO (A.B.P.).—La Paz (Bolivia).

* * *

AVISO IMPORTANTE

DISCUSION DE LOS ARTICULOS ORIGINALES PUBLICADOS EN LA REVISTA “HORMIGON Y ACERO”

Todos los artículos originales que se publican en “Hormigón y Acero”, quedan sometidos a discusión y al comentario de nuestros lectores. La discusión debe limitarse al campo de aplicación del artículo, y ser breve (cuatro páginas mecanografiadas a doble espacio, como máximo, incluyendo figuras y tablas).

Debe tratarse de una verdadera discusión del trabajo publicado y no ser una ampliación o un nuevo artículo sobre el mismo tema; el cual será siempre aceptado para su publicación en nuestra Revista, pero con tal carácter.

Debe ofrecer un interés general para los lectores. De no ser así, se trasladará al autor del artículo al que se refiera, para que la conteste particularmente.

Los comentarios deben enviarse, por duplicado, a la Secretaría de la A.T.E.P., Apartado 19002, 28080 Madrid, dentro del plazo de tres meses contados a partir de la fecha de distribución de la Revista.

El autor del artículo cerrará la discusión contestando todos y cada uno de los comentarios recibidos.

Los textos, tanto de las discusiones y comentarios como de las contestaciones de los autores de los correspondientes artículos, se publicarán conjuntamente en una Sección especial que aparecerá en las últimas páginas de la Revista.

NOTA. Textos de las Comunicaciones presentadas en la XVª Asamblea Técnica Nacional de la ATEP, celebrada en Logroño, durante los días 12 al 15 de noviembre de 1996.

EL COMITE DE REDACCION

hormigón y acero nº 207

índice Págs.

"IN MEMORIAM"	9
<i>Fallecimiento de D. Rafael Piñeiro Abril</i>	
TEMA II.—INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS	
Obtención de un hormigón de alta resistencia mediante el empleo de materiales gallegos: Selección del árido, dosificaciones y propiedades mecánicas	11-20
<i>Obtention d'un beton à hautes performances avec des matériaux galiciens. Selection des granulats, dosages et propriétés mécaniques.</i>	
The obtention of a high strength concrete using Galician aggregates: aggregate selection, concrete dosage and mechanical properties.	
<i>F. J. Macías Amat; F. Martínez Abella y C. Vázquez Herrero.</i>	
Estudio experimental de un puente continuo, prefabricado, de hormigón pretensado	21-34
<i>Étude expérimentale d'un pont continu précontraint préfabriqué.</i>	
Experimental evaluation of a continuous precast prestressed concrete bridge.	
<i>M. Valdés López; A. R. Marí Bernat, I. Valero López y J. Montaner Fragüet</i>	
TEMA III.A.—REALIZACIONES DE PUENTES	
Pasarela atirantada sobre el río Bernesga, en León.	35-45
<i>Pasarelle haubanée sur le fleuve Bernesga, à León.</i>	
Cable stayed pedestrian bridge across the Bernesga river (León).	
<i>M. Juliá y L. Carrillo</i>	
El puente sobre el río Tajo, en la autovía de Extremadura.	47-57
<i>Le pont sur le Tajo dans l'autovía de l'Extremadura.</i>	
Bridge across Tajo river in the Extremadura highway.	
<i>M. Juliá y L. Carrillo</i>	

Ampliación de la pérgola de Las Rozas	59-65
--	--------------

Élargissement du pont de Las Rozas.

Las Rozas bridge enlargement.

M. Martín Pardina

Puente sobre el Río Guadalete de tablero de vigas pretensadas, prefabricadas, de Hormigón de Alta Resistencia.	67-81
--	--------------

Le pont sur le fleuve Guadalete avec tablier de poutres précontraites, préfabriquées, en béton de haute résistance.

The Guadalete river bridge with a deck of precast prestressed beams in high strength concrete.

F. Hue y G. Ontañón

TEMA IV.—INSPECCIÓN, MANTENIMIENTO, REPARACIONES Y REFUERZOS

Pruebas de carga en puentes de ferrocarril. Comportamiento en alta velocidad. Resultados en la línea AVE Madrid-Sevilla	83-95
--	--------------

Essais de charge des ponts de chemin de fer. Application au cas de la grande vitesse. Résultats sur le AVE Madrid-Sevilla ligne.

Loads tests in railway bridges. High speed behaviour results in AVE Madrid-Sevilla line.

F. Santos Olalla; J. Santos Mesa; J. Ley Urzaiz y R. Alvarez Cabal.

Artículo original no presentado en la XVª Asamblea

TEMA II.—INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

Extudio experimental de la fisuración de elementos de hormigón armado bajo solicitaciones de tracción	97-111
--	---------------

Étude expérimental de la fissuration des éléments de béton armé sous charge de traction.

Experimental research of cracking in reinforced concrete elements under tensile loads.

B. Sharaf; J. Gálvez; J. Planas y M. Elíes.

Normas que deben cumplir los artículos que se envíen para su publicación en "Hormigón y Acero"

1. CONDICIONES GENERALES

Los originales de los Artículos que se deseen publicar en "Hormigón y Acero", se enviarán a la Secretaría de la ATEP. Deberán cumplir rigurosamente las normas que a continuación se especifican. En caso contrario, serán devueltos a sus Autores para su oportuna rectificación.

Los que cumplan los requisitos exigidos pasarán al Comité de Redacción de la Revista el cuál, previo informe y evaluación de su calidad por los correspondientes Censores, decidirá si procede o no su publicación, sugiriendo eventualmente al Autor los cambios que, en su opinión, deben efectuarse para su final publicación en "Hormigón y Acero". Toda correspondencia en este sentido se mantendrá directamente con el Autor o primero de los Autores que figuren en el Artículo.

Los originales que por cualquier causa no fueran aceptados se devolverán al Autor.

2. PRESENTACION DE ORIGINALES

Los originales de los Artículos se presentarán, preferentemente, en disquete, en programas de tratamiento de texto de uso generalizado (Wordperfect Word, etc.). Además, se mandarán dos copias escritas en papel, por una sola cara, en hojas tamaño UNE A4, y con las figuras, fotografías y tablas, con el tamaño que se proponga para su reproducción.

2.1. Título

El título, *en español, francés e inglés* deberá ser breve y explícito, reflejando claramente el contenido del Artículo. A continuación, se hará constar nombre y apellidos del Autor o Autores, titulación profesional y, si procede, Centro o Empresa en el que desarrolla sus actividades.

2.2. Resumen y palabras clave

Todo Artículo deberá ir acompañado de un resumen *en español e inglés*, de extensión no inferior a cien palabras (unas ocho líneas mecanografiadas) ni superior a ciento cincuenta palabras (doce líneas).

Asimismo, se acompañarán entre tres y seis palabras clave, en español, que permitan la identificación bibliográfica dentro del área técnica específica del Artículo.

2.3. Gráficos y figuras

Los gráficos y figuras deberán ir numerados correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación.

Serán reproducibles, de muy buena calidad. Todas las figuras llevarán su correspondiente pie explicativo y el tamaño de letra se elegirá de tal modo que sea legible

en la figura al tamaño en que se vaya a reproducir en la Revista.

Se recomienda que los gráficos y figuras sean específicamente preparados para su publicación.

2.4. Fotografías

Se procurará incluir sólo las que, teniendo en cuenta su posterior reproducción, sean realmente útiles, claras y representativas. Con independencia de las copias que se piden para formar la maqueta, los originales deberán presentarse en copias de papel opaco, negro o en color, en negativo, o en diapositivas. Irán numeradas correlativamente, como fotografías, en el orden citado en el texto, y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.5. Tablas y cuadros

Cumplirán las condiciones indicadas para las figuras en el punto 2.3. Llevarán numeración correlativa, citada en el texto y un pie con la explicación adecuada y suficiente para su interpretación directa.

2.6. Unidades

Las magnitudes se expresarán, preferiblemente, en unidades del Sistema Internacional (S. I.) según las UNE 5001 y 5002.

2.7. Fórmulas, letras griegas, subíndices y exponentes

En las fórmulas se procurará la máxima calidad de escritura y emplear las formas más reducidas, siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará, cuando sea necesario, un número entre paréntesis, a la derecha de la fórmula.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otras similares) tal que las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables, procurando evitar los exponentes complicados y letras afectadas simultáneamente de subíndices y exponentes.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (por ejemplo, la l y el 1; la 0 y el cero; la K y la k, etc.).

2.8. Referencias bibliográficas

Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del mismo, dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación, para su localización.

Las citas en el texto se harán mediante números entre paréntesis. En lo posible, se seguirán las normas internacionales utilizadas generalmente en las diversas publicaciones, es decir:

Referencias de Artículos publicados en Revistas

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del Artículo; nombre de la publicación; número del volumen y fascículo; fecha de publicación, y número de la primera y última de las páginas que ocupa el Artículo al que se refiere la cita.

Referencias de Libros

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del Libro; edición; editorial y lugar y año de publicación.

3. PRUEBAS DE IMPRENTA

De las primeras pruebas de imprenta se enviará una copia al Autor para que, una vez debidamente comprobadas y corregidas, las devuelva en el plazo máximo de quince días, con el fin de evitar el riesgo de que la publicación de su Artículo tenga que aplazarse hasta un posterior número de "Hormigón y Acero".

En la corrección de pruebas no se admitirán modificaciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación del Artículo original.

IN MEMORIAM

Rafael Piñeiro ha muerto. Casi de repente, “como del rayo”. Un rayo que aparece con un par de caídas inexplicables y que acaba con la inmediatez de una vida de trabajo, de amistades, de familia, de alegrías juntos, de pequeños sinsabores también juntos. En un mes escaso pasan tantas cosas por la cabeza y el corazón que en él no caben.

En los últimos días de octubre estábamos en Sevilla, en la última reunión del Comité Ejecutivo de la F.I.P., a la que él, como siempre, asistió y que casi será también la última que la Federación celebre antes de refundirse en el nuevo organismo, la f.i.b.

Y estaba como siempre, con sus amigos de siempre y con los nuevos que iba haciendo, como el camino, a medida que caras nuevas se incorporaban al Comité y a la Comisión de Prefabricación, la Comisión 10, tan querida para él y en la que siempre formó parte de un paisaje constante y deseado por todos. Con sus “cosas”, con sus inagotables ganas de participar en todo, lo serio y lo divertido, y por supuesto participaba.

Una sola frase suya, una más de sus “cosas”, me hace pensar ahora, después de analizar en mi propio corazón las últimas horas que pasamos juntos que una premonición inexplicable le avisaba sin avisarle.

Más de cuarenta años de contacto con Rafael me vienen ahora a la carrera, en cata-rata de recuerdos rápidos, tan rápidos como el rayo que lo ha fulminado en forma de tumor maligno. Toda la historia de la A.T.E.P., incluida la parte de esa historia que se desarrolla bajo otro nombre, toda la del propio Instituto –con este nombre bastaba– desde que se llamaba I.T.C.C., estaban dentro de Rafael. A él recurríamos todos para entender algo que nuestras flacas memorias no recordaban. Y Rafael precisaba fechas, nombres o buscaba un extraño papel que sólo servía para confirmar sus recuerdos.

¿Cuántos Presidentes de A.T.E.P. han pasado por la Asociación, desde Don Eduardo hasta Florencio Jesús? Y el Secretario fue siempre Rafael Piñeiro. No quería que se le cambiara el nombre por el de Secretario General. ¿Sus argumentos? Que siempre había sido Secretario y que le gustaba más. Sus “cosas”.

Cuando en la reunión del F.I.P. Council se acepta que se le descargue de su asistencia para concentrarse en la Comisión 10, el pro-



pio Comité, que estaba celebrando su sesión en Johannesburg, propone que se le nombre Miembro Honorario del Consejo y de la Federación. Creo firmemente que le produjo una enorme satisfacción cuando se le comunicó. Y al decirle el Presidente que durante la próxima Asamblea General, en Amsterdam, se haría pública y cariñosísima ceremonia para darle el mayor realce posible, Rafael me dijo muy quedamente la frase a la que antes aludía –“si llego”– y lo que entonces me tomé con un grano de sal y como otra de sus “cosas” me vuelve ahora a la cabeza y al alma cada vez que retomo con ambas el transcurso de los últimos meses en que el estar juntos se hizo más intenso.

Creo y espero que estas palabras que hilvano bajo la impresión de su tan reciente desaparición de este mundo –nos queda el otro, al menos a los que como él somos creyentes en la otra Vida– despertarán en sus tantos amigos sentimientos encontrados de paz y desconsuelo, de esperanza y desesperanza, de alegría y de dolor.

Y a su familia... Desde todos nosotros, desde la A.T.E.P., que tanto significó en su vida nos unimos con ellos en esos sentires contrapuestos a sabiendas de que para ellos va a ser más difícil, al menos en lo inmediato, recordar solamente la indudable parte positiva que tuvo su paso por este mundo camino del otro. Hace apenas un mes se nos ha muerto Rafael Piñeiro. Ha sido casi de repente, “como del rayo”.

Rafael López Palanco

IN MEMORIAM

Desde el año 1959 en que lo conocí, Rafael Piñeiro ha sido mi compañero entrañable de trabajo.

Compartimos despacho en el Instituto Eduardo Torroja durante muchos, muchos años. En invierno, él se pasaba el día abriendo la ventana y yo cerrándola. Jamás utilizó un abrigo. Jamás abandonó el tabaco. Jamás dejó una carta sin contestar ni una coma sin corregir. Era meticuloso en todo. Jugaba al bridge. Sonreía siempre.

Casó con una compañera del Instituto, Marisa Martínez de Lecea, cuya muerte repentina y prematura trastornó su vida. Trabajador infatigable como era de siempre, desde aquel día redobló su dedicación al trabajo. Sus hijos Rafita y Marisina supieron ampararle con su cariño y sus cuidados.

Una vez, no recuerdo cuándo ni con qué motivo, organicé una cena homenaje a Piñeiro que resultó multitudinaria. Al saber que se estaba preparando se llevó un disgusto. No permitió que hubiese mesa de presidencia. Se sentó al desgaire, en la primera silla que encontró. Así era Piñeiro, un corazón sensible al que le horrorizaba salir a la luz. Algunos le llamaban raro.

Como no entendía el significado de la palabra jubilación, al día siguiente de cumplir los 65 años llegó al Torroja a las siete y cuarto de la mañana, como siempre había hecho y como seguiría haciendo durante quince años más. El que en esos quince años no cobrase nada por su trabajo no le importaba lo más mínimo.

Los técnicos españoles le debemos muchas cosas, entre ellas la continuidad de la ATEP y de la revista "Hormigón y Acero", que sin él habrían muerto en más de una ocasión. Los bolivianos le deben su Norma de Hormigón Armado, que sin él como Secretario residente en la ciudad de La Paz nunca habría nacido.

En un cajón de su mesa quedan los justificantes de los más de doscientos "días de puntualidad" que había acumulado y que no quiso utilizar. Los ganó todos, uno por cada mes de su vida como funcionario en activo. Ahora ha muerto como murió su maestro Eduardo Torroja, trabajando hasta el final y casi de repente. Piñeiro quería morir así, lo dijo muchas veces. Qué envidia. Te quiero Rafael. Ojalá mi final se parezca al tuyo. Hasta entonces.

Alvaro García Meseguer

Obtención de un hormigón de alta resistencia mediante el empleo de materiales gallegos: selección del árido, dosificaciones y propiedades mecánicas

Francisco José Macías Amat

Ing. de Caminos. Prof. Asociado Dpto. de Tecnología de la Construcción

Fernando Martínez Abella

Dr. Ing. de Caminos. Prof. Titular Dpto. de Tecnología de la Construcción

Cristina Vázquez Herrero

**Ing. de Caminos. Prof. Asociado Dpto. Métodos Matemáticos
y de Representación**

E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de La Coruña

1. INTRODUCCIÓN

El hormigón de altas prestaciones (HAP) surge, a partir del hormigón convencional, cuando en éste se mejoran ostensiblemente la resistencia, durabilidad u otras propiedades.

Cuando el objetivo principal es elevar la resistencia del hormigón, como es el caso de los hormigones de alta resistencia (HAR), tiene especial importancia la utilización de un árido adecuado, englobando en este concepto la calidad de todas sus características físico-químicas y mecánicas. Sin embargo, hay que tener en cuenta que el coste que representa el árido en la fabricación del hormigón depende en gran medida del transporte desde la zona de extracción a la de fabricación del hormigón y, por ello, en la mayoría de los casos es ineludible la utilización de árido local.

La posibilidad de actuación sobre las características del árido es parcial. Aspectos como granulometría o presencia de finos, pueden ser corregidos. Otros, como composición química, absorción o resistencia son intrínsecos del material y poco o nada modificables. Esto hace que, en igualdad de otras condiciones, para cada tipo de árido exista

un valor teórico de resistencia máxima que es capaz de alcanzar un hormigón fabricado con él, convirtiéndose de esta forma en potencialmente apto o no, para su utilización en la fabricación de hormigón de alta resistencia.

En Galicia existen algunas realizaciones en hormigón de alta resistencia. Entre ellas podemos citar el Nuevo Puente sobre el río Miño (tramo Ceao-Baamonde, de la Auto-vía del Noroeste), el Puente de Los Santos, sobre el río Eo (N-634 entre Figueras y Ribadeo) y el Nuevo Puente sobre la Ría de Betanzos (tramo Guisamo-Miño, de Autopistas del Atlántico).

En este trabajo se estudia la posibilidad de fabricar hormigón de alta resistencia mediante el empleo de diferentes áridos localizados en Galicia y distribuidos lo más ampliamente posible en su territorio.

2. SELECCIÓN DE MATERIALES

Galicia dispone de un alto potencial de áridos y una gran diversidad litológica (1), aunque aparecen algunas carencias, debidas fundamentalmente a la irregular distribu-

ción de algunos tipos de rocas y a aspectos medioambientales que limitan la extracción. En la provincia de La Coruña, existen importantes canteras permanentes de granitoides, cuarcitas y rocas básicas y ultrabásicas (metagabros y anfibolitas). En Pontevedra, las canteras explotan granitoides y jabres, fundamentalmente. Lugo cuenta con canteras de calizas, granitoides anfibolitas, jabres, así como gravas y arenas naturales. Finalmente, Orense dispone de explotaciones de granitoides, cuarzoesquistos, pizarras y depósitos fluviales de arenas y gravas. Como puede observarse en la Figura 2.1, la provincia de La Coruña ostenta la mayor producción por canteras de toda Galicia. Este hecho es aún más acentuado en el caso de la producción de áridos, pues en los porcentajes de la figura están incluidas las importantes explotaciones de granito rosa de Porriño, en Pontevedra, y la de pizarras de Valdeorras, en Orense, que habitualmente no son utilizados como áridos.

Debido a las características, generalmente aceptadas, que deben poseer los áridos para hormigones de alta resistencia (2, 3), se eligió como criterio de una primera selección, que éstos fueran adecuados para su uso en hormigones convencionales. Así, se estudiaron las características físico-químicas y mecánicas de más de 200 tipos de áridos

diferentes, obteniéndose alrededor de 100 áridos gallegos, teóricamente aptos para fabricar hormigón convencional.

Dando un paso más en el nivel de exigencia, a continuación se optó por evitar aquellos áridos que, debido al conjunto de sus propiedades, pudieran ocasionar problemas en hormigón de alta resistencia, pese a no ser éstos significativos en hormigón convencional (cantidad y tipo de finos, absorción, coeficiente de forma, granulometría, desgaste de Los Ángeles, resultados de experiencias previas en fabricación de hormigones, etcétera).

Finalmente, se obtuvo un conjunto de 9 litologías diferentes de árido, potencialmente adecuadas para la fabricación de hormigón de alta resistencia, las cuales quedan reflejadas en la Tabla 2.1.

Por otro lado, para evaluar el efecto producido por los diferentes áridos en las dosificaciones, se decidió mantener invariantes los demás materiales y parámetros del hormigón.

Así, en todos los casos se utilizó cemento CEM I 42,5 R UNE 80301, microsilíce con un contenido en sílice amorfa superior al 92% y un superfluidificante naftaleno sulfonado.

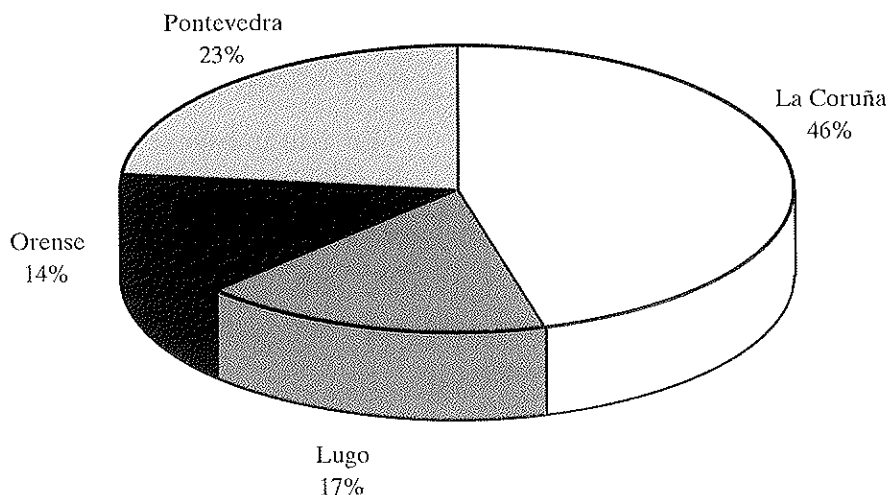


Fig. 2.1. Distribución de la producción de canteras, en Galicia, por provincias.

Tabla 2.1. Áridos gallegos seleccionados para estudiar los hormigones de alta resistencia

TIPO DE ÁRIDO	ÁRIDO GRUESO		ÁRIDO FINO	
	LITOLOGÍA	LOCALIZACIÓN	LITOLOGÍA	LOCALIZACIÓN
SILÍCEO Machaqueo	1G) Granitoide Biotítico (6/12)	Santa Comba (La Coruña)	1A) Granitoide Biotítico (0/6)	Santa Comba (La Coruña)
	2G) Granitoide Biotítico (6/10,10/12)	Arteixo (La Coruña)		
	3G) Cuarzita Filoniana (6/12)	Boqueixón-Vedra (La Coruña)	3A) Cuarzita Filoniana (0/3,0/6)	Boqueixón-Vedra (La Coruña)
			4A) Granitoide Biotítico (0/2,5,3/6)	Arteixo (La Coruña)
	5G) Cuarzita Filoniana (6/12)	O Barqueiro (La Coruña)	5A) Cuarzita Filoniana (0/4)	O Barqueiro (La Coruña)
CALIZO Machaqueo	6G) Caliza (6/10)	Meira (Lugo)	6A) Caliza (0/6)	Meira (Lugo)
	7G) Caliza (6/12)	Meira (Lugo)		
			8A) Caliza (0/4)	Baralla (Lugo)
NATURAL Silíceo			9A) Arena Silíceo (0/7)	Xinzo (Orense)

3. ESTUDIO DE LA DOSIFICACIÓN

Hoy en día, al abordar la fabricación de hormigón de alta resistencia es prácticamente obligado recurrir a la experimentación previa. No obstante, el conocimiento acumulado por un gran número de investigaciones llevadas a cabo (4, 5, 6, 7, 8), permite asumir una serie de valores, generalmente aceptados, que reducen en gran medida la variabilidad en la composición de la mezcla. Apoyándose en ello, en este estudio se han adoptado una serie de parámetros que se han mantenido constantes en todas las dosificaciones.

Como tipo de cemento se ha utilizado el CEM I 42,5 R UNE 80301, en lugar del CEM I 52,5 R UNE 80301 habitualmente recomendado, debido, fundamentalmente, a presentar menor demanda de agua y mayor tiempo de fraguado (9), aspectos muy importantes en este tipo de hormigones. El valor de dosificación de cemento, en todos los casos ha sido de 450 kg/m³.

Para incrementar las resistencias se decidió adicionar, en todas las dosificaciones, un

10% de microsilíce sobre peso de cemento, con un contenido en sílice amorfa superior al 92%.

La relación *agua/(cemento+microsilíce)* ha sido un factor que había que minimizar en todas las dosificaciones, oscilando entre 0,26 y 0,35, debido a la diferente demanda de agua de los distintos áridos. El superfluidificante utilizado para ello ha sido un naftaleno sulfonado, compatible con el cemento empleado y añadido en una proporción entre el 2,5 y 3%, en volumen, sobre peso de cemento. El porcentaje de aditivo fue obtenido mediante ensayos previos, buscando la máxima eficacia para el cemento empleado. Para la dosificación que mejores resultados presentó se fabricaron distintas amasadas, variando la relación *agua/(cemento+microsilíce)* entre los valores 0,26 y 0,35.

Una vez definidos estos valores, se pasó a realizar el ajuste granulométrico del esqueleto granular. En los HAR es regla generalizada la limitación del tamaño máximo de árido, a valores comprendidos entre 12-16 mm y, en este estudio, este tamaño máximo ha sido fijado en 12 mm.

Recientes investigaciones (9) sugieren que la sensibilidad de la mezcla de HAR ante la variación en el tipo de curva granulométrica de referencia no es alta. El volumen ocupado por los áridos en el hormigón debe estar constituido por una graduación continua de tamaños y, puesto que la dosificación no ha partido de la premisa de minimizar el volumen de pasta, lo fundamental es obtener una combinación de las fracciones de árido de la manera más graduada posible. Este hecho concuerda con el concepto de adoptar husos granulométricos, en lugar de utilizar curvas rígidas de ajuste.

La curva de referencia de Bolomey ha sido la adoptada en este estudio, con dos modificaciones. En primer lugar, la curva mencionada, aplicada a tamaños máximos de árido tan pequeños, conduce a mezclas con exceso de finos, ocasionando, entre otros problemas, una disminución de resistencias. Este hecho se puede evitar asignando un tamaño máximo de árido ficticio, algo superior al real, en la definición de la curva de Bolomey (9). Por tanto, el ajuste se ha realizado mediante la combinación de las fracciones de árido real, cuyo tamaño máximo es 12 mm, a la curva de referencia de

Bolomey definida para un tamaño máximo ficticio de 20 mm.

En segundo lugar, se observó que mejoraban significativamente las mezclas cuando el ajuste granulométrico no se realizaba por el método tradicional de compensación de áreas, como aparece en la Figura 3.1, sino por aproximación paralela. Ello se consiguió aproximando la curva granulométrica real a la de referencia lo máximo posible y estableciendo un paralelismo entre ambas, como queda reflejado en el ejemplo de la Figura 3.2. Esto proporciona una sensible mejoría en la distribución de tamaños de árido.

Cabe decir que la fabricación actual de hormigones convencionales, con tamaños máximos de árido superiores a los de alta resistencia, arrastra, por parte de las empresas explotadoras, a un fraccionamiento granulométrico del árido que resulta inadecuado para la alta resistencia. Las fracciones 0/5 mm ó 0/6 mm para la arena, y 6/12 mm para la gravilla, inducen a la utilización de únicamente dos fracciones de árido, si se escoge un tamaño máximo de 12 mm. Esto limita la posibilidad de ajuste a la curva de

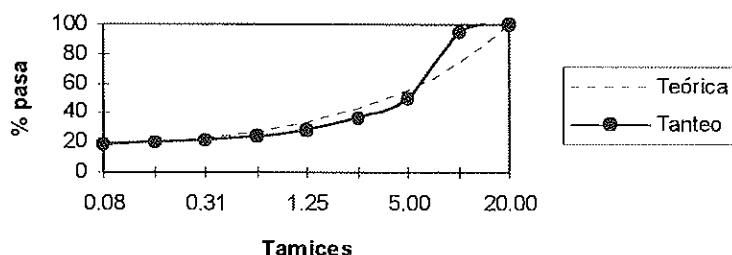


Fig. 3.1. Ajuste granulométrico por compensación de áreas.

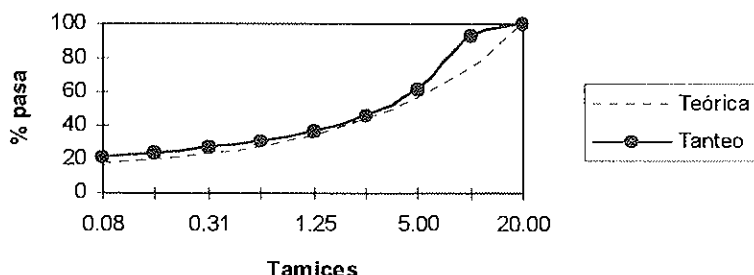


Fig. 3.2. Ajuste granulométrico por aproximación paralela.

referencia, por lo que sería muy recomendable disponer de, al menos, tres fracciones, hasta el tamaño máximo elegido.

Finalmente, los valores de la relación *árido grueso/árido fino* (AG/AF), resultante de los diferentes ajustes granulométricos, ha oscilado entre 1,10 y 1,78, situándose, en la mayoría de los casos, en el entorno de 1,20.

4. FABRICACIÓN

El proceso de fabricación ha resultado fundamental en la obtención de los HAR. Las bajas relaciones *agua/(cemento+microsílice)* utilizadas, aun con la adición de superfluidificante, obligan a seguir unas pautas de las que depende mucho el resultado final.

Las mezclas se han realizado en una amasadora de eje vertical, de 130 l de capacidad, con unos volúmenes de amasado que han oscilado entre 40 y 75 l, fabricándose probetas cilíndricas, de 15x30 cm, compactadas mediante mesa vibrante.

Ha de destacarse el estricto control de humedad de los áridos que se realizó. Está claro que, en cualquier tipo de hormigón, es muy importante tener en cuenta el agua añadida con los áridos; pero en el caso de los HAR es imprescindible. Una opción para desvincularse de este factor a la hora de comparar resultados es secar los áridos antes del amasado y acopiarlos en un lugar totalmente protegido. Así se controla perfectamente la relación *agua/(cemento+microsílice)* y se puede fijar el mismo valor en todos los hormigones fabricados. Sin embargo, este estado del árido se aleja mucho de su situación real, especialmente en Galicia. Así pues, se decidió acopiar los áridos a la intemperie y controlar exactamente la humedad que presentaban, antes de cada amasada. Además, el hecho de utilizar áridos muy húmedos resta mucha agua de amasado a la mezcla, fundamental en estos hormigones.

El orden de amasado se manifestó como un factor decisivo en el proceso de fabricación. La dificultad intrínseca de amasado de estas mezclas, con tan poca agua, se incrementa mucho al utilizar áridos muy húme-

dos, pues este agua no accede al cemento con la misma facilidad que la vertida directamente. Asimismo, la elevada superficie específica de la microsílíce demanda, durante el amasado, gran cantidad de agua. Estos hechos obligan a que el orden de introducción de los componentes en la amasadora, facilite al máximo la disponibilidad del agua por parte del cemento. Así, tras diversos ensayos, se llegó al orden de amasado óptimo, consistente en una premezcla en seco del cemento con el árido fino, facilitando así un mejor aprovechamiento de la humedad del árido. Posteriormente, se añadía el árido grueso, que así cedía con facilidad la humedad al cemento y ejercía además una acción disgregadora de grumos, muy eficaz. Tras la homogeneización de esta premezcla en seco, se añadía el agua, prosiguiendo el proceso de amasado. A continuación, se introducía la microsílíce, y, finalmente, el aditivo superfluidificante. Este procedimiento eleva los tiempos necesarios de amasado hasta, aproximadamente, 10 minutos, en las condiciones descritas. La trascendencia de este orden de amasado, se manifestó claramente durante el estudio, pues, para las mismas mezclas, se obtuvieron variaciones en la consistencia, medida en cono de Abrams, de seca a blanda.

5. ENSAYOS Y RESULTADOS

En una primera fase, se realizaron ensayos de resistencia a compresión a 1, 7 y 28 días, de resistencia a tracción indirecta a 28 días y de módulo de deformación longitudinal a 28 días. Para las dosificaciones con mejores resultados, éstos se complementaron, en una segunda fase, incluyendo ensayos de resistencia a compresión a 3 días y de módulo de deformación longitudinal a 1 y 7 días. En la Tabla 5.1 se observa un cuadro resumen con las resistencias a compresión medias alcanzadas a 1, 7 y 28 días de edad y las relaciones $a/(c+m)$ (*agua/material cementante*) empleadas.

En cuanto a la evolución de resistencias en el tiempo, la resistencia media a compresión, alcanzada a 1 día de edad, fue algo superior al 60% de la resistencia a 28 días, superándose en alguna dosificación los 60

Tabla 5.1. Relación (Árido Grueso/Árido Fino), relación $a/(c+m)$ y resistencias medias a compresión alcanzadas a 1, 7 y 28 días

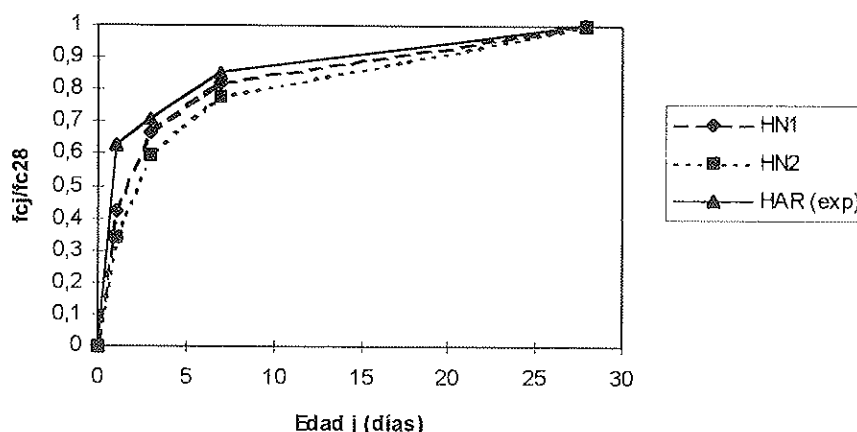
Dosificación	AG/AF	$a/(c+m)$	f_{cm} (MPa)		
			1 día	7 días	28 días
7G9A	1,78	0,28	35,1	46,8	58,1
7G8A	1,07	0,31	36,2	51,6	64,1
7G6A	1,41	0,31	34,7	50,1	61,8
3G8A	1,16	0,29	50,1	70,8	80,0
3G9A	1,06	0,31	35,7	45,8	63,8
3G3A4A	1,11	0,31	46,2	65,7	79,6
3G3A8A	1,16	0,26	64,4	80,6	91,7
3G3A8A	1,16	0,28	62,5	81,3	89,9
3G3A8A	1,16	0,30	60,3	79,1	92,1
3G3A8A	1,16	0,32	56,3	73,8	82,6
3G3A8A	1,16	0,34	51,2	72,3	83,2
3G3A8AC	1,18	0,35	41,0	62,5	70,0
3G3A3A	1,12	0,33	45,4	60,6	78,6

MPa. A 3 y 7 días de edad, se alcanzaron resistencias correspondientes, respectivamente, al 70 y 80% de la resistencia a 28 días. En la gráfica 5.1 se observa el gráfico de evolución de resistencias, comparado con la evolución que presentaría un hormigón convencional, de endurecimiento normal, y otro de endurecimiento rápido, según el Código Modelo MC90 (10).

Las resistencias a tracción indirecta alcanzadas a 28 días de edad, se muestran en la

Tabla 5.2. Los resultados obtenidos se aproximan a la formulación propuesta en la próxima Norma EHE (11), ya que ésta predice un valor medio, superior en un 5% a las resistencias medias obtenidas.

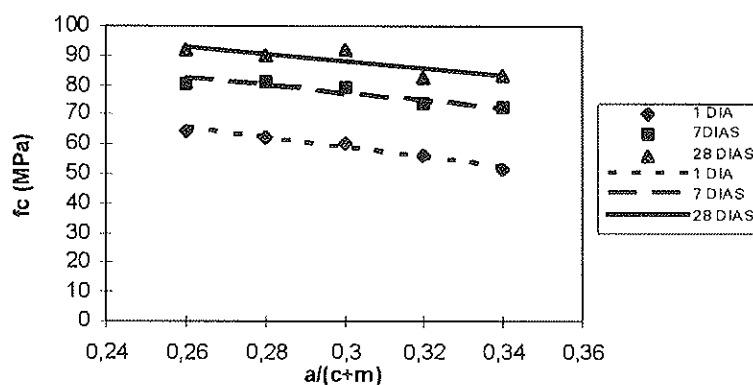
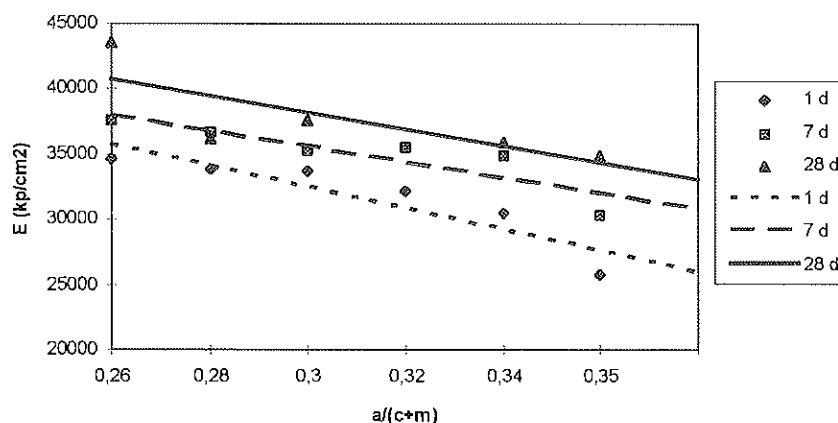
En la gráfica 5.2 se muestra la influencia de la relación $a/(c+m)$ en la evolución de la resistencia a compresión. En la gráfica 5.3 se puede observar la evolución con la edad de los módulos de deformación longitudinal, para distintas relaciones $a/(c+m)$.



Gráfica. 5.1. Evolución de resistencias a compresión con la edad. Comparación con las curvas teóricas de evolución de hormigones de endurecimiento normal (HN2) y rápido (HN1).

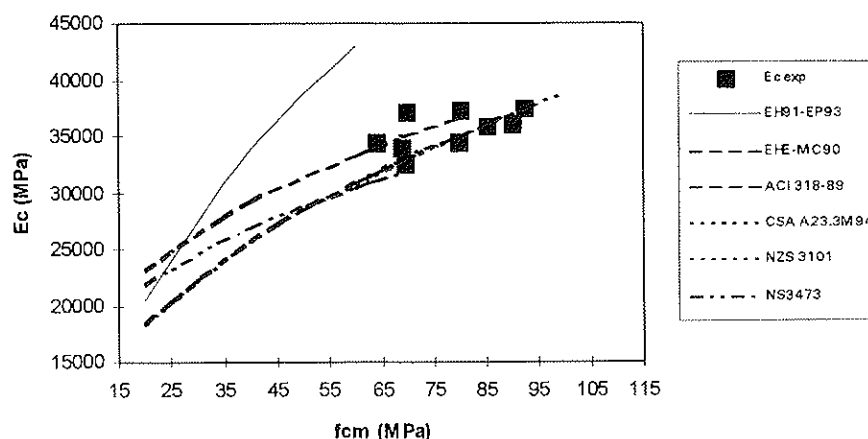
Tabla 5.2. Resistencias medias a compresión y tracción indirecta, alcanzadas a 28 días.

Dosificación	7G9A	7G8A	7G6A	3G8A	3G9A	3G3A4A
$f_{cm,28}$ (MPa)	58,1	64,1	61,8	80,0	63,8	79,6
$f_{ct,28}$ (MPa)	3,7	5,3	4,4	5,0	3,7	5,1

Gráfica. 5.2. Variación de las resistencias medias a compresión, en función de la relación $a/(c+m)$, a distintas edadesGráfica. 5.3. Variación del módulo de deformación longitudinal medio, en función de la relación $a/(c+m)$, a distintas edades.

Los valores de los módulos de deformación longitudinal obtenidos, se ajustan, razonablemente, a las formulaciones propuestas por las distintas normativas internacionales. En la gráfica 5.4 se muestra la relación entre la resistencia a compresión a 28 días y el

módulo E , obtenidos en los ensayos, y las curvas recogidas en los códigos canadiense CSA-A23.3M94 (12), neozelandés NZS3101 (13), americano ACI-318.89 (14), modelo MC90 (10), español EH91-EP93 y EHE (15-16 y 11) y noruego NS3473 (17).



Gráfica. 5.4. Comparación de los módulos de deformación longitudinal medios, obtenidos con las formulaciones de la normativa internacional.

6. CONCLUSIONES

Según se ha visto, se han obtenido diversas dosificaciones de HAR mediante el empleo de una muestra de áridos adecuadamente seleccionados y distribuidos en la comunidad gallega.

Las mezclas estudiadas ven mejoradas su trabajabilidad y sus propiedades mecánicas si se realiza un ajuste de la curva granulométrica, por aproximación paralela a la curva de referencia, y no mediante el método de la compensación de áreas.

Dada la elevada humedad de los áridos, conviene fabricar el hormigón realizando un preamasado en seco, anterior a la introducción del agua de amasado; lo que mejora la trabajabilidad. La secuencia que ha resultado óptima es la siguiente: cemento, árido fino, árido grueso, agua, microsílce y superfluidificante.

Se han alcanzado resistencias a compresión, a 28 días, en probeta cilíndrica, de hasta 92,1 MPa, sin observarse rotura del refrentado de azufre; y resistencias a tracción indirecta, a 28 días de hasta 5,3 MPa. Las resistencias medias a compresión a un día, han alcanzado los 64,4 MPa, superando siempre los 34 MPa. Los módulos obtenidos se ajustan a las formulaciones propuestas en la normativa internacional.

La combinación de áridos que ha pro-

porcionado mayores resistencias ha sido formada por un árido grueso cuarcítico (cuarcita filoniana) y un árido fino formado por una mezcla de arenas caliza y cuarcítica (caliza de machaqueo y cuarcita filoniana).

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo de investigación ha sido financiado por la empresa Cubiertas y MZOV, S.A., a través de la Fundación de la Ingeniería Civil de Galicia. A la Delegación en Galicia de Cubiertas y MZOV, S.A., agradecemos su fundamental apoyo.

Los materiales empleados para la fabricación de hormigones, en este estudio, han sido aportados por las siguientes empresas: Cementos Cosmos, Halesa-MBT, Ferroatlántica, Erimsa, Arenas y Gravas, Arias Hermanos, Granitos de Xallas, Excansa, Cuarzos Industriales, J. Sanjurjo Lozano, Canpesa y Áridos Dacal.

Dña. M.^a Belén González, D. David Prada y D. José M. Orejón, han realizado sus Proyectos Técnicos en la E.T.S.I.C.C.P. de La Coruña, en el marco de este trabajo. A ellos les agradecemos su esfuerzo y dedicación.

REFERENCIAS

- (1) Instituto Tecnológico Geominero de España. "Prospección de áridos en Galicia", 1991.
- (2) González-Isabel, G. "Hormigón de alta resistencia", Intemac, 1993.
- (3) Herrero Núñez, E. "Áridos para hormigones de alta resistencia", El Hormigón de alta resistencia y sus aplicaciones, Cemento-Hormigón, n.º 709, 1992.
- (4) Peterman, M.B., Carrasquillo, R.L. "Production of High Strength Concrete", Research Report n.º 350-1F, Center of Transportation Research, Bureau of Engineer Research, The University of Texas, October 1983.
- (5) Aguado, A. "Hormigones de alta resistencia. Definición y ejemplos de aplicación", Congreso Internacional de Hormigón Preparado, Madrid, 1992.
- (6) Aïtcin, P.; Neville, A. "High-Performance Concrete Demystified", Concrete International, January 1993, pp. 21-26.
- (7) Yanamoto, Y., Kobayashi, M. "Use of Mineral Fines in High Strength Concrete. Water Requirements and Strength", Concrete International, July 1982, pp. 33-40.
- (8) De Larrard, F.; "Ultrafine Particles for the Making of very High Strength Concretes", Cement and Concrete Research, Vol. 19, n.º 2, 1989, pp. 161-172.
- (9) Alaejos Gutiérrez, M.P., Fernández Cánovas, M. "Hormigón de alta resistencia: Dosificación y propiedades mecánicas", Laboratorio Central de Estructuras y Materiales, CEDEX, Madrid, 1995.
- (10) Comité Euro-International du Béton, "CEB-FIP Model Code 1990", Bulletin d'information n.º 213/214, Lausanne, 1993, 437 pp.
- (11) Comisión Permanente del Hormigón, "EHE", Documento de trabajo, Min. de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente, abril, 1996.
- (12) Canadian Standards Association, "Design of Concrete Structures", CSA A23.3, Rexdale, Ontario, 1994.
- (13) Standards Association of New Zealand, "Concrete Design Standard", NZS 3101:1995, Part 2, Wellington, 1995.
- (14) ACI, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary", ACI 318-95, American Concrete Institute, Detroit, 1995.
- (15) Comisión Permanente del Hormigón, "EH-91. Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado", Min. de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente, 1993.
- (16) Comisión Permanente del Hormigón, "EP-93. Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón pretensado", Min. de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente, 1991.
- (17) Norges Byggstandardiseringsrad, "Concrete structures. Design Rules", NS3473E, Edition anglaise, Oslo, 1992, 78 pp.

