

HORMIGÓN y acero

Nº 192

**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.**—Raimundo Fernández Villaverde, 43. 28003 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).
- CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE OBRAS PUBLICAS (CEDEX).** Gabinete de Información y Documentación.—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.
- 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. Centro de Documentación "Josep Renat".**—Bon Pastor, 5. 08021 Barcelona.
- COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.**—Santa Eugenia, 19. 17005 Gerona.
- COL. LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA.**—Plaça Nova, 5. 08002 Barcelona.
- COMYLSA, EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.**—Lagasca, 88. 28001 Madrid.
- CONSULTECO, S.L.**—Pintor Lorenzo Casanova, 26. 03003 Alicante.
- C.T.T. STRONGNOLD, S.A.**—Aribau, 185. 08021 Barcelona.
- CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.**—Ayala, 42. 28001 Madrid.
- DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.**—Orense, 81. 28020 Madrid.
- DYWIDAG - SYSTEMS INTERNATIONAL, S.A.**—Azor, 25-27. Polígono Industrial Matagallegos. 28940 Fuenlabrada (Madrid).
- EMESA-TREFILERIA, S.A.**—Apartado 451. 15080 La Coruña.
- EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA, S.A. (AUXINI).**—Padilla, 46. 28006 Madrid.
- ENTRECANALES Y TAVORA, S.A. Biblioteca.**—Cardenal Spínola, 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. (EPTISA).**—Arapiles, 14. 28015 Madrid.
- EUROCONSULT, S.A.**—Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
- FERROVIAL, S.A.**—Príncipe de Vergara, 135. 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

COMITE DE REDACCION

Director:

PIÑEIRO, Rafael

Vocales:

BARREDO, Carlos

JODAR, Juan

JULIA, Manuel

LLOMBART, José Antonio

ROMERO, Rafael

SANCHEZ-GALVEZ, Vicente

Censores:

ALCALA, Juan Luis

CUVILLO, Ramón del

ELICES, Manuel

GONZALEZ VALLE, Enrique

MANTEROLA, Javier

MORAN, Francisco

MORENO TORRES, Juan

MURCIA, Juan

POZO VINDEL, Florencio J. del

SIEGRIST, Carlos

HORMIGÓN y acero

n.º 192

CUOTAS ANUALES

1994

	ESPAÑA	EXTRANJERO
Miembros "Personales" menores de 27 años	4.000 ptas.	
Miembros "Personales" (personas naturales)	8.000 ptas.	60 dólares
Miembros "Colectivos" (personas jurídicas).	20.000 ptas.	125 dólares
Miembros "Protectores" (personas naturales o jurídicas que deseen prestar una ayuda económica especial a la A.T.E.P.)	40.000 ptas	250 dólares

(Más 15% IVA para España)

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.

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.
ALTRESA, S.A.—Aranda de Duero (Burgos).
ASOCIACION ENGINYERS INDUSTRIALS DE CATALUNYA.—Barcelona.
ASOCIACION DE INVESTIGACION DE LAS INDUSTRIAS DE LA CONSTRUCCION.—
Paterna (Valencia).
CASTRO HERMANOS, S.L.—Mislata (Valencia).
CENTRO DE ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS, S.A.—Oviedo.
CENTRO POLITECNICO SUPERIOR DE INGENIEROS.—Area de M.M.C. y T. de
Estructuras.—Zaragoza.
CEYD TECNICA, S.A.—Oviedo.