RESUMEN

La fabricación de hormigones de alta resistencia (en adelante HAR) depende, en gran medida, de la posibilidad de obtención de áridos adecuados en zonas próximas a la de su puesta en obra, por lo que, en la mayoría de los casos, es ineludible la utilización de árido local, debido a factores económicos.

En este trabajo se estudia la posibilidad de fabricar HAR mediante el empleo de diferentes áridos gallegos, con una distribución geográfica lo más amplia posible.

La selección de áridos dentro del territorio gallego se ha realizado en varias fases. En una primera aproximación, se seleccionaron aquellos áridos que, con un enfoque global de sus propiedades, resultaban aptos para la obtención de hormigones convencionales. De entre éstos, se adoptó, finalmente, un conjunto de litologías potencialmente adecuadas para la obtención de los HAR.

Se han fabricado HAR con distintas combinaciones de estos áridos, analizando las características de los hormigones así obtenidos durante su fabricación, estado fresco y

endurecido, estudiando la evolución temporal de resistencias y módulos de deformación, a distintas edades.

Los procesos de dosificación y fabricación se han realizado de manera iterativa, lo que ha permitido, a la vista de los resultados, establecer reajustes en el método de dosificación de partida, y en la secuencia de fabricación, destinados a mejorar el comportamiento global de estos hormigones.

En este estudio se expone el trabajo de investigación, así como las conclusiones sobre método de dosificación, proceso de fabricación y resultados obtenidos en la fabricación de HAR con áridos gallegos.

SUMMARY

High strength concrete (HSC) production is mainly conditioned by the availability of adequate aggregates near the construction site: application of local aggregates is usually mandatory for economic reasons.

The main purpose of this work is to study the suitability of getting HSC through the

use of different Galician aggregates, spread throughout the whole country.

The selection of aggregates has been made according to several stages. First, aggregates complying the overall properties to attain conventional concrete were selected. Among these, a group of litologies, which were potentially adequate to attain HSC were chosen.

HSC were produced using different combinations of these aggregates, and its properties were analyzed, in the fresh and hardened mixes, studying the behavior of strengths and modulus of deformation at different ages.

Dosage and production of HSC has been made through an iterative process, which has made it possible to modify the initial dosage method, as well as the production sequence, in order to improve the overall characteristics of the mixes.

In this article the investigation process is exposed, as well as the conclusions about the dosage method, production sequence and experimental results obtained with HSC with Galician aggregates.

Estudio experimental de un puente continuo, prefabricado, de hormigón pretensado

**Manuel Valdés López, Ingeniero Civil,
Doctorando ETS Ing. de Caminos de Barcelona, UPC**
Antonio R. Marí Bernat, Dr. Ing. de Caminos, Catedrático ETSICCPB, UPC
**Ignacio Valero López, Ingeniero de Caminos. Prof. Asociado ETSICCPB,
UPC. Jefe de Estudios de COTCA, S.A.**
**Jesús Montaner Fragüet, Ingeniero de Caminos,
Director Adjunto de ALVISA**

1. INTRODUCCIÓN

La utilización en una misma estructura de hormigones de distintos tipos, la combinación de elementos de hormigón armado y pretensado, elementos prefabricados y contruidos in situ, o la utilización del pretensado con barras u otros medios para dar continuidad a posteriori a estructuras prefabricadas, han permitido que en la actualidad sea frecuente la construcción de estructuras como el puente continuo de la Figura 1.

El comportamiento en situaciones de servicio de este tipo de estructuras se ve muy afectado por las propiedades reológicas de los materiales y el proceso de construcción. La evolución en el tiempo de las propiedades mecánicas de diversos materiales interconectados en la estructura, los fenómenos de retracción y fluencia de varios hormigones en una misma sección transversal y la relajación del acero de pretensado, pueden dar lugar, al cambiar la configuración estructural durante o después del proceso constructivo, a notables redistribuciones de tensiones a nivel sección y de esfuerzos a nivel estructura. Esto puede adquirir una mayor relevancia en el caso de hormigones pretensados a edades relativamente tempranas que

son dosificados para una elevada resistencia inicial.

Cada uno de los fenómenos citados (fluencia, retracción, relajación, fisuración) han sido analizados y caracterizados, de manera independiente, en numerosos estudios experimentales y, hasta cierto punto, también la interacción de algunos de ellos en estructuras relativamente sencillas diseñadas con objetivos previos muy específicos [6], [24]. Por otra parte, existen modelos de análisis numérico que intentan reproducir el comportamiento de estructuras más complejas [1], [11] y [19], que son, normalmente, contrastados con ensayos standar [5].

Para poder utilizar sistemáticamente dichos modelos numéricos en el proyecto y construcción de estos puentes, es importante verificarlos con ensayos sobre modelos experimentales donde intervengan interactivamente los mismos fenómenos que en las estructuras reales, de manera que los resultados de la simulación puedan ser contrastados.

El objeto de este artículo es presentar algunos de los resultados más relevantes de los ensayos sobre el comportamiento bajo cargas permanentes de un puente a escala

reducida, formado por vigas artesa prefabricadas y losa superior hormigonada in situ, con un fuerte carácter evolutivo (Figura 2), realizado en el Laboratorio de Estructuras del Departamento de Ingeniería de la Construcción (ETSI Caminos, Canales y Puertos de Barcelona), en el marco de un proyecto de investigación financiado por la Dirección General de Investigación Científica y Técnica (DGICYT).

2. DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO

2.1. Concepción del modelo de laboratorio

El modelo ensayado ha tratado de repro-

ducir un caso muy general, representativo de la tipología que se muestra en la Figura 1. Tanto durante la construcción como en etapas posteriores, existen secciones parcial o totalmente fisuradas, por lo que se pueden estudiar las redistribuciones debido a la no linealidad del material, a las adaptaciones por fluencia, retracción y relajación y a su interacción mutua.

Este modelo consiste en un puente de dos vanos de longitudes desiguales, en el que se utilizan vigas artesa prefabricadas que se unen entre sí mediante barras pretensadas. Superiamente se hormigona in situ una losa de compresión. No existe pretensado en la zona de momentos negativos, donde tanto la

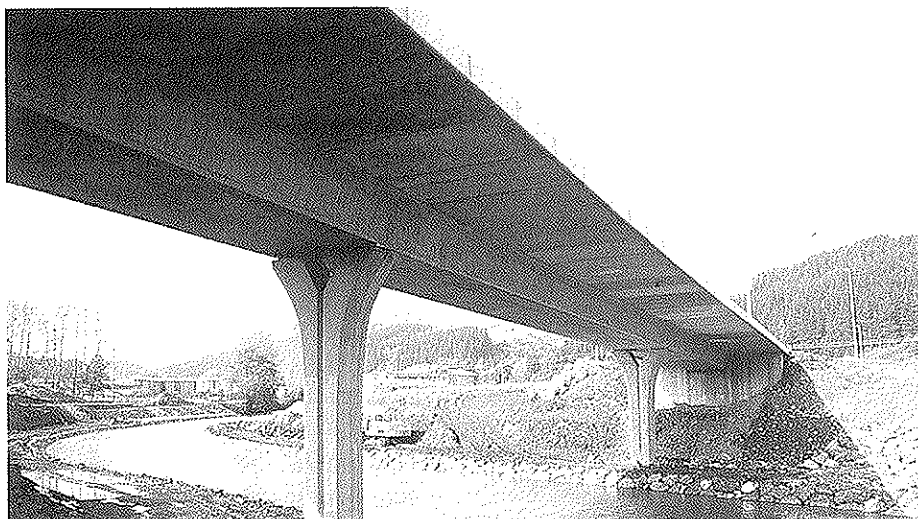


Fig. 1. Puente típico de esta tipología

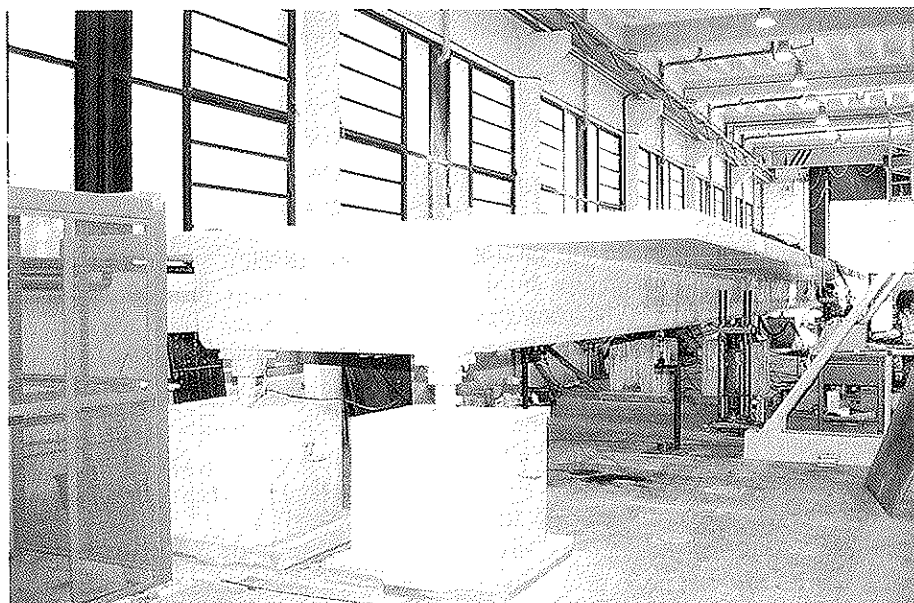


Fig. 2. Modelo a escala reducida, en el laboratorio.

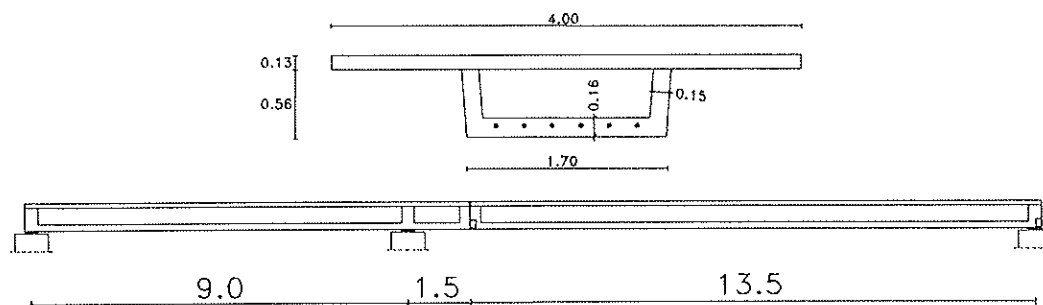


Fig. 3. Esquema transversal y longitudinal del modelo.

viga como la losa se fisurarán. Los apoyos del puente son dos rótulas móviles en los extremos y una fija en el centro. (Figura 3).

De cara a diseñar un modelo reducido válido para el estudio del puente real (prototipo), se recurre a un análisis basado en las leyes de la semejanza, que consiste en establecer las relaciones adimensionales entre todos los parámetros que influyen en el comportamiento de ambas estructuras (solicitaciones, geometría, propiedades de los materiales, etc.).

A partir de la condición de invariabilidad de estas relaciones se pueden establecer las leyes de semejanza, mediante las cuales se expresan las proporciones entre las magnitudes de modelo (P') y prototipo (P) a través de un factor de escala, $\lambda_p = \frac{P'}{P}$. Como condi-

ciones de dimensionamiento se impone que las tensiones y deformaciones relativas producidas por el total de las cargas permanentes sean similares en el modelo y el prototipo.

$$\sigma' = \sigma \rightarrow \lambda_\sigma = 1$$

$$\varepsilon' = \varepsilon \rightarrow \lambda_\varepsilon = 1$$

Siguiendo un proceso constructivo similar al real, se ha aplicado un factor de escala de longitud, $\lambda = \frac{l'}{l} = \frac{1}{2}$, que se ajusta a las condiciones de espacio disponible en el laboratorio sin desvirtuar la simulación de los fenómenos que interesa ensayar.

Para obtener la semejanza propuesta, se debe aplicar en el modelo la misma carga superficial, q_s , que en el prototipo, con lo cual se reduce a la mitad la carga lineal distribuida.

Dado que la carga superficial correspon-

diente al peso propio del modelo es la mitad que la del prototipo, para mantener la condición inicial de semejanza considerada ($\lambda_\sigma = \lambda_\varepsilon = 1$), debe aplicarse una carga muerta adicional, similar al peso del modelo, sin que varíen los parámetros geométricos que contribuyen a aumentar la rigidez de la estructura portante. Estas cargas deben aplicarse paulatinamente en cada etapa de construcción, de modo que no se afecte la simulación del proceso evolutivo.

Es esencial utilizar los mismos materiales que en los puentes reales, por ser su comportamiento una de las causas principales del estado tenso-deformacional de la estructura.

Las vigas son de hormigón H-500, la losa superior H-250 y el acero pasivo de refuerzo es, en todos los casos, AEH-500. Para el pretensado de la viga se utilizan 6 tendones, formados por 5 ϕ 0,6" de acero superestabilizado, de baja relajación, con una tensión de rotura de 19.000 kp/cm². El pretensado de continuidad se aplica con dos barras de acero, de ϕ 25 mm, con anclaje de rosca, y una tensión de rotura de 10.500 kp/cm².

2.2. Proceso constructivo

La Figura 4 representa, de manera esquemática, la evolución del proceso constructivo, resumiéndolo en 7 etapas fundamentales.

Comienza con el hormigonado de las vigas en factoría, que son transportadas posteriormente al laboratorio. Una vez allí, la viga armada se coloca directamente sobre los apoyos definitivos y se tesan los cables de la pretensada, a los 8 días de haber sido hormigonada. Tras el postensado y la inyección, se procede al montaje de esta viga, apoyada, por un lado, sobre aparatos de neopreno y, por el

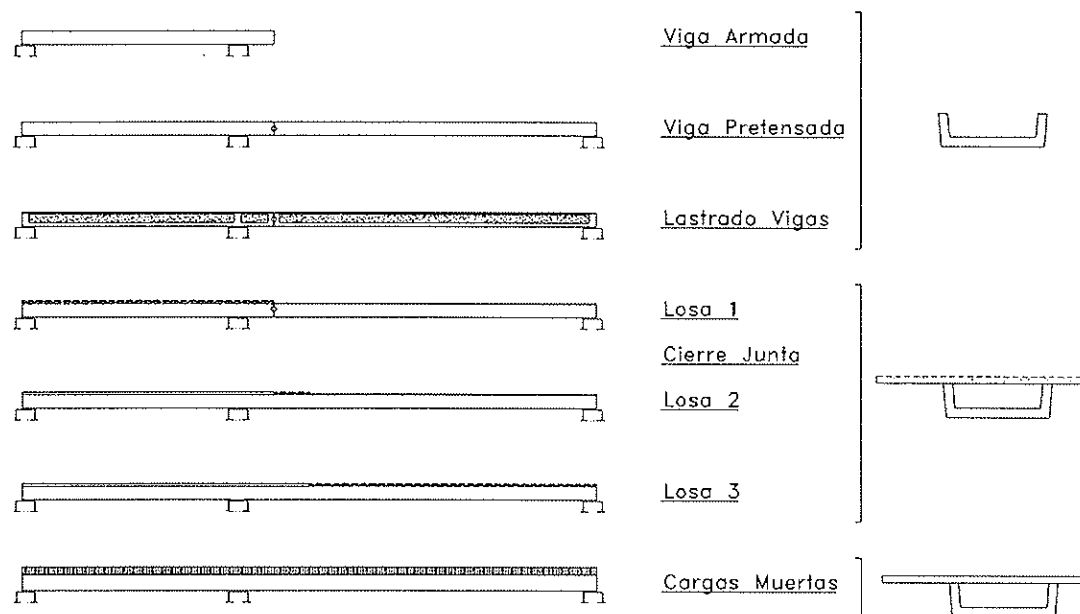


Fig. 4. Etapas fundamentales del proceso constructivo.

otro, mediante ménsulas cortas sobre los cajetines que al efecto se habían dejado en el diafragma del voladizo de la viga armada.

Finalizada la colocación de toda la estructura portante, se carga con arena en el interior del cajón para duplicar su peso por efecto de escala. Sobre esta arena compactada se coloca el encofrado interior de la losa superior, mientras el exterior se apoya sobre cartabones fijados con pernos a las almas de las vigas, de manera que en todo momento las cargas del hormigonado sean soportadas por la estructura existente sin apear.

La losa superior se hormigona por partes, tal como se hace usualmente en esta tipología. La primera va desde el extremo de la viga armada hasta sobrepasar en 1 metro el apoyo central, quedando libres los diafragmas de unión de las vigas, entre los cuales se pasan dos barras pretensadas para coserlos y darle continuidad a la estructura. Se hormigona el siguiente tramo, de 2 m de longitud, sobre los diafragmas, acabando de cerrarse la rótula y haciendo que la armadura de la losa sobre el apoyo central colabore a soportar los momentos negativos debidos al peso del resto de la losa, la cual se hormigona, seguidamente, en una tercera y última etapa.

Ya concluida la fabricación del modelo, se coloca sobre la losa una carga adicional,

equivalente a la compensación, por efecto de escala, del peso propio y las cargas muertas que teóricamente actúan sobre el puente. Esta operación concluye a los 80 días de postensada la viga (Figura 5).

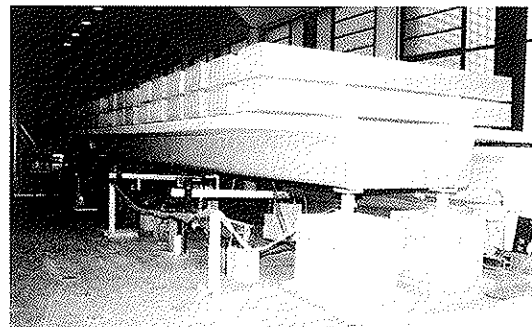


Fig. 5. Modelo de laboratorio terminado, con las cargas muertas colocadas.

2.3. Cargas aplicadas

Mediante células de carga colocadas bajo todos los apoyos, se han obtenido los valores de las reacciones y, por tanto, las cargas gravitatorias realmente aplicadas sobre el modelo. A partir de esta información, se ha hecho un análisis pormenorizado de la distribución longitudinal de las cargas de cada viga. Se consideran, además, fuerzas puntuales correspondientes al peso de los diafragmas.

Por su parte, la carga muerta que se coloca pretende representar la carga muerta del puente real (0,9 t/m) y la que le corresponde, por efecto de escala, al peso de la losa superior (1,3 t/m).

Haciendo las respectivas simplificaciones de este análisis pormenorizado, se obtienen los siguientes valores medios de carga uniformemente distribuida (en toneladas por metro lineal) con tolerancias de $\pm 0,05$:

Peso propio de las vigas:	1,0
Peso de la arena (efecto escala):	0,9
Peso propio de la losa:	1,2
Carga muerta total aplicada:	2,2

Las otras cargas introducidas en la estructura son las fuerzas de pretensado. Los 6 tendones de la viga postensada fueron tesados al 75% de su carga de rotura, llegando a la sección central cerca del 70% (12.900 kp/cm²). Las 2 barras de continuidad entre las vigas han sido tesadas a 2.900 kp/cm².

2.4. Instrumentación y adquisición de datos

En el ensayo se han utilizado diferentes formas de instrumentación, tanto mecánica como electrónica, que permiten seguir el comportamiento instantáneo y diferido de los materiales y la estructura independientemente.

En los ensayos sobre los materiales se ha estudiado el comportamiento instantáneo y diferido del hormigón. Los aceros de las armaduras activa y pasiva han sido analizados a partir de las propiedades indicadas en los ensayos realizados por los fabricantes para los lotes utilizados.

Como parámetros fundamentales para evaluar el comportamiento instantáneo de cada hormigón se consideró el módulo de deformación y la resistencia a compresión. Los ensayos se llevaron a cabo en series de probetas cilíndricas standar, de 15 x 30 cm, que fueron conservadas en condiciones ambientales similares a las del modelo. Las deformaciones eran provocadas por un actuador de 150 t, acoplado a una célula de carga en una prensa estática y medidos por 3 LVDT's colocados en anillos a 120°.

Para determinar la resistencia media, se cargaban todas las probetas (2, como míni-

mo, para cada determinación) controlando la fuerza, a una velocidad constante hasta rotura, de 5 kp/cm²/seg. y se tomaba la media de las resistencias obtenidas. Una vez hecho esto, se ensayaban las series de probetas de módulo, haciendo 4 ciclos de carga y descarga, con 3 incrementos (10% de la carga total) y un último ciclo hasta un 60% de la resistencia. El módulo (secante) se calculó como el cociente entre la diferencia de tensiones para el 10 y 30% de la carga a rotura, y la diferencia de las respectivas deformaciones medias.

La evolución del módulo se evaluó haciendo ensayos instantáneos a 7, 28, 60 y 150 días, de la manera antes descrita. Las deformaciones de retracción y fluencia se determinaron mediante lecturas en el tiempo de galgas embebidas en los hormigones y mediciones en puntos de extensometría colocados a 120° en el fuste de probetas cilíndricas de 15 x 45 cm. Las probetas de fluencia fueron cargadas a los 10 y 100 días, respectivamente, del hormigonado de la viga pretensada, en bastidores de fluencia, con un control de la carga aplicada, mediante células de 30 t. Los bastidores se conservaron junto al puente en todo momento.

El comportamiento diferido de los hormigones utilizados se valora a partir de las deformaciones de retracción, coeficiente (y función) de fluencia y la evolución de su módulo de deformación, en probetas conservadas en el mismo ambiente.

En la estructura, por su parte, se han medido los desplazamientos, deformaciones y reacciones. La toma de datos se hizo más frecuentemente durante los procesos de carga y construcción, de manera que se pudo obtener directamente el comportamiento instantáneo. Se llevaron a cabo lecturas en escalones de tiempo deseados, para obtener el comportamiento diferido de la estructura.

La medición de los desplazamientos verticales ha estado condicionada por el proceso constructivo, habiéndose llevado a cabo durante el pretensado de la viga, y a partir de la culminación de la construcción, antes de la aplicación de la carga muerta. En el primer caso, se utilizaron LVDT's en el centro y los extremos de la viga pretensada y en el segundo se midió, con relojes comparado-

res, la flecha instantánea y diferida en los centros de cada vano.

Las deformaciones longitudinales en el puente se obtuvieron siempre con medios electrónicos, galgas embebidas y pegadas en el acero y el hormigón. También se colocaron puntos de extensometría mecánica, para complementar estas mediciones. La instrumentación se dispuso simétricamente, a ambos lados de la estructura, en las fibras inferior y superior de la viga y la losa. Las secciones transversales instrumentadas son: el centro del vano armado, el apoyo central, la junta de continuidad, el centro del vano pretensado y el centro de la viga pretensada. Se han medido también las deformaciones de los estribos cercanos a los apoyos.

Las reacciones de apoyos constituyen también un parámetro importante, por lo cual se colocaron células de carga en cada uno de ellos.

3. RESULTADOS EXPERIMENTALES DE MAYOR INTERÉS

3.1. Comportamiento del hormigón

Para los ensayos instantáneos se ha hecho una contrastación entre los resultados de

resistencia y módulo obtenidos experimentalmente, y los que se predicen por diferentes normativas para estas condiciones específicas pudiéndose constatar, para el caso del hormigón de la viga, una similitud al comportamiento predicho por el CEB [9]; mientras en la losa, éste es más parecido al ACI [2] (Figura 6).

La media de las deformaciones de retracción obtenidas en probetas (Figura 7) es de $420 \mu\text{m/m}$, a los 300 días, y su evolución se encuentra, en el rango de los modelos, por debajo del ACI y por encima del CEB, aunque no sigue el de uno en particular.

Lo mismo sucede con las deformaciones por fluencia de las probetas en los bastidores (Figura 8), que se encuentran en el rango enmarcado por los modelos de Müller [23] y AFREM [17]. Para el hormigón de la viga, el coeficiente de fluencia es $\varphi_{(300,10)} = 1,932$ y $\varphi_{(300,100)} = 0,391$.

En los ensayos diferidos se observa, de manera general, que el comportamiento está en el rango de las predicciones de los modelos. No obstante, no se puede decir que haya un modelo óptimo para evaluar las propiedades instantáneas y diferidas de todos los hormigones que componen la estructura. Ello plantea la necesidad de intentar mode-

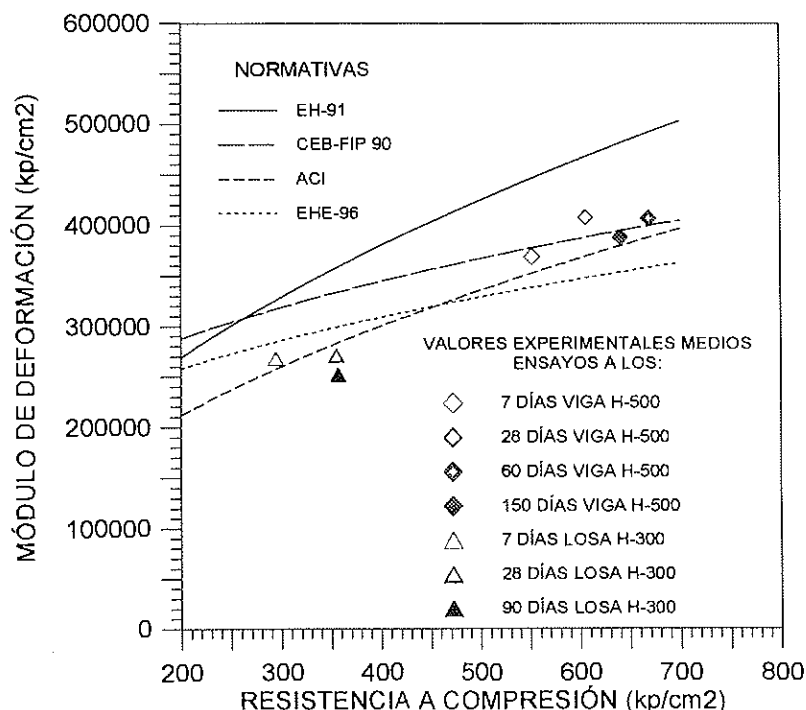


Fig. 6. Relación Módulo-Resistencia a compresión de los hormigones utilizados.

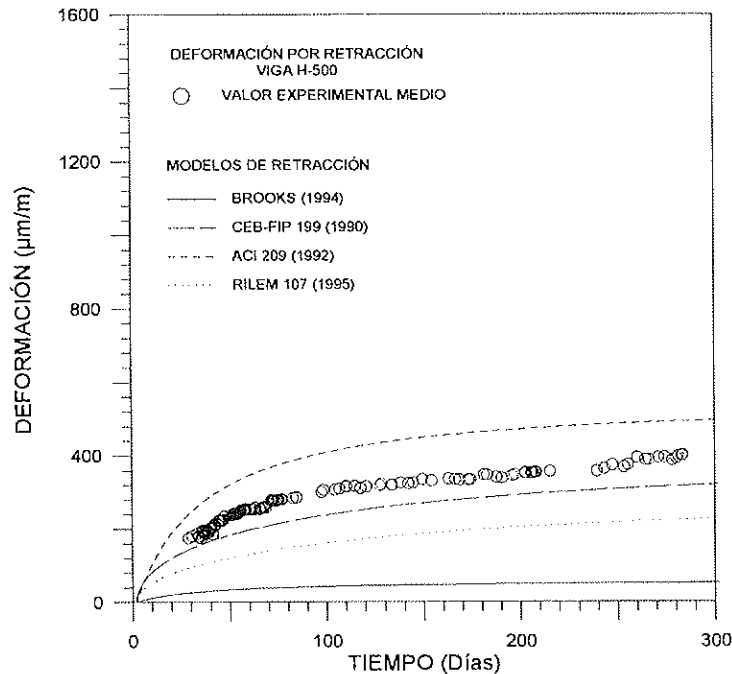


Fig. 7. Deformaciones de retracción.

lizar el comportamiento real de los hormigones utilizados, a la hora de simular con modelos numéricos el comportamiento de las estructuras reales.

3.2. Comportamiento de la estructura

La evolución de la estructura ensayada,

desde el inicio de su construcción hasta llegado un momento avanzado de su vida bajo cargas permanentes, se ha descompuesto, para su análisis, en 3 partes principales: tesoado de la viga pretensada, construcción evolutiva de la estructura y comportamiento bajo cargas permanentes. En este caso, se hace referencia, fundamentalmente, a la ter-

DEFORMACIÓN TOTAL DEBIDA A FLUENCIA Y RETRACCIÓN

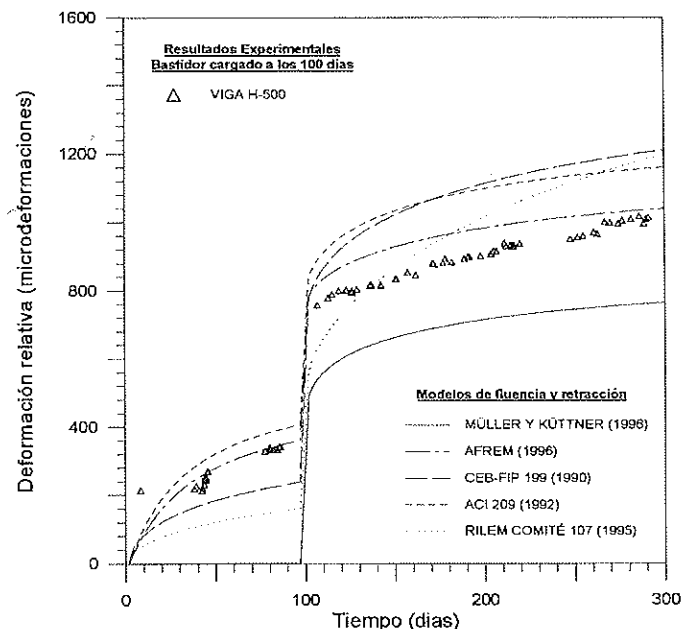


Fig. 8. Deformaciones de fluencia y retracción.

cera parte, en el período correspondiente a los primeros 200 días desde la aplicación de la carga permanente. Los parámetros analizados son las flechas, deformaciones longitudinales y reacciones de apoyo.

Flechas

En la Figura 9 se pueden observar los resultados de las flechas en los centros de vanos armado y pretensado. El escalón corresponde a la colocación de la carga muerta y el resto de la evolución es bajo cargas permanentes.

En un período de 200 días, estas flechas han crecido en 0,6 y 16,0 mm en vanos armado y pretensado, respectivamente. En el caso del vano armado, el valor reducido de la flecha puede explicarse a partir del proceso constructivo y la diferencia de luces entre ambos.

El punto de flecha máxima no es conocido exactamente, pues el fuerte carácter evolutivo provoca que éste varíe en el tiempo a lo largo de la estructura. No obstante, los incrementos de flechas bajo cargas permanentes en el vano pretensado son significativos.

Deformaciones longitudinales

Son un importante indicador en la valoración del comportamiento estructural a largo plazo. Se controlan en las fibras extremas de

2 secciones críticas: apoyo central y centro de la viga pretensada. Como convenio de signos, se toma la compresión como positiva. La carga muerta se aplica el día 80 en la escala de tiempo absoluto; por tanto, a partir de aquí comienza la evolución bajo cargas permanentes.

En la sección del apoyo central (Figura 10a), se puede ver un aumento en las compresiones de la fibra inferior de la viga en los primeros 160 días (unas 225 $\mu\epsilon$), y una estabilización progresiva a partir de ese momento (25 $\mu\epsilon$ en los siguientes 60 días). La fibra superior, fisurada desde antes de la colocación de la carga de arena, incrementa su deformación sólo en 200 $\mu\epsilon$, de las cuales 150 aparecen ya a los primeros 50 días de aplicada la carga muerta final.

En la sección central de la viga pretensada (Figura 10b), tanto la losa como la fibra superior de la viga se deforman considerablemente en los primeros 100 días (unas 400 $\mu\epsilon$) y se comienzan a estabilizar a partir de ese momento. En la fibra inferior, a nivel del cable de pretensado, las deformaciones tienen variaciones muy pequeñas, aunque es evidente un aumento importante de las curvaturas de la sección por lo elevados que resultan los acortamientos en la fibra superior.

Los aumentos de deformación (y tensión) en el acero que se observan en estos gráficos

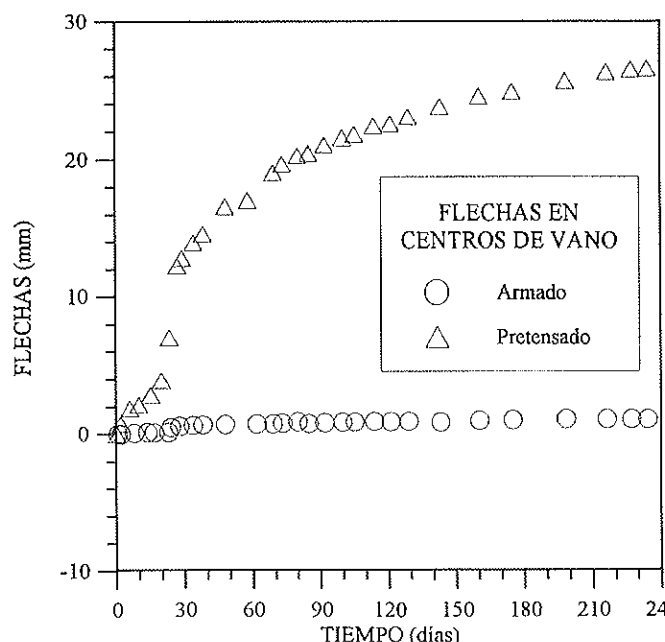


Fig. 9. Flechas, desde la colocación de las cargas muertas.

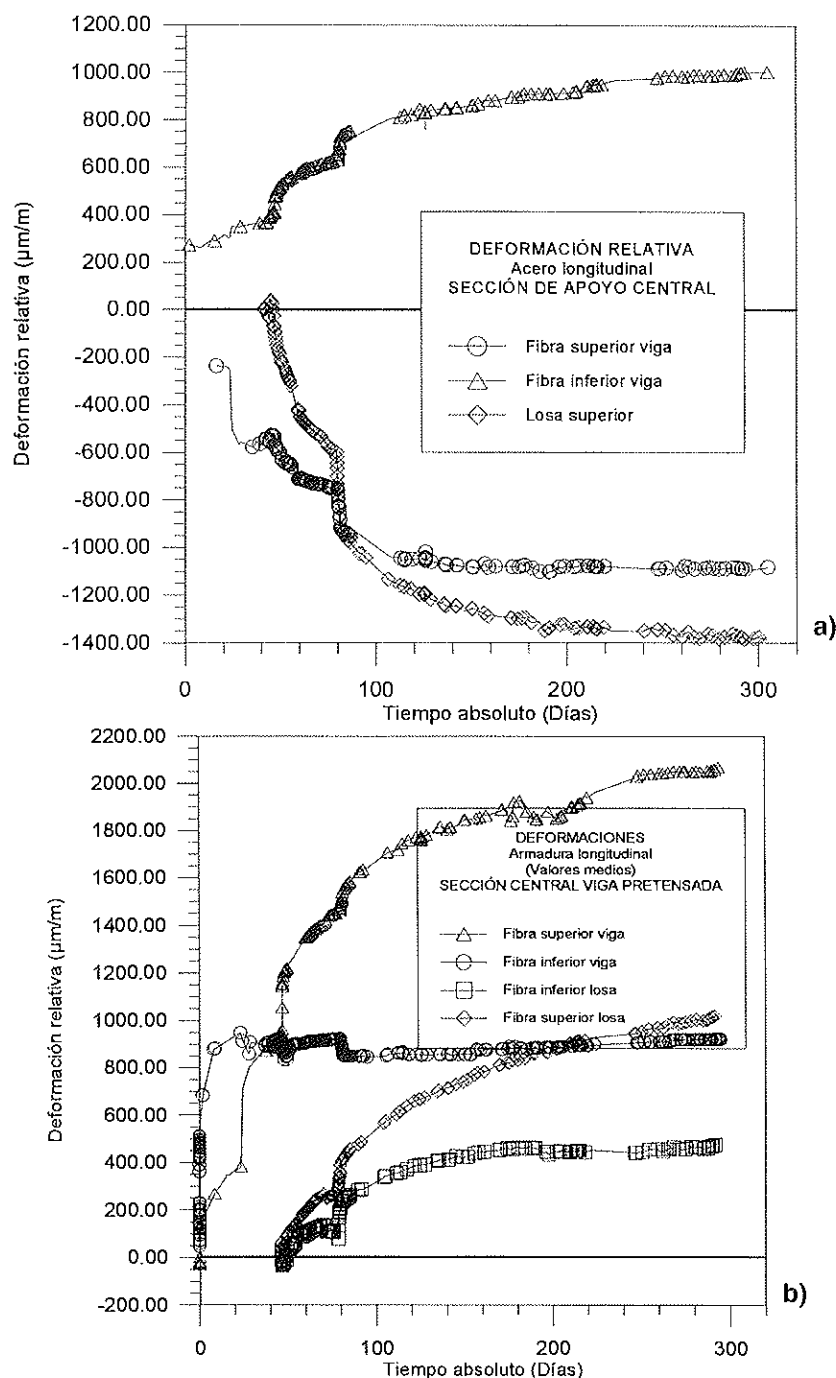


Fig. 10. Deformaciones longitudinales en las secciones críticas.
a) Sección de apoyo central. b) Sección central de viga pretensada

bajo cargas permanentes, son consecuencia de las redistribuciones a nivel sección, provocadas por las deformaciones diferidas de los hormigones y la relajación del acero de pretensado.

Reacciones de apoyo

Como se aprecia en la Figura 11, bajo cargas permanentes se produce una disminu-

ción en la reacción del apoyo central y ligeros aumentos en las extremas, que se traducen en incrementos de los momentos flectores positivos y disminución de negativos. Esta redistribución de esfuerzos a nivel estructura es causada por las deformaciones diferidas actuando sobre un nuevo sistema hiperestático (después de haber cerrado las rótulas), las cuales no son compatibles con la

deformada inicial de los elementos. Por otra parte, contribuyen a estas variaciones las pérdidas de pretensado, por relajación de los tendones, que tienen lugar en la estructura hiperestática.

4. SIMULACIÓN NUMÉRICA

4.1. Características del programa

Se han empleado los programas de cálculo numérico FEMPOR [11] y CONS [19] de elementos finitos, para realizar los cálculos de desplazamientos, esfuerzos, tensiones y deformaciones, teniendo en cuenta la evolución del esquema estructural del puente y cada uno de los estados de carga analizados.

Las hipótesis fundamentales tenidas en cuenta para el cálculo numérico han sido:

- Hipótesis de Navier.
- Adherencia perfecta hormigón-acero.
- Elementos finitos tipo barra, con variación cúbica de desplazamientos y giros.
- Método de las capas, para la idealización de la sección transversal bajo flexocompresión recta.
- Evolución del esquema estructural en el tiempo.
- Evolución en el tiempo de las propiedades de los materiales.
- Efectos estructurales de la fluencia, retracción, envejecimiento y relajación, mediante un proceso paso a paso.
- Fisuración, plastificación y otros efectos del comportamiento no lineal de los materiales.
- Desacoplamiento cortante-flexión, en deformaciones.

4.2. Discretización de la estructura

El esquema estructural considerado es el correspondiente al puente en cada etapa constructiva. Para ello se utilizan 48 elementos de 0,5 m cada uno, con sección de hormigón y/o armadura constante en su interior, que se pueden colocar progresivamente, simulando la evolución longitudinal de la estructura y los apoyos, y la transversal de cada sección. La junta es simulada como rótula que se cierra al postensar las barras de continuidad.

Las propiedades instantáneas de cada uno de los hormigones se han considerado a partir de los resultados ($E_{cm(28)}$ y $f_{cm(28)}$) obtenidos en las probetas ensayadas en laboratorio. No obstante, la evolución en el tiempo de estas propiedades y los parámetros que caracterizan el comportamiento diferido, se evalúan a partir de las predicciones del CEB. El comportamiento de la armadura pasiva se simplifica con un gráfico bilineal tensión-deformación, y la armadura de pretensado se simula a través de un diagrama multilíneal, de 6 tramos, que se corresponde con el real obtenido en los ensayos para este lote de acero activo, con una relajación del 2,5% a las 1.000 horas.

En cuanto a geometría, se consideran la sección longitudinal y transversal ajustadas a la geometría y el esquema de armado real de la viga y la losa superior del puente. La sección transversal se define por 16 capas cuyos espesores son menores en las fibras extremas, para simular con más precisión la fisuración.

El pretensado se discretiza como un cable único, formado por segmentos poligonales con recorridos sensiblemente semejantes a los reales. No se consideran las barras postensadas de las juntas por afectar solamente a los diafragmas y no tener otro efecto sobre la estructura que el de impedir el giro relativo entre las secciones adyacentes a la junta.

4.3. Resultados más relevantes

Los modelos numéricos reflejan claramente el comportamiento durante toda la evolución de la estructura. Adoptando los valores reales de la geometría y las cargas, se ha logrado simular el comportamiento del puente durante el pretensado y las diferentes etapas de construcción. Se han comparado las deformaciones determinando, a partir de ellas, las tensiones en los materiales. En el caso del acero, este paso es trivial, dado que las deformaciones totales son las mecánicas; pero no ocurre lo mismo con el hormigón, donde no todas las deformaciones producen tensión.

En cuanto a incrementos de las deformaciones longitudinales bajo cargas permanentes, deberían ajustarse los modelos de comportamiento diferido del hormigón a los

resultados obtenidos en los ensayos de probetas. Para estos hormigones se ha observado una ligera disminución del módulo de deformación y la resistencia a compresión a largo plazo (debido a las condiciones ambientales de humedad y temperaturas no controladas), que no se corresponde con ningún modelo analítico; con lo cual, la deformabilidad de la estructura real es mayor que la simulada. Esto se refleja igualmente en la flecha diferida.

En la Figura 11, se aprecia la acertada simulación de las reacciones en los apoyos y su evolución bajo cargas permanentes, fruto de las redistribuciones a nivel estructura, como se ha explicado anteriormente. Los modelos permiten predecir, a largo plazo, unas redistribuciones de momentos que pueden llegar a un 37% en negativos y 15% en máximos positivos (Figura 12).

5. CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos hasta el momento han permitido extraer una serie de conclusiones acerca del comportamiento bajo cargas permanentes, que se resumen a continuación.

1. El modelo experimental ha permitido detectar y cuantificar las redistribuciones de tensiones a nivel sección, entre los hormigones y entre hormigón y acero (Figura 10), y las redistribuciones de esfuerzos a nivel estructura (Figuras 11 y 12), debidas al comportamiento reológico de los materiales y la fisuración de la viga armada.

2. El estado actual del modelo se caracteriza por la ausencia de fisuras en la viga pretensada, la junta de continuidad totalmente comprimida y fisuración en la zona de momentos negativos, en viga y losa. Igualmente, la losa se encuentra traccionada en el centro del vano armado, como consecuencia del proceso constructivo.

3. Los modelos numéricos han permitido predecir las redistribuciones de esfuerzos, a nivel estructura, de manera cualitativa y cuantitativa. No obstante, los valores de deformaciones y flechas diferidas son menores que los obtenidos experimentalmente, lo cual podría ser debido, a la necesidad de un mejor ajuste a los datos experimentales, de la evolución en el tiempo del módulo de deformación de los hormigones utilizados, así como a la fisuración inclinada, fruto de la interacción cortante-flexión, la cual no queda

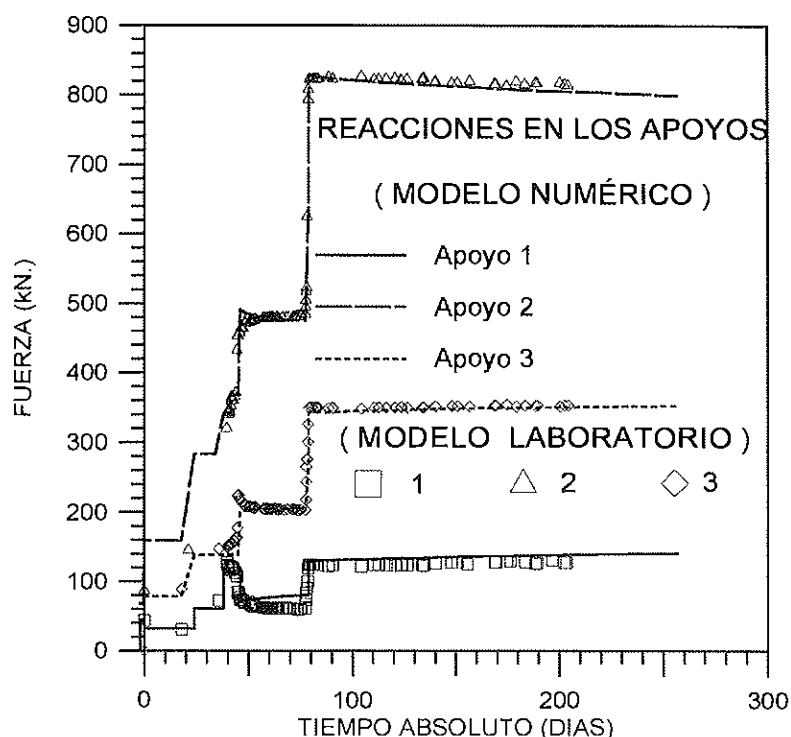


Fig. 11. Reacciones en los apoyos.

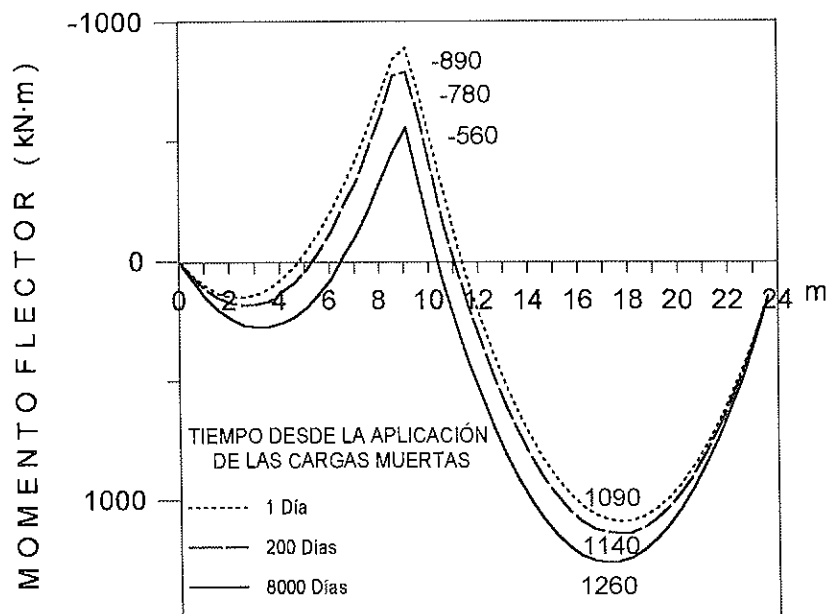


Fig. 12. Evolución de los momentos flectores bajo cargas permanentes.

considerada en los modelos numéricos utilizados.

4. Ha quedado demostrada la necesidad de utilizar modelos que permitan considerar la evolución de la estructura y de las propiedades reológicas de los materiales, en un cálculo paso a paso, para poder evaluar el verdadero estado tenso-deformacional de este tipo de estructuras y dimensionar, con garantías, frente a estados límites de servicio, las armaduras activas y pasivas.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo forma parte del proyecto de investigación PB93-0954, financiado por la Dirección General de Investigación Científico Técnica, del Ministerio de Educación y Ciencia.

A su buen desarrollo han contribuido, de manera especial, las empresas: ALVISA, en la confección y transporte de las vigas, COPCISA, en el hormigonado de la losa, MK4 y CTT, en el pretensado y COTCA, en el asesoramiento técnico, además del apoyo brindado por el Laboratorio de Tecnología de Estructuras, de la UPC.

Gracias también, a todas las personas que han ayudado, de una manera u otra; en

especial, al Dr. Ing. Gilberto Carbonari, profesor de la Universidade Estadual de Londrina, Brasil.

REFERENCIAS

1. Abbas, S., Scordelis, A.C. (1993). "Nonlinear Geometric, Material and Time Dependent Analysis of Segmentally Erected Three-Dimensional Cable Stayed Bridges". Report UCB/SEMM-93/09, University of California, Berkeley.
2. ACI, Committee 209 (1992). "Prediction of creep, shrinkage and temperature effects in concrete structures", American Concrete Institute, Detroit.
3. ASTM C 469-87a (1987). "Test method for static modulus of elasticity and Poisson's ratio of concrete in compression".
4. Bazant, Z.P., Carol, I. (1993). "Creep and Shrinkage in Concrete". Proceedings of the Fifth International RILEM Symposium, Published by E & FN Spon, London.
5. Espion, B. (1993). "Benchmark examples for creep and shrinkage analysis computer programs, ConCreep 5.- Fifth International RILEM Symposium on Creep and Shrinkage of Concrete, Barcelona.

6. Carbonari, G. (1996). "Comportamiento instantáneo y diferido el hormigón de altas prestaciones y sus implicaciones en el proyecto de estructuras de hormigón". Tesis Doctoral, ETSECCPB, Universitat Politècnica de Catalunya.
7. Comisión de las Comunidades Europeas (1989). "Eurocódigo EC-2. Proyecto de Estructuras de Hormigón".
8. Comisión Permanente del Hormigón (1993). "EP-93. Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón pretensado". Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Medio Ambiente.
9. CEB-FIP (1990-c). Evaluation of the time dependent behavior of concrete, Summary report on the work of CEB GTG 9, Comité Euro-Internacional du Béton - CEB, Bulletin d'Information N.º 199: Lausanne.
10. Creus, D. (1994). "Estudio relativo a la evaluación experimental del módulo de deformación del hormigón". Tesina de Especialidad, ETSECCPB, Barcelona.
11. Cruz, P. (1994). "Un modelo para el análisis no lineal y diferido de estructuras de hormigón y acero construidas evolutivamente", Tesis Doctoral, Departamento de Ingeniería de la Construcción, E.T.S.I.C.C.P.B., Universidad Politécnica de Cataluña.
12. EC-2 (1992). "Eurocode 2: Design of concrete structures-Part 1. General rules for buildings", British Standards Institution, London, pp.256.
13. El-Brady, M.M. (1988). "Serviceability of Reinforced Concrete Structures", Ph. D. Thesis, University of Calgary, Alberta, Canadá.
14. EH-91 (1991). "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado", Textos ICCE, España.
15. Fabre, R., Ghali, A. (1994). "Concrete Structures. Stresses and Deformations", (2ª Edición), edit. E&FN SPON.
16. Gilbert, R. (1991). "Time Effects in Concrete Structures", Elsevier.
17. Le Roy, R., De Larrard, F., y Pons, G. (1996). The AFREM code model for creep and shrinkage of high-performance concrete. In (De Larrard y Lacroix, 1996), pp. 387-396.
18. Marí, A.R., Valero, I. (1990). "Estudio de las pérdidas de pretensado en vigas isostáticas de hormigón con armaduras pretensas y postesas y losa de compresión, construidas evolutivamente", Informe del Departamento de Ingeniería de la Construcción de la UPC, elaborado para ALVISA, Barcelona, Octubre.
19. Marí, A.R. (1984). "Nonlinear geometric, Material and Time Dependent Analysis of Three Dimensional Reinforced and Prestressed Concrete Frames", Report n.º UCB/SESM-84/12, University of California, Berkeley, USA, Junio.
20. Marí, A.R. (1995). "Análisis de puentes continuos de hormigón de luces medias con sección evolutiva en Puentes de Hormigón", Cemento-Hormigón, n.º 748, en colaboración con el Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA), Ediciones Cemento, S.L., Barcelona.
21. Montaner, J., Lleyda, J.L. (1993). "Puentes prefabricados monoviga de canto variable parabólico", Comunicación presentada a la XIVª Asamblea de la ATEP, Málaga.
22. Murcia, J. (1980). "Estudio analítico en el tiempo de estructuras de hormigón armado y pretensado por retracción y fluencia", monografía del IETCC n.º 363.
23. Müller, H.S. y Kütner, C.H. (1996). Creep of high-performance concrete characteristics and code type prediction model. In (De Larrard y Lacroix, 1996), pp. 377-385.
24. Pérez Caldentey, A. (1996). "Comportamiento en servicio del hormigón estructural. Estudio teórico y experimental". Tesis Doctoral (Dir. H. Corres), ETSICCP-Universidad Politécnica de Madrid.
25. RILEM (Committee 107, Draft Recommendation, Committee TC107-GCS (1995) "Guidelines for the formulation of creep and shrinkage prediction models", published in Materials and Structures, 28, pp. 357-365 and pp. 488-495.
26. Serrà, I. (1994). "Estudio experimental del comportamiento de vigas de hormigón armado descimbradas a tempranas edades", Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España.

RESUMEN

El artículo sintetiza los resultados de un ensayo, a escala 1:2, de un puente continuo de hormigón, compuesto por dos vigas artesa prefabricadas (una armada y otra pretensada), y una losa superior hormigonada in situ. La sección transversal y el esquema estático del puente varían como resultado del proceso constructivo, lo cual provoca redistribuciones importantes de esfuerzos y tensiones bajo cargas permanentes, cuya evaluación es indispensable para conocer el estado tensodeformacional a largo plazo de la estructura. Se comienza explicando el interés de este estudio para el comportamiento en servicio de esta tipología y, posteriormente, se hace una descripción del ensayo realizado, desde su concepción y realización, hasta la manera de obtener los parámetros analizados. Seguidamente, se presentan los resultados más relevantes del comportamiento bajo cargas permanentes del modelo de laboratorio, así como de los hormigones utilizados. Finalmente, son analizados los resultados de la simulación numérica del ensayo con modelos de ele-

mentos finitos y las predicciones del comportamiento futuro.

SUMMARY

A laboratory model (1:2 scale) of a mid-span segmentally erected continuous concrete bridge which combines precast beams and cast in place top slab is described. Cracking of concrete, changes on the cross sections and variations on the static scheme throughout the construction, give place to important stresses and internal forces redistributions, so that time dependent effects must be carefully taken into account. A description of the laboratory test, as well as the constructions process and the instrumentation of the bridge tested is made. The most relevant experimental results are discussed and compared with analytical predictions using non-linear time dependent computer models. Conclusions are drawn about the structural behavior and some design recommendations are made based on the experimental and analytical results.

Manuel Julià Vilardell y Luis Carrillo Gijón
Drs. Ingenieros de Caminos
Cubiertas y M.Z.O.V.

El Excmo. Ayuntamiento de León convocó un concurso de proyecto y obra para el acondicionamiento de la zona alta del río Bernesga, y la construcción de una pasarela peatonal que enlazará dos importantes núcleos urbanos en formación a ambos lados del río. Al estar situada en un área donde se prevé, en un futuro inmediato, una importante expansión de la Ciudad de León, con

zonas de recreo que facilitarán el disfrute del entorno a sus habitantes, decidimos que la solución tuviera un carácter singular, intentando que fuera una primera aportación de calidad y estética a esa zona en desarrollo (Figura 1).

Un importante problema que presenta el terreno en las inmediaciones de la pasarela es la diferencia de nivel de los núcleos urbanos en ambos lados del río. Para que la solu-

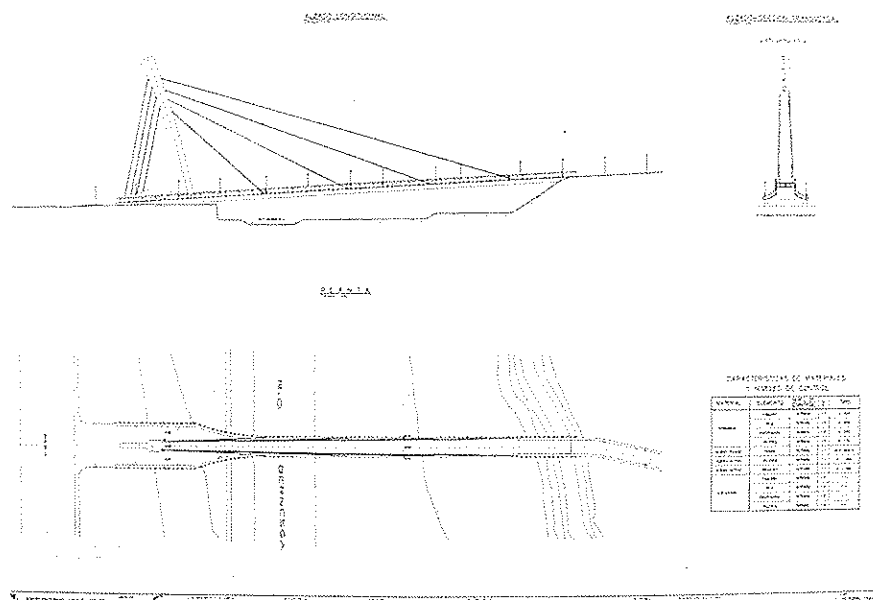


Fig. 1

ción estructural tuviera características propias adaptadas a esa morfología del terreno, adoptamos el criterio de inclinar el tablero, distribuyendo de manera uniforme la diferencia de altura de sus extremos. Un tablero horizontal necesitaría la colocación de rampas y escaleras en la margen más baja, lo que siempre redundaría en una pérdida de comodidad para el usuario, cuando no en una disminución de la estética del conjunto.

La asimetría con la línea vertical que con esa solución adopta el tablero, nos indujo a considerar que la estructura que lo debía sustentar también lo fuera, de ahí la elección de un mástil único, situado en la parte más baja, que se inclina ligeramente hacia atrás para equilibrar la visión global del conjunto, y de donde el tablero se sustenta utilizando un sistema de atirantamiento que permite cruzar el río (Figura 2).

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Tablero

El tablero es un tramo de hormigón armado, con 79,5 metros de longitud, empotrado en la base de la pila, y apoyado sobre un

estribo en la margen opuesta, sustentado en cuatro puntos intermedios por dos planos de tirantes, separados 18 metros entre sí. Se resuelve con una sección rectangular, de 90 cm de canto y 4,0 metros de ancho, aligerada con dos alveolos rectangulares de $1,10 \cdot 0,6$ m (Figura 3). Al llegar a unos 10 metros de la pila, se introduce un aumento de ancho, hasta alcanzar los 9,90 m, con lo que se obtiene el espacio necesario para colocar el mástil, desdoblándose la circulación a ambos lados de aquél.

Pila

La pila o mástil (Figura 4), forma una unidad indivisible con la cimentación y con el propio tablero, al que recibe en su base. Desde el nivel del tablero, hacia arriba, adopta la forma de una L de lados curvos, con una altura total de 33 metros. La sección transversal de la rama ascendente es en forma de T, con alma de canto variable y espesor de 1,0 m, igual al de la rama descendente. A ambos lados de las alas de la T y a partir de unos 20 m de altura, están los anclajes de los cuatro tirantes que soportan el tablero. En el plano central del mástil se disponen otros cuatro tirantes que compensan parcialmente las acciones de los anterior-



Fig. 2

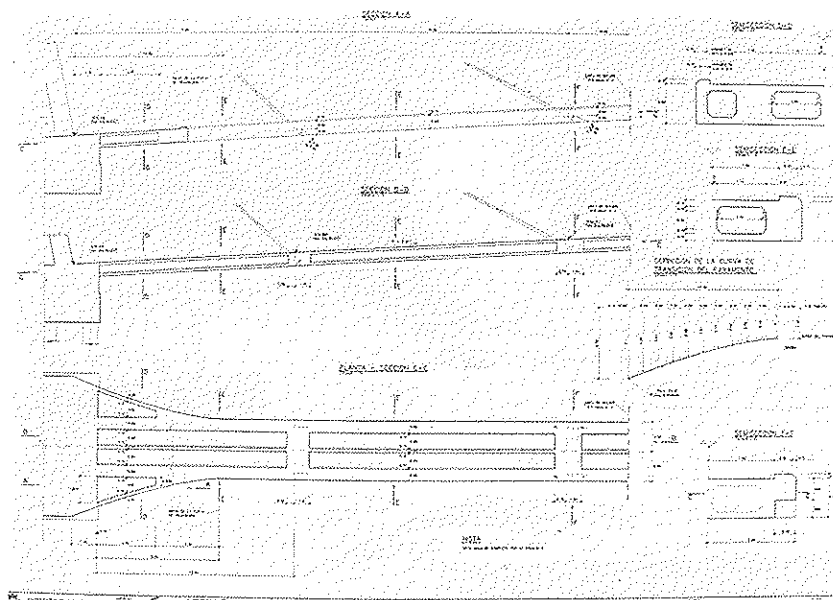


Fig. 3

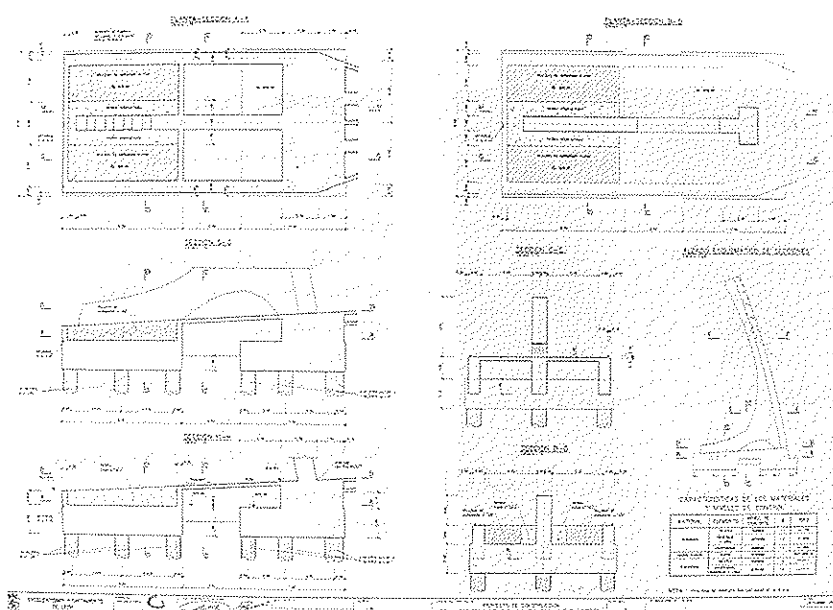


Fig. 4

res. El brazo horizontal de la L está aligerado con un hueco en forma de sector parabólico, que proporciona transparencia al conjunto.

Encepado

La pila se empotra en dos bloques de encepado unidos entre sí por tres vigas rios-tras, una de las cuales es el mismo brazo

horizontal del mástil. El bloque delantero está debajo del tramo ascendente del mástil y está cimentado sobre pilotes de 1,25 y 1,0 metros de diámetro. El bloque trasero está sobre pilotes de 1,0 m de diámetro que, por estar a tracción, disponen de un pretensado vertical que garantiza la ausencia de fisuras (Figura 5).

Para el montaje de los tirantes traseros de la pila y su eventual substitución, éstos son accesibles a través de unas entalladuras y

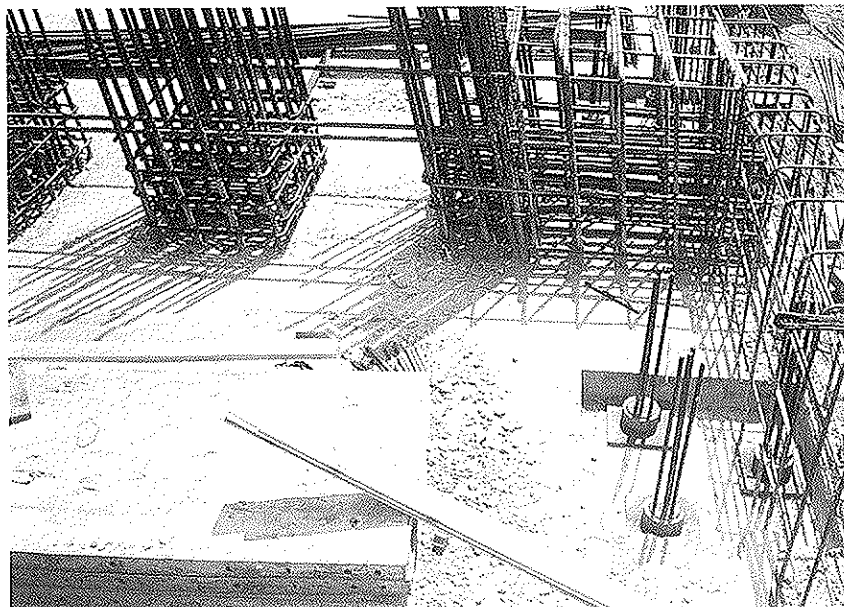


Fig. 5



Fig. 6

unas zonas huecas del encepado, a ambos lados del nervio central. Las entalladuras se tapian con ladrillo y los huecos se rellenan de tierra compactada (Figura 6).

Sistema de Atirantamiento

El vano sobre el río está sustentado por dos sistemas laterales, de cuatro tirantes, que lo dividen en cinco tramos de 15,0, 3x18,0 y 10,5 metros. Están formados por cordones autoprotegidos, de 15 m/m, en número variable entre 12 y 24, por unidad, que se anclan en cajetines embebidos en el tablero. Los de equilibrado del mástil se sitúan en un único plano central y son de 31 torones de 15 m/m. Todos los anclajes activos están en el mástil y los pasivos en el tablero (Figura 7).

MÉTODO DE CÁLCULO

El primer punto que se analizó fue la incidencia de las deformaciones de los pilotes sobre los esfuerzos sobre el tramo principal, realizando distintos cálculos paramétricos. Se puso de manifiesto que la fisuración de los pilotes más extremos, que trabajan a tracción, producía un incremento extraordinario en aquéllos, al aumentar el giro del conjunto de zócalo y mástil. Para evitar este efecto se pretensaron verticalmente, de modo que en cualquier situación quedara intacta la rigidez axil de la sección de hormigón.

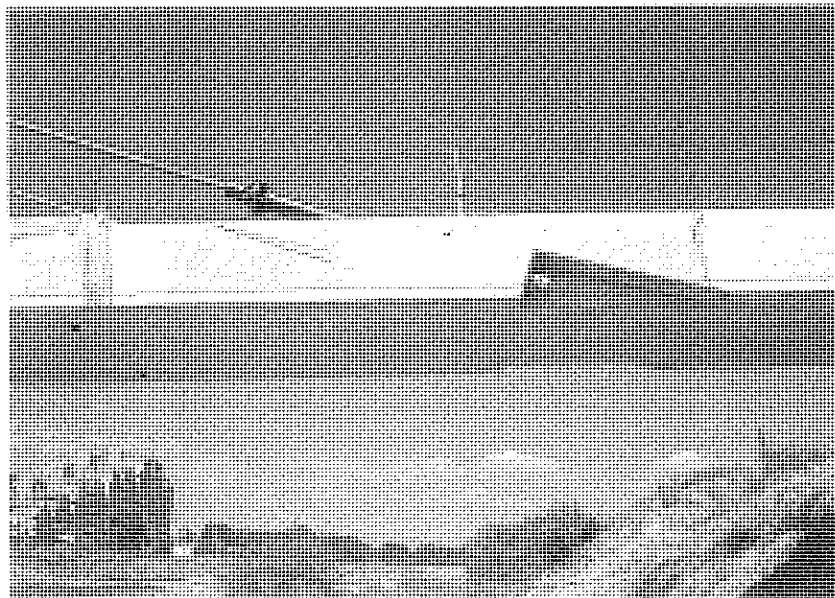


Fig. 7

Asegurado este aspecto, se comprobó que la longitud de empotramiento virtual, calculada con los criterios habituales para el tipo de terreno de gravas y arenas, no era determinante, por lo que se definieron las dimensiones del modelo de cálculo plano incluyendo los pilotes, el encepado y el mástil discretizado en barras. Este modelo llevaba incorporado, además, unas barras representativas de los apeos provisionales colocados bajo los puntos de anclaje de los tirantes.

Sobre él se calcularon los esfuerzos de tesado de los tirantes traseros y delanteros, por escalones progresivos. Para ello se determinaron, en primer lugar, las longitudes y deformaciones intrínsecas de los tirantes que, una vez introducidas, producen sobre el tablero la situación de viga continua sobre apoyos fijos. Si en la secuencia de introducción de cada tirante se producía la deformación intrínseca de una sola vez, los esfuerzos sobre el mástil resultaban inadmisibles, por lo que dicha introducción se realizó en dos escalones, al final de los cuales la carga sobre apeos quedaba transferida a los tirantes. Se analizaron con el mismo modelo las acciones de sobrecarga, temperatura y fluencia, utilizando para este último efecto el criterio de introducir las deformaciones generalizadas, obtenidas bajo carga permanente con la condición de que los esfuerzos correspondieran a la de una viga continua

con apoyos fijos, sobre las barras de hormigón, y ponderando el resultado por el factor $(1 - e^{-\Delta\theta/\theta_{\infty}})$.

Por otra parte, se procedió a discretizar la pila por elementos finitos del tipo laja-placa y sobre él se introdujeron las cargas pésimas de los tirantes. El armado se realizó, bien por volumen de tracciones, bien a sección llena en las barras del modelo global, obteniendo resultados concordantes.

PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo previsto en proyecto era la construcción simultánea del mástil y del tablero. El primero, con encofrado y cimbra convencional (Figura 8), y el segundo, sobre cimbra en el río, aprovechando el estiaje, con unos pórticos de refuerzo debajo de los puntos de anclaje de los tirantes (Figura 9). Una vez terminados ambos no quedaba más que introducir los cables con los esfuerzos de la secuencia prevista.

INCIDENCIAS DE OBRA

Terminados la pila y el tablero, estaba todo preparado para proceder al atiranta-

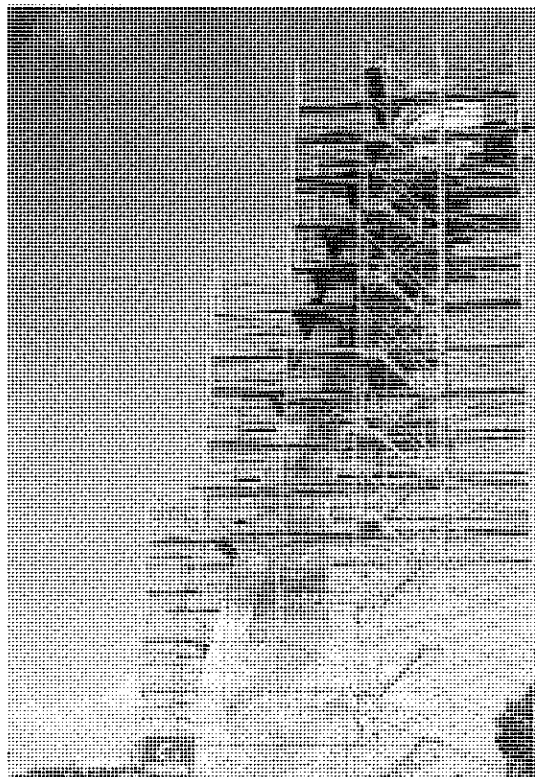


Fig. 8

miento (Figura 10), cuando sobrevino un accidente. Unos tablonos del fondo del encofrado del segundo apoyo provisional se volcaron, con lo que ese punto sufrió un des-

censo brusco de unos 20 cm. Los esfuerzos creados por este descenso fisuraron la zona inferior debajo de dicho apoyo, y las dos zonas superiores de los contiguos. El cálculo



Fig. 9

puso de manifiesto que se había sobrepasado el momento de agotamiento de las secciones de apoyos, por lo que se había formado un mecanismo triarticulado. Afortunadamente, la zona de fisuración fue muy amplia, lo que puede ser debido a que las armaduras eran

de pequeño diámetro ($\phi 16$), y no se produjeron grietas.

Para reparar la estructura se proyectó un levantamiento con gatos, apoyando en torres auxiliares, hasta la cota anterior (Figura 11), y una restitución de la armadura

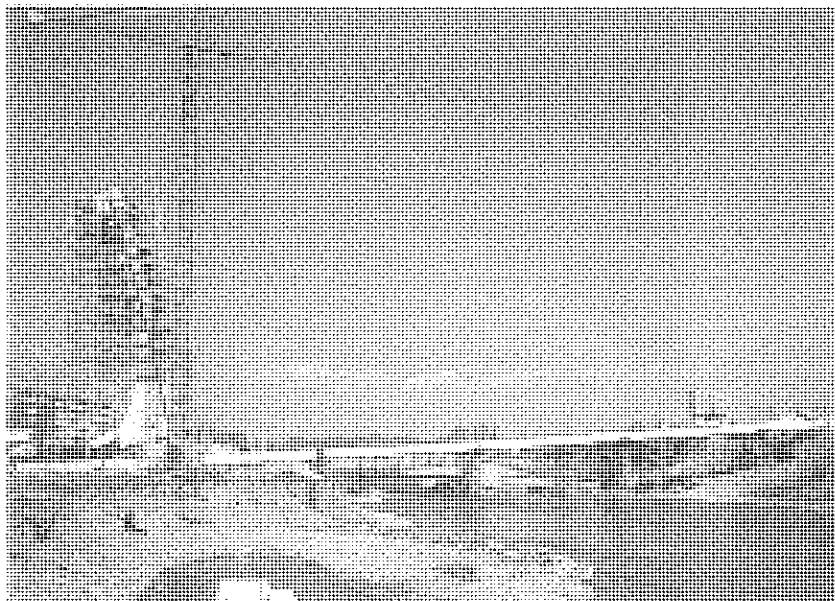


Fig. 10

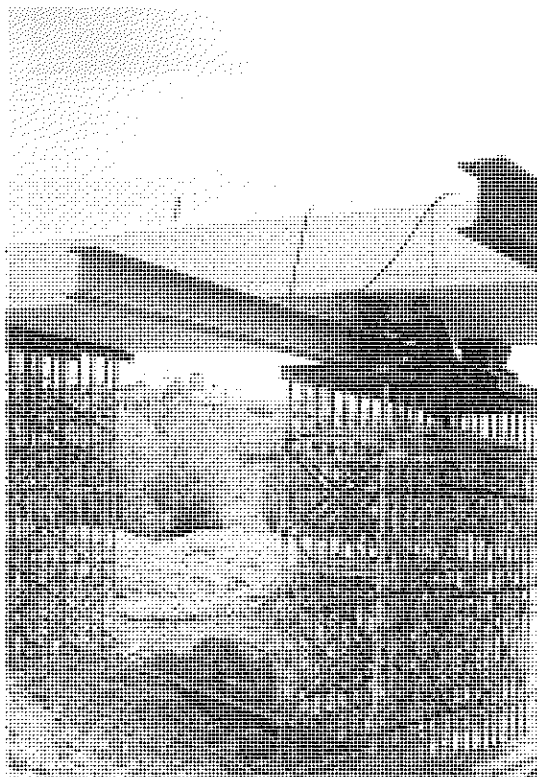


Fig. 11

superior de los apoyos adyacentes, mediante chapas de acero adheridas con resina epoxi (Figura 12). Esta operación tuvo que retrasarse, desde diciembre del 95 hasta junio del 96, porque a causa de las intensas lluvias de este período no podía accederse a la parte inferior de la pasarela, para montar las torres auxiliares. Al tratar de levantarla, la

estructura ya no funcionó como mecanismo, y fue imposible llevarla a las cotas iniciales sin introducir esfuerzos parásitos en sentido contrario, por lo que se recuperó sólo en parte, midiendo las reacciones de los gatos.

Una vez terminada la reparación se procedió a colocar los tirantes (Figura 13),

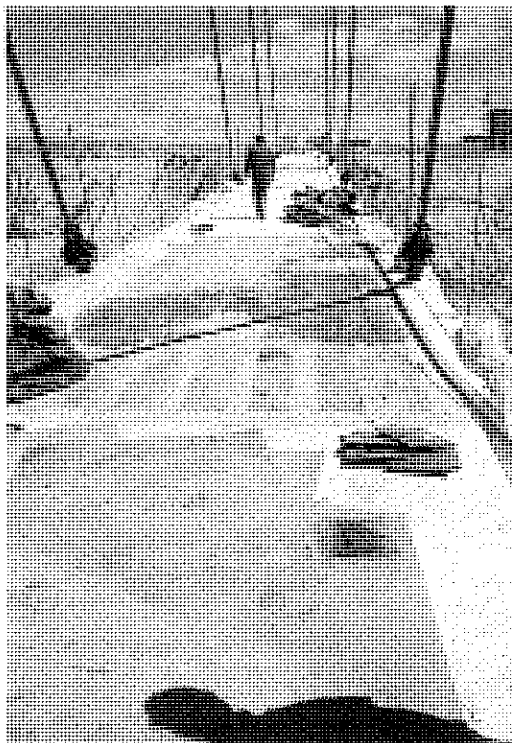


Fig. 12



Fig. 13

cuyos esfuerzos se introdujeron en dos etapas. Las deformaciones intrínsecas se calcularon de nuevo, para redistribuir ligeramente los esfuerzos y recuperar algo más del descenso producido.

La prueba de carga se realizó con camio-

netas de 3,5 t (Figura 14) con un resultado satisfactorio que puso de manifiesto el buen comportamiento de las chapas adheridas con epoxi. Las barandillas son pletinas delgadas, situadas a 15 cm y en forma de balcón (Figuras 15 y 16).

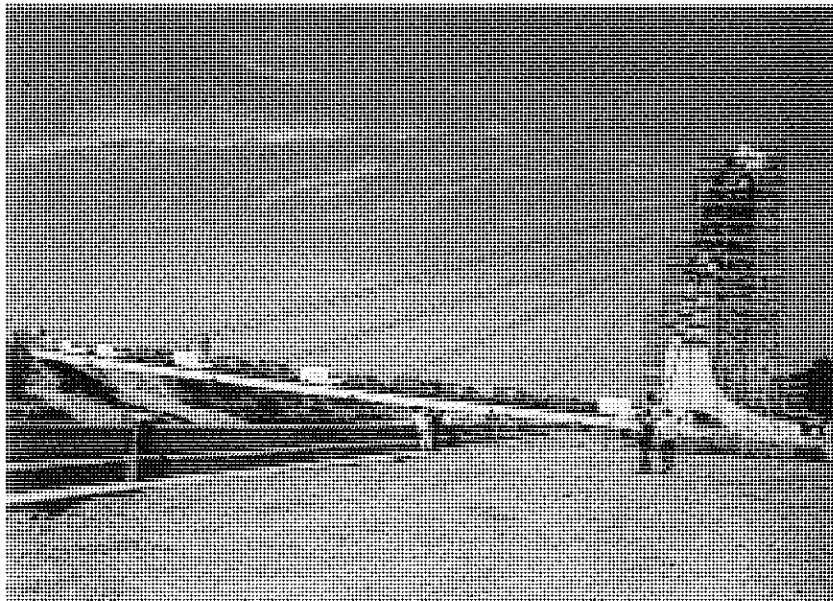


Fig. 14

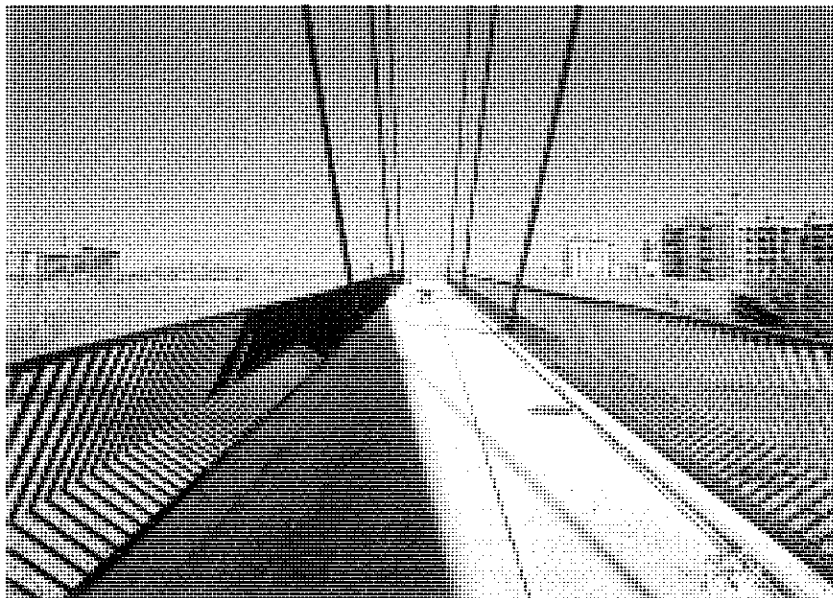


Fig. 15

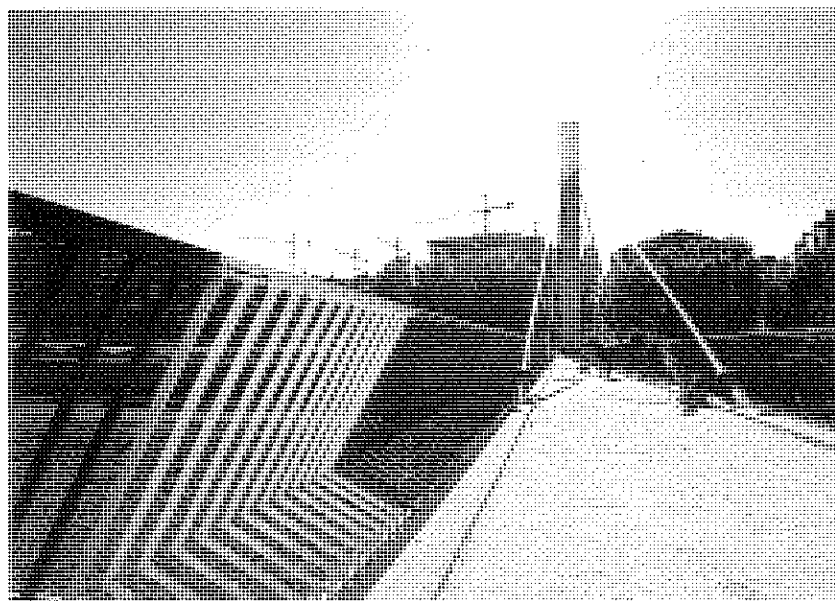


Fig. 16

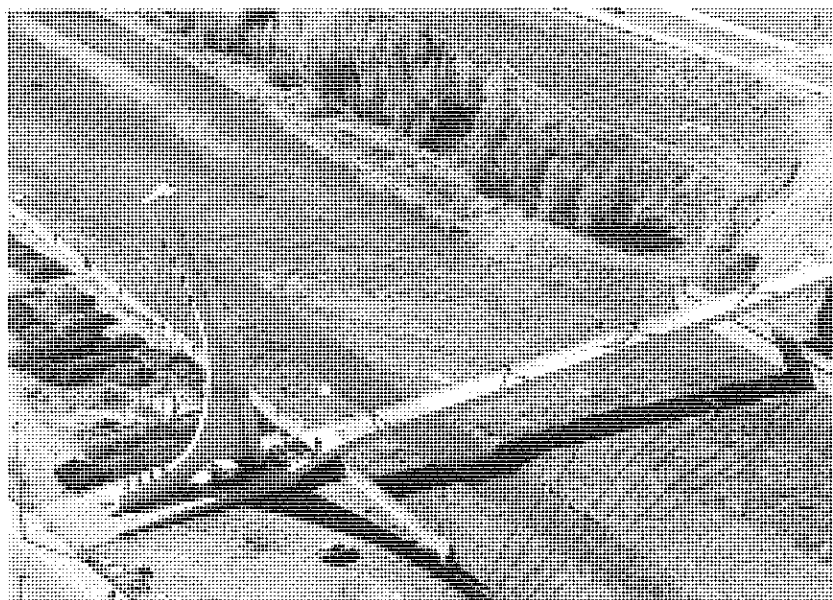


Fig. 17

La pasarela es propiedad del Excmo. Ayuntamiento de León, actuando el Ingeniero de Caminos D. José Toral como Director de la Obra. La construcción la realizó Cubiertas y

MZOV, siendo el Jefe de Obra el Ingeniero D. J. Carlos Cervera. El sistema de atirantamiento es el Freyssinet. En la Figura 17 puede verse un aspecto de la pasarela acabada.

RESUMEN

La pasarela consiste en un único tramo, de 79,5 m de luz, de hormigón armado, con 0,9 m de canto y 4,0 m de ancho, sustentada por dos planos de cuatro tirantes, a intervalos de 18 m a lo largo del mismo. Los tirantes parten de la zona superior de una única pila asimétrica, situada en la margen, con una distribución en semi-arpa, y sus componentes horizontales son equilibradas por otro sistema dorsal, en arpa. Ha sido construida "in situ" sobre cimbra, procediéndose posteriormente a la trasferencia de las cargas al sistema de atirantamiento.

SUMMARY

The footbridge consists of one reinforced concrete single span 79.5 m long, 0.9 m deep and 4.0 m wide, with two planes of 4 stays each, 18 m apart, along the footbridge. The stays begin at the upper part of a single and asymmetric pier, located on the river side, in a half-harp shape. The horizontal components are balanced by means of another dorsal system, in harp shape. The footbridge has been built "in situ" on falsework and later, the loads were transferred to the staying system.

1^{er} CONGRESO INTERNACIONAL DE TECNOLOGIA DEL HORMIGON

2 al 4 de junio de 1998, en Buenos Aires (Argentina)

Organizado por

LA ASOCIACION ARGENTINA DE TECNOLOGIA DEL HORMIGON

INTRODUCCIÓN

Desde su fundación en 1973, la Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, entidad sin fines de lucro, cuyo objetivo fundamental es la difusión de la tecnología del hormigón, ha sido el ámbito natural para la discusión de la labor de sus miembros y de todos aquellos interesados en la temática. A ese efecto se han realizado numerosos congresos, reuniones técnicas y seminarios y desde 1980 se edita la revista "Hormigón" en forma ininterrumpida.

La Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón cuenta entre sus miembros a los más destacados docentes universitarios, investigadores y profesionales, vinculados con esta especialidad en el ámbito nacional. La labor de sus integrantes en los centros de investigación y en la consultoría de las principales obras realizadas en el país, ha posibilitado un desarrollo importante de la especialidad. Ello se manifiesta con la presencia en congresos internacionales y en el nivel de la tecnología utilizada en los proyectos de ingeniería.

En el 25.º Aniversario de su fundación este Congreso viene a incrementar la difusión de conocimientos y a estrechar los vínculos con especialistas del ámbito internacional.

OBJETIVOS DEL CONGRESO

El Congreso Internacional pretende reunir trabajos originales, que reflejen el resultado de las investigaciones y experiencias de obras que aporten conocimientos relevantes sobre los temas seleccionados.

La AATH ha elegido tres temas de gran actualidad y desarrollo, que interesan a los distintos sectores relacionados con las estructuras de hormigón.

.../...

- Los avances en la obtención y empleo de hormigones de alta performances. Esta temática ocupa actualmente un lugar prioritario en los grupos que trabajan en distintos centros nacionales de investigación.
- La predicción de la vida útil en servicio de las estructuras sometidas a procesos de degradación de sus materiales componentes y su incorporación a los criterios técnico-económicos de diseño y mantenimiento, constituye un tema de avanzada en el ámbito internacional que requiere ser insertado e impulsado en el medio local.
- La aplicación creciente de conceptos de la calidad total en la construcción y mantenimiento de las estructuras de hormigón, requiere una amplia discusión de las condiciones en que debe realizarse su implementación y de los resultados obtenidos.

El congreso incluye conferencias a cargo de especialistas que trabajan en instituciones de referencia del ámbito internacional, especialmente invitados por la AATH, por su trayectoria destacada en la especialidad.

SEDE DEL CONGRESO / IDIOMA

El Congreso se realizará en la ciudad de Buenos Aires, Capital Federal de la República Argentina, los días 2 al 4 de junio de 1998.

El idioma oficial del congreso será el español, con traducción simultánea al inglés.

INFORMACIÓN GENERAL

Los que deseen mayor información sobre el tema, deberán dirigirse a:

1er Congreso Internacional de Tecnología del Hormigón

Secretaría:

Sarmiento 1426 - Piso 8.º- (1042) Capital Federal Buenos Aires
(República Argentina).

Telf. y Fax: 54-1-374-3064

E-mail: sotaath@netverk.com.ar.

El puente sobre el río Tajo, en la autovía de Extremadura

Manuel Juliá Vilardell.
Dr. Ing. de Caminos. Cubiertas y MZOV, S.A.
Luis Carillo Gijón.
Dr. Ing. de Caminos. Cubiertas y MZOV, S.A.

1. INTRODUCCIÓN

Los puentes con luces superiores a los cien metros se consideraban, hasta hace poco tiempo, como estructuras singulares, puesto que, especialmente en España, no existen demasiados obstáculos naturales que exijan luces superiores a esa cifra para ser atravesados. Sin embargo, el importante desarrollo de la infraestructura viaria en que estamos inmersos, con numerosos casos de mejora de trazado de las carreteras existentes, y con los extensos tramos de Autopistas y Autovías que se están proyectando y construyendo, ha impuesto la necesidad creciente de alcanzar y superar la luz indicada.

En este rango intermedio entre lo que podemos considerar luces medianas y grandes, ha significado una solución muy satisfactoria los puentes continuos, de hormigón pretensado, contruidos por avance en voladizo. Uno de los puentes más recientes contruidos con esta técnica, situado sobre el río Tajo, en la Autovía de Extremadura, es el que aquí se presenta, siendo, con sus 175 m, de vano principal, el de mayor luz contruido en la actualidad en España, con el procedimiento indicado.

El tramo de Autovía discurre entre las

poblaciones de Almaraz, en la orilla más próxima a Madrid, y Jaraicejo. Con una longitud total de 36,7 Km, no sólo sustituye al tramo actual de la N-V, cuyo trazado es muy difícil debido a los accidentes del terreno en la zona, sino que acorta el recorrido total en seis kilómetros. Estos obstáculos naturales, especialmente los ríos Tajo, Almonte, de la Vid, y el macizo de la Sierra de Miravete, han obligado a proyectar numerosas estructuras en la nueva Autovía.

El cruce con el Tajo (Figura 1) se produce en la cola del embalse de Torrejón en la confluencia con el embalse de Almaraz, donde el río tiene una profundidad importante, del orden de los 15 metros, que se mantiene con muy pequeñas variaciones a lo largo de todo el año, por las necesidades del servicio a la central nuclear. Cuando se planteó el análisis de la solución más adecuada, se partió de la idea de situar las pilas fuera del cauce, no sólo por las dificultades que aparecen en la realización de una cimentación sumergida a gran profundidad, sino para que, una vez finalizadas las obras, la recuperación del cauce fuera completa (Figura 2). La luz para salvar el río quedó así establecida en un mínimo de 175 metros.



Fig. 1

Por otra parte, como la rasante de la calzada está situada a unos treinta y cinco metros sobre el cauce, es necesario que la longitud de calzada sobre estructura para salvar el valle, sea de unos 500 m.

Con este criterio se analizaron y proyectaron dos soluciones que eliminaban la influencia del río en la construcción de la estructura. Una de ellas con tablero metálico mixto, y la otra con tablero de hormigón por avance en voladizo. Las obras se adjudica-

ron a la solución de hormigón que se describe a continuación.

2. DESCRIPCIÓN GENERAL

Para conseguir la mejor calidad de circulación posible sobre la estructura total que es necesaria para atravesar el cauce y el valle, se eliminaron las juntas de calzada intermedias (Figura 3). Debido a ello, la estructura resultante es continua, con una

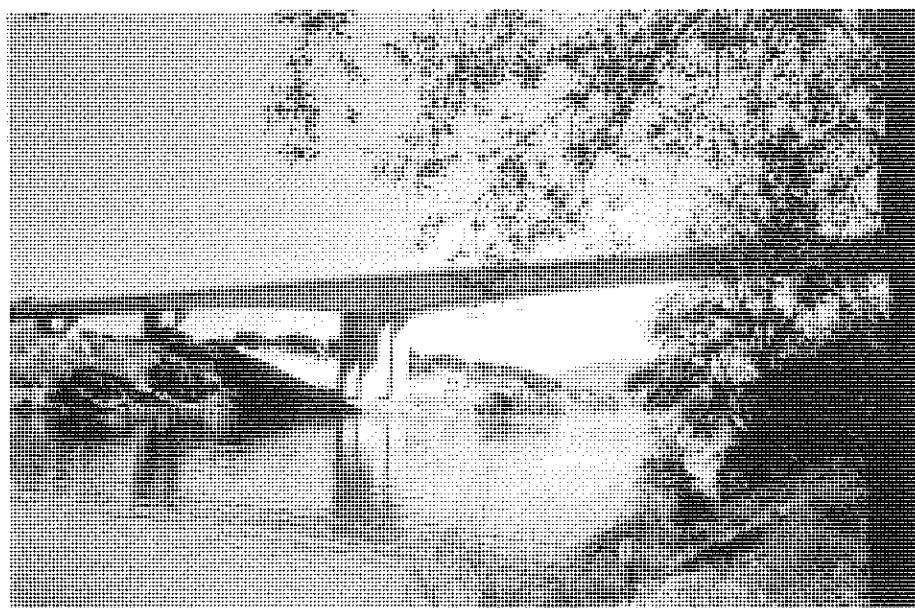


Fig. 2

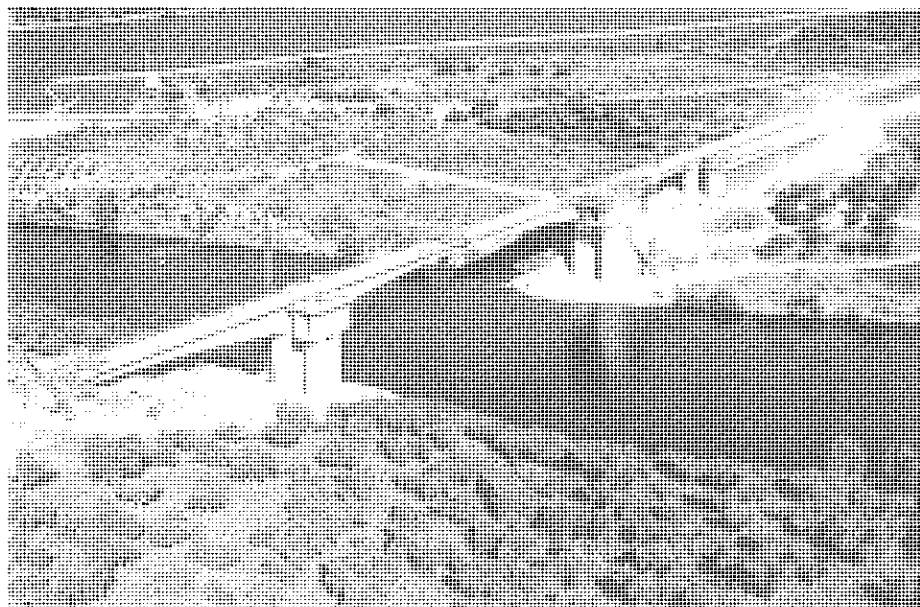


Fig. 3

longitud total de 469 metros, y se resuelve con cinco vanos de luces iguales a $50 + 65 + 90 + 175 + 89$ metros, en el sentido de Madrid a Badajoz. El canto de los tramos de mayor luz es variable entre 8,75 metros en los apoyos sobre pilas y 3,25 m en el centro del vano principal y en los extremos de los dos adyacentes. Con este mismo valor, que se mantiene constante, se definen los dos tramos de acceso lateral.

Las dos calzadas de la sección transversal de la Autovía en la zona del viaducto están separadas por una mediana de cuatro metros. Esta separación física de los tramos en tierra, se mantiene en el viaducto, por lo que éste se compone de dos estructuras gemelas en paralelo (Figura 4). La sección transversal de la estructura que soporta cada una de las calzadas está formada por un cajón monocelular, de seis metros de ancho, con una losa superior de 10,50 metros de



Fig. 4

ancho, que permite situar dos carriles de 3,50 metros, un arcén exterior de 1,50 m, otro interior de 1,0 m, y dos barreras rígidas de 0,50 m.

3. CIMENTACIONES

Todas las cimentaciones son directas, sobre la roca que aflora a escasa profundidad. Las zapatas de las pilas de las márgenes son de 12 x 20 metros en planta y de 3 m de espesor. Las tensiones que transmiten al terreno no sobrepasan los 5,0 kg/cm².

4. ESTRIBOS

Los estribos son de hormigón armado, con una altura de unos 8 metros sobre el nivel del suelo, de los que 3,25 están ocupados por el apoyo de los extremos del tablero. El del lado Badajoz lleva adosada una galería transversal en el intradós del muro, que permite el acceso al interior de los tableros (Figura 5).

5. PILAS

En las estructuras continuas, de longitudes importantes, la elección de la tipología con que deben resolverse las pilas es decisi-

va, ya que, en cierto modo, la rigidez de las pilas tiene una función contradictoria: por una parte debe ser suficiente para resistir los esfuerzos que transmite el tablero, y, siempre que sea posible, garantizar por sí misma la estabilidad durante la construcción de las etapas en voladizo. Sin embargo, no conviene que esa rigidez sea excesiva, para que no se generen esfuerzos elevados por causa de los movimientos longitudinales provocados por las acciones térmicas y reológicas. Una de las soluciones que satisface estos requisitos consiste en el desdoblamiento de la pila en dos tabiques paralelos, sistema utilizado en múltiples ocasiones.

En el caso del puente del Tajo (Figura 6) se han adoptado unos tabiques cuya sección se define a partir de un rectángulo de 6,0 metros de ancho y 1,40 metros de espesor, al que se adosa, en los lados menores, dos triángulos, con lo que resulta un hexágono irregular que se mantiene constante.

A pesar de que su altura es de 35 metros y no puede considerarse demasiado importante, las pilas se calcularon teniendo en cuenta la no linealidad mecánica del material (hormigón armado), y la no linealidad geométrica debida a grandes desplazamientos, tanto en situaciones de construcción como en servicio, utilizando un algoritmo de cálculo desarrollado por los autores del proyecto,

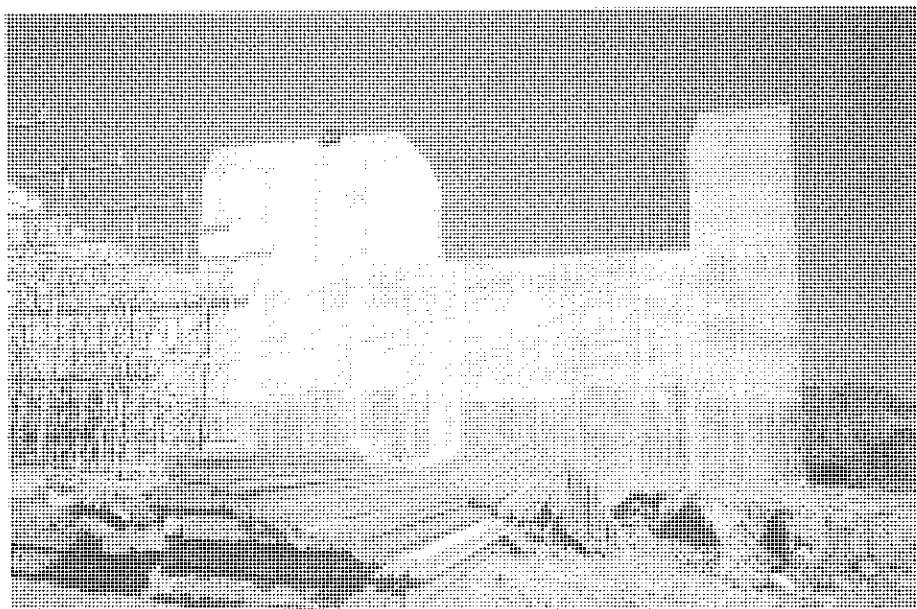


Fig. 5

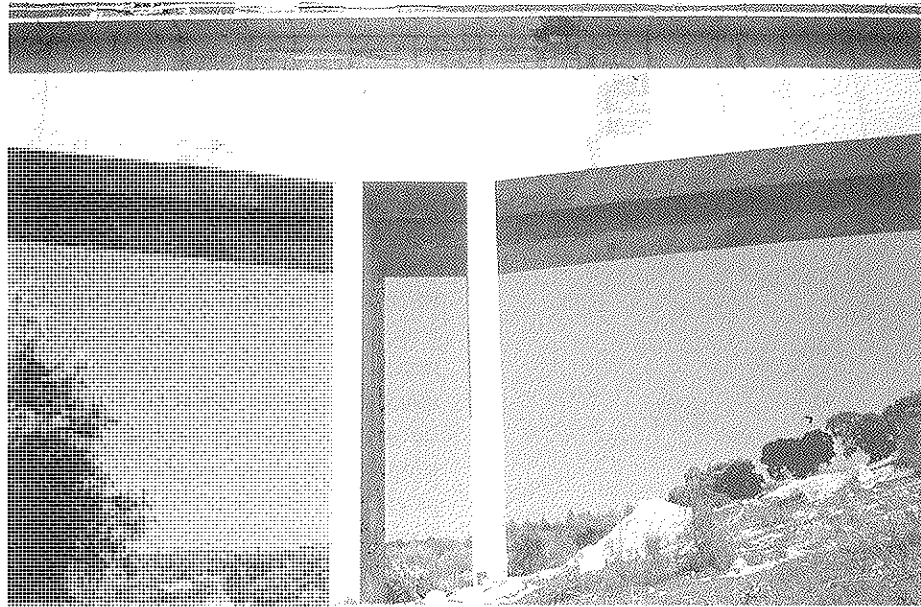


Fig. 6

que ya se ha empleado y contrastado en otros casos de estructuras esbeltas. Se comprobó que en las etapas de construcción podían resistir y se mantenían sin inestabilidades durante las situaciones de hormigonado no simétrico de las dovelas, con la existencia de determinadas sobrecargas en un solo brazo, y en el caso de un accidente que provocara la caída de un carro de avance. La longitud de 86 m a la que se llega en voladizo, en las últimas etapas de construcción, hace aconsejable una comprobación de este tipo, en la que no se consideran las secciones brutas con su módulo de elasticidad teórico, como es habitual, sino su composición real con el hormigón y las armaduras predimensionadas, actuando de acuerdo con sus leyes reales de tensión-deformación.

La construcción se realizó utilizando encofrados rampantes, por módulos de 5,0 metros de altura.

Para mantener la unidad formal de toda la infraestructura, las pilas de los tramos de acceso se han resuelto con un solo tabique de las mismas características que en las pilas principales, pero esta vez, sin empotrar en el tablero, el cual es recibido a través de apoyos puntuales de cajas de neopreno deslizante.

El enlace estructural entre el tablero y los dobles tabiques de las pilas principales se

realiza mediante un diafragma de hormigón armado en forma de "V" invertida (Figura 7) con un espesor variable entre 1,40 y 0,70 metros, que tiene el ancho interior del cajón, dejando un hueco central para el paso.

6. TABLERO

El conjunto del puente puede dividirse en tres subestructuras claramente diferenciadas, por su geometría, su forma de evolucionar a lo largo del tiempo y su procedimiento constructivo, que terminan uniéndose para originar la estructura continua final (Figura 8).

Por una parte, están los dos vanos sobre la orilla del lado de Madrid, con canto constante, que pasan por una primera etapa de viga continua de dos vanos, con una longitud de 105 metros. Se construyen sobre cimbra apoyada en el terreno (Figura 9).

Por otra parte, se encuentran los dos módulos de 172 m de longitud, con canto variable, que arrancan de cada una de las pilas de la orilla, y actúan en voladizo hasta el momento del cierre de las uniones entre ellos y con el resto. Cada uno de estos módulos se construye hormigonando una dovela sobre pilas, y otras 18 dovelas a ambos lados de aquélla.

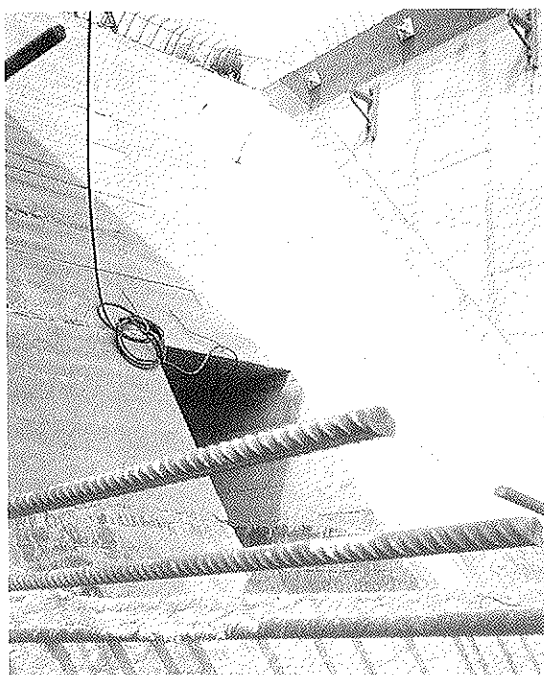


Fig. 7

6.1. Dovela sobre pilas

Esta dovela tiene una longitud de 18 metros, adecuada para disponer del espacio suficiente para el montaje de los carros de avance, y lleva incorporado el diafragma de enlace en forma de "V", citado anteriormente (Figura 10).

Se hormigona sobre un encofrado sustentado por elementos metálicos que descansan

sobre un emparrillado soportado por tres potentes vigas longitudinales que cruzan los tabiques, a través de unos huecos de 1,15 x 0,40 m.

6.2. Dovelas intermedias

Una vez terminada la dovela sobre pilas, se retira el sistema de encofrado y cimbrado, y se efectúa la construcción de las dieciocho restantes, utilizando dos pares de carros de avance, capaces para las 170 toneladas que tienen las dovelas como peso máximo. La longitud de éstas es de 3,7 m para las ocho primeras, y 4,70 m para las diez restantes. Exceptuando el canto y el espesor de la losa inferior, todas las demás dimensiones permanecen constantes a lo largo del tablero (Figura 11).

La losa inferior es de espesor variable, entre 1,40 m en los arranques y 0,22 m en los extremos. Algunas de las dovelas disponen de unas cuñas en su losa inferior, para el anclaje de cables de pretensado. La sección transversal se hormigona, como es costumbre, en tres partes: losa inferior, almas y losa superior con voladizos, controlando siempre la limpieza y rugosidad de los planos de junta, pero sin ningún tratamiento especial (Figura 12).

Para el hormigonado correcto de las



Fig. 8

almas, con un espesor de 0,50 m y una altura hasta de 8,75 m, se utilizan ventanas en el encofrado interior, a través de las cuales se pueden vibrar las tongadas intermedias.

6.3. Dovela sobre estribo Badajoz

Con el fin de equilibrar los momentos sobre la pila contigua al estribo del lado Badajoz, se añade una dovela más al brazo del módulo que apoya en dicho estribo.

Esta dovela se construye en dos etapas. En la primera, se hormigonan la losa inferior, las almas y parte de la losa superior, pero evitando que apoye en el estribo. Con ello se compensa el mayor peso del brazo sobre el río, que tiene más cuñas de anclaje y la dovela adicional de cierre en clave. Una vez endurecido este hormigón, se colocan y calzan los apoyos de neopreno zunchado (los deslizantes de teflón están en la estructura del lado Madrid), y se procede a

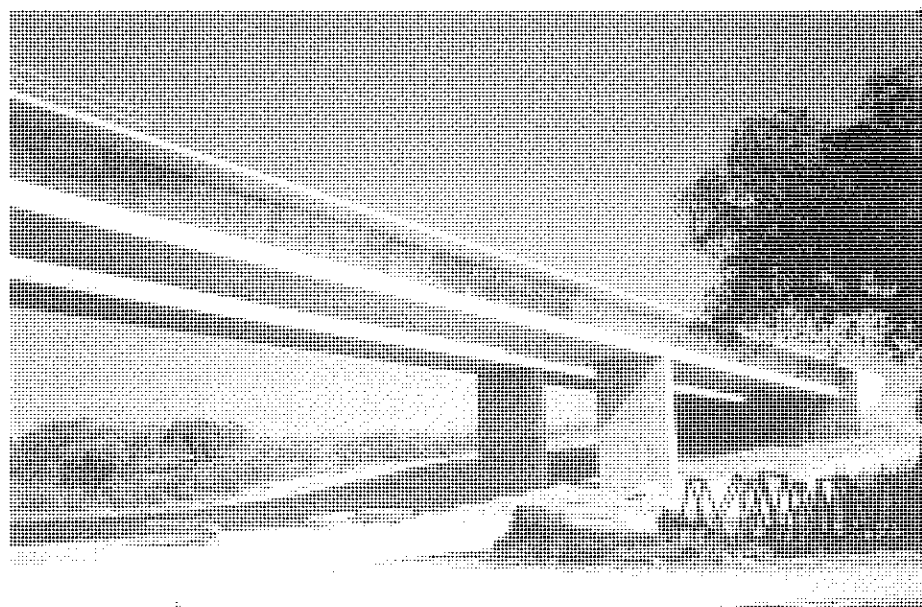


Fig. 9



Fig. 10



Fig. 11

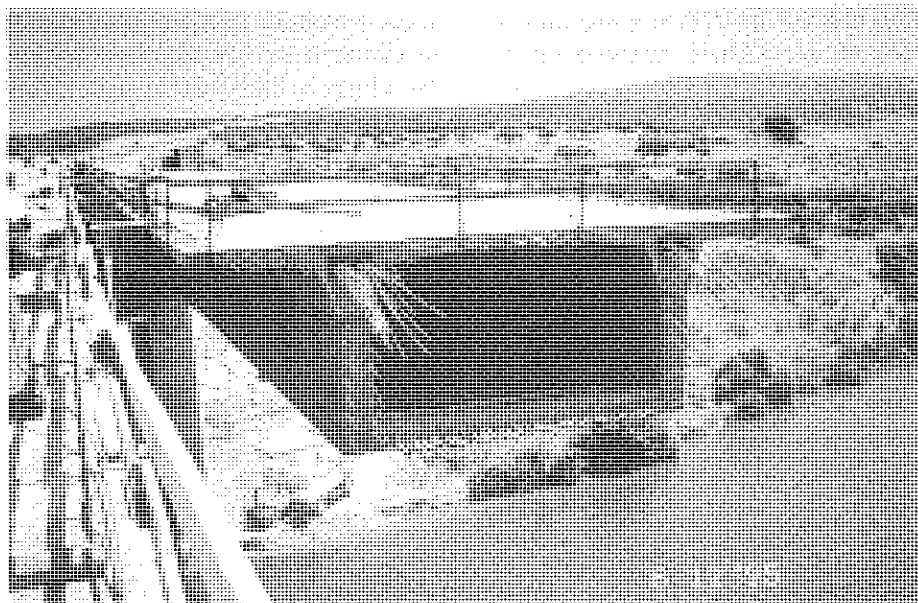


Fig. 12

hormigonar el resto de la sección, junto con la traviesa de apoyo, antes de establecer la continuidad en el centro del vano contiguo.

6.4. Continuidad estructural y Pretensado

A lo largo del tablero existen seis familias de cables de pretensado. La de avance en voladizo (Figura 13), en cada módulo de

pila, está formada por 76 cables de 15 torones de 13 mm, con un esfuerzo total de 16.200 toneladas. Cada uno de los vanos contiguos al principal, dispone de una familia de cables de refuerzo, de características mecánicas iguales a los de voladizo, que discurren en las losas inferiores, y se anclan en los elementos en forma de cuña, antes mencionados. El sistema estático y la continuidad de la estructura determinan que el

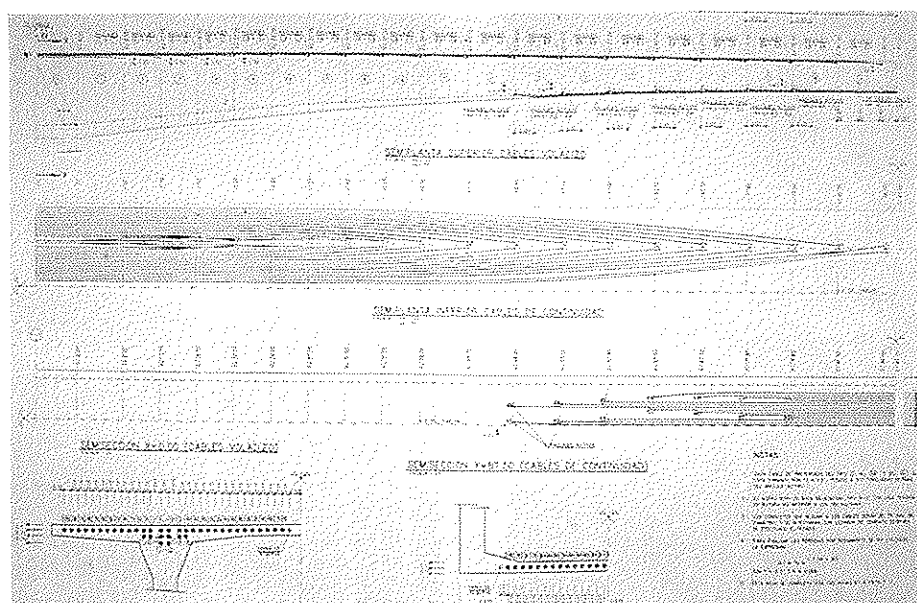


Fig. 13

número necesario sea pequeño, 4 en el vano intermedio y 8 en el extremo.

Además de éstos, existen otros 18 colocados en las almas de la viga continua de los dos vanos extremos y que permiten realizar el descimbrado, una vez tesados, antes de que sean unidos al resto (Figura 14).

La continuidad entre estos vanos de acceso y el extremo del vano contiguo construido en voladizo, se consigue hormigonando una dovela adicional de 3,0 m de longitud, sustentada por una cimbra, y tesando otros 8 cables que la atraviesan, y que se anclan en la losa superior de la estructura, bien en cajetines superiores o en cuñas interiores en las últimas dovelas del voladizo (Figura 15).

La continuidad del vano principal, de 175 m de luz, se obtiene hormigonando una dovela de 3,0 m de longitud. El pretensado que equilibra los esfuerzos de flexión de esa zona central, está formado por 24 cables del tipo descrito, que se colocan en la losa inferior. Su puesta en tensión se realiza comenzando por los cables que se anclan más lejos del centro del vano, donde la losa es de mayor espesor, de modo que al tesar los más cortos, anclados en la losa de 22 cm, ésta se encuentre comprimida, y no aparezcan microfisuras detrás de los anclajes.

Por esta razón, se rigidiza además la losa inferior con nervios transversales, ya que la elevada concentración de cables de continuidad produce una importante pérdida de sección, y la curvatura de los mismos hacia el exterior tiende a producir desconchaduras en el hormigón. Este efecto se agrava debido a que el intradós es en realidad, una poligonal, en cuyos vértices aparecen cargas concentradas. Con la colocación de estos elementos pueden admitirse desviaciones angulares longitudinales bruscas, de hasta 8 mm, por metro, en cualquier posición, dentro de la losa inferior.

La construcción de esta última dovela, con la que se completa toda la estructura, se realizó utilizando uno de los carros de avance (Figura 16).

7. CONTROL DE LA CONSTRUCCIÓN

Uno de los aspectos más importantes de las estructuras evolutivas construidas por voladizos, es el cálculo y control de las posiciones geométricas que deben tener en cada uno de sus estados parciales, labor que se ve dificultada por la imposibilidad de conocer con exactitud el valor de las características mecánicas de que dependen y por la influencia en las mediciones de factores aleatorios,

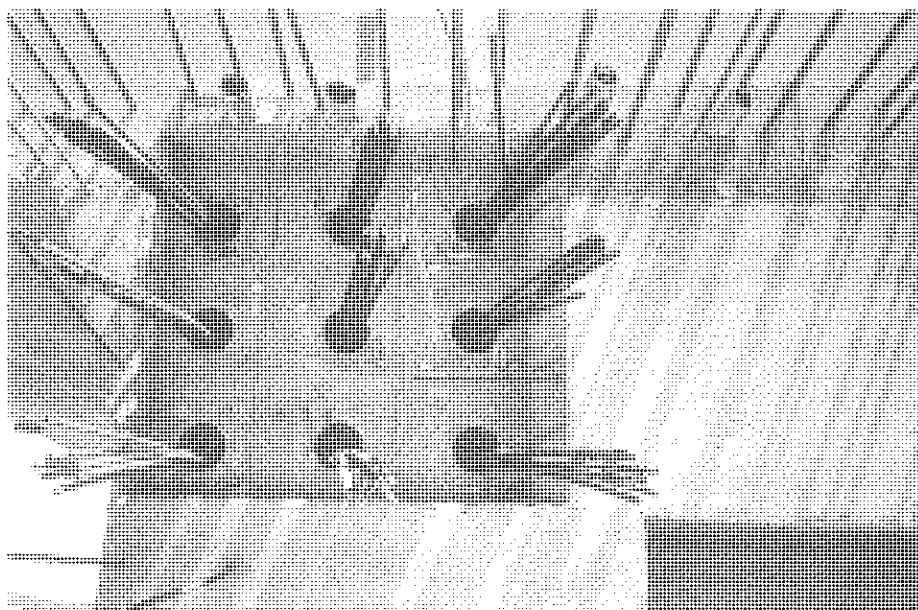


Fig. 14



Fig. 15

tales como variaciones térmicas, viento o sobrecargas eventuales.

En este caso, antes de iniciar la construcción, se realizaron ensayos para evaluar los módulos de deformación del hormigón a los 3, 7, 14, 28 y 90 días. Además, se estimaron los parámetros de los que dependen los coeficientes de deformaciones diferidas, utilizando la abundante información sobre temperatura y humedad de que disponía la central de Almaraz, inmediata al sitio de las

obras. A partir de esos datos, se obtuvieron los recorridos, teniendo en cuenta las edades previstas para el hormigonado de cada dovela, y los desfases en el tiempo de la construcción de los distintos elementos. Las contraflechas que se han introducido han llegado a valores próximos a los 25 cm.

Los desplazamientos parásitos en las últimas dovelas, causados por el gradiente térmico, como consecuencia del soleamiento de la estructura, llegaban a ser del orden de los 6 cm a lo largo del día, por lo que, para hormigonar el segmento de enlace entre el extremo del voladizo y los dos vanos primeros, se esperó al momento en que coincidían las cotas de ambos bordes, fijando entonces, con un puntal sobre el terreno, el extremo del voladizo. En la clave del vano principal los desplazamientos relativos eran menores, y la fijación de los dos extremos se realizó utilizando la estructura del carro de avance.



Fig. 16

8. COLABORACIONES

Las dos estructuras gemelas se han construido de forma consecutiva. La obra, que fue dirigida por D. Rafael Rodríguez Domínguez y D. Luis Manuel Bruno Romero, de la Demarcación de Badajoz, se encuentra actualmente en servicio (Figura 17).

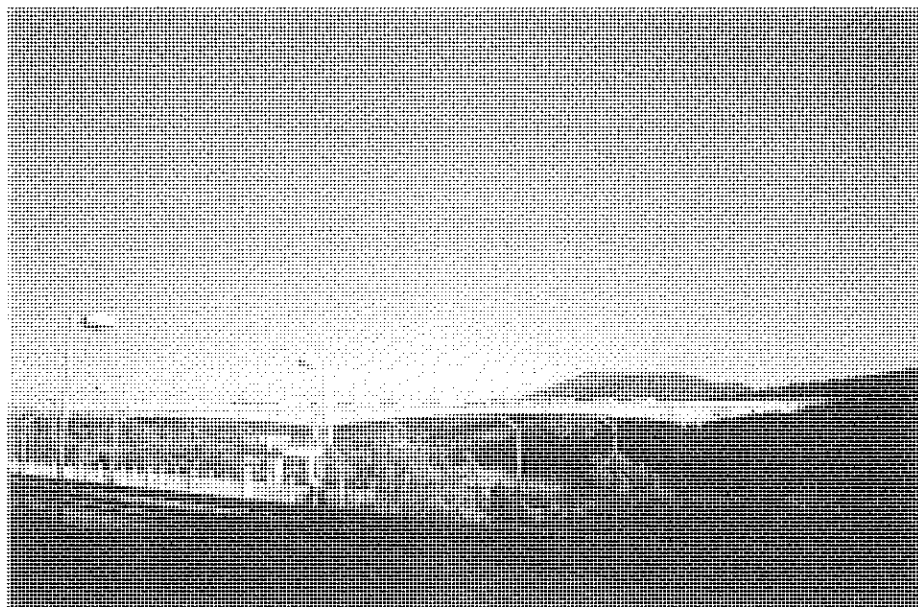


Fig. 17

La construcción fue realizada por Cubiertas y MZOV, con proyecto de su Servicio Técnico. El sistema de pretensado utilizado es el Freyssinet y, tanto el proyecto de trazado como el estudio Geotécnico ha sido llevado a cabo por la empresa de ingeniería A.E.P.O., S.A. Se estableció un riguroso plan de Control de Calidad de las obras, que fue desarrollado por la propia Empresa Constructora, por ser una obra adjudicada con la modalidad de Autocontrol, bajo la supervisión de la empresa GETINSA, que realizó también la labor de Asistencia Técnica a la Dirección de la Obra.

RESUMEN

El puente sobre el río Tajo se encuentra situado en el Tramo Almaraz-Jaraicejo de la Autovía de Extremadura.

Consiste en un puente formado por dos estructuras gemelas, una para cada calzada de la autovía. Cada una de ellas es un tramo continuo, de hormigón pretensado, de 469 m de longitud total, dividido en 5 vanos de 50 + 65 + 85 + 175 + 89 m de luz. Los dos primeros vanos del lado Madrid, se construyeron

mediante cimbra, los otros tres por avance en voladizo, estando constituidos, cada uno de los cuatro voladizos de 86 m por 18 dovelas. La sección del tablero es un cajón monoceular, con una losa superior de 10,5 m de ancho y un canto variable entre 3,7 m y 4,7 m.

SUMMARY

The Tajo River bridge is located between Almaraz and Jaraicejo on the Extremadura Highway.

The bridge consist of two twin structures, one for each carriageway of the highway. Each of them, is a continuous span made of prestressed concrete 469 meters long in total, divided in 5 single spans 50 + 65 + 85 + 175 + 89 meters long. The two first spans in the Madrid side, were constructed on falsework and the other three spans by successive cantilever method. Each of the 4 successive cantilever stretches of 86 meters long, were formed by 18 segments. The typical deck section was a single cell box girder with a variable depth between 3.7 to 4.7 meters and a top slab 10.5 meters wide.

MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Monográfico dedicado a

LOS MATERIALES COMPUESTOS EN LA CONSTRUCCIÓN

La revista MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN, editada en el Instituto de Ciencias de la Construcción EDUARDO TORROJA, dedica un número doble (Nº 247/248) a: *Los Materiales Compuestos en la Construcción*.

Los Materiales Compuestos en la Construcción es una temática muy actual ya que incide en el desarrollo y aplicación de Nuevos Materiales ("Composites"), que son el futuro en el campo de la Construcción. Uno de los sectores productivos que más influyen en el PIB es el de la construcción, con lo cual resulta necesario involucrar al sistema de I+D en el desarrollo de nuevos materiales compuestos basados en el cemento. En estos términos se presentaba en la última convocatoria de proyectos de investigación de la CICCYT y dentro del Programa Nacional de Materiales, lo referente a las investigaciones en el Área de Materiales Compuestos (B.O.E. 7 de noviembre de 1997). *Los Materiales Compuestos en la Construcción* constituyen un tema estratégico, tanto para los ingenieros de caminos, canales y puertos como para los ingenieros de materiales.

Este número monográfico se compone de dos partes. La parte I se dedica a los materiales compuestos de matriz de hormigón. Son tratados temas claves como la dosificación, la interfase en sistema acero-hormigón y la implantación de nuevas fibras como son las acrílicas. La parte II se concentra en los denominados materiales compuestos de matriz orgánica, analizándose en profundidad las nuevas tecnologías tipo sandwich, textiles o de parrilla.

En este número especial se recogen trabajos de investigación originales e inéditos, en los que también se presentan las amplias posibilidades de aplicación de estos materiales. Los autores de estos trabajos, tanto los nacionales como los internacionales, son especialistas reconocidos en su respectivos campos científicos.

Los artículos que componen este número especial son:

- *Materiales Compuestos en la Construcción: Introducción (Composite Materials in Building: Introduction)*
A. Miravete
- *Dosificación de hormigón reforzado con fibras de acero (Mix design of steel fiber reinforced concrete)*
E. Moreno y M. Fernández Cánovas
- *Estudio de la interfase en los hormigones reforzados con fibras (Interface study of fiber reinforced concrete)*
A. Pacios y M. Fernández Cánovas
- *Hormigones reforzados con fibras acrílicas (Concretes reinforced with acrylic fibres)*
T. Amat
- *Fabricación y diseño de estructuras parrilla (Manufacture and design of composite grids)*
Stephen W. Tsai, Kevin K.S. Liu y Philippe M. Manne
- *Características de los elementos resistentes tipo sandwich contruidos en materiales compuestos avanzados a partir de tejidos tridimensionales (Characteristics of sandwich-type structural elements built of advanced composite materials from three dimensional fabrics)*
L. Castejón, M.A. Jiménez y A. Miravete
- *Materiales compuestos realizados a partir de nuevas tecnologías textiles (Composite materials from new textile technologies)*
M.A. Jiménez, L. Castejón y A. Miravete
- *Los composites y la construcción: su ayer, hoy y mañana (Composites and construction: yesterday, today and tomorrow)*
J. Manso
- *Conclusiones finales (Final conclusions)*
A. Miravete

Ampliación de la pérgola de Las Rozas

Miguel Martín Pardina
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.

1. INTRODUCCIÓN

Uno de los puntos que había que resolver en la obra de ampliación de carriles de la carretera N-VI era la habilitación del paso inferior del ramal de salida en dirección a El Escorial, a la altura de Las Rozas, para la nueva distribución de la Autovía.

Antes de la ampliación, dicho ramal partía desde el carril izquierdo de la Autovía en dirección Coruña, para pasar bajo la calzada de entrada a Madrid. La intersección estaba resuelta mediante una estructura tipo pérgola, de hormigón armado, formada por vigas de sección rectangular y 14 metros de luz, y una losa en la zona de circulación; y completado por unos pilares de sección circular y muros que soportaban el propio paso y acompañaban el desnivel entre ambas calzadas principales. La estructura fue construida en 1965, según proyecto de **D. Carlos Fernández Casado**.

La ampliación de carriles proyectada incluía situar a nivel ambas calzadas y pasar el ramal de salida al carril derecho, para cruzar bajo ambas calzadas.

Ante los graves problemas de circulación que ocasionaría cualquier solución que incluyera la demolición de la pérgola existente, se decidió conservar y ampliar ésta,

adaptándola a la nueva distribución de circulación.

Esta solución, además del diseño de la prolongación de la pérgola existente, exigía habilitar para la circulación una parte de ella que, en su situación primitiva, no soportaba tráfico, lo que precisó un análisis de su capacidad resistente y el diseño de un refuerzo en aquellas partes que lo precisaban.

Tanto en el refuerzo como en la obra nueva, se planteó el diseño de forma que la afección al tráfico durante la construcción fuera mínima.

El proyecto de refuerzo y ampliación fue realizado por **D. Leonardo Fernández Troyano**, y la ejecución de los trabajos fue llevada a cabo por Dragados.

2. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN

El proyecto tiene dos partes claramente diferenciadas: el refuerzo y adaptación de la pérgola existente y la prolongación de la pérgola en obra nueva, hasta aproximadamente el doble de longitud.

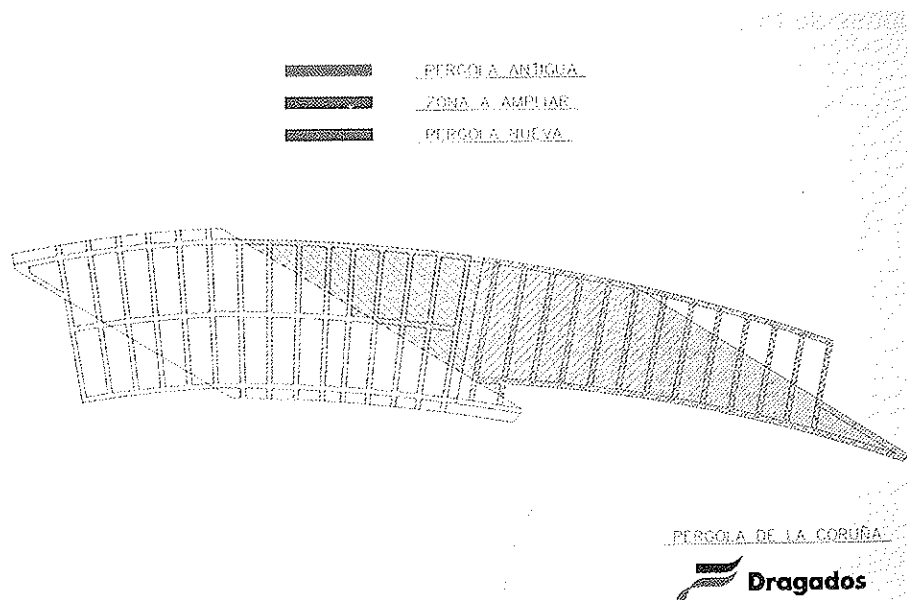


Fig. 1. Planta de la estructura.

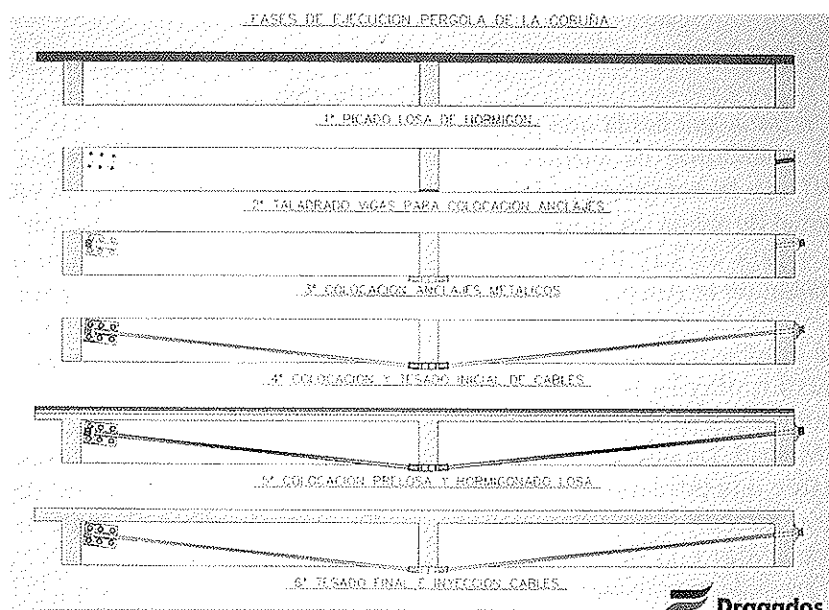


Fig. 2. Proceso de ejecución del refuerzo.

2.1. Refuerzo y adaptación de la pérgola existente

La ampliación de la losa sobre las vigas, y sus correspondientes sobrecargas adicionales, exigió el refuerzo de siete de las quince vigas que forman la pérgola. El refuerzo consistió en un postensado exterior de las mismas, mediante dos unidades de 5 ó 7 \varnothing 0,6", situadas a ambos lados de cada viga, anclados en los extremos de éstas, pasando, mediante un desviador, bajo la riostra central.

Dada la imposibilidad de cortar el tráfico durante la ejecución de los trabajos de refuerzo, el anclaje situado en el extremo de la viga del lado del tráfico se adosó lateralmente a las vigas, sin atravesar la riostra extrema, actuando como anclaje pasivo. En el otro extremo, los cables atraviesan la riostra y anclan sobre ésta mediante una cuña metálica, habilitándose ésta como anclaje activo.

La ampliación de la losa se efectuó conectando la nueva a las armaduras de la losa y

vigas existentes; para ello, se diseñó una prelosa de hormigón como encofrado perdido, con la conexión necesaria al hormigón in situ, para hacerlo colaborante.

2.2. Prolongación de la pérgola

Para la prolongación de la pérgola se mantuvo la geometría de la existente, definiéndose una serie de vigas prefabricadas,

pretensadas, con sección rectangular, sobre las que se situó una losa formada, asimismo, por elementos prefabricados y hormigón in situ. Ambos elementos, dada la planta curva y luz variable, se fabricaron prácticamente a medida. Este tablero se apoya sobre una serie de pilares de sección circular, a los que se trasdosó un muro de tierra armada que acompañó a la estructura y sus accesos.

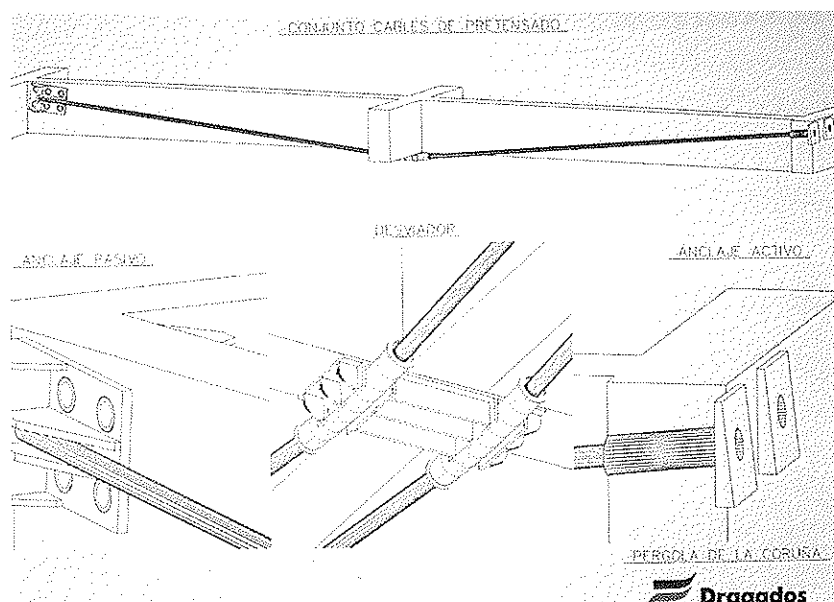


Fig. 3. Detalles del pretensado exterior.

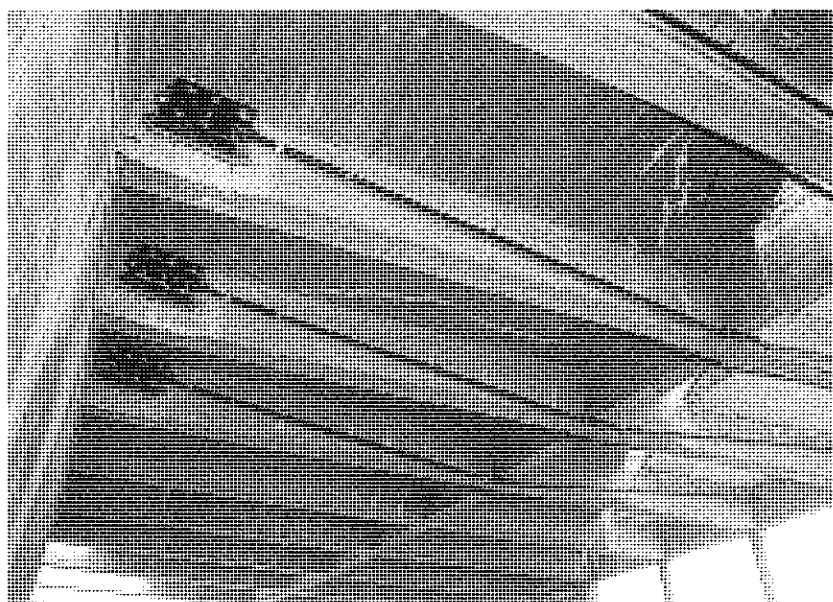


Fig. 4. Vista general del pretensado exterior.

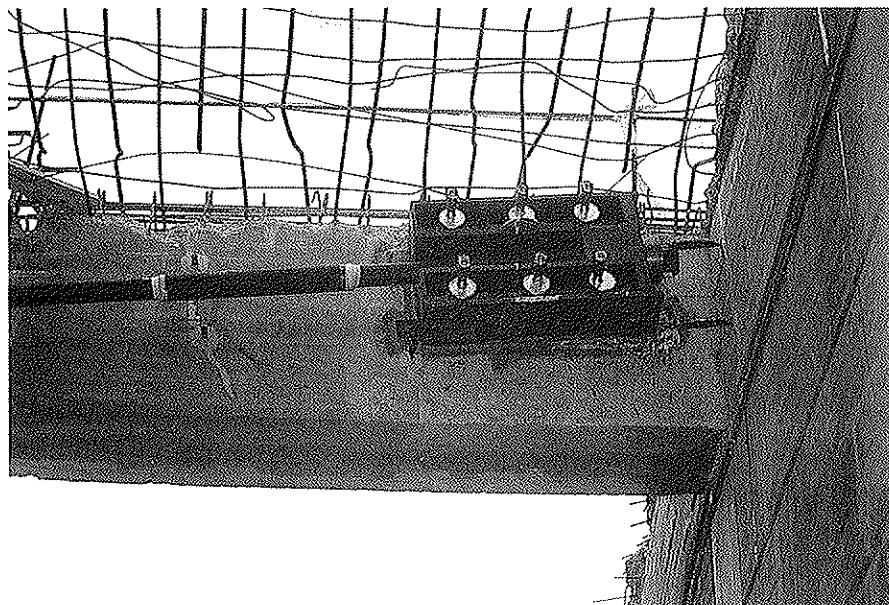


Fig. 5. Anclaje pasivo.

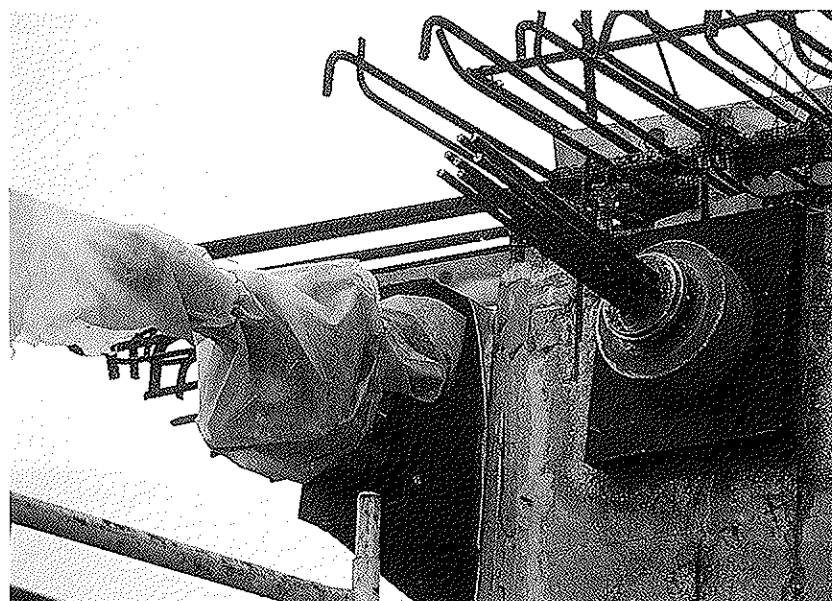


Fig. 6. Anclaje activo.

3. EJECUCIÓN DE LA OBRA

La ejecución de la obra estuvo condicionada, en todo momento, por la presencia de tráfico intenso, tanto en el nivel superior de la Autovía como en el inferior del ramal, lo que obligó a realizarlo por fases, desplazando el tráfico de una a otra zona de la propia obra, para cumplir el compromiso

de mantenimiento de la capacidad de tráfico diurno.

3.1. Refuerzo de la pérgola existente

Se inicia con la demolición de los 20 cm superiores de las vigas y riostras, en las zonas no cubiertas por losa, así como una franja de

50 cm de la losa existente, para conexión con la nueva losa que se iba a ejecutar.

A continuación, se efectuó la instalación de los elementos del pretensado exterior:

a) Los anclajes pasivos, formados por placas metálicas, adosadas lateralmente a las vigas y ancladas entre sí mediante barras atravesando las vigas, tensadas e inyectadas. Estos taladros, efectuados con plantillas

para su perfecta situación, exigieron un cuidadoso replanteo.

b) Los anclajes activos, formados por placas en cuña, que actuaban contra la riostra extrema, lo que exigió perforar ésta para el paso de los cables.

c) Los desviadores situados bajo la riostra central, formados por tubos preformados y unidos a placas ancladas al hormigón.

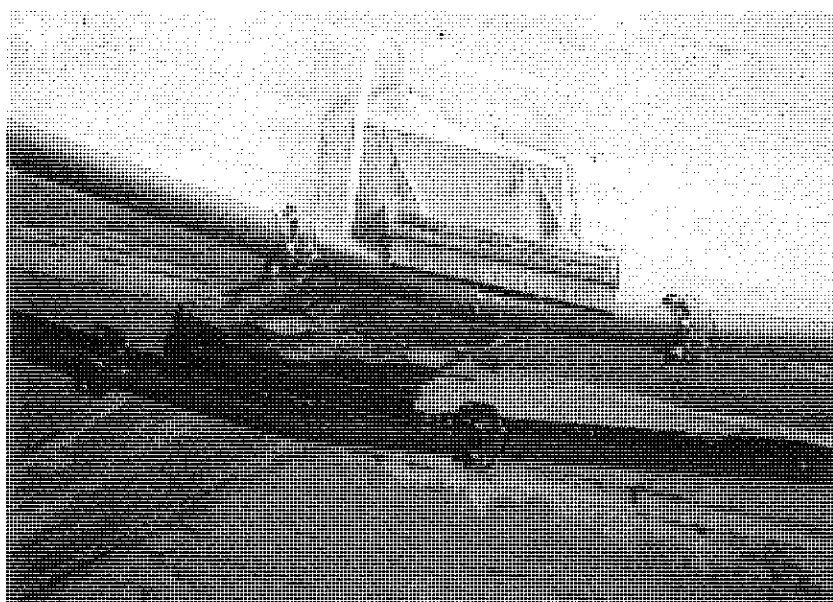


Fig. 7. Desviador.

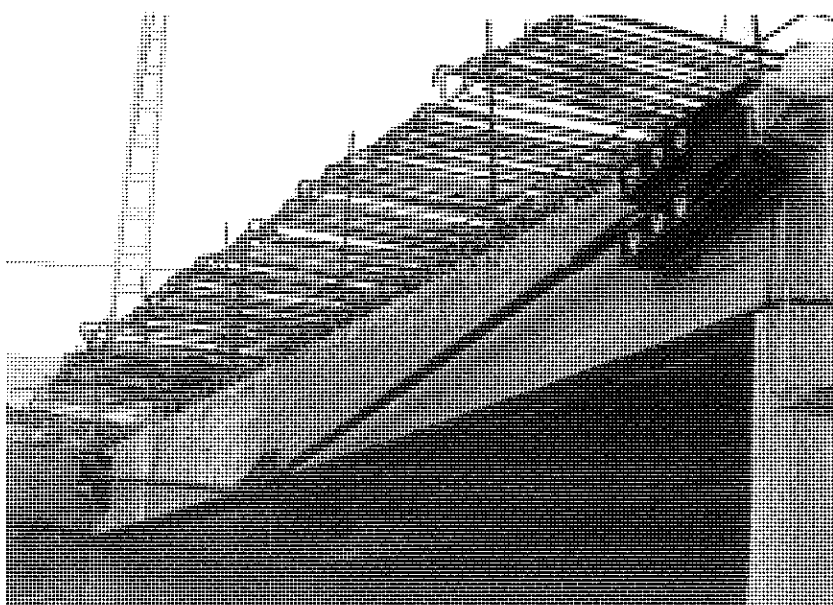


Fig. 8. Refuerzo en viga extrema.

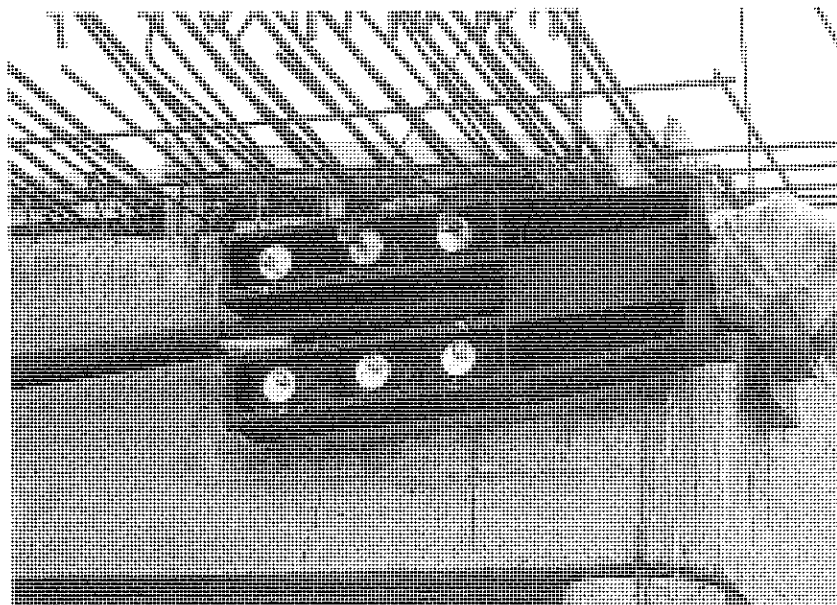


Fig. 9. Anclaje activo en viga extrema.



Fig. 10. Vista inferior de la ampliación de la losa.

El tesado de los cables se efectuó en dos fases: la primera, antes de la ampliación de la losa, y la segunda y definitiva, una vez completada aquélla; procediéndose finalmente a la inyección de los cables, protegidos con vaina de PEHD.

La ampliación de la losa se efectuó por

partes: en primer lugar, se colocaron las prelosas prefabricadas, hormigonándose sobre éstas para completar el espesor previsto; a continuación, se hormigonaron las franjas de unión y conexión con la losa existente, con un encofrado colgado, para completar, en este caso, al tiempo que la losa de la pérgola

nueva, la zona en voladizo de la junta entre ambas pérgolas.

Simultáneamente a los trabajos de ampliación, se efectuó una campaña de auscultación de la pérgola, que evidenció su buen estado, tanto de situación general como de calidad del hormigón; no obstante, se efectuaron algunas reparaciones, de sellado de fisuras existentes, fundamentalmente.

3.2. Construcción de la nueva pérgola

La nueva pérgola, compuesta en casi su totalidad por elementos prefabricados, se realizó de manera convencional, siempre con el mantenimiento de tráfico existente. Para facilitar su ejecución, se desplazó el tráfico de la Autovía, utilizando para ello la zona ampliada de la pérgola existente.

Una vez completa la estructura se procedió a los acabados de conexión entre ambos perfiles y restablecimiento del tráfico en su situación definitiva.

RESUMEN

Para evitar la demolición de una estructura de paso inferior, tipo pérgola, de hormigón armado, en la ampliación de carriles de la carretera N-VI, en un punto de intenso tráfico, se efectuó el refuerzo de las vigas con pretensado exterior, se amplió la losa sobre éstas, y se prolongó la pérgola con una estructura similar, sin cortar el tráfico diurno en ningún momento de la obra.

SUMMARY

To avoid the demolition of an underway concrete structure ("pergola" type) during the lane's enlargement civil work of the N-VI highway, that was located in a heavy traffic area, it was necessary to reinforce the beams by external pretensioning, to enlarge the slab accordingly and to extend the "pergola" with a similar structure, being all this done without diurnal traffic interceptions at any moment.

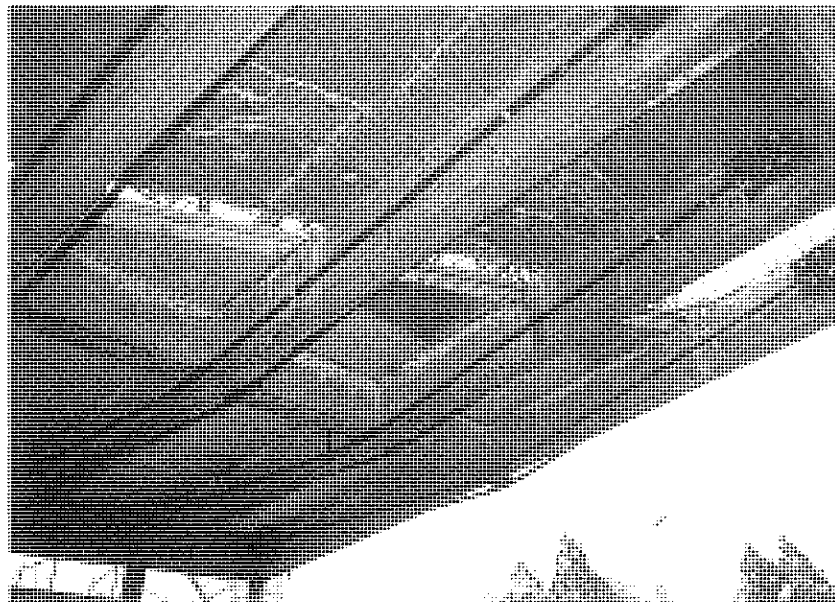


Fig. 11. Vista inferior de la ampliación de la losa.



Curso de Estudios Mayores
de la Construcción



SEMINARIO S8

Industrialización y Prefabricación en Edificación y Obra Civil

Madrid, 20 al 22 de Abril de 1998

Objetivo

Resulta evidente que la industrialización de la construcción, como integración de todo un proceso, es un camino irreversible. Definitivamente, la construcción ha traspasado la línea que separa el mundo de la artesanía del mundo de la industria.

Así pues, el principal objetivo de este Seminario es, a partir de la situación actual, presentar las perspectivas de futuro de esa industrialización, si no de forma global y exhaustiva porque no es posible, si a través de ejemplos concretos, tomados de entre los más representativos hoy día.

Dentro del Seminario se dedica lógicamente una parte importante de su contenido a la prefabricación en general, como uno de los integrantes básicos del proceso de industrialización, y a su vez, dentro de esa prefabricación se presta, por razones históricas, una particular atención a aquella en la que el material básico, protagonista, es el hormigón.

Cuota de Inscripción

La cuota de inscripción es de 50.000 ptas., e incluye tanto los derechos de matriculación y documentación, como las comidas y cafés.

Entidades Colaboradoras

- Agencia Española de Cooperación Internacional (AECI)
- Asociación de Miembros del IETcc (AMIET)
- ANDECE
- Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
- Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA)
- Grupo CASTELO & PUJOL
- Grupo DRAGADOS
- Grupo General de Aguas
- Grupo PACADAR
- Grupo PRECON
- PRAINSA

Lugar

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja.
C/ Serrano Galvache s/n. 28033 Madrid.
Telf: (91) 3020440 (Ext. 234). Fax: (91) 3020700
E-mail: carmendp@fresno.csic.es

Los que estén interesados en recibir mayor información, deberán dirigirse a:

Secretaría del

XIV Curso de Estudios Mayores de la Construcción CEMCO-98

INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCIÓN "EDUARDO TORROJA"

C/ Serrano Galvache s/n

28033 MADRID (España)

Puente sobre el Río Guadalete de tablero de vigas pretensadas prefabricadas de Hormigón de Alta Resistencia

Fernando Hue García
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.
Guillermo Ontañón Carrera
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INTECSA

1. INTRODUCCIÓN

El Puente sobre el Río Guadalete, Estructura E-5 de la Variante de "El Puerto de Santa María", en la provincia de Cádiz, es el primer puente que ha sido proyectado, calculado y construido en España con un tablero formado con vigas prefabricadas pretensadas de Hormigón de Alta Resistencia (HAR).

Esta variante de la carretera radial N-IV e itinerario europeo E-05 tiene características de autovía. El puente está diseñado con dos calzadas independientes de 11,50 m de anchura total cada una, separadas 2,00 m entre ellas y con 210 m de longitud total. Sirve para pasar sobre el Río Guadalete muy cerca de su desembocadura en el Océano Atlántico.

2. SOLUCIONES ESTUDIADAS

En el proyecto original de la autovía, el puente estaba formado por siete vanos de 30 m de longitud en cada calzada. Cada tablero tenía cinco vigas prefabricadas pretensadas de hormigón H-450, de 1,50 m de canto, separadas 2,40 m entre ejes, unidas por una losa de tablero ejecutada "in situ" con hormigón H-250, de 0,20 m de espesor.

El puente está situado muy cerca de la desembocadura de los ríos Guadalete y San Pedro. Esta zona es un terreno de marisma, con una capa superior de arcillas cuaternarias muy blandas, situada sobre estratos terciarios de arenas densas y gravas y arcillas duras. Este terreno obligaba a emplear en el puente una cimentación mediante pilotes, que alcanzasen una profundidad de unos 19 m bajo el nivel del suelo, para tener suficiente capacidad portante.

Debido a este terreno, las doce pilas y los cuatro estribos estaban soportados por tres pilotes cilíndricos huecos pretensados, tipo Raymond, de 54" de diámetro, prefabricados e hincados en el terreno con grúa y martillo de aire comprimido tipo Vulcan y unidos en su parte superior por cabeceros prefabricados de hormigón armado.

Este tipo de cimentación es caro y, por ello, se pensó en reducir el peso del puente para disminuir el número necesario de pilotes. Para ello había que resolver los tableros con un menor número de vigas, empleando en ellas un hormigón de mayor resistencia como el HAR.

La utilización de este tipo de material tenía una ventaja añadida. Al HAR también se le denomina Hormigón de Altas Prestaciones por sus otras mejores cualidades, en

general su mayor durabilidad, por su permeabilidad al ion Cl^- muy inferior y, por lo tanto, su protección mayor del acero de armar y pretensar frente a la corrosión.

Al estar el puente muy cerca del Océano Atlántico, recibe de él vientos húmedos y salinos, que lo colocan en una atmósfera muy agresiva, empeorada por la reducida distancia, sólo unos 3 m, entre la cara inferior de las vigas y el nivel del río, que oscila con las mareas.

La construcción de este puente con vigas de HAR, permitía además, conseguir experiencia, en una obra real, de su empleo en

elementos prefabricados y comparar su comportamiento a lo largo del tiempo, con vigas de hormigón de calidad pero no HAR, utilizadas en puentes próximos de la misma obra de la Variante.

A partir de la solución de proyecto, con la idea de reducir el peso del tablero y optimizar el coste total del puente, tableros, y estribos y pilas con sus pilotes, se estudiaron varias soluciones, utilizando hormigón H-800 en las vigas prefabricadas, y colocando estas vigas bien al borde del tablero, bien más juntas, para reducir esfuerzos sobre ellas.

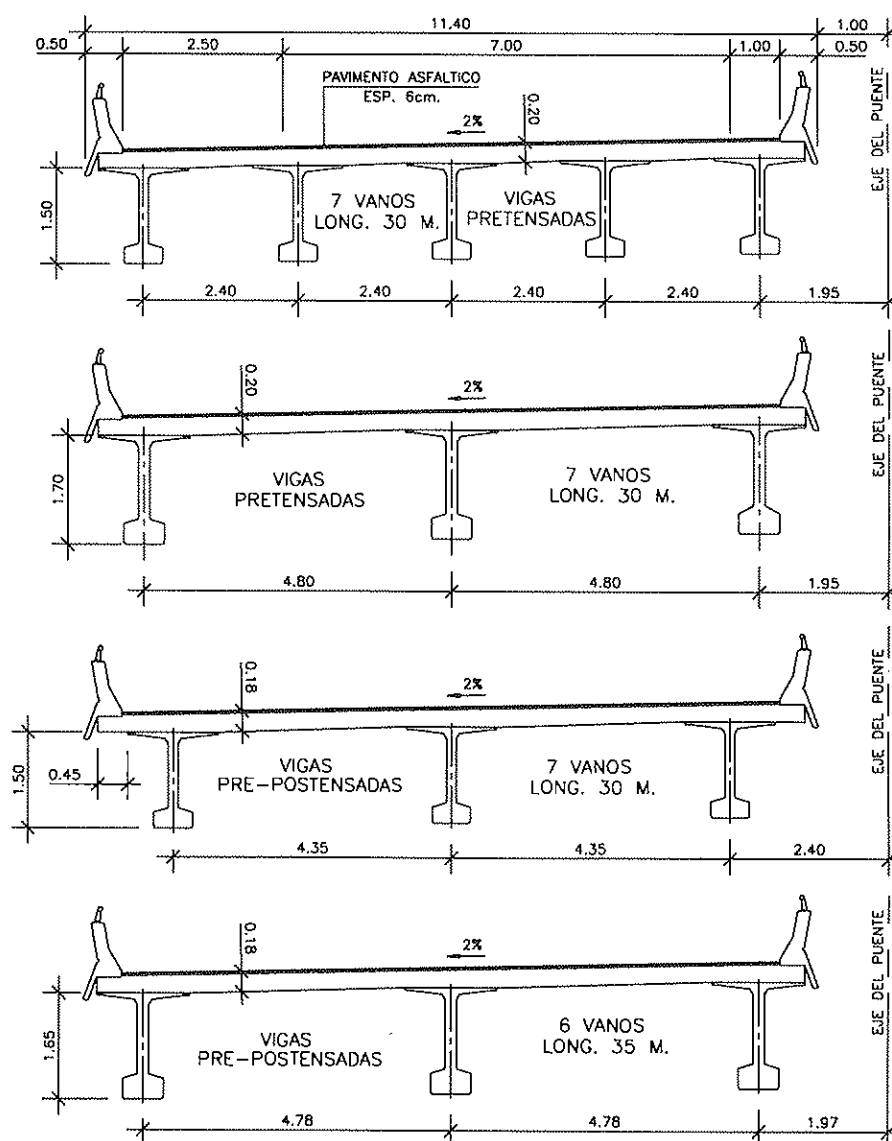


Fig. 1. Solución original con H-450 y soluciones A, B y C con HAR H-800.

Las soluciones estudiadas para los tableros fueron las descritas a continuación y que se muestran en las Figuras 1 y 2.

Solución A: Siete vanos de 30 m de longitud por calzada, con tres vigas pretensadas de 1,70 m de canto, colocadas al borde de un tablero de espesor 20 cm. En esta solución no hay tendones de postensado y por lo tanto tampoco anclajes que sobresalgan por encima de la cara superior de las vigas. Además, al ir colocadas las vigas en el borde del tablero, no se necesita encofrado en el voladizo, que es difícil y costoso de disponer.

Solución B: Siete vanos de 30 m de longi-

tud por calzada, con tres vigas pre-postensadas de 1,50 m de canto, colocadas dejando un vuelo de 45 cm en el borde de un tablero de 18 cm de espesor. En esta solución, sí hay tendones de postensado, y por lo tanto, también anclajes que sobresalen por encima de la cara superior de las vigas. Además, se necesita encofrado en el vuelo, pero el menor canto del tablero permite reducir el coste de los terraplenes de acceso.

Solución C: Seis vanos de 35 m de longitud con tres vigas pre-postensadas de 1,65 m de canto, al borde de un tablero de 18 cm de espesor.

Solución D: Seis vanos de 35 m de longi-

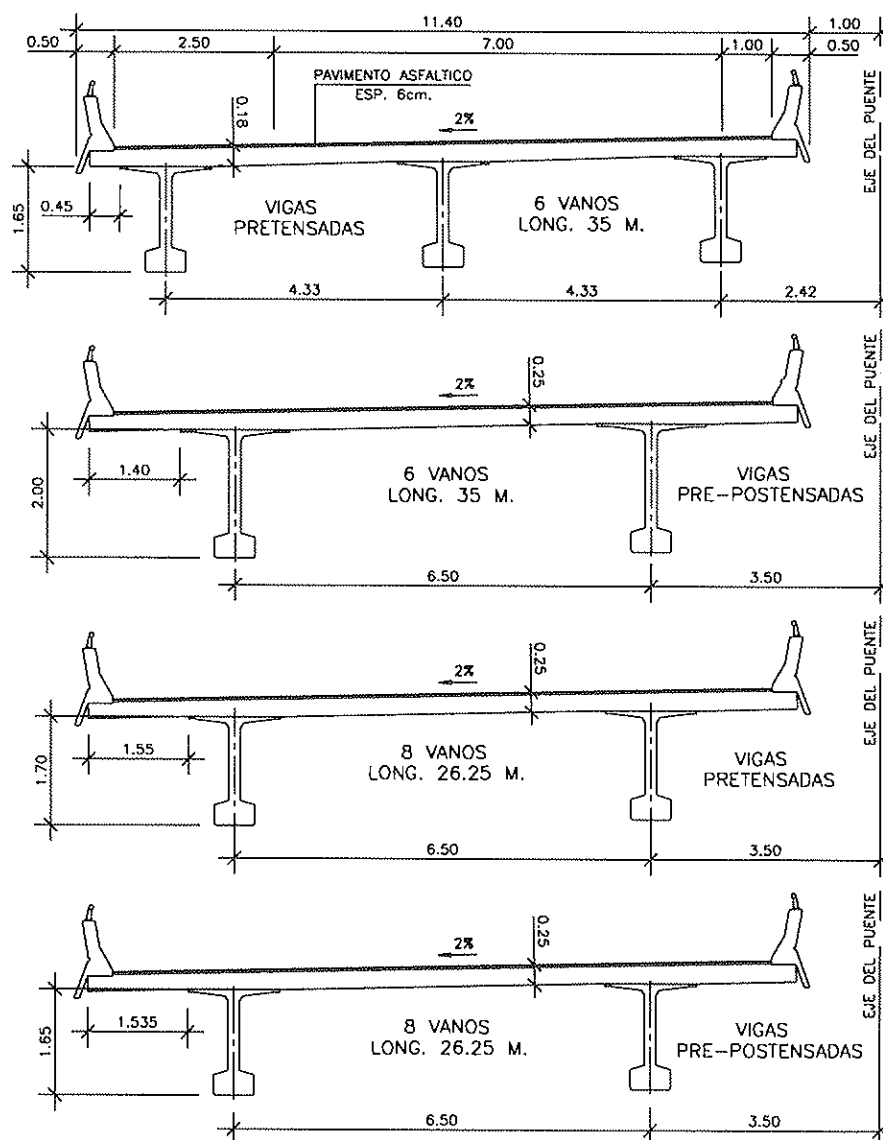


Fig. 2. Soluciones D, E, F y G con HAR H-800.

tud con tres vigas pretensadas de 1,65 m de canto, colocadas a 45 cm del borde de un tablero de espesor 18 cm.

Solución E: Seis vanos de 35 m de longitud con dos vigas pre-postensadas de 2,00 m de canto, colocadas a 1,40 m del borde de un tablero de espesor 25 cm.

Todas estas soluciones necesitan que las pilas y los estribos estén soportados por tres pilotes cada uno.

Solución F: Ocho vanos de 26,25 m de longitud con dos vigas pretensadas de 1,70 m de canto, colocadas a 1,55 m del borde de un tablero de espesor 25 cm. Esta solución tiene más vanos, pero sólo necesita ser cimentada mediante dos pilotes por pila o estribo, reduciéndose el número total de pilotes y el coste de la cimentación.

Solución G: Ocho vanos de 26,25 m de longitud con dos vigas pre-postensadas de 1,65 m de canto, colocadas a 1,535 m del borde de un tablero de 25 cm de espesor. Esta solución es muy similar a la anterior F pero algo más cara debido al postensado.

Se eligió la solución F, la cual se modificó ligeramente para incrementar el espesor de la cabeza superior de la viga, aumentando su canto hasta 1,738 m y reduciendo su anchura de 1,40 m a 0,90 m, de forma que se conservase la misma área de la cabeza superior de la viga.

Estas vigas precisaban ser pretensadas también en la cabeza superior.

3. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE

3.1. Disposición general

El puente, como se puede ver en la Figura 3, está constituido por dos estructuras paralelas e independientes, una para cada sentido o calzada de circulación, de 11,50 m de anchura, separadas entre ellas 2,00 m. La longitud total del puente es de 210 m y está dividido en ocho tramos por calzada de 26,25 m de luz entre ejes de pilas.

Cada calzada del puente está formada por dos carriles de circulación de 3,50 m de anchura cada uno, un arcén derecho de 2,50 m y otro izquierdo de 1,00 m de anchura y dos bordillos de 0,50 m cada uno. Esta disposición transversal de los tableros se refleja en la Figura 4.

3.2. Cimentación

La cimentación de cada pila o estribo está formada por dos pilotes circulares huecos, tipo Raymond, de 54" de diámetro exterior y 5" de espesor de pared, prefabricados y pretensados, colocados a una distancia de 6,50 m entre ejes.

Los pilotes son de hormigón tipo H-450 y están postensados mediante 18 cables de \varnothing 0,6" tipo ASTM A-416 y Grado 270, con una carga de rotura de 261 kN. Estos cables se tensan a 196 kN.

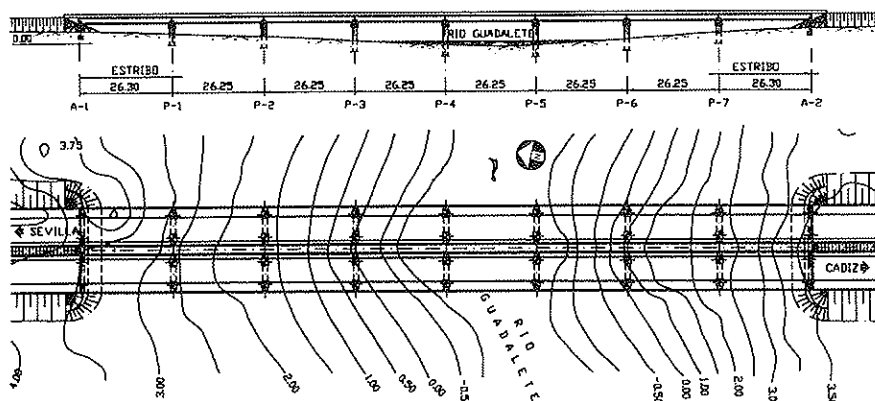


Fig. 3. Alzado y planta del puente.

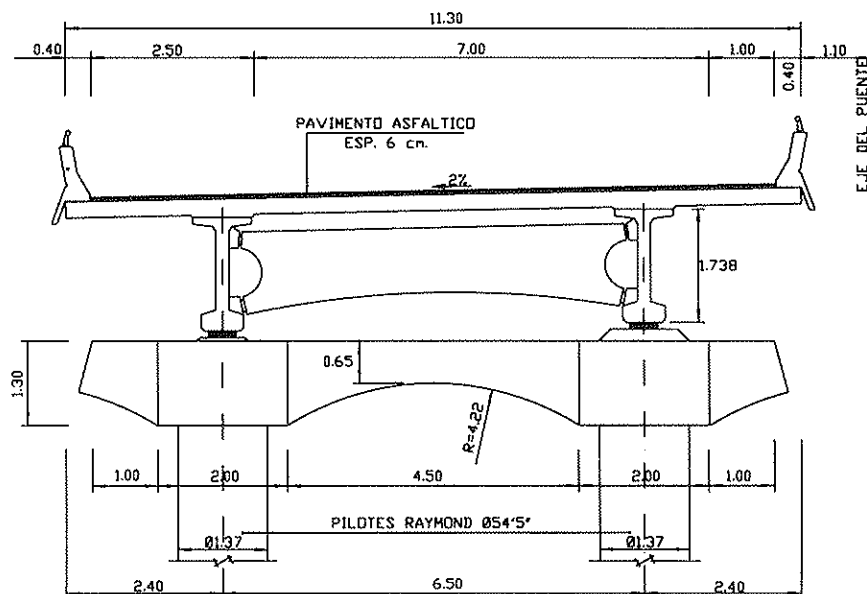


Fig. 4. Sección transversal del puente.

Con este diseño de puente, los pilotes tienen casi totalmente agotada su capacidad resistente, para las cargas permanentes y sobrecargas de cálculo, por lo que no existe ningún sobrecoste debido a la necesidad de utilizar un número entero de pilotes en cada pila o estribo.

3.3. Pilas y estribos

Cada pila está formada por un cabecero de hormigón armado prefabricado, de canto variable entre 0,65 m y 1,30 m, y 1,40 m de anchura, que se coloca en la parte superior de dos pilotes. En la zona de unión con estos pilotes la anchura del cabecero es de 2,00 m.

Las juntas de unión entre pilotes y cabeceros de pilas, se llevan a cabo mediante una conexión de 3,00 m de longitud, en el interior de la parte superior del pilote, hormigonada "in situ", con armaduras de unión entre pilote y cabecero.

Cada estribo está formado por un cabecero de hormigón armado hecho "in situ", de 1,30 m de canto y 1,40 m de anchura, colocado en la parte superior de dos pilotes. El espaldón es de 0,40 m de espesor. El estribo lleva aletas rectas para la contención del terraplén.

La conexión entre pilotes y cabeceros en los estribos, es similar a la descrita para las pilas y se hormigona simultáneamente con el cabecero.

La distancia entre pilotes en pilas y cabeceros coincide con el intereje entre vigas de tablero, de forma que las reacciones verticales de los tableros pasan directamente a los pilotes, sin producir flexiones en los cabeceros. Los cabeceros de pilas y estribos solamente trabajan a flexión frente a los esfuerzos transversales de viento y sismo, rigidizando el puente en ese sentido.

El hormigón utilizado en los cabeceros de pilas y estribos es de tipo H-350, armado con barras de acero corrugado tipo AEH-500.

3.4. Vigas de tablero

Cada tablero tiene dos vigas prefabricadas, de 1,738 m de canto y 26,15 m de longitud, situadas a una distancia de 6,50 m entre ejes. El espesor del alma es 20 cm, la anchura de la cabeza superior es de 90 cm y la anchura de la inferior es de 65 cm. (Ver Figura 5).

El hormigón utilizado en las vigas es Hormigón de Alta Resistencia (HAR) de tipo H-800. Estas vigas están pretensadas con 50

cables en la cabeza inferior y 3 en la superior, de 0,6" de diámetro, del mismo tipo utilizado en los pilotes y descrito anteriormente.

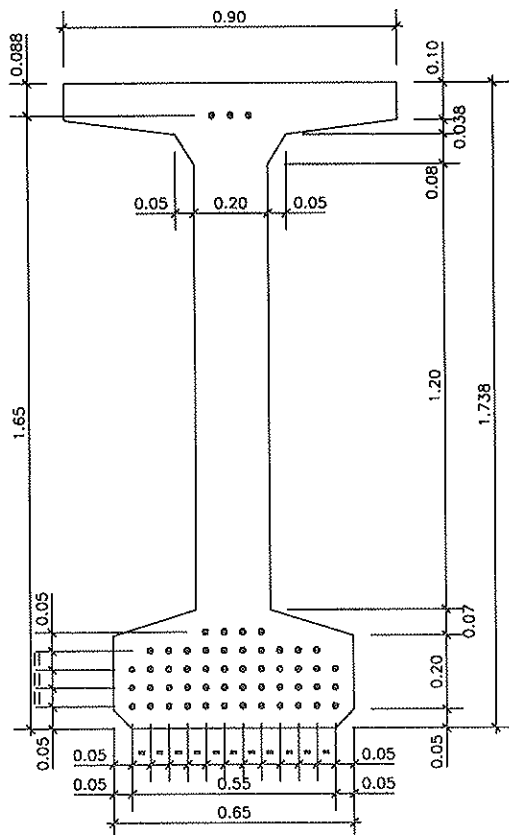


Fig. 5. Sección transversal de la viga.

3.5. Losas de tablero

La losa de cada tablero tiene 25 cm de espesor y 11,30 m de anchura. Se prefabrica en once piezas de toda la anchura y 2,36 m de longitud de tablero. Estas piezas se unen entre sí por juntas transversales al tablero de 52 cm de anchura, y con las vigas mediante aberturas de 1,05 x 0,60 m, donde se concentran las armaduras de conexión con las vigas. El hormigón utilizado es de tipo H-350, armado con barras de acero corrugado tipo AEH-500.

4. PREFABRICACIÓN DEL PUENTE

Este puente es casi enteramente prefabricado, solamente se han construido "in situ"

los estribos y las juntas de unión entre pilotes y cabeceros de pilas, entre vigas y losas de tablero y entre estas losas.

Para una superficie de puente de 4.750 m² contruïdos, se han hormigonado “in situ” 36 m³ en las juntas de las pilas y 234 m³ en las juntas de las losas de tablero, aparte de los estribos.

El cabecero de éstos, también podría haber sido prefabricado, pero la necesidad de ejecutar "in situ" los espaldones y las aletas y la reducida repetición de piezas lo desaconsejó.

Los pilotes se prefabrican en secciones de 5 m de longitud típica, mediante una máquina que las centrifuga, consiguiéndose una compacidad muy elevada en el hornigón. El curado de secciones se realiza con vapor calentado. Las secciones llevan unos orificios longitudinales donde se colocan los cables de pretensado, que sirven para comprimir el pilote formado con ellas y unir las entre sí.

En las caras de unión se extiende una capa de resina epoxi para pegado y para un buen asiento. Los cables de pretensado se tensan contra unos anclajes temporales, que se retiran una vez que ha endurecido suficientemente el mortero inyectado en los orificios de los cables. El anclaje de éstos pasa entonces a ser por adherencia. Los pilotes se prefabricaron en longitudes de 25 m.

Los cabeceros y las losas se fabricaron en encofrados fijos apoyados en el suelo.

Las vigas se prefabrican en un encofrado, ver Figura 6, de 110 m de largo, montado sobre una bancada con dispositivos de vibración, de forma que durante el hormigonado vibra todo él. Las vigas se hormigonaron en ocho grupos de cuatro.

Las jaulas de armadura pasiva de las vigas, con los cables de pretensado dentro de ellas, y los tapes finales de cada una, se colocan dentro del encofrado suspendidas de unos pórticos, que se desplazan conjuntamente sobre unos carriles situados a ambos lados de la bancada, y después se cierra girando los paneles laterales.

Los cables de pretensado, colocados a lo largo de todo el encofrado, al ser tensados se

anclan temporalmente con casquillos de anclaje. Estos casquillos apoyan sobre unas vigas metálicas horizontales, apoyadas a su vez sobre los extremos de la bancada, la cual soporta por compresión las fuerzas del pretensado.

El hormigón se lleva al encofrado mediante cintas transportadoras y un carro repartidor dispuesto como un pórtico-grúa. Después del hormigonado de cada viga, se cubre su zona de encofrado con lonas y se inyecta vapor de 50° C durante doce horas, empezando dos horas después del hormigonado. Después del curado a vapor se comprueba, con probetas curadas en la misma bancada, que el hormigón de las vigas tiene la resistencia que se requiere en el proyecto, para transferir las fuerzas del pretensado, y se procede al corte de cables cuando se ha alcanzado dicha resistencia.

Después del corte de los cables, se abre el encofrado girando los paños laterales y se sacan las vigas, con uno o dos puentes grúa según su peso, y se llevan a la zona de acopio, donde se continúa el curado por aspersión de agua.

Los pilotes y las vigas se prefabricaron en una factoría de piezas prefabricadas, que es propiedad de Dragados y Construcciones, S.A., y está situada muy cerca de la estación

de San Roque (Cádiz), a unos 10 km de Algeciras. Los cabeceros de las pilas y las piezas de las losas de los tableros se prefabricaron en un taller montado en la propia obra de la Variante.

5. CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE

La construcción del puente empezó con la hinca de los 36 pilotes de pilas y estribos. Se utilizó un martillo de simple efecto Vulcan 030, de 130,8 kN de peso y 119,0 kNm de energía. Los pilotes se transportaron a obra mediante camión, formado por una cabeza tractora y un dolly o plataforma rodante posterior.

El uso de este tipo de pilotes prefabricados de gran diámetro tiene bastantes ventajas:

- Tienen elevadas capacidades de carga.
- El hormigón tiene una gran calidad por su sistema de fabricación. Tiene una elevada resistencia estructural para poder soportar las tensiones durante el proceso de hinca. También tiene una gran compacidad y baja permeabilidad, que le proporcionan una gran resistencia a los ambientes corrosivos como el

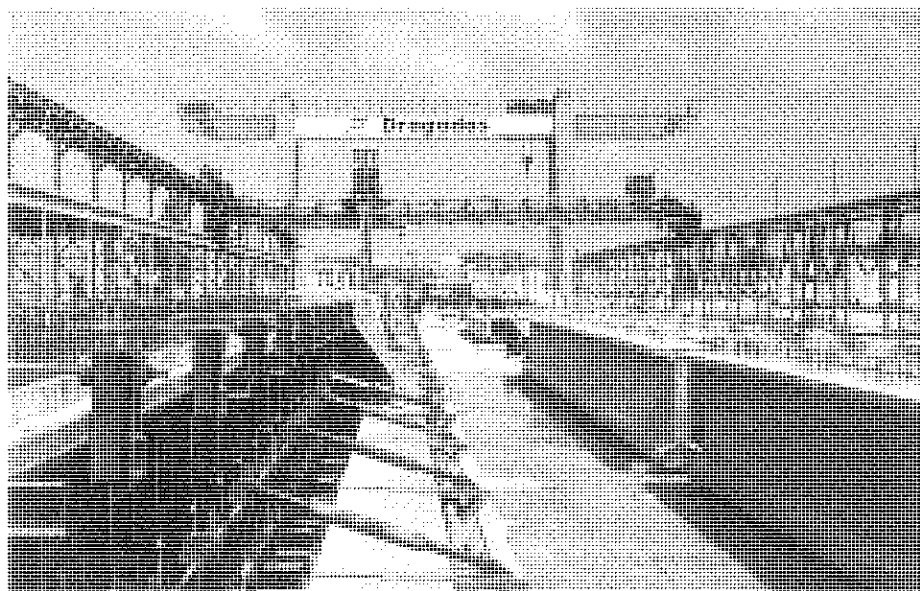


Fig. 6. Fotografía de la factoría durante la fabricación de las vigas.

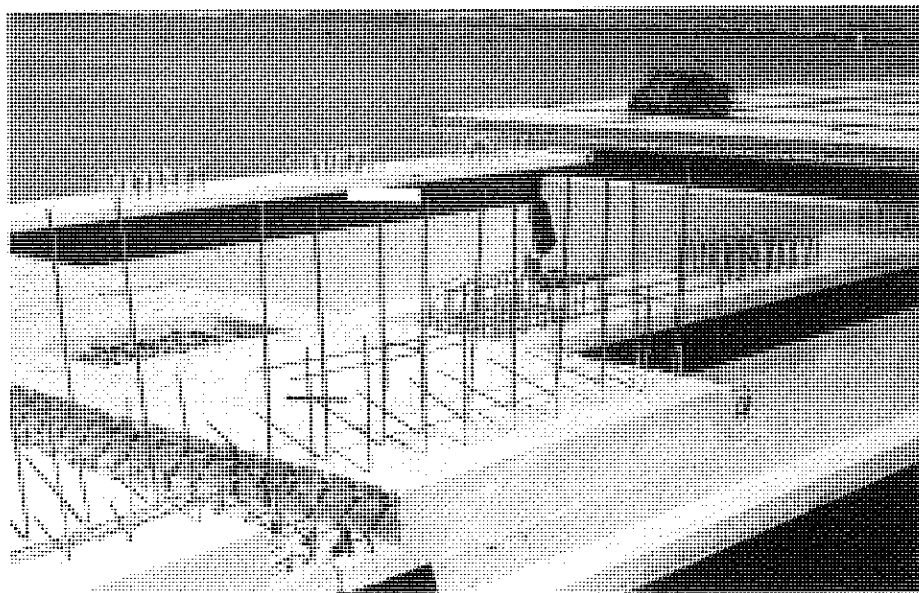


Fig. 7. Fotografía de las uniones entre losas y vigas en el tablero.

marino. Además, el pretensado anula o reduce la fisuración por flexión, ayudando a una mayor durabilidad.

- No tienen, en suelos sueltos o flojos, los problemas de desprendimientos de los pilotes excavados.
- La hinca es un proceso dinámico, que sirve para conocer la capacidad de carga de los pilotes de forma rápida y barata.

Los pilotes, de una longitud total de 25 m, se hincaron en el terreno una longitud de 19,1 m como promedio.

Para el control de calidad de la hinca de los pilotes, se utilizó un sistema analizador PDA® (Pile Driving Analyzer), que consiste en colocar en la cabeza del pilote dos acelerómetros y dos transductores de fuerza, que envían sus señales a un ordenador mediante conversores analógico-digitales.

Mediante el programa CAPWAP® se analizan las señales, y se puede conocer la capacidad portante del pilote, su reparto entre punta y fuste, la distribución de resistencia a lo largo del fuste, y si el pilote está íntegro estructuralmente o tiene secciones fisuradas y dónde las tiene.

Este sistema es mucho más rápido y barato que la prueba de carga estática y por ello

se puede realizar en un número mayor de pilotes.

Se comprobaron seis pilotes del puente (17%) haciendo ensayos durante la hinca y la rehíncas. Para conseguir la capacidad portante necesaria para un factor de seguridad de 2,50, hubo que rehincar, siete o más días después, los pilotes que según el método de la Ecuación de la Onda no lo habían alcanzado.

Después de hincados los pilotes, se cortaron a la cota adecuada y se colocaron encima de ellos los cabeceros de las pilas o el encofrado de los estribos, para ser hormigonados estos últimos o las uniones de las pilas.

Las vigas se transportaron a la obra de forma similar a los pilotes. Se colocaron mediante grúa sobre los aparatos de apoyo de neopreno, situados previamente en su posición sobre pilas y estribos.

Las riostras que unen las vigas en las zonas de apoyos, también prefabricadas en obra y de hormigón armado, se colocaron uniéndolas a las vigas mediante elementos de chapa metálica que se soldaron.

Posteriormente se colocaron las piezas que forman las losas de los tableros, introduciendo por sus aberturas las armaduras de

conexión que sobresalían de las caras superiores de las vigas. Éstas estaban agrupadas en las zonas coincidentes con esas aberturas, como se puede ver en la fotografía de la Figura 7. Con el hormigonado de aberturas y juntas entre piezas, se terminaron los tableros del puente.

La colocación de las defensas laterales de hormigón y el extendido de la capa de rodadura de aglomerado asfáltico, finalizó la construcción del puente.

La prueba de carga estática y dinámica de los tableros dejó el puente en condiciones de ser abierto al tráfico de vehículos.

6. HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA

El Hormigón de Alta Resistencia H-800, con una resistencia característica de 80 MPa a los 28 días sobre probeta cilíndrica de $\varnothing 15 \times 30$ cm, se fabricó utilizando los mismos áridos calizos de machaqueo y el mismo

cemento tipo I55A, que se utilizan en la factoría de prefabricación para el hormigón normal H-450, de fabricación estándar para todos los prefabricados: vigas, pilotes y tubos.

Para conseguir esta mayor resistencia se redujo el tamaño máximo del árido de 25 mm a 12 mm, se aumentó la dosificación de cemento a 452 kg/m^3 y se añadió una cantidad de 23 kg/m^3 (5% del cemento) de microsilíce densificada, de fabricación española, obtenida como subproducto de aleaciones de ferrosilicio.

La cantidad de agua se redujo a 147 l/m^3 y se aumentó la dosificación de superfluidificante a 14 l/m^3 . La cantidad de arena empleada fue de 889 kg/m^3 , de grava fina 0/6 mm 333 kg/m^3 y de grava 2/12 de 634 kg/m^3 . El peso específico del hormigón fresco fue de 2492 kg/m^3 y el asiento medido con el cono de Abrams entre 12 y 16 cm.

En las fotografías de la Figura 8 se muestra el proceso de vertido del hormigón en el encofrado, durante la fabricación de las vigas.

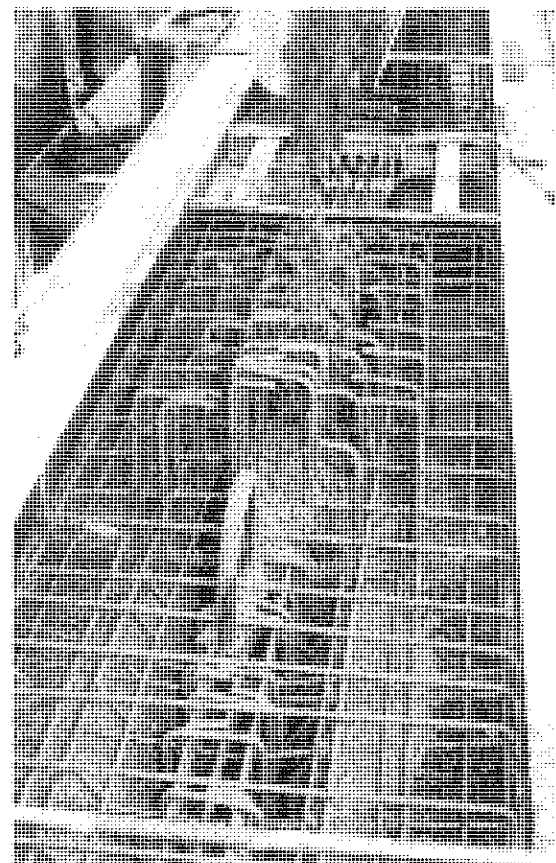


Fig. 8. Fotografías del proceso del hormigonado de las vigas con HAR.

7. SISTEMA DE CÁLCULO DE HAR

El cálculo de las vigas de HAR de los tableros se realizó utilizando las normas vigentes en España para acciones en puentes de carretera, acciones sísmicas y hormigón pretensado. (Ver Figura 9).

La vigente Instrucción española de hormigón pretensado EP-93, limita su ámbito de aplicación a hormigones de resistencia característica no superior a 60 MPa (H-600). El Eurocódigo 2, en fase de elaboración e implantación, también tiene el mismo límite. Por lo tanto, para poder utilizar el H-800, se necesitaba extrapolar estas normas.

Se consultaron los siguientes documentos y normas sobre HAR:

- Norma noruega N.S. 3473.
- Informe sobre el Estado del Arte del Hormigón de Alta Resistencia ACI-363-84.
- Proyecto europeo Brite Euram Project 5480. Proyecto y construcción económicos con Hormigón de Alta Resistencia.

De la información de esta documentación y de su análisis, se adoptaron las modificaciones siguientes a la EP-93:

- Módulo de elasticidad inicial: 32,0 GPa.
- Módulo de elasticidad final: 37,0 GPa.
- Cálculo del cortante: como hormigón H-600.

8. CONTROL DE LAS VIGAS

8.1. Descripción general

Para conocer detalladamente el HAR y poder tener seguridad de su fabricación y uso correcto, se hicieron una serie de ensayos. Estos ensayos se realizaron primero sobre los materiales que forman el hormigón, para su correcta fabricación, después sobre hormigón fabricado, para poder conocer sus propiedades y su comportamiento, más tarde sobre el hormigón de fabricación de las vigas, para el control de la calidad y por último sobre las vigas y el puente construido.

8.2. Ensayos sobre los materiales del hormigón

Se realizaron ensayos preliminares, para la comparación entre los diferentes materiales que se podían utilizar para la fabricación del HAR. Se utilizaron para estos ensayos, cementos, humos de sílice y superfluidificantes de dos o tres distintos fabricantes por cada material.

Estos materiales se combinaron con áridos, arenas y gravas de varias naturalezas, calizas, silíceas y ofíticas, y en el caso de arenas, tanto de machaqueo como rodadas. Las diferencias que se obtuvieron en estos ensayos, tanto en resistencia como en docilidad y trabajabilidad, fueron muy pequeñas.

El cemento y el superfluidificante usados normalmente en la factoría y la microsilíce de fabricación española, dieron unos resultados algo mejores que el resto de los materiales alternativos utilizados.

La mejora que se obtenía al cambiar los áridos normalmente utilizados en la factoría, por otros distintos, no compensaba los inconvenientes y problemas que producía el tener un mayor número de áridos en la planta de fabricación de hormigón, que requería aumentar el número de particiones para ellos.

Por ello se decidió utilizar los mismos materiales, cemento, superfluidificante y áridos calizos de machaqueo, empleados en el resto de los elementos que se fabricaban en la factoría, con el único añadido del humo de sílice. Además, estos materiales eran bien conocidos a través de los ensayos sistemáticos de control de calidad y no precisaban otros ensayos y se conocía su buen comportamiento en hormigones fabricados a lo largo de muchos años. Solamente fue preciso analizar la microsilíce (89% de SiO_2) y su actividad en comparación con el cemento, que fue del 107%.

8.3. Ensayos sobre el hormigón

Se realizaron los ensayos previos con una amasadora de laboratorio y después los ensayos característicos con la planta de hor-

migonado de la factoría, tal como prescribe la norma EP-93. Se ensayaron dos dosificaciones, una, la que fue adoptada, con 475 kg/m³ de conglomerante total (452 kg/m³ de cemento y 23 kg/m³ de humo de sílice) y otra con un mayor contenido total de conglomerante 500 kg/m³ (465 de cemento y 35 de humo de sílice -7,5%).

Se obtuvo una resistencia media en probeta cilíndrica de Ø15 x 30 cm de 60 MPa a 3 días, 69 a 7 días, 100 a 28 días y 108 a 90 días y una resistencia característica de 56, 64, 95 y 103 MPa, respectivamente, para la dosificación que fue elegida. Para la otra dosificación con mayor cantidad de conglomerante y por lo tanto más cara, los valores obtenidos fueron superiores, pero no en más de 2 MPa.

Por lo tanto la elección fue clara, ya que la elegida cumplía sobradamente con la resistencia característica de 80 MPa, definida en el proyecto para las vigas y era más económica.

Al mismo tiempo que se realizaron las amasadas en la planta de hormigonado, para los ensayos característicos, se comprobaron las posibles dificultades de distribución de hormigón en el encofrado y su vibrado, ya que el humo de sílice hace que el hormigón

se vuelva pegajoso. Se resolvieron todos los problemas.

Una vez elegida y comprobada la dosificación del HAR para cumplir la resistencia a 28 días, era preciso determinar el tiempo necesario de curado al vapor y espera, para cumplir otra condición del proyecto, realizar la transmisión del pretensado cuando la resistencia del hormigón alcanzase los 60 MPa.

Se realizaron ensayos con probetas curadas a vapor, en condiciones similares a las de la bancada, durante 6, 12, 18 y 24 horas y se obtuvieron resistencias características de 55, 61, 64 y 68 MPa, respectivamente. De estos ensayos se dedujo un tiempo de curado al vapor de 12 horas como mínimo, antes de cortar los cables.

Para conocer mejor las propiedades de HAR endurecido, se realizaron ensayos de resistencia a la tracción indirecta o brasileño, obteniéndose valores de 5,6 MPa a 7 días y de 6,7 MPa a 28 días.

También se realizaron otros ensayos para determinar el módulo de elasticidad, y se obtuvieron resultados de 47,4 GPa a 7 días y de 52,1 GPa a 28 días.

Durante la fabricación, se hicieron los

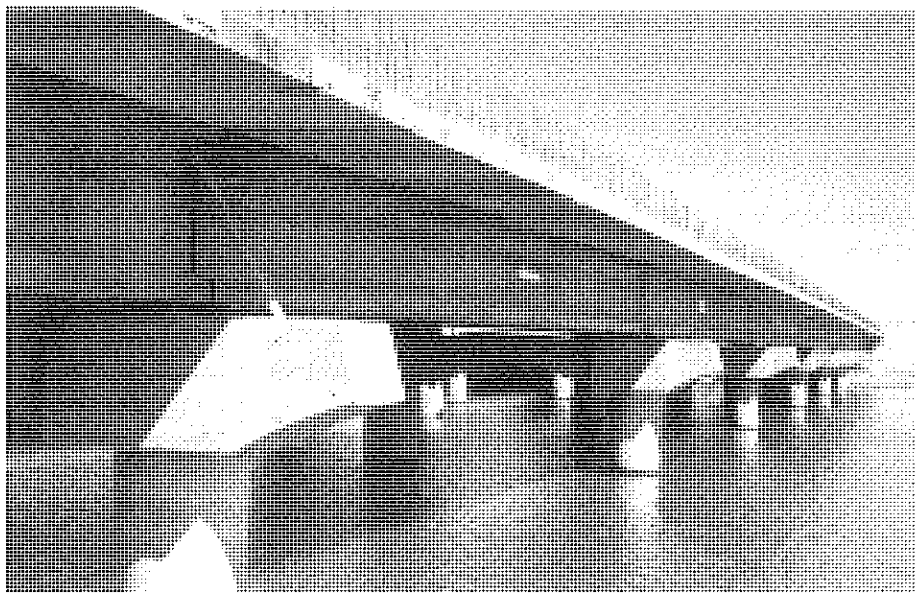


Fig. 9. Fotografía del puente con los tableros terminados.

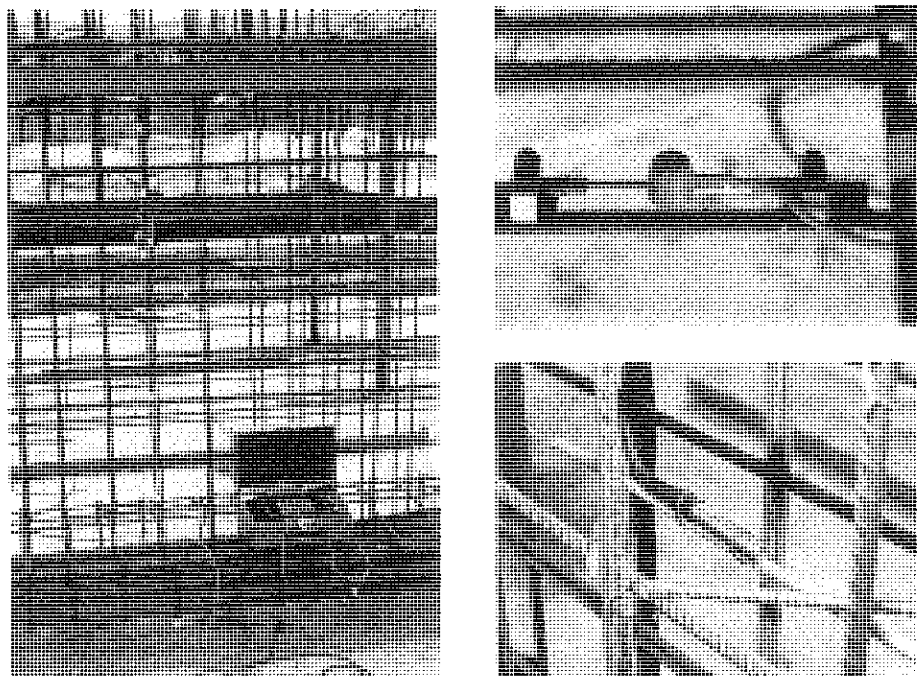


Fig. 10. Fotografías de la instrumentación de una viga y de los sensores en detalle.

ensayos de control, con una resistencia característica de 63 MPa a 7 días y 86 MPa a 28 días.

8.4. Ensayos de las vigas en la fabricación

En el interior de dos de las vigas fabricadas, las correspondientes a un tablero, se dispusieron sensores para conocer mejor su comportamiento durante la fabricación y durante su vida posterior, una vez colocadas en el tablero del puente. (Ver Figura 10).

Los sensores instalados fueron extensómetros de cuerda vibrante y termorresistencias.

Los extensómetros fueron colocados en las secciones centrales de las dos vigas, seis en cada una de ellas, dos en la fibra superior, dos en la fibra inferior y dos distribuidos en el alma.

Estos extensómetros fueron usados para medir las deformaciones de las fibras correspondientes de las vigas durante su fabricación y ensayos.

Las deformaciones se midieron al efectuar la transferencia a la viga de las fuerzas del pretensado, al cortar los cables anclados en la bancada. También se obtuvo la posterior evolución de estas deformaciones en el acopio de las vigas en la factoría, antes de ser transportadas a la obra.

En el momento de la transferencia del pretensado, se obtuvo 1,03 mm/m de diferencia, entre las medias de las deformaciones de las fibras superior e inferior de las dos vigas. En este estado después de la transferencia del pretensado, con la viga sometida a peso propio y a la fuerza del pretensado, la diferencia entre las tensiones de dichas dos fibras es de 36,9 MPa, lo que indica un módulo de elasticidad de 35,7 GPa.

Después de 58 días esta media de diferencia de deformaciones fue de 1,42 mm/m, para una diferencia de tensiones de 33,5 MPa, en un estado similar, sometidas las vigas a peso propio, pero considerando que ya se habían producido parte de las pérdidas totales por retracción y fluencia del hormigón. Esta diferencia representa un módulo de elasticidad de 23,7 GPa, lo que indica una

relación de 1,5 para el efecto de la fluencia hasta esa fecha.

Las resistencias térmicas fueron colocadas en tres secciones de una sola de las dos vigas, cuatro en cada sección, en el centro de la cabeza superior, en el centro del alma, en el centro de la cabeza inferior y cerca de la pared en esta cabeza inferior. Las secciones elegidas fueron la central, una a 2,40 m de ella y otra a 4,80 m.

Las temperaturas se midieron con intervalos de tiempo de una hora, durante las primeras 30 horas y tres veces al día, durante los siguientes cinco días. La máxima temperatura de 58° C se obtuvo en el centro de la cabeza superior, a las seis horas del comienzo del curado a vapor y ocho horas después del hormigonado de la viga. La viga disminuyó su temperatura hasta llegar a tener la media de la temperatura ambiente 4 días después de realizado el hormigonado.

8.5. Ensayos sobre las vigas fabricadas

Sobre las dos vigas instrumentadas se realizó una prueba de carga estática, en la propia factoría de prefabricación (Ver Figura 11),

antes de su envío a obra para ser colocadas en el puente. La prueba se efectuó aplicando una carga de 150 t, aproximadamente en el centro de la luz de las vigas, por medio de dos gatos hidráulicos paralelos de 75 t cada uno y de una viga metálica que se apoyaba sobre las vigas.

La prueba de carga se realizó individualmente para cada viga, 58 días después de su fabricación. La carga se aplicó en escalones aproximadamente iguales. En cada escalón se medía la flecha en el centro de la viga con un nivel de precisión y las deformaciones en las fibras mediante la lectura de los extensómetros.

En una de las vigas la descarga se hizo también por escalones y en la otra de una sola vez, con medida de flechas y lectura de extensómetros en cada escalón y después de la descarga total, para verificar el grado de recuperación de flechas y deformaciones de las vigas, que fue prácticamente completo en ambas, poco después de la descarga.

Se pretendió alcanzar en la fibra inferior de las vigas, con la carga aplicada, la misma tensión de tracción que se debe producir en el tablero del puente construido, si se les aplica el momento máximo de servicio para

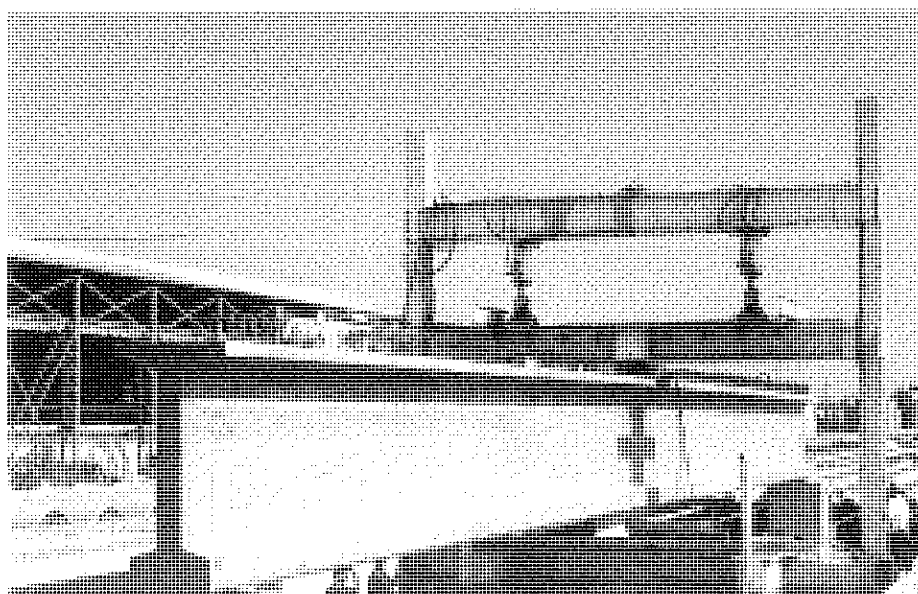


Fig. 11. Fotografía de la viga durante la prueba de carga estática en la factoría.

el que se han calculado, con todas las cargas permanentes y sobrecargas. (Ver Figura 12).

Estando la máxima carga de la prueba, aplicada a las vigas, se inspeccionaron éstas con cuidado y detenimiento, buscando posibles fisuras, en especial en la cara inferior, no pudiéndose detectar ninguna fisura.

A partir de las lecturas de los extensómetros y sus correspondientes deformaciones calculadas, se comprobó que la deformación de la sección central de la viga era prácticamente plana durante toda la prueba, como se puede esperar en una sección sin fisurar.

A partir de las flechas que se midieron y de las deformaciones de los extensómetros en las fibras estudiadas, se pudo calcular por dos sistemas el módulo de elasticidad del hormigón de las vigas, asumiendo que éstas habían permanecido con secciones sin fisurar durante la prueba.

Los valores obtenidos por los dos sistemas y para las dos vigas fueron muy similares. El valor medio del módulo de elasticidad obtenido fue de 51,0 GPa, valor muy similar también al obtenido en el laboratorio a los 28 días a partir de probetas, y que se ha descrito en un apartado anterior.

9. AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer a la Dirección General de Carreteras (MOPTMA, hoy MF), por financiar las obras de este puente descritas en este artículo, y en especial a las personas que participaron en este proyecto: D. Juan F. Lazcano como Subdirector General de Construcción, D. José L. Elvira como Subdirector General de Tecnología y D. José M. Delgado como Director de Obra, por el apoyo, las directrices y la supervisión a lo largo de la investigación realizada para esta obra.

También desean agradecer el impulso y apoyo dado por el CEDEX y en especial a D. Carlos S. Oteo como Director del Laboratorio de Geotecnia, al considerar este puente de vigas HAR, como una forma de ayudar a resolver en su zona, la gran dificultad de realizar y apoyar en la marisma de Cádiz la carretera de la variante.

Por último, agradecer también la participación y colaboración de todas las personas que han intervenido, tanto en la investigación previa como en la construcción del puente, de las empresas INTECSA y GEOCISA y de los Servicios Técnicos y de la División PEYMA de DRAGADOS.



Fig. 12. Fotografía del puente completamente terminado.

RESUMEN

El HAR ha sido utilizado por vez primera en España en vigas prefabricadas para un puente, con objeto de obtener experiencia respecto a su uso de forma económica y de poder comparar su forma de comportarse en un período largo de tiempo, frente a puentes similares de vigas de HRN, sometidos a las mismas condiciones severas.

Este artículo describe las condiciones del lugar de emplazamiento, las soluciones estudiadas, las características del puente elegido, dimensiones generales, cimentaciones, pilas y estribos, vigas prefabricadas y losas de tablero, la prefabricación y construcción del puente, las peculiaridades del diseño y del cálculo, la dosificación y las características del HAR utilizado y los ensayos realizados sobre el HAR y en las vigas del puente.

SUMMARY

The HSC has been used for the first time in Spain in precast beams for a bridge, in order to gain experience regarding its economic use and its performance over a long period of time, in comparison to the use of NSC in similar bridges exposed to the same severe conditions.

This article describes the site conditions, the solutions considered, the characteristics of the chosen bridge, general dimensions, foundations, piers and abutments, precast beams and deck slabs, the prefabrication and construction of the bridge, the design and calculation peculiarities, the mix design and the characteristics of the HSC used and the tests carried out on the HSC and on the bridge beams.

SEMINARIO S9

Acciones del agua en la Edificación

Madrid, 27 al 29 de Abril de 1998

Objetivo

Hoy día, en edificación, la patología debida al agua ocupa el segundo lugar, en trascendencia, después de la debida a la estructura.

En principio, cabría pensar que las humedades sólo afectan a la salud, al confort y al deterioro de los enseres de los usuarios, pero está demostrado que en muchas ocasiones son responsables de la durabilidad e incluso de la seguridad del edificio.

El objetivo de este seminario no es tanto el tratamiento de los problemas de carácter patológico sino el como evitarlos utilizando métodos y procedimientos previsionales y tratando de circunscribir éstos a la envuelta del edificio: cubiertas, fachadas, y obras enterradas.

Lugar

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja.
C/ Serrano Galvache s/n. 28033 Madrid.
Telf: (91) 3020440 (Ext. 234). Fax: (91) 3020700
E-mail: carmendp@fresno.csic.es

Cuota de Inscripción

La cuota de inscripción es de 50.000 ptas., e incluye tanto los derechos de matriculación y documentación, como las comidas y cafés.

Entidades Colaboradoras

- Agencia Española de Cooperación Internacional (AECI)
- ANFI
- Asociación de Miembros del IETcc (AMIET)
- Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
- DUKA IBERICA, S.A.
- INTEMPER

Los que estén interesados en recibir mayor información, deberán dirigirse a:

Secretaría del

XIV Curso de Estudios Mayores de la Construcción CEMCO-98

INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCIÓN "EDUARDO TORROJA"

C/ Serrano Galvache s/n

28033 MADRID (España)

Pruebas de carga en puentes de ferrocarril. Comportamiento en alta velocidad. Resultados en la Línea A.V.E. Madrid-Sevilla

Francisco Santos Olalla, Ingeniero Industrial. INTEMAC
Julián Santos Mesa, Ingeniero de Caminos. D.G.F.T.C.
Jorge Ley Urzáiz, Ingeniero de Caminos. INTEMAC
Ramón Álvarez Cabal, Dr. Ingeniero Industrial. INTEMAC

1. INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

En 1991 se realizó, por parte de INTEMAC, la preceptiva Prueba de Carga del "Viaducto de la Ribera", en el tramo Conquista-Brazatortas de la línea de Alta Velocidad (A.V.E.) Madrid-Sevilla, efectuada según las indicaciones del correspondiente Proyecto de Prueba de Carga. La estructura ofreció un comportamiento normal, con resultados que quedaban dentro de los intervalos habituales en obras similares. Las pruebas se realizaron con trenes de carga convencionales, incluidas las pruebas dinámicas, pero a velocidades que no eran las de servicio, debido a las especiales condiciones de la línea A.V.E., en la que la velocidad de los trenes supera, habitualmente, los 200 km/h.

La problemática anterior afectaba a todas las obras de paso de la línea. En consecuencia, a comienzos de 1995 se planteó, por parte de la D.G.I.T.F., la realización de una campaña de pruebas en diversos puentes de la línea A.V.E., con el propósito de valorar la influencia que el paso de trenes a altas velocidades (superiores a 200 km/h) podía producir en el comportamiento de estas estructuras. Uno de los puentes ensayados

fue el Viaducto de la Ribera, cuyos resultados se muestran a continuación.

Con objeto de estimar el comportamiento del Viaducto durante las pruebas a Alta Velocidad, se realizó, en mayo de 1995, un Proyecto de Prueba de Carga a Alta Velocidad. Este Proyecto se fundamentaba en los resultados obtenidos en la Prueba de Carga de 1991, lo que permitió realizar un ajuste de los parámetros de masa y rigidez, necesarios para el análisis dinámico. En dicho Proyecto se implementaba un algoritmo de integración, basado en el método de integración por pasos, con la hipótesis de aceleración lineal. (Véase referencia 13, para más información).

2. DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

La estructura objeto de la prueba consta de un tablero formado por 13 vanos biapoyados, todos iguales, con una luz entre ejes de apoyos de 25,2 m y una longitud de las vigas de 26,40 m. El tablero está constituido, en cada vano, por cinco vigas prefabricadas, de 2,05 m de canto. La distancia entre ejes

de vigas es de 2,10 m. Sobre las vigas se ha hormigonado una losa de 0,28 m de espesor mínimo y 11,60 m de anchura. El tablero así definido, se completa con el balasto, la vía y una acera a cada lado, con la correspondiente barandilla, presentando un esviaje nulo respecto a la traza del paso. Los extremos de todas las vigas están atados por una viga riostra, hormigonada in situ. El apoyo del tablero en los extremos, se consigue mediante estribos de hormigón armado; mientras que los apoyos intermedios están constituidos por pilas, también de hormigón armado.

3. DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS

Durante la realización de las pruebas se registró el paso de tres tipos distintos de trenes de carga:

- Composiciones A.V.E. en circulación de servicio.
- Composiciones Talgo en circulación de servicio.

- Dos locomotoras Talgo acopladas, que siguieron un plan de pruebas diseñado con incrementos constantes en la velocidad de paso de las máquinas.

En las Figuras 1 y 2, se puede apreciar la geometría y carga por eje, de las composiciones antes citadas.

Los ensayos fueron realizados en mayo de 1995. El objetivo de los ensayos fue el registro de desplazamientos y aceleraciones en los dos primeros vanos (vanos 1 y 2) del Viaducto. Se registraron un total de 80 pasadas, de las cuales un 55% correspondían a trenes AVE, un 22,5% a trenes TALGO y un 22,5% a las locomotoras TALGO acopladas, con circulación alternativa en uno y otro sentido. Las velocidades de paso de los trenes AVE oscilaron entre los 99 y los 259 km/h, aunque, en su mayor parte, superaron los 200 km/h. Para los trenes TALGO, ese intervalo se mantuvo entre los 70 y los 230 km/h. El paso del tren de cargas formado por dos locomotoras Talgo fue programado de forma que la velocidad de paso aumentara en intervalos de, aproximadamente, 30 km/h.

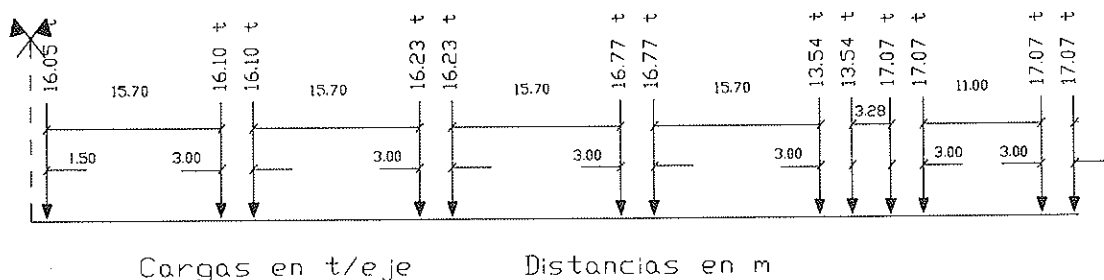


Fig. 1. Tren de cargas: TREN AVE.

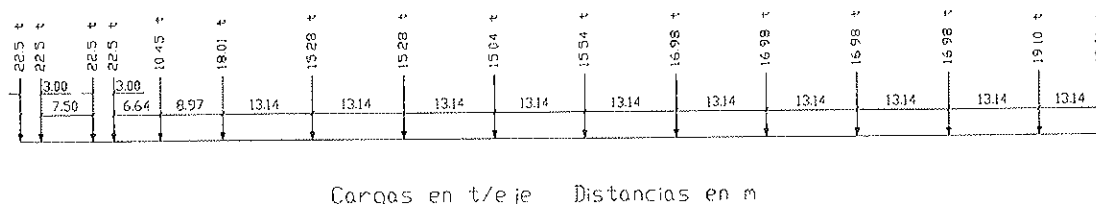


Fig. 2. Tren de cargas: TREN TALGO.

La instrumentación dispuesta sobre los dos vanos consistía, básicamente, en 30 anillos extensométricos, para la medida de flechas, con los que se registraron los desplazamientos producidos en los centros de vano y en cada uno de los apoyos de las cinco vigas que presenta el tablero; y en dos acelerómetros piezoeléctricos, para la medida de vibraciones, colocados en una de las vigas del tablero y sobre una de las traviesas de la vía. La resolución del sistema completo de instrumentación puede establecerse en 0,01 mm.

4. RESULTADOS OBTENIDOS

A continuación se acompaña un resumen de los valores obtenidos para cada tren de cargas, en el que se indican los desplazamientos máximos en cada prueba. Los valores señalados corresponden al desplazamiento en centro de vano de las vigas, y están corregidos por el asiento vertical de los apoyos de neopreno zunchado.

4.1. Locomotoras acopladas

En estas pruebas se utilizaron dos locomotoras Talgo acopladas, que se hicieron pasar en los dos sentidos de circulación y por las dos vías, con incrementos de velocidad de 30 km/h, hasta un máximo de 210 km/h. Por tanto, a diferencia de los otros dos tipos de trenes de carga que estaban en circulación de servicio, en este caso se programó el paso de los trenes cubriendo, de forma uniforme, un rango amplio de velocidades. La comparación con la flecha estática se realiza, en el resto de pruebas, a partir de la flecha estática teórica deducida del modelo del puente que se implementó en el Proyecto de Prueba de Carga. En este caso, al estar en disponibilidad del tren de cargas y no encontrarse en circulación de servicio, se pudo programar una primera prueba cuasiestática de referencia, para el cálculo de los coeficientes de impacto.

En la Figura 3 se incluye un registro tipo del paso de las locomotoras.

DINAMICA 12. VIADUCTO DE LA RIBERA. 18 - MAYO - 1995.

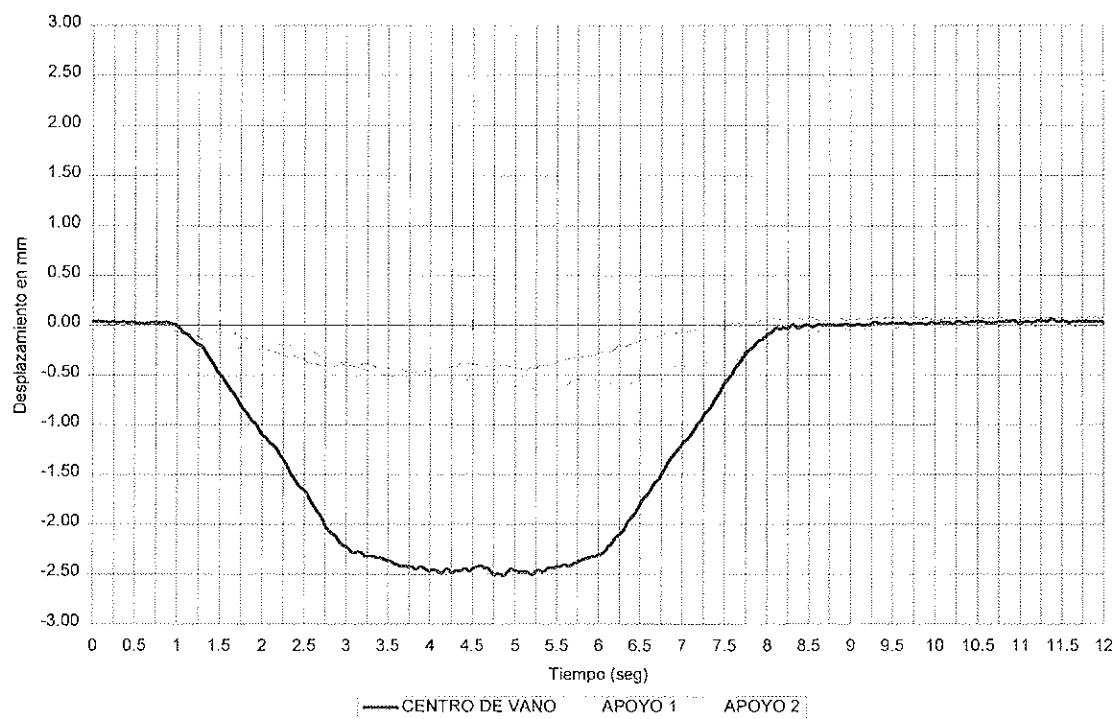


Fig. 3. Registro tipo en las pruebas con locomotoras.

Tabla 1

PRUEBA	SENTIDO	VELOCIDAD km/h	VALOR NETO VANO SEVILLA	COEFICIENTE IMPACTO NETO	VALOR NETO VANO MADRID	COEFICIENTE IMPACTO NETO
11	MAD-SEV	0	2,11	1,00	2,17	1,00
12	MAD-SEV	29	2,13	1,01	2,14	0,99
13	SEV-MAD	58	2,12	1,01	2,13	0,98
14	MAD-SEV	86	2,17	1,03	2,14	0,98
15	SEV-MAD	114	2,19	1,04	2,18	1,00
16	SEV-MAD	150	2,10	1,00	2,11	0,97
17	SEV-MAD	181	2,15	1,02	2,13	0,98
18	SEV-MAD	209	2,20	1,04	2,26	1,04
20	SEV-MAD	29	2,08	0,99	2,14	0,98
21	MAD-SEV	59	2,10	1,00	2,10	0,97
22	SEV-MAD	89	2,03	0,97	2,14	0,98
23	MAD-SEV	116	2,04	0,97	2,06	0,95
24	MAD-SEV	144	2,00	0,95	2,07	0,95
25	MAD-SEV	176	2,00	0,95	2,13	0,98
26	MAD-SEV	213	2,04	0,97	2,03	0,93

En la Tabla 1 se indican los resultados obtenidos en estas pruebas.

De los resultados indicados en las anteriores tablas, cabe destacar, en primer lugar, que en ninguno de los casos se supera un coeficiente de impacto de 1,05, en ambos vanos. La amplificación de los desplazamientos depende, en gran medida, no sólo de la velocidad a que se produce el paso de las cargas sino de la secuencia de paso de éstas, es decir, de la distancia entre ejes en los trenes, factor del que depende cuál es el intervalo de amplificación máxima en el puente. Las locomotoras empleadas producen aumentos de flecha de pequeño valor.

Así pues, los valores del coeficiente de impacto se mantienen muy por debajo de los valores de diseño indicados en las distintas normativas europeas. Lógicamente, estos valores de diseño deben cubrir un completo rango de velocidades y todos los posibles trenes de carga que puedan entrar en servicio. Como se mostrará posteriormente, el coeficiente de impacto no crece linealmente con la velocidad, sino que el desplazamiento máximo se produce a una determinada velocidad intermedia, cuyo valor depende, como se ha indicado, de la geometría y cadencia de las cargas y de los parámetros de comportamiento dinámico del puente.

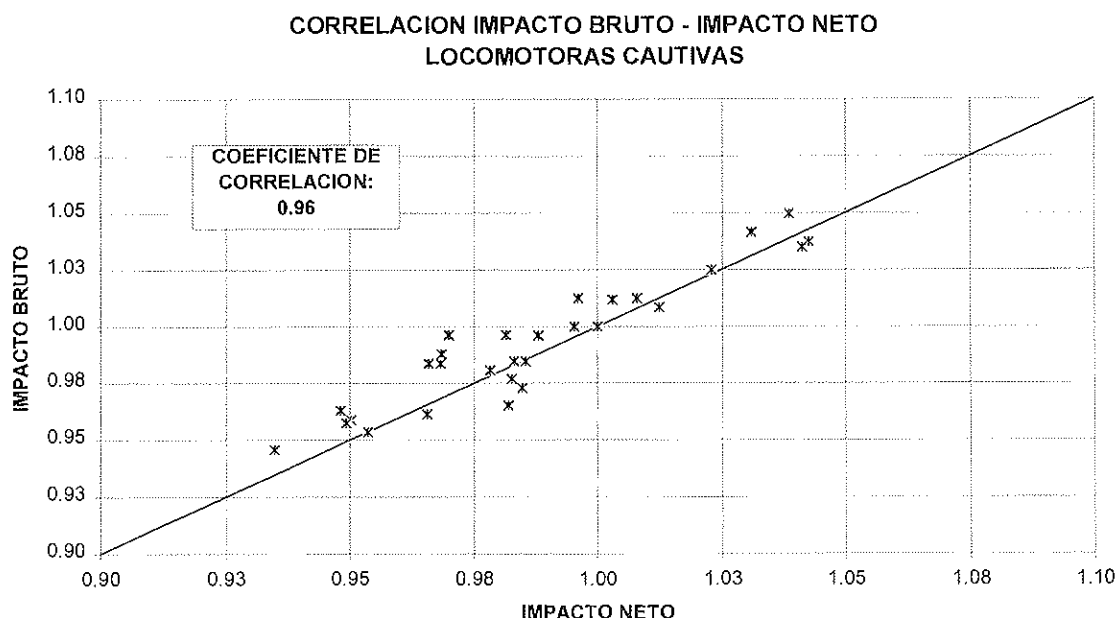


Fig. 4. Correlación entre impacto bruto e impacto neto.

En la Figura 4 se observa la comparación entre el coeficiente de impacto calculado a partir de las flechas brutas, y a partir de las flechas netas. No existen diferencias apreciables en los resultados obtenidos para ambas variables, como demuestra que, entre ellas, exista un coeficiente de correlación de 0,96.

La Figura 5 muestra la evolución del coeficiente de impacto con la velocidad de paso de las locomotoras, para desplazamientos netos. No se puede apreciar ninguna tendencia clara que relacione la velocidad de paso

de las locomotoras con el coeficiente de impacto obtenido, apreciándose incluso valores inferiores a la unidad. Como ya se ha indicado, el aumento del coeficiente de impacto no es lineal con la velocidad. Efectivamente, los valores máximos se obtienen para velocidades intermedias.

4.2. Composiciones TALGO

La Figura 6 presenta un registro típico de los correspondientes a estas pruebas:

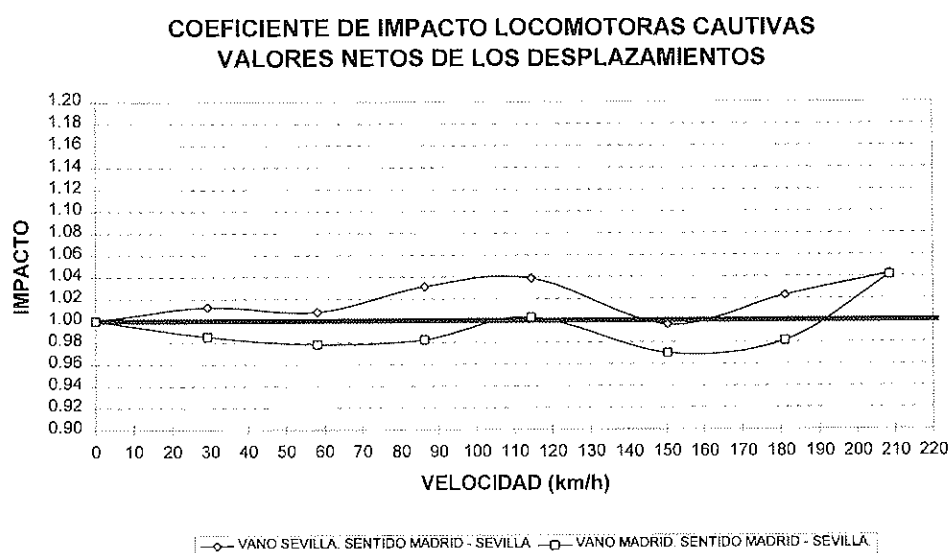


Fig. 5. Coeficiente de impacto para valores netos.

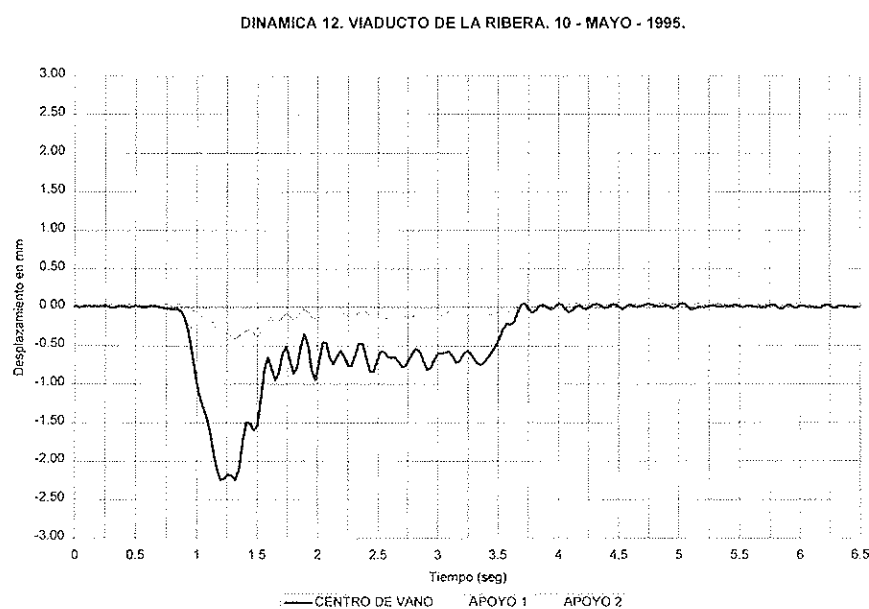


Fig. 6. Registro tipo del paso de trenes TALGO.

Tabla 2

PRUEBA	SENTIDO	VELOCIDAD km/h	VALOR NETO VANO SEVILLA	COEFICIENTE IMPACTO NETO	VALOR NETO VANO MADRID	COEFICIENTE IMPACTO NETO
46	MAD-SEV	70	2,10	1,05	2,02	1,01
36	MAD-SEV	112	2,05	1,03	2,09	1,05
18	MAD-SEV	146	2,03	1,02	2,10	1,05
15	MAD-SEV	154	2,07	1,03	2,08	1,04
44	MAD-SEV	198	2,18	1,09	2,16	1,08
3	MAD-SEV	210	2,03	1,01	2,10	1,05
40	MAD-SEV	227	2,04	1,02	2,10	1,05
24-BIS	MAD-SEV	229	2,01	1,01	2,08	1,04
8	SEV-MAD	146	2,08	1,04	2,06	1,03
22	SEV-MAD	153	2,06	1,03	2,06	1,03
4	SEV-MAD	171	2,02	1,01	1,93	0,97
39	SEV-MAD	173	1,96	0,98	1,99	0,99
24	SEV-MAD	174	2,01	1,01	2,01	1,01
50	SEV-MAD	204	1,98	0,99	2,09	1,05
12	SEV-MAD	230	2,02	1,01	1,95	0,98
30	SEV-MAD	230	1,96	0,98	2,08	1,04

En la Tabla 2 se indican los resultados obtenidos en las pruebas con composiciones TALGO I.

El mayor valor obtenido para el coeficiente de impacto, resultó ser de 1,09 en el vano 1 (vano Sevilla) y de 1,08 en el vano 2 (vano Madrid). Ambos valores resultan inferiores a los de las composiciones AVE, como se verá más adelante. En la Figura 7 se representan los valores obtenidos para el coeficiente de impacto de los desplazamientos

netos, en función de la velocidad de paso de los trenes.

Nuevamente, no se puede apreciar ninguna tendencia clara que relacione la velocidad de paso de los trenes con el coeficiente de impacto obtenido, apreciándose, incluso, valores inferiores a la unidad. Los valores máximos se obtienen para velocidades intermedias que, además, difieren de las correspondientes al paso de las locomotoras acopladas.

COEFICIENTE DE IMPACTO TRENES TALGOS
VALORES NETOS DE LOS DESPLAZAMIENTOS

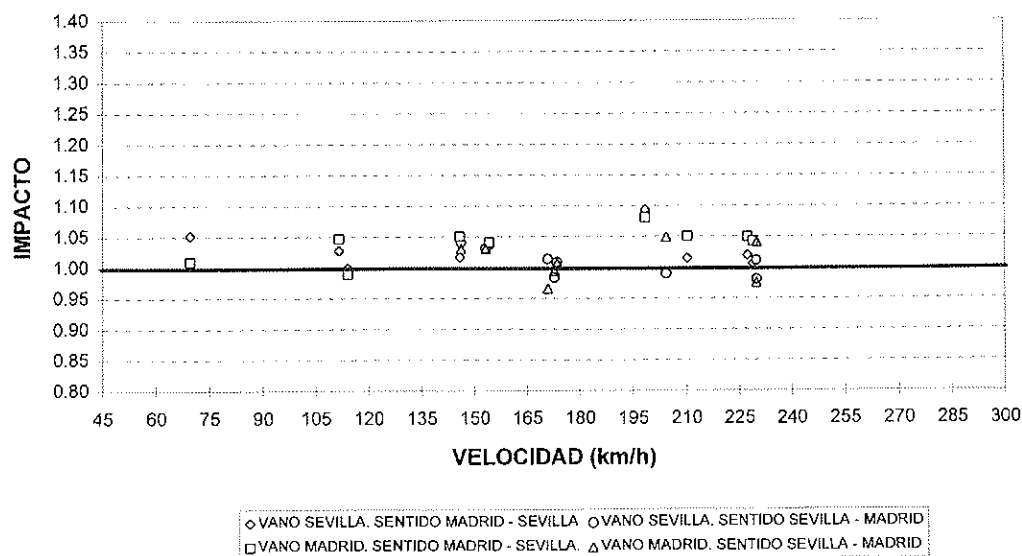


Fig. 7. Coeficiente de impacto para valores netos.

4.3. Composiciones AVE

El objetivo fundamental de las pruebas era registrar el paso de trenes AVE, circulando a velocidades superiores a 200 km/h. Las velocidades de paso recogidas se encontraron entre los 99 km/h y los 259 km/h, aunque la mayor parte de las pasadas superaron los 200 km/h. En la Figura 8 se presenta un registro tipo de los recogidos.

En esta Figura 8, se puede apreciar, con claridad, el desplazamiento debido al paso de las dos locomotoras, delantera y trasera (en adelante primer y segundo picos), y las curvas correspondientes al paso de los vagones. En la Tabla 3, se indican los resultados obtenidos en las pruebas con composiciones AVE.

El mayor valor obtenido para el coeficiente de impacto, resultó ser de 1,19 en el vano 1 (vano Sevilla) y 1,15 en el vano 2 (vano Madrid). El máximo valor de los desplazamientos se produce, siempre, al paso de la segunda locomotora, pues esto ocurre cuan-

do el tablero ha sido excitado por la acción de la primera locomotora y de todos los vagones. En la Figura 9, se representa el valor de la relación entre los desplazamientos en el instante del paso de la 2ª locomotora sobre el centro de vano, y el momento en que pasa la 1ª locomotora.

Los resultados obtenidos para el coeficiente de impacto se deben, en gran medida, a este efecto, como puede verse en la Figura 10, que muestra la correlación existente entre estas variables.

A esto se debe que los coeficientes de impacto sean mayores que para las composiciones TALGO, por cuanto en éstas no existe la segunda locomotora. El paso de la máquina en primer lugar, produce un efecto de amplificación dinámica que aumenta al paso de los subsiguientes vagones. El desplazamiento del tablero debido a estos vagones se amplifica, pero esto no se refleja en los valores máximos de las flechas, que corresponden al paso de la locomotora.

DINAMICA 20. VIADUCTO DE LA RIBERA. 10 - MAYO - 1995.

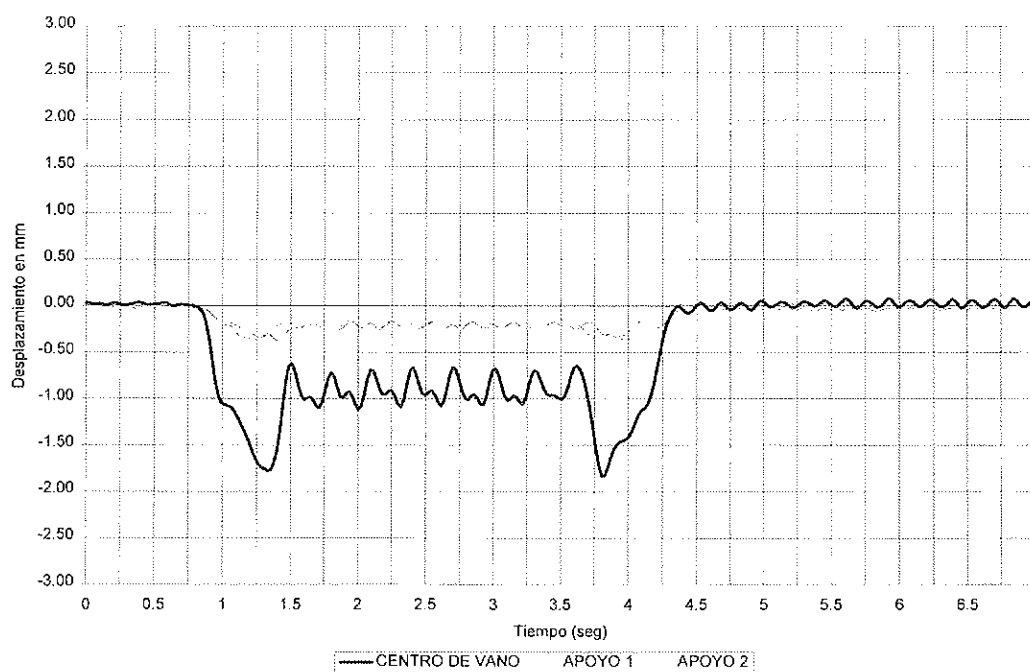


Fig. 8. Registro tipo del paso de trenes AVE.

Tabla 3

FECHA	PRUEBA	SENTIDO	VELOC. Km/h	VALOR NETO PRIMER PICO	VANO SEVILLA SEGUNDO PICO	RELAC. 2º/1º*	COEFIC. IMPACTO	VALOR NETO PRIMER PICO	VANO MADRID SEGUNDO PICO	RELAC. 2º/1º*	COEFIC. IMPACTO
11-may	47	MAD-SEV	99	1,57	1,59	1,01	1,00	1,54	1,58	1,03	0,99
11-may	45	MAD-SEV	127	1,55	1,60	1,03	1,01	1,52	1,58	1,04	1,00
10-may	7	MAD-SEV	159	1,60	1,60	1,00	1,01	1,61	1,59	0,99	1,01
11-may	41	MAD-SEV	160	1,56	1,58	1,02	1,00	1,53	1,54	1,01	0,97
11-may	32	MAD-SEV	217	1,62	1,89	1,17	1,19	1,60	1,82	1,13	1,15
18-may	10	MAD-SEV	232	1,61	1,74	1,08	1,09	1,58	1,68	1,06	1,06
18-may	5	MAD-SEV	233	1,56	1,71	1,09	1,08	1,62	1,68	1,04	1,06
11-may	52	MAD-SEV	234	1,63	1,86	1,14	1,17	1,60	1,67	1,05	1,05
18-may	8	MAD-SEV	240	1,59	1,76	1,11	1,11	1,61	1,68	1,05	1,06
11-may	51	MAD-SEV	241	1,60	1,77	1,11	1,11	1,60	1,64	1,03	1,03
10-may	25	MAD-SEV	244	1,59	1,70	1,07	1,07	1,60	1,68	1,05	1,06
10-may	19	MAD-SEV	246	1,53	1,68	1,10	1,06	1,60	1,61	1,01	1,02
11-may	31	MAD-SEV	247	1,64	1,81	1,11	1,14	1,62	1,74	1,07	1,09
10-may	14-BIS	MAD-SEV	248	1,55	1,65	1,07	1,04	1,55	1,64	1,06	1,03
11-may	27	MAD-SEV	248	1,64	1,77	1,08	1,12	1,70	1,76	1,04	1,11
11-may	38	MAD-SEV	249	1,59	1,78	1,12	1,12	1,59	1,74	1,09	1,10
18-may	2	MAD-SEV	249	1,55	1,67	1,08	1,05	1,64	1,74	1,06	1,09
10-may	10	MAD-SEV	253	1,54	1,68	1,09	1,06	1,62	1,67	1,03	1,05
11-may	29	MAD-SEV	259	1,65	1,78	1,08	1,12	1,67	1,74	1,05	1,10
18-may	6	SEV-MAD	212	1,57	1,59	1,02	1,00	1,55	1,76	1,14	1,11
10-may	14	SEV-MAD	213	1,64	1,74	1,06	1,10	1,60	1,75	1,09	1,10
11-may	37	SEV-MAD	215	1,49	1,61	1,08	1,01	1,52	1,70	1,12	1,07
11-may	42	SEV-MAD	218	1,51	1,61	1,07	1,02	1,59	1,75	1,10	1,10
11-may	28	SEV-MAD	219	1,49	1,59	1,06	1,00	1,57	1,73	1,10	1,09
18-may	9	SEV-MAD	224	1,53	1,56	1,02	0,98	1,52	1,60	1,05	1,01
11-may	43	SEV-MAD	224	1,57	1,59	1,01	1,00	1,65	1,66	1,01	1,04
10-may	20	SEV-MAD	225	1,62	1,69	1,04	1,06	1,51	1,54	1,02	0,97
18-may	7	SEV-MAD	230	1,55	1,56	1,01	0,98	1,52	1,59	1,04	1,00
10-may	26	SEV-MAD	236	1,66	1,71	1,03	1,08	1,59	1,64	1,03	1,03

RELACION ENTRE MAXIMOS EN PRIMER Y SEGUNDO PICOS
AL PASO DE TRENES AVE (velocidades superiores a 200 km/h)

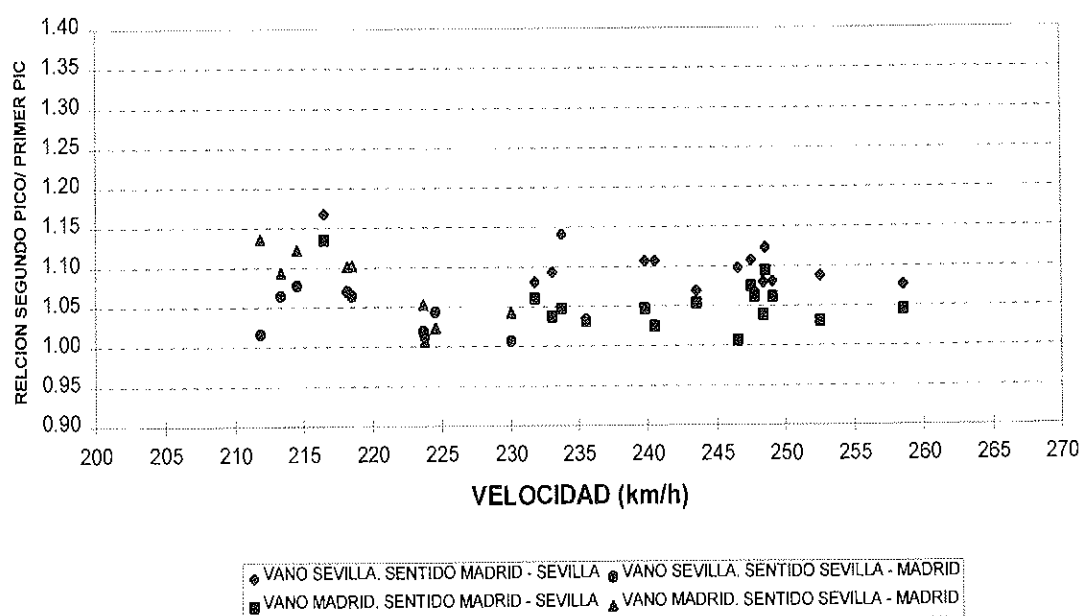


Fig. 9. Relación entre máximos en primer y segundo picos. Velocidades superiores a 200 km/h.

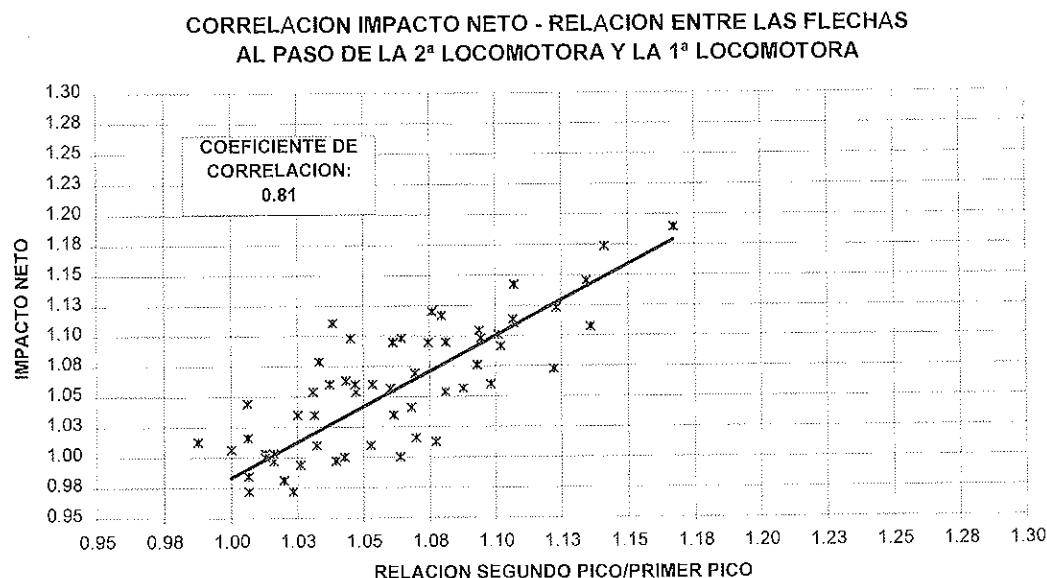


Fig. 10. Correlación coeficiente de impacto - Relación entre máximos, en primer y segundo picos.

En las Figuras 11 y 12 se representan los valores obtenidos para el coeficiente de impacto de los desplazamientos netos, en función de la velocidad de paso de los trenes.

La Figura 12 muestra, únicamente, los resultados correspondientes a velocidades superiores a los 200 km/h. De nuevo, no se puede apreciar ninguna tendencia clara que

relacione la velocidad de paso de los trenes con el coeficiente de impacto obtenido. Se producen dos zonas de importantes ampliaciones: una, muy marcada, en el intervalo entre los 215 km/h y los 219 km/h; y otra, para las velocidades superiores a 230 km/h, con altibajos en todo el intervalo. Una vez más, debe indicarse que los valores máximos y las velocidades a que se producen, son

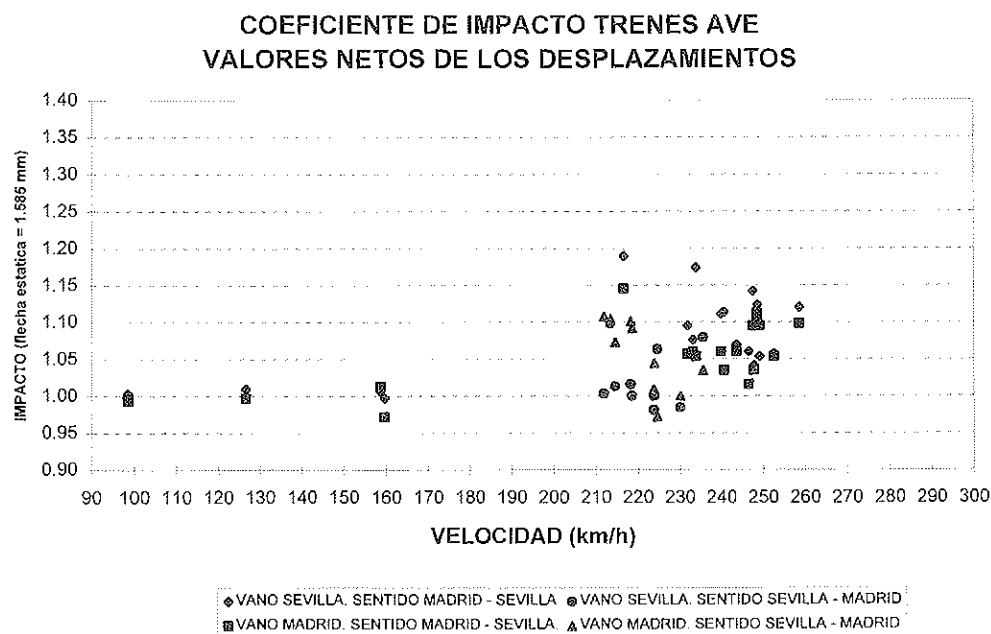


Fig.11. Coeficiente de impacto para valores netos.

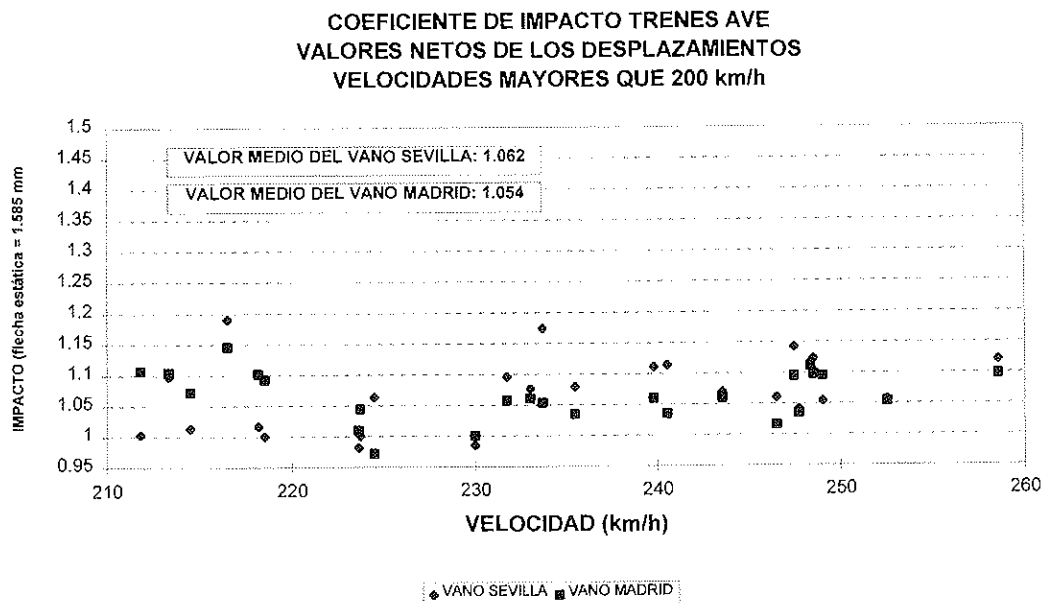


Fig.12. Coeficiente de impacto. Velocidades superiores a 200 km/h.

variables para cada puente y para cada tipo de tren de cargas utilizado. Los valores máximos se obtienen para velocidades intermedias, que, además, difieren de las correspondientes al paso de las locomotoras acopladas.

El rango de velocidades ensayado puede admitirse como válido para considerar los valores máximos obtenidos, como representativos del comportamiento del Viaducto ante el paso de las composiciones AVE a alta velocidad. Dichos valores se encuentran dentro de los límites aceptables, al quedar por debajo de lo indicado en las distintas normativas europeas.

El valor máximo obtenido para los desplazamientos (brutos) en centro de vano, para las composiciones AVE, ha sido de 2,23 mm. Esto supone una relación, con respecto a la luz total del tablero, en cada vano, de 1/11300, que se considera lo suficientemente baja. Asimismo, las necesarias condiciones de confort quedan cubiertas adecuadamente, pues las flechas obtenidas quedan por debajo de los umbrales de aceptación habituales. En el caso de las composiciones TALGO, el valor máximo obtenido ha sido de 2,56 mm. En cualquier caso, el desplazamiento producido por el paso de las composiciones TALGO y AVE fue inferior al pro-

ducido al paso de las locomotoras acopladas (valor máximo: 2,67 mm) y muy inferior al obtenido en la Prueba de Carga estática, realizada como parte de los ensayos de recepción, en 1991.

4.4. Evaluación de los parámetros dinámicos del viaducto

Con objeto de determinar las características del puente, en lo referente a su frecuencia natural y su amortiguamiento, se procedió al estudio de los registros tomados del acelerómetro colocado en una de las vigas, y de los anillos extensométricos colocados en el centro de vano.

Para obtener el valor de la frecuencia propia del puente, se analiza la respuesta en frecuencia de dichos registros, para cada prueba, que se obtiene hallando la transformada de Fourier del registro temporal, mediante un algoritmo de FFT. Para estimar el valor del amortiguamiento, se procedió al estudio de la vibración libre correspondiente al registro de los anillos antes citados, calculándose su valor por el método del decremento logarítmico.

El valor medio obtenido para la frecuencia propia de la estructura es de 6,65 Hz. En cuanto al amortiguamiento, al considerar la

totalidad de las pruebas, se han obtenido unos valores medios de 1,85% en el vano 1 y 1,64% en el vano 2, para el índice de amortiguamiento. Estos valores se encuentran en los intervalos habituales para este tipo de estructuras. Los valores obtenidos para estos parámetros, no difieren sensiblemente al considerar trenes de carga distintos.

5. VALORACIÓN DEL COEFICIENTE DE IMPACTO, SEGÚN LA DISTINTA NORMATIVA INTERNACIONAL

El factor de amplificación de cargas por efectos dinámicos (coeficiente de impacto), es tratado de forma diferente en las diferentes normativas internacionales. En la Figura 13, se comparan los valores propuestos por cada normativa, y es posible comprobar la disparidad de valores ofrecidos (se han representado los valores correspondientes al Viaducto de la Ribera).

Se observa que no sólo el valor de los coeficientes cambia de forma importante, sino que los criterios de obtención son igualmen-

te dispersos. Por ejemplo, mientras la norma británica y la española establecen tramos en la luz de cálculo, para la valoración del coeficiente, en el resto se utiliza una sola expresión para todas las luces posibles. En cuanto a la velocidad de paso de los trenes, sólo es tenida en cuenta en la norma de la U.I.C. y en la norma española (la que, en cualquier caso, limita su validez a velocidades inferiores a 200 km/h) para el caso de luces cortas. El estado de la vía solamente aparece recogido en la norma de la U.I.C.

Durante las pruebas, el máximo valor alcanzado para el coeficiente de impacto fue de 1,19 para los trenes AVE. Este valor queda por debajo de los indicados en cada una de las normas citadas, a excepción del correspondiente a la British Standard, que, para este valor concreto de la luz del vano, señala el coeficiente menos conservador (1,16). La Instrucción española da un valor de 1,29, por encima del indicado por la Norma suiza (S.I.A.), que es de 1,25. En el caso de la U.I.C., los valores recomendados son: 1,31 para una velocidad de 200 km/h, y 1,44 si se considera una velocidad de 300 km/h.

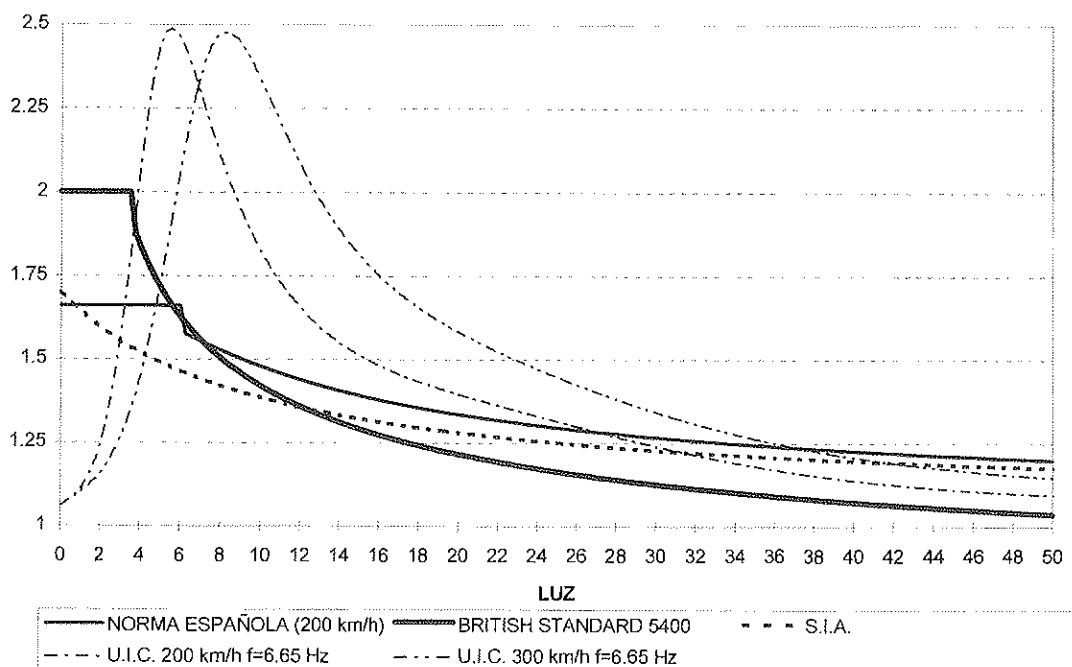


Fig.13. Coeficiente de impacto según distintas normativas europeas.

6. CONCLUSIONES

La primera deducción que se desprende del análisis de los registros obtenidos es la imposibilidad de extrapolar los resultados obtenidos en pruebas en las que se utilicen trenes de cargas con distinta geometría y circulando a velocidades muy diferentes. Los efectos dinámicos registrados, aunque de menor magnitud que la prevista en normas, demuestran ser muy sensibles a la variación de los parámetros en juego y, de forma fundamental, a la velocidad de paso del tren de cargas. Resulta importante la comprobación del comportamiento de los puentes ante el paso de los trenes en un rango de velocidades lo más cercano posible al intervalo de velocidades de servicio, y con los vehículos que se utilizan en la línea, máxime si se tiene en cuenta la pequeña variedad de dichos trenes en las líneas de Alta Velocidad. En ese sentido, es necesario destacar la importancia de manejar un modelo teórico sencillo, capaz de predecir si la velocidad de máxima amplitud dinámica se encuentra en el mencionado intervalo de velocidades.

Los valores obtenidos para el coeficiente de impacto, se aproximan a los especificados por la British Standard (2); que ofrece el resultado menos conservador para el caso que nos ocupa (luz de 25,2 m). La expresión de la S.I.A. (10) queda ligeramente por encima; mientras que los valores que se deducen de la Instrucción Española y de la señalada por la U.I.C. (4) quedan claramente por encima. La comparación es siempre "odiosa", puesto que las sobrecargas de uso definidas en cada caso son diferentes y el coeficiente de amplificación dinámica especificado debe cubrir la totalidad de los posibles casos.

7. BIBLIOGRAFÍA

1. Alarcón, E. *Efectos Dinámicos en los puentes*. Tesis Doctoral. E.T.S.I. Caminos (1970).
2. B.S. 5400. *Steel, concrete and composite bridges. Part 2. Specification for Loads*. British Standard Institution, 1978.
3. *Instrucción relativa a las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril*. Ministerio de Obras Públicas, 1975.
4. *Charges à prendre en considération dans le calcul des Ponts-Rail*. 776-1 R. Union Internationale de Chemins de Fer. 1979.
5. Alarcón, E.; Alvarez, R.; Doblaré, M.; Molina, J. *Interacción dinámica vehículo-vía-estructura-cimiento en puentes de ferrocarril*. Anales de la Ingeniería Mecánica. Año 1. Nº 1. 1983.
6. Alvarez, R. *Interacción dinámica vehículo-vía-estructura en puentes de ferrocarril*. Tesis Doctoral. E.T.S. I. Industriales. U.P.M. 1984.
7. López del Hierro, E.; Benito, J.J.; Gallego, J.; Alvarez, R. *Efectos dinámicos en puentes. Variación del coeficiente de impacto*. Hormigón y Acero. Nº 193. Madrid, 1994.
8. Hacar, M.A.; Alarcón, E. *Elementos de la dinámica aplicada a las estructuras*. 1972.
9. Harris, Cyril M. *Shock and vibration handbook*. McGraw Hill. New York, 1988.
10. Ramondenc, P. *Le comportement dynamique des ponts-rails. Application au cas de la grande vitesse*. París, 1990.
11. S.I.A. 160. *Norme concernant les charges, la mise en service et la surveillance des constructions*. Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes. Zurich, 1970.
12. Cartagena, J.J. *Consideraciones en el diseño de puentes de hormigón para líneas de alta velocidad ferroviaria*. Informes de la Construcción. Vol. 44. Nº 420. 1992.
13. Alvarez, R.; Díaz, J.; Fernández, J.; Ley, J.; Santos, F.; Santos, F. *Modelo numérico de simulación dinámica para puentes de ferrocarril sometidos a tráfico de alta velocidad*. Cuadernos INTEMAC. Nº 24, 4º trimestre, 1996.
14. *Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. Ministerio de Obras Públicas, 1972.
15. IAP-96. *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. (Provisional). Ministerio de Fomento, 1996.

RESUMEN

El avance tecnológico ha hecho posible la puesta en servicio de líneas de ferrocarril con velocidades que superan los 300 km/h. Esto plantea nuevos retos, en la consideración del efecto dinámico en el proyecto de las obras de paso en tales líneas. Las distintas normativas internacionales tratan el tema con sorprendente disparidad.

Por todo ello, en la primavera de 1995, a instancias de la D.G.I.T.F. se emprendió una campaña de ensayos en Alta Velocidad en la que participó Intemac, conjuntamente con otras empresas. Se registró el paso de trenes AVE comerciales en cuatro puentes de la línea de Alta Velocidad Madrid-Sevilla, tras la modelización previa del comportamiento de dichos puentes.

Se exponen las conclusiones obtenidas en los ensayos del Viaducto de la Ribera.

SUMMARY

The technical development has facilitated to put into operation railway lines with speeds over 300 km/h. This creates new challenges about the attention to the dynamic effect in the project of the bridges for these lines. The different international Standards discuss this subject with surprising disparity.

Because of this, during the spring of 1995, at the request of D.G.I.T.F. was undertaken a campaign of high speed tests with the participation of Intemac and other different companies. It was registered the crossing of service AVE trains, on four bridges in the high speed line Madrid-Sevilla, after a theoretical forecast of the behaviour of these bridges.

The conclusions of the tests in the "Viaducto de la Ribera" are shown.

SEMINARIO S11

Evaluación Estructural. Patología, Diagnóstico y Soluciones de Intervención

Madrid, 11 al 13 de Mayo de 1998

Objetivo

Este seminario tiene por objeto analizar la patología estructural más frecuente en edificación. El origen puede encontrarse en el proyecto: errores de concepción, de análisis y elaboración de documentos; en la fase de ejecución; en la calidad de los materiales empleados, y en el periodo de servicio o vida útil por un inadecuado mantenimiento y/o uso de los edificios. Conocido el diagnóstico, se estudiarán las soluciones más adecuadas de intervención.

Lugar

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja.
C/ Serrano Galvache s/n. 28033 Madrid.
Telf: (91) 3020440 (Ext. 234). Fax: (91) 3020700
E-mail: carmendp@fresno.csic.es

Cuota de Inscripción

La cuota de inscripción es de 50.000 ptas., e incluye tanto los derechos de matriculación y documentación, como las comidas y cafés.

Doctorado

Los alumnos inscritos en el programa de doctorado de *Diseño Avanzado de Estructuras de Edificación*, impartido por el Departamento de Estructuras de Edificación de la ETSAM, podrán obtener 2 créditos por la realización de este seminario. Consultar a la secretaria de CEMCO sobre condiciones particulares de inscripción.

Entidades Colaboradoras

- Agencia Española de Cooperación Internacional (AECI)
- Asociación de Miembros del IETcc (AMIET)
- Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
- Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA)
- INTEMAC, S.A.
- PROXECTOS, S.L.

Los que estén interesados en recibir mayor información, deberán dirigirse a:

Secretaría del

XIV Curso de Estudios Mayores de la Construcción CEMCO-98
INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCIÓN "EDUARDO TORROJA"
C/ Serrano Galvache s/n
28033 MADRID (España)

Estudio experimental de la fisuración de elementos de hormigón armado bajo solicitaciones de tracción

Bahaa Sharaf Tork
Ingeniero Civil

Jaime Gálvez Ruiz, Jaime Planas Rosselló, Manuel Elices Calafat
Dres. Ingenieros de Caminos

Departamento de Ciencia de Materiales. ETS de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid

1. INTRODUCCIÓN

Como es sabido, el hormigón es un material que trabaja bien a compresión y mal a tracción, por lo que se arma con barras de acero en las zonas solicitadas a tracción. La adherencia entre las barras y el hormigón es imprescindible para garantizar la contribución mecánica de ambos materiales. Es habitual que en las zonas traccionadas la resistencia se confíe a la armadura, de forma que el hormigón se fisura perpendicularmente a la armadura y la barra desliza respecto al hormigón, lo que permite un mejor aprovechamiento de la capacidad de carga del acero [1]. En el caso de barras lisas la adherencia es debida fundamentalmente a la adherencia química y al rozamiento. Sin embargo, en el caso de las barras corrugadas, la adherencia es debida principalmente al apoyo de las corrugas sobre el hormigón que las rodea; en este caso la modelización del comportamiento es mucho más compleja y entran en juego otras variables. En la actualidad no hay modelos que describan satisfactoriamente la adherencia entre las barras corrugadas y el hormigón, como se ha puesto de manifiesto en los últimos congresos internacionales monográficos sobre el tema [2].

La Figura 1 presenta el equilibrio de las fuerzas que actúan sobre una barra corruga-

da de acuerdo con el modelo simplificado de Tepfers [3]. La resultante de las tensiones de compresión de la corruga sobre el hormigón tiene una componente radial que crea un anillo de tracciones en el hormigón que rodea la barra. Si la tensión circunferencial en el anillo de tracciones supera la capacidad resistente del hormigón, se produce el fallo por agrietamiento del hormigón, tal y como se esquematiza en la Figura 2a [4]; este tipo de rotura se conoce como rotura tipo "splitting", se caracteriza por la aparición de grietas radiales a la barra y es propio de zonas con recubrimientos de la barra pequeños. Si el hormigón que rodea la barra soporta el anillo de tracciones, el fallo se produce por arrancamiento de la barra, como se esquematiza en la Figura 2b [5]; este tipo de rotura se conoce como rotura tipo "pull out", siendo propio de recubrimientos grandes y mayor confinamiento.

El fallo tipo "splitting" [6-8] es el más débil y quizá más difícil de modelizar porque entran en juego variables como la geometría de las corrugas, las propiedades de fractura del hormigón y el recubrimiento de las barras. Existe a nivel internacional un interés grande por disponer de un modelo fiable que contemple estas variables. Recientemente el Comité RILEM TC-147 FMB (Fracture Mechanics to Anchorage and Bond) ha convocado un "Round Robin

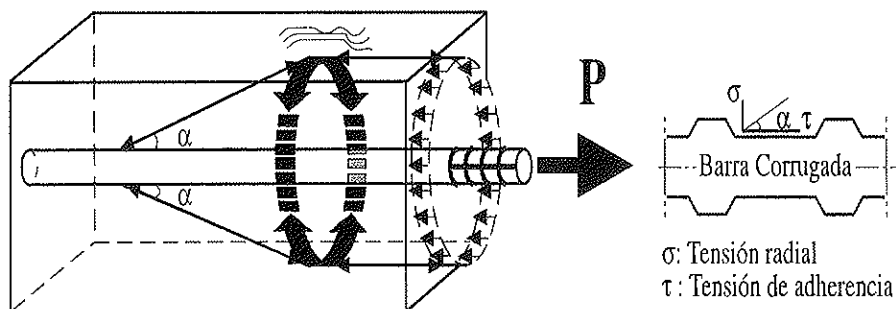


Fig. 1. Equilibrio de las fuerzas de adherencia alrededor de una barra corrugada [3].

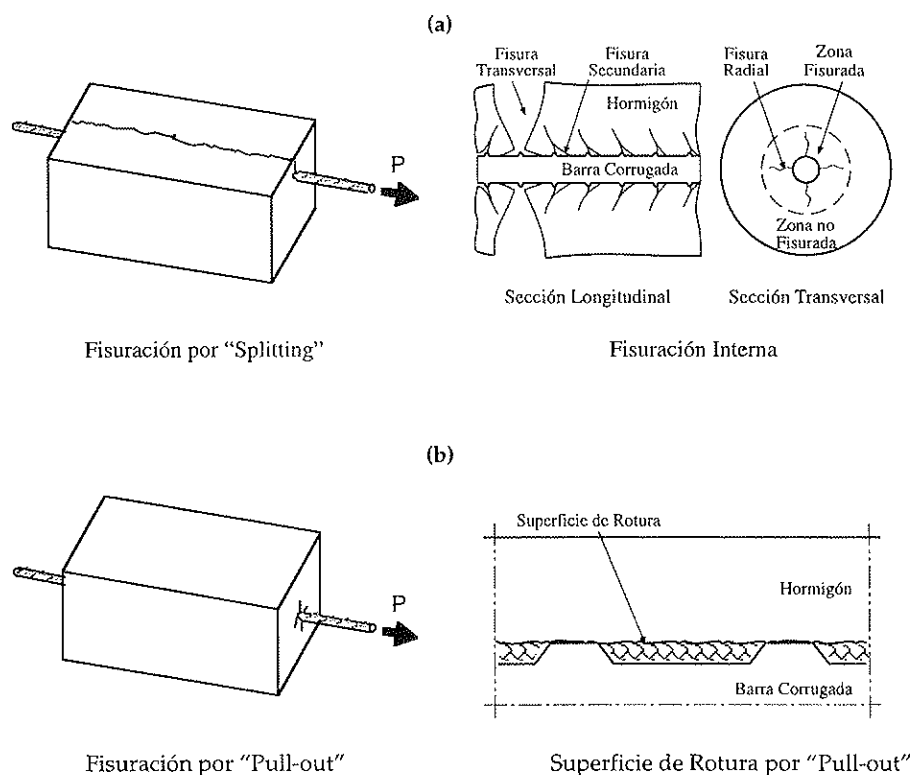


Fig. 2. Fenómenos de agrietamiento por deslizamiento de una barra en el interior del hormigón: (a) Rotura modo "Splitting" [4]; (b) Rotura modo "Pull-out" [5].

Analysis" al que ha invitado a participar a varios laboratorios de todo el mundo con el fin de disponer de una base de datos experimental es que permita abordar el problema y clarificar algunos aspectos [9]. El "Round Robin Analysis" consiste en la realización de un conjunto de ensayos experimentales de probetas de hormigón con una barra

corrugada en su interior, para varios diámetros de barra corrugada y varios recubrimientos para cada diámetro de barra. El Departamento de Ciencia de Materiales de la Universidad Politécnica de Madrid fue uno de los laboratorios invitados a participar y los resultados obtenidos son la base de la presente contribución.

2. DESCRIPCIÓN DE LAS PROBETAS Y DEL MATERIAL

Las probetas se confeccionaron con hormigón procedente de tres amasadas idénticas. Se empleó cemento Portland II-Z/35A, suministrado a granel para garantizar la homogeneidad de las amasadas. Los áridos utilizados fueron de naturaleza silícea, siendo de machaqueo la fracción superior. El diámetro máximo de los áridos fue de 10 mm, de acuerdo con lo especificado en [9]. La relación agua/cemento fue de 0,52. El asiento medio del cono de Abrams, para las tres amasadas, fue 80 mm. La dosificación del hormigón se diseñó para alcanzar una

resistencia a compresión de 30 MPa a los 28 días, y se detalla en la Tabla 1.

De cada amasada se moldearon cinco probetas prismáticas (100 x 100 x 430 mm) para la medida de la energía de fractura, cuatro cilindros ($\phi 75$ x 150 mm) para la medida de la resistencia a compresión y del módulo de elasticidad, y otros cuatro cilindros ($\phi 75$ x 150 mm) para la medida indirecta de la resistencia a tracción del hormigón (Brasileño). La energía de fractura fue determinada de acuerdo con las especificaciones de "RILEM three point bend tests of notched beams (50-FMC)", la resistencia a compresión de acuerdo con ASTM C39, el módulo de elasticidad de acuerdo con ASTM C469 y la resistencia a tracción de acuerdo con ASTM C496. Las propiedades mecánicas del hormigón, en el momento de ensayar las probetas con las barras embebidas, se recogen en la Tabla 2.

Se emplearon barras corrugadas de acero grado 500, con 210 GPa de módulo de elasticidad (E) y 570 MPa de tensión de cedencia (σ_y). La geometría y dimensiones de las barras corrugadas se detallan en las Figuras 3a y 3b.

Tabla 1. Dosificación del hormigón.

Componente	Dosificación kg/m ³	Proporción en peso de cemento
Agua	223	0,52
Cemento	429	1,00
Arena	929	2,16
Grava	730	1,70

Tabla 2. Propiedades mecánicas del hormigón.

Amasada	f_{ck} MPa	f_{ct} MPa	E GPa	G_c N/m
1	35	3,0	28	108
2	35	3,0	28	108
3	36	3,2	28	114

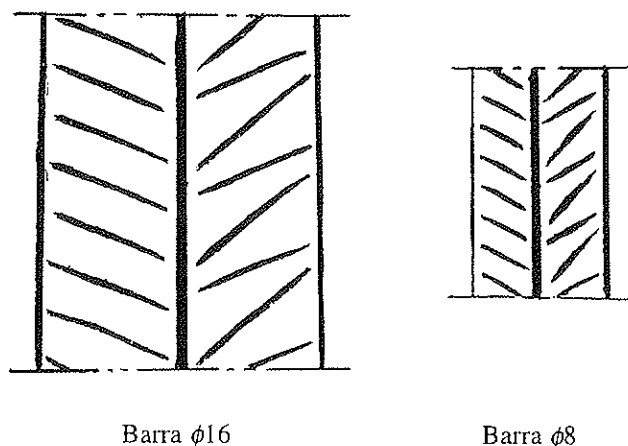


Fig. 3a. Geometría de las barras corrugadas.

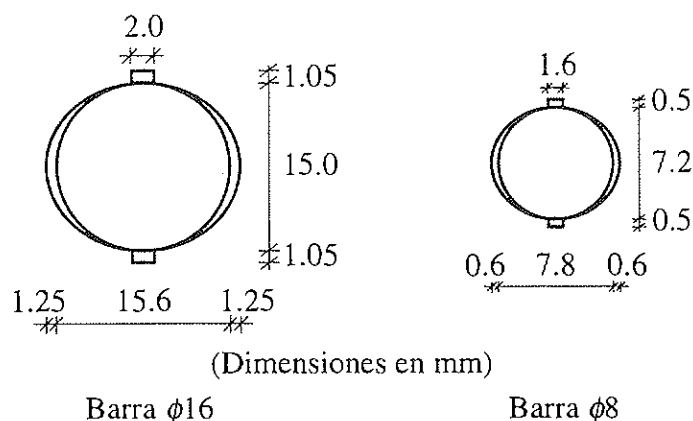


Fig. 3b. Dimensiones de las barras corrugadas.

De acuerdo con lo indicado en [9] se hormigonaron probetas prismáticas de hormigón con barras corrugadas de diámetros 8 y 16 mm. Para las probetas con barra corrugada de $\phi 8$, se utilizó un único recubrimiento de 2 ϕ , mientras que para las probetas

con barra corrugada de $\phi 16$, se utilizaron tres recubrimientos de 1 ϕ , 2 ϕ y 3 ϕ . La Figura 4 presenta la geometría de las probetas y en la Tabla 3 se detallan sus dimensiones y el número de probetas ensayadas de cada tipo.

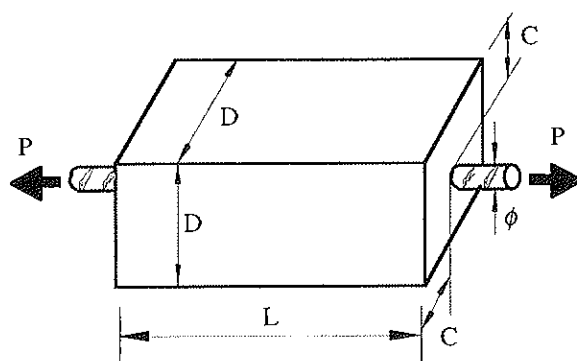


Fig. 4. Geometría de las probetas de hormigón con una barra embebida [9].

Tabla 3. Probetas prismáticas de hormigón.

Denominación	ϕ mm	L mm	D mm	N.º de probetas
8.C2	8	480	40	8
16.C1	16	960	48	3
16.C2	16	960	80	5
16.C3	16	960	112	3

ϕ : Diámetro de la barra.

L : Longitud de la probeta (60 ϕ).

D : Lado de la probeta (3 ϕ , 5 ϕ y 7 ϕ).

Las probetas fueron hormigonadas en posición horizontal, en una sola tongada. Se hormigonaron en moldes metálicos con las caras interiores rectificadas. Las probetas se compactaron en mesa vibratoria durante 12 segundos y se mantuvieron cubiertas con tela de arpillera húmeda a temperatura ambiente hasta que se desmoldaron, a las 24 horas. A continuación fueron sumergidas en una piscina de agua saturada de cal a temperatura ambiente, manteniéndose en estas condiciones hasta el momento de su ensayo. Los trozos de barra que sobresalían del prisma de hormigón fueron recubiertos con pintura impermeable antes de introducir las probetas en la piscina. Las probetas fueron ensayadas cinco meses después de haber sido hormigonadas.

La nomenclatura de las probetas ha sido: *Amasada. Diámetro barra. Recubrimiento. N.º de probeta*, así la probeta *A1.8.C2.3* corresponde a la amasada 1, con barra de $\phi 8$, recubrimiento de 2 ϕ y es la probeta n.º 3 de esas características.

3. PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

Las especificaciones de los ensayos fueron fijadas en [9]. Los ensayos se realizaron mediante la tracción de los extremos de la barra (Figuras 5a, 5b y 5c), empleando como variable de control del ensayo el desplazamiento del pistón de la máquina. Las velocidades de ensayo para las probetas con barras de diámetro 8 y 16 mm fueron, respectivamente, de 0,03 y 0,12 mm/min hasta alcanzar el escalón de cedencia del acero y de 0,12 y 0,48 mm/min hasta el final del ensayo.

Las variables registradas durante los ensayos han sido:

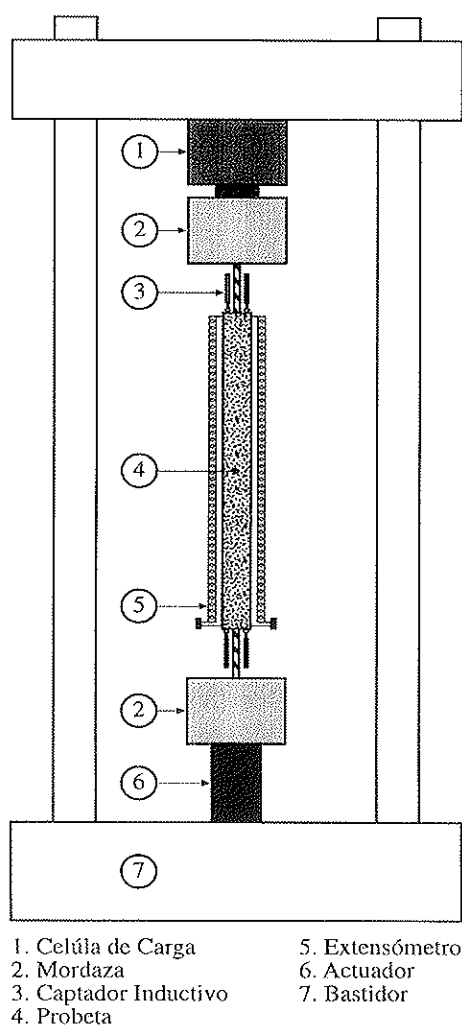


Fig. 5a. Esquema del ensayo de tracción de barras embebidas en un prisma de hormigón.



Figura 5b . Foto del ensayo.

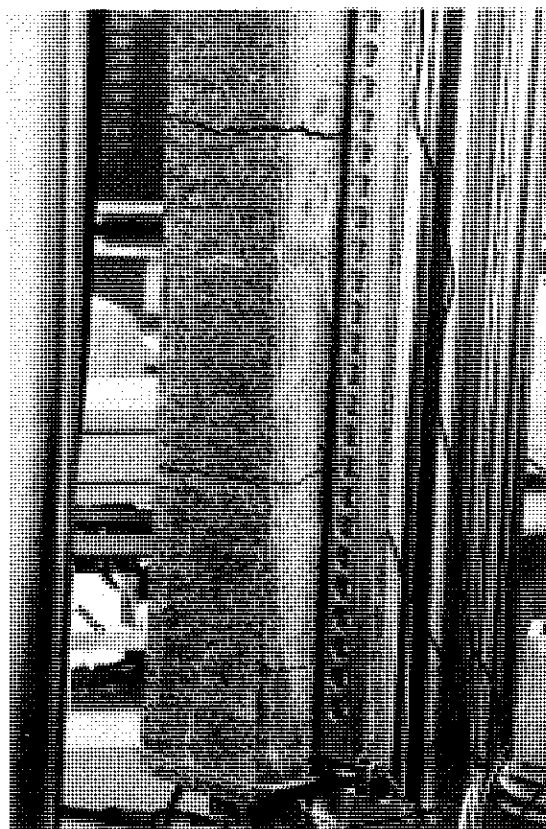


Figura 5c. Detalle de la probeta durante el ensayo.

- La carga P (Figura 4).
- El desplazamiento del pistón de la máquina.
- El desplazamiento relativo de las caras superior e inferior de la probeta.
- El deslizamiento de la barra respecto al hormigón en las caras superior e inferior de la probeta (se ha medido el movimiento relativo de la sección de la barra situada inicialmente en el plano de la cara).
- La apertura de las fisuras radiales en la cara superior de la probeta.

Además se ha obtenido el mapa de grietas en las 6 caras de la probeta una vez finalizado el ensayo.

4. EQUIPO DE ENSAYO

La carga P se aplicó con una máquina de ensayos servocontrolada INSTRON 1275.

Las barras fueron unidas a la máquina mediante mordazas hidráulicas INSTRON. Para la medida de la carga P se han utilizado dos células de carga INSTRON de 100 kN y 1000 kN de capacidad, la primera para las probetas con barra de $\phi 8$ y la segunda para las probetas con barra de $\phi 16$. El error a fondo de escala de estas células es inferior al $\pm 0,5\%$. La medida del desplazamiento relativo de las caras superior e inferior de la probeta y de la apertura de las fisuras radiales en la cara superior de la probeta se hizo con extensómetros INSTRON de $\pm 2,5$ mm de recorrido nominal y $\pm 0,1\%$ de error a fondo de escala. La medida del deslizamiento de la barra en las caras superior e inferior de la probeta se hizo con transductores inductivos HBM e INSTRON de $\pm 1,0$ mm de recorrido nominal y $\pm 0,1\%$ de error a fondo de escala. Las medidas de todos los desplazamientos se han hecho en posiciones simétricas respecto al eje de la probeta y se ha obtenido la media. Las Figuras 6a y 6b muestran el dispositivo empleado para medir el deslizamiento de la barra en la cara de la probeta.

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La Figura 7 presenta las curvas experimentales de la carga P frente al alargamiento longitudinal de la probeta prismática, medido entre las caras superior e inferior del hormigón, para las probetas con barra de $\phi 16$ y recubrimientos de 1ϕ , 2ϕ y 3ϕ . La base de medida fue de 960 mm (longitud del prisma de hormigón). En cada grupo de probetas aparece un punto a partir del cual la rigidez tangente de la probeta disminuye notablemente; este punto corresponde a la aparición de la primera fisura transversal en la probeta; en las probetas con recubrimientos de 2ϕ y 3ϕ , tras ese punto, aparece una zona sensiblemente horizontal con “dientes de sierra”; se ha podido comprobar durante los ensayos que cada “diente de sierra” corresponde a la propagación inestable de una de las grietas transversales que aparecen en la probeta. Una vez que se han propagado todas las grietas transversales, la rigidez tangente de la probeta es prácticamente la de la barra exenta. La dispersión de resultados ha sido muy pequeña. La Figura 8 muestra



Fig. 6a. Dispositivo empleado para la medida de los deslizamientos relativos entre la barra y las caras superior e inferior del prisma de hormigón.

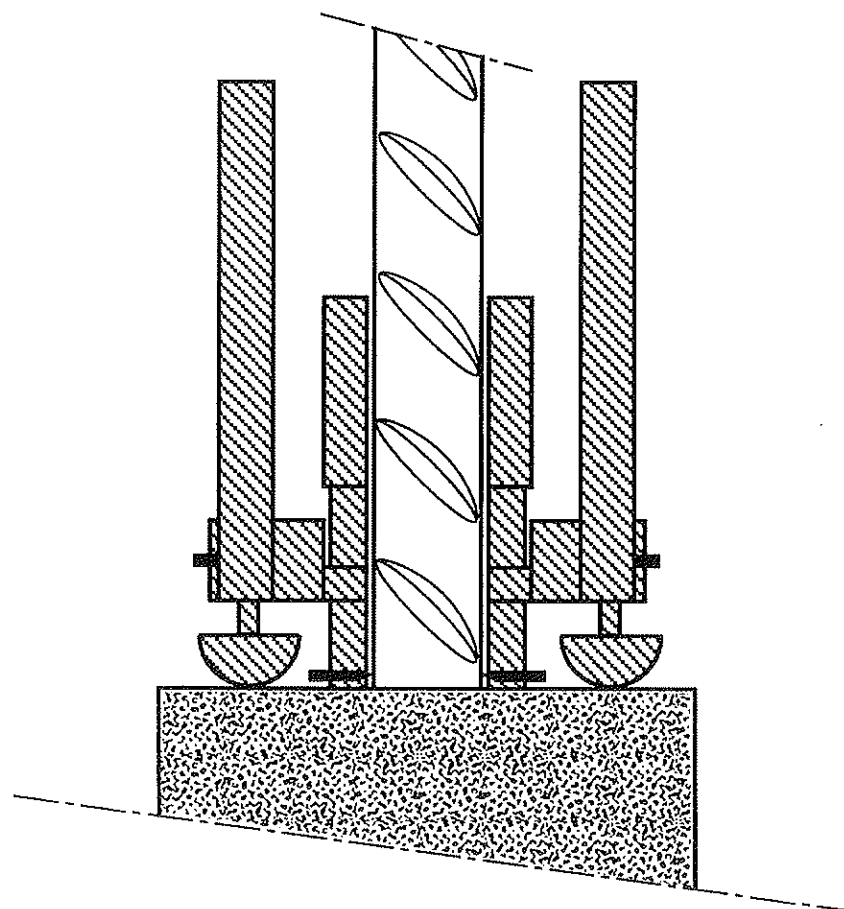
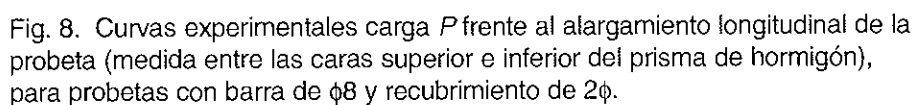
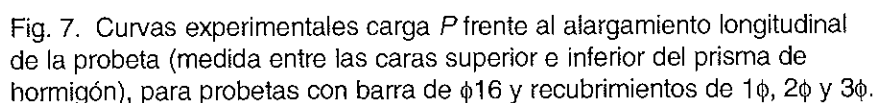


Fig. 6b. Sección del dispositivo empleado para la medida de los deslizamientos relativos.



resultados similares para las probetas con barra de $\phi 8$ y recubrimiento de 2ϕ . La Tabla 4 recoge los valores medios de la carga P correspondiente a la aparición de la primera fisura transversal (punto de caída de la rigidez tangente) y la pendiente de la curva carga P frente al alargamiento del prisma de hormigón antes y después de dicho instante.

La Figura 9a presenta, para las probetas con barra de $\phi 16$ y recubrimientos de 1ϕ , 2ϕ y 3ϕ , las curvas experimentales de la carga P frente al deslizamiento de la barra corrugada respecto al hormigón de la cara superior de la probeta. La parte inicial de la curva es muy parecida para los tres recubrimientos, pero a medida que se propagan las grietas transversales se produce una liberación de tensiones en el hormigón que produce una

disminución del deslizamiento relativo entre la barra y el hormigón que la embebe. En las probetas con mayor recubrimiento el área de hormigón es mayor por lo que, a igualdad de carga P , la tensión en la barra y en el hormigón son menores y, por tanto, las fisuras transversales en el hormigón aparecen para valores de la carga P superiores; esto provoca que la liberación de tensiones por fisuración transversal se produzca para valores de P mayores y, por tanto, que las curvas correspondientes a los recubrimientos mayores sean más tendidas que las que corresponden a los recubrimientos menores. Tras la fisuración, las curvas presentan una dispersión mayor debido al movimiento de los bloques de hormigón, limitados por las fisuras transversales y radiales. La Figura 9b presenta curvas análogas obtenidas en la

Tabla 4. Carga correspondiente a la aparición de la primera fisura.

Probeta	Carga de la primera fisura kN	Pendiente antes de la fisuración kN/mm ($P-\delta$)	Pendiente después de la fisuración kN/mm ($p-\delta$)
A1.8.C2	6,5	192	38
A1.16.C1	16,0	116	43
A1.16.C2	26,5	257	44
A2.16.C3	47,0	448	45

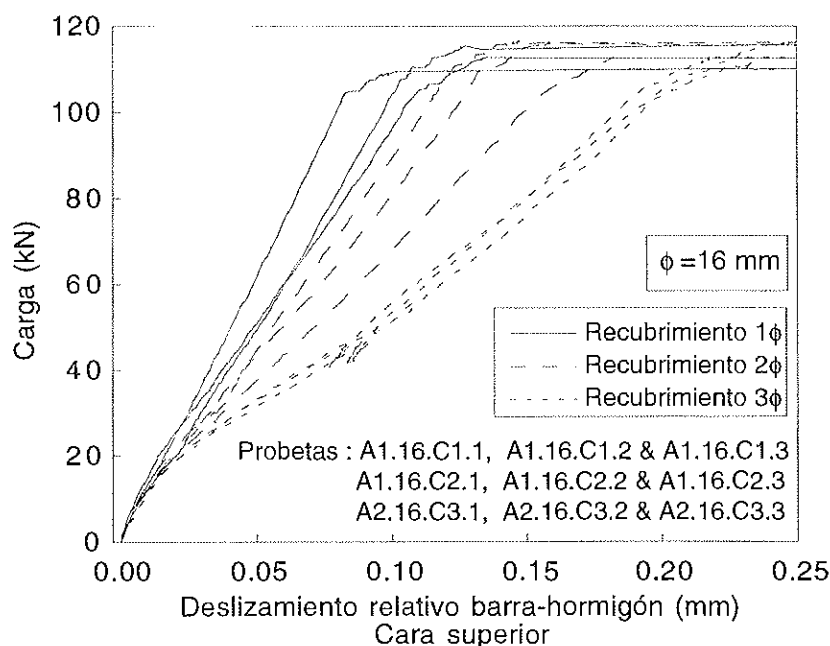


Fig. 9a. Curvas experimentales carga P frente al deslizamiento relativo de la barra respecto de la cara superior del prisma de hormigón; para probetas con barra de $\phi 16$ y recubrimientos de 1ϕ , 2ϕ y 3ϕ .

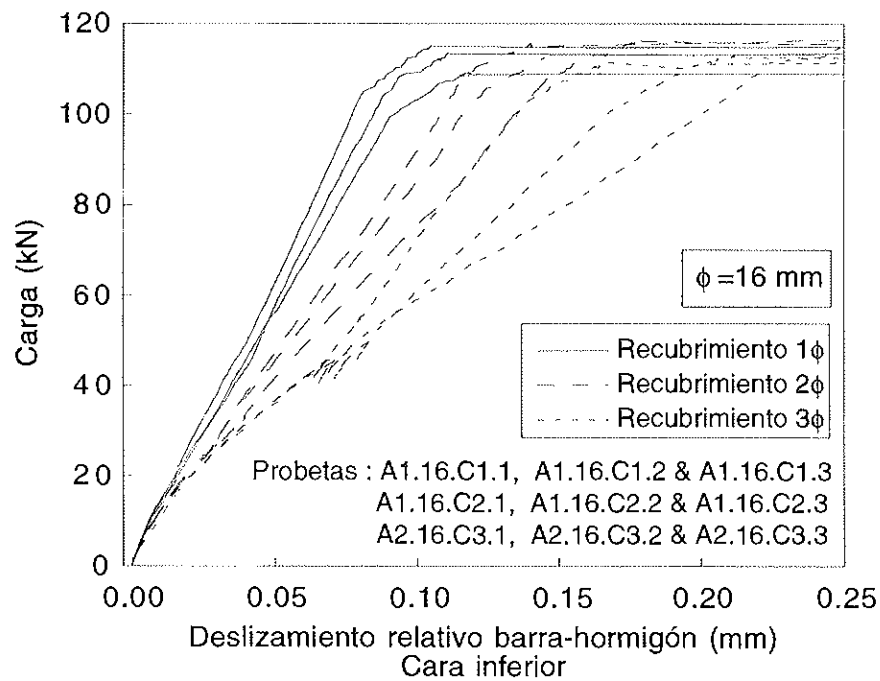


Fig. 9b. Curvas experimentales carga P frente al deslizamiento relativo de la barra respecto de la cara inferior del prisma de hormigón; para probetas con barra de $\phi 16$ y recubrimientos de 1φ, 2φ y 3φ.

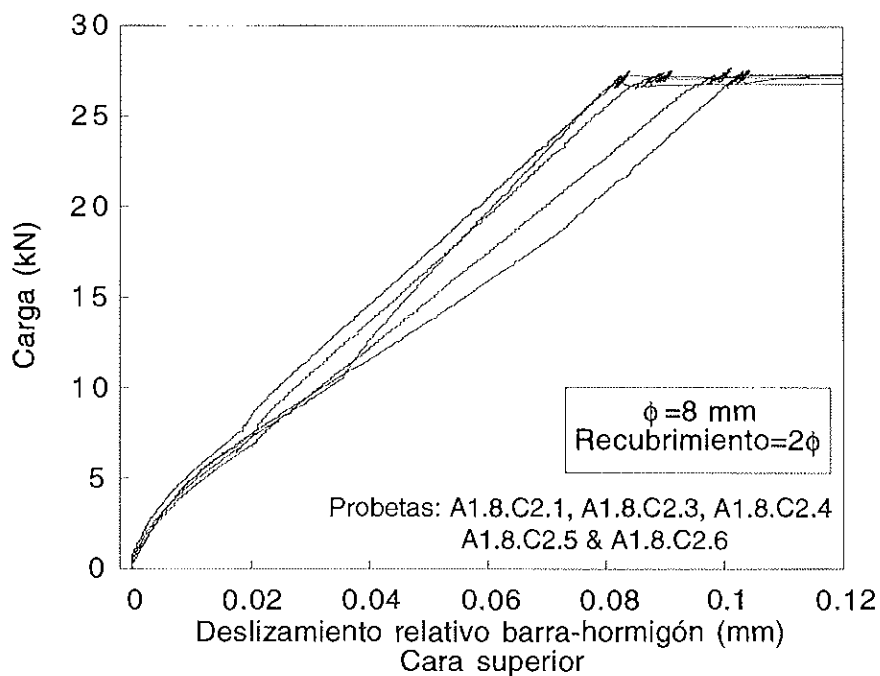


Fig. 10a. Curvas experimentales carga P frente al deslizamiento relativo de la barra respecto de la cara superior del prisma de hormigón; para probetas con barra de $\phi 8$ y recubrimiento de 2φ.

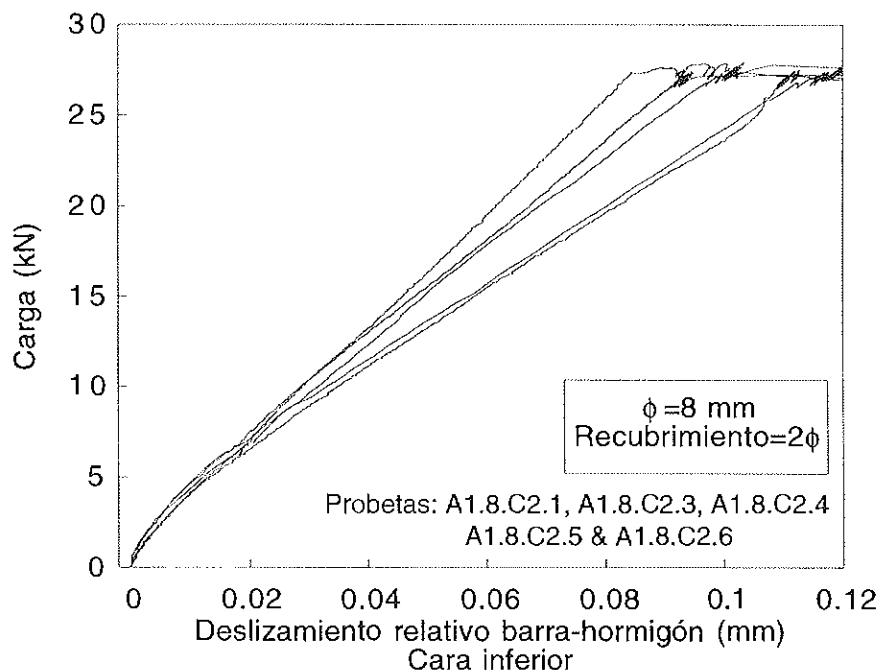


Fig. 10b. Curvas experimentales carga P frente al deslizamiento relativo de la barra respecto de la cara inferior del prisma de hormigón; para probetas con barra de $\phi 8$ y recubrimiento de 2ϕ .

cara inferior de las mismas probetas. Las Figuras 10a y 10b presentan curvas similares para las probetas con barra de $\phi 8$ y recubrimiento de 2ϕ .

La Figura 11 presenta las curvas experimentales de la carga P frente al registro de los extensómetros para la medida de la apertura de las grietas radiales a la barra corrugada en la cara superior de las probetas, para dos probetas con barra de $\phi 16$ y recubrimiento de 2ϕ . Las grietas radiales tienden a propagarse en las direcciones de menor distancia a las superficies libres de la probeta, creciendo desde la barra hacia la superficie exterior. En una sección cuadrada estas direcciones son cuatro y corresponden a las direcciones ortogonales a las aristas del cuadrado. En un porcentaje alto de las probetas ensayadas no se propagaron las cuatro grietas radiales posibles sino sólo dos o tres. Por razones de espacio, en las caras superior e inferior de la probeta sólo se pueden instalar dos extensómetros para la medida de la apertura de las grietas radiales; en una dirección se sitúa el dispositivo de medida del deslizamiento relativo entre la barra y la cara superior del hormigón (Figura 6a y 6b)

con sus “orejetas” para acoplar los transductores inductivos, y en la dirección perpendicular los dos extensómetros para la medida de la apertura de las grietas radiales, este hecho provoca que en algunas probetas ensayadas se hayan situado los extensómetros para la medida de la apertura radial de las grietas en la dirección en que no se han propagado. La Figura 11 presenta los resultados correspondientes a dos probetas iguales, en una se han captado las grietas y en la otra no. La parte inicial de las curvas corresponde a régimen elástico. En las curvas correspondientes a los extensómetros que han captado las grietas radiales aparece un punto de quiebro que coincide con la propagación de la primera grieta transversal ($P = 26,5$ kN aproximadamente).

La Figura 12 muestra las curvas experimentales de tensión principal de tracción frente a la deformación unitaria para las probetas con barras de $\phi 8$ y $\phi 16$ y recubrimiento de 2ϕ . Los resultados son muy parecidos y, en particular, coinciden los puntos en los que se produce la brusca disminución de rigidez debida a la fisuración del hormigón.

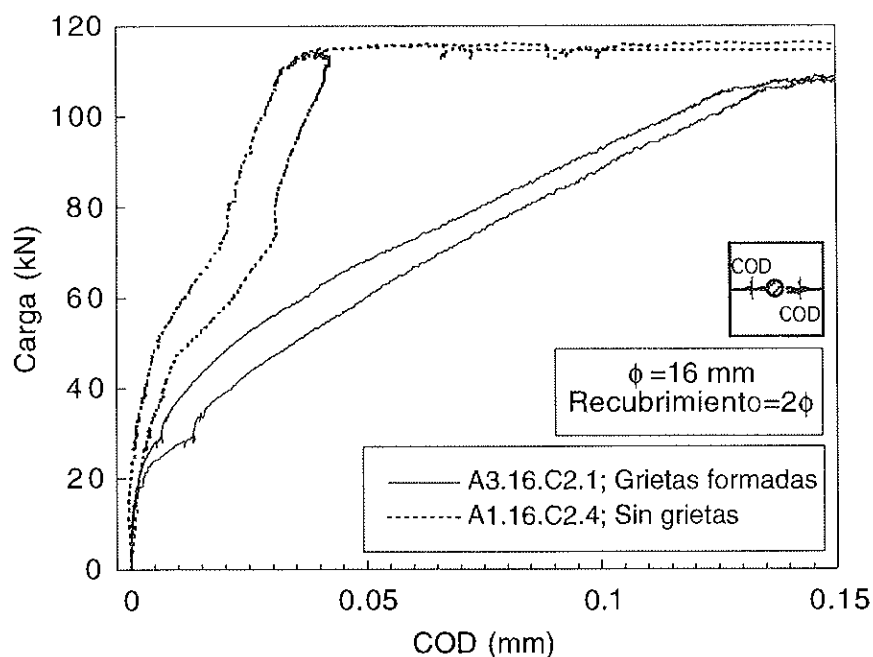


Fig. 11. Curvas experimentales carga P frente a la apertura de las grietas radiales; medidas en la cara superior del prisma de hormigón.

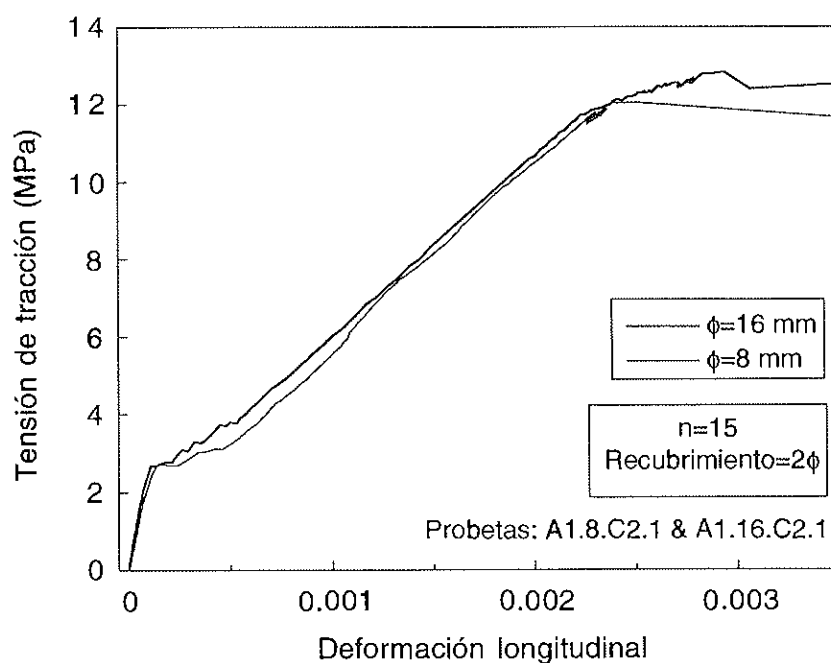


Fig. 12. Curvas experimentales tensión principal de tracción frente a la deformación longitudinal media de la probeta, para probetas con barras de $\phi 8$ y $\phi 16$ y recubrimiento de 2ϕ .

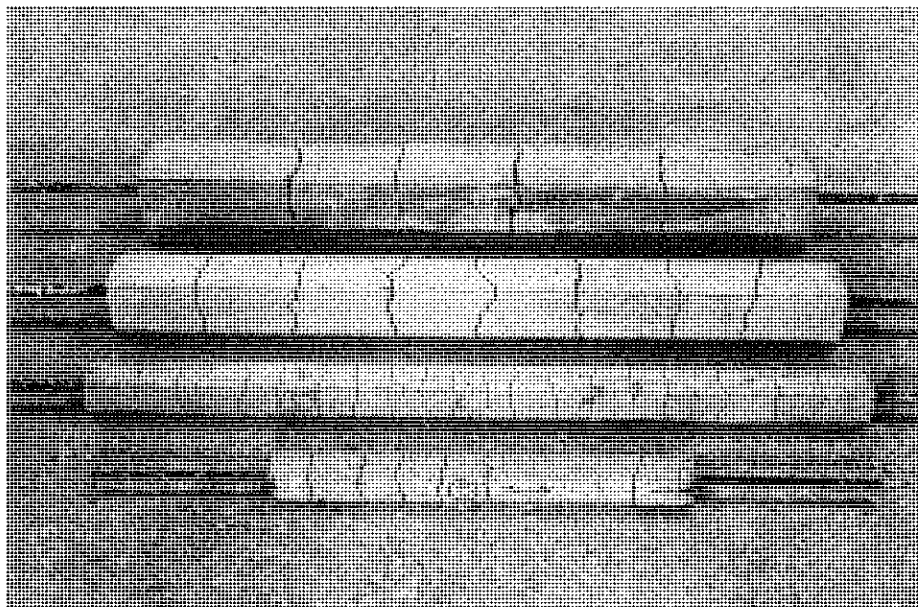


Fig. 13a. Aspecto de las probetas de los cuatro tamaños ensayados, tras finalizar el ensayo.

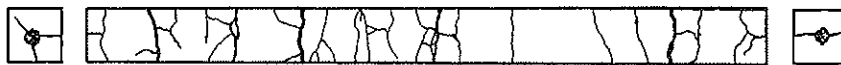


Fig. 13b. Mapa de fisuras de una probeta tras finalizar el ensayo.

La Figura 13a muestra la foto de cuatro probetas ensayadas, una de cada tamaño. La Figura 13b muestra el mapa de fisuras de una probeta con barra de $\phi 8$ y recubrimiento de 2ϕ tras finalizar el ensayo. Las fisuras transversales son prácticamente equidistantes y perpendiculares a la dirección de tensión principal de tracción. Las grietas radiales se han propagado según las direcciones de menor distancia a las superficies libres (las caras laterales de la probeta), desde la barra hacia fuera y desde las caras superior e inferior hacia el interior de la probeta; este aspecto es importante porque dificulta la modelización de la propagación de las grietas mediante un modelo bidimensional.

6. CONCLUSIONES

De los ensayos realizados con 2 diámetros de barra y 3 recubrimientos de hormigón, se

ha obtenido una colección completa de ensayos de propagación de grietas en probetas de hormigón con una barra embebida sometida a tracción de cuyos resultados obtenidos se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- Se presenta una importante pérdida de rigidez en la probeta como consecuencia de la aparición de la primera grieta transversal. Las grietas transversales se propagan de forma inestable una a una, son aproximadamente equidistantes y perpendiculares a la barra. Una vez que se han propagado todas las grietas transversales, la rigidez de la probeta es prácticamente igual a la de la barra exenta.
- Las grietas radiales inician su desarrollo en las caras superior e inferior del prisma de hormigón, creciendo el frente de grieta desde los extremos (bases

del prisma) hacia la sección central de la probeta. Las grietas radiales se detienen al ver cortado su avance por la grieta transversal más cercana.

- c) La dispersión en los registros de carga P frente al alargamiento longitudinal es muy pequeña, mientras que los registros de carga P frente al deslizamiento relativo y de carga P frente a la apertura de las grietas radiales presentan mayor dispersión. Ello se debe probablemente a que los últimos traducen la interacción de la grieta radial con la grieta transversal más próxima, cuya situación es más aleatoria, mientras que los registros carga-alargamiento promedian el efecto de las grietas transversales sin que importe tanto su posición exacta.

7. REFERENCIAS

- [1] Gerstle, W. H. e Ingraffea, A. R., Does Bond-Slip Exist?, *Micromechanics of Failure of Quasi-Brittle Materials*, Proc. Internat. Conference, New Mexico, 1991.
- [2] CEB, *Bond in Concrete*, Proc. of Int. Conference, Riga, 1992.
- [3] Tepfers, R., *A Theory of Bond Applied to Overlapped Tensile Reinforcement Splices for Deformed Bars*, Chalmers University of Technology, Division of Concrete Structures, Publication 73:2, Goteborg-Sweden, 1973, 328 pp.
- [4] Goto, Y., Cracks Formed in Concrete Around Deformed Tension Bars, *ACI Journal*, V. 68, No. 4, April 1971, pp. 244-251.
- [5] Abrishami, H. y Mitchel, D., Simulation of Uniform Bond Stress, *ACI Materials Journal*, V. 89, No. 2, March-April 1992, pp. 161-168.
- [6] Noghabai, K., *Splitting of Concrete in the Anchoring Zone of Deformed Bars: A Fracture Mechanics Approach*, Licentiate Thesis, Lulea University of Technology-Sweden, 1995, 131 pp.
- [7] Cairns, J. y Jones K., An Evaluation of the Bond-Splitting Action of Ribbed Bars, *ACI Materials Journal*, V. 93, No. 1, January-February 1996, pp. 10-19.
- [8] Gambarova, P. y Rosati, G., Bond and Splitting in Reinforced Concrete: Test Results on Bar "Pull-out", *Materials and Structures*, Vol. 29, June 1996, pp. 267-276.
- [9] RILEM TC 147-FMB, Round Robin Analysis and Tests on Bond, Invitation, May 1995.

8. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Comisión Interministerial de Ciencia y Tecnología y a la Dirección General de Investigación Científica y Técnica la financiación de este trabajo a través de los proyectos MAT94-0120-003 y PB 93-0031, a la empresa Portland-Valderribas el suministro de cemento a granel para la elaboración de las probetas, a la empresa Aceros para la Construcción el suministro de las barras de acero y a la empresa CELSA el análisis químico de las barras de acero.

RESUMEN

En los elementos de hormigón armado sometidos a esfuerzos de tracción el deslizamiento relativo entre las barras de acero y el hormigón provoca la aparición de fisuras radiales. La tensión de adherencia está directamente relacionada con la fisuración radial del hormigón, respondiendo a un mecanismo complejo poco conocido relacionado con la pérdida de confinamiento de las barras debido a la fisuración. La geometría de la barra corrugada, las propiedades en fractura del hormigón y el recubrimiento de las barras son algunas de las variables que gobiernan el problema y cuya influencia no ha sido adecuadamente cuantificada. En este trabajo se presentan los resultados experimentales correspondientes al ensayo de probetas prismáticas de hormigón con una barra en su interior solicitadas a tracción; los ensayos se han realizado para dos diámetros de barra y tres recubrimientos

distintos. El trabajo se encuadra dentro de las actividades de un grupo de RILEM dedicado al estudio de la adherencia y anclaje de barras en el hormigón.

SUMMARY

The relative slip between ribbed steel bars and concrete produces radial cracks in the reinforced concrete elements subjected to tensile forces. The bond stress is directly connected to the radial cracking through a complex mechanism related to the loss of the con-

finement of the bar due to cracking. Ribbed bar geometry, concrete fracture properties and concrete cover are some of the governing parameters which control the bond capacity. However, a model describing accurately the very complex mechanisms involved is still lacking. This paper presents the results of an experimental research carried out to study cracking in prismatic concrete specimens with an embedded ribbed steel bar subjected to tension. The tests have been developed for two bar diameters and three concrete covers. This work was carried out in accordance with the invitation of the "Round Robin Analysis and Tests on Bond" of RILEM.

NUEVA PUBLICACION DE LA ATEP

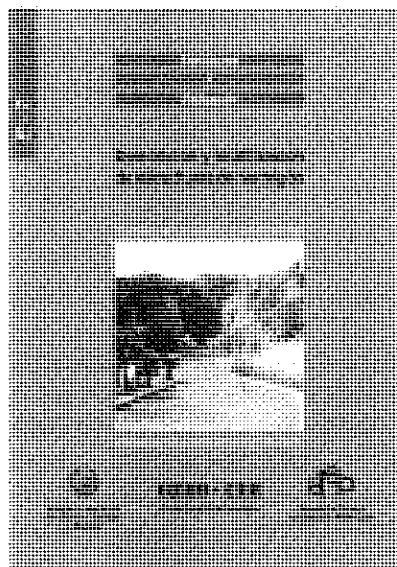
“DEMOLICIÓN Y REUTILIZACIÓN DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN”

Por un doble motivo es una verdadera satisfacción presentar este nuevo manual “Demolición y reutilización de estructuras de hormigón”. De un lado, por la rabiosa actualidad de la materia de que se trata, sobre la cual no teníamos prácticamente ninguna literatura hasta ahora pese a la creciente necesidad de la misma. Y de otro, por ser fruto del trabajo de un grupo mixto de ATEP y de GEHO, asociaciones hermanas que hasta ahora han competido limpiamente en la tarea de facilitar a los técnicos del hormigón herramientas avanzadas de ayuda en sus trabajos.

Conscientes del deseo albergado por la mayoría de sus respectivos asociados en el sentido de que ambas asociaciones se fusionasen, los órganos directivos de GEHO y ATEP crearon hace un año un Grupo Mixto de Reflexión para preparar las bases de dicha fusión.

Por la novedad de la materia que trata, el presente documento debe ser considerado como un primer paso. Un paso firme, que tiene la virtud de presentar un marco perfectamente ordenado en el que figuran los conocimientos actuales y en el que encontrarán fácil cabida los nuevos avances. Queda así abierto un procedimiento de mejora al que pueden contribuir todos los técnicos españoles haciéndonos llegar sus críticas y sugerencias.

En los últimos años se han realizado en España demoliciones muy significativas de estructuras de hormigón armado y pretensado y, previsiblemente, se seguirán realizando. Los condicionantes de estas demoliciones son cada vez más estrictos por la progresiva sensibilización, en relación al medio ambiente, de las Propiedades (Administraciones Públicas y Empresas privadas) y ciudadanos. Esta sensibilización hace referencia tanto a las condicio-



nes ambientales durante la ejecución (menor ruido, vibraciones, polvo, molestias a los tráficos circundantes, etc.) como al destino final de los residuos obtenidos y el impacto ambiental de los mismos. Ello ha contribuido a una diversificación y especialización importante de las técnicas de demolición en estos años.

Conscientes de esta problemática global, la Asociación Técnica Española del Pretensado (ATEP) y el Grupo Español del Hormigón (GEHO) se plantearon de forma conjunta la creación de un grupo de trabajo, en julio de 1995, que abordase estos temas. Se contó con la colaboración de expertos profesionales que han redactado y supervisado la versión final del manual.

Asimismo, es intención de GEHO y ATEP presentar el documento, una vez mejorado, con las aportaciones de sus socios respectivos, a la recién nacida **fib** (Federación Internacional del Hormigón), fruto de la fusión del CEB y de la FIP, ya que puede constituir una base de discusión y culminar en un documento de carácter internacional.

Los interesados en adquirir esta publicación, cuyo precio es de 1.950,- pesetas (IVA incluido), para los Miembros de la ATEP y 2.600,- pesetas (IVA incluido), para los no Miembros, deberán dirigirse a:

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA
DEL PRETENSADO
Apartado de Correos 19002
28080 MADRID
Tel. y Fax: (91) 766 07 03

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

(Continuación de Int. Portada)

FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A. (FCCSA).—Acanto, 22. 28045 Madrid.

FORMIGONS GIRONA, S.A.—Carretera C-250 de Girona a Sant Feliú de Guixols, Km. 4,3. 17242 Quart (Girona).

FREYSSINET, S.A.—General Perón, 24. 28020 Madrid.

GRACE, S.A.—Apartado 523. 08080 Barcelona.

GRUPO ESPAÑOL DEL HORMIGON (GEHO).—Universidad Politécnica de Madrid.—Laboratorio de Estructuras de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, C. y Puertos.—Ciudad Universitaria, s/n, 28040 Madrid.

HIERRO INSTALADO Y SUMINISTRADO, S.A. (HIS, S.A.).—Luis Montoto, 105, 4º K. 41007 Sevilla.

HUARTE, S.A.—Oficina Técnica.—C/Gobelas, 35-37. El Plantío. 28023 Madrid.

IBERDROLA, S.A. Servicio Formación.—Referencia 3001. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.

INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.—Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.

INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES (IECA).—José Abascal, 53-2.ª planta. 28003 Madrid.

INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION, S.A.—Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES (INTEMAC).—Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.

JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA, S.A.—Príncipe de Vergara, 103. 28006 Madrid.

LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES. CEDEX.—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.

MECANOGUMBA, S.A.—Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).

MEKANO-4, S.A.—Polígono Can Magarola. Carretera N-152, Km. 19,8. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).

PACADAR, S.A.—Hermósilla, 57. 28001 Madrid.

PREFABRICADOS CASTELO, S.A.—Polígono Industrial Atios. Apartado 11. 36080 Porriño (Pontevedra).

PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.—Apartado 138. 36600. Villagarcía de Arosa (Pontevedra).

PREVALESA, S.L.—Avda. Blasco Ibáñez, 20. 46010 Valencia.

PROYECTOS Y ESTRUCTURAS, S.A. (PROES).—Padre Damián, 42-1º D. 28036 Madrid.

SENER, INGENIERIA Y SISTEMAS, S.A.—Avda. de Zugazarte, 56. 48930 Las Arenas (Vizcaya).

SOCIEDAD DE ESTUDIOS DEL TERRITORIO E INGENIERIA, S.A.—Avenida Cardenal Herrera Oria, 167. 28034 Madrid.

TECPRESA, S.A.—Velázquez, 105. 28006 Madrid.

TIERRA ARMADA, S.A.—Pº Castellana, 165. 28046 Madrid.

TREFILERIAS QUIJANO, S.A.—Fábrica de Forjas de Buelna. 39400 Los Corrales de Buelna (Cantabria).

TRENZAS Y CABLES, S.L. (TYC, S.L.).—Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (Barcelona).

VSL IBERICA, S.A.—Aribau, 185, 3º, 2ª. 08021 Barcelona.

La Asociación Técnica Española del Pretensado se complace en expresar públicamente su agradecimiento a las Entidades citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados.



**asociación técnica
española del pretensado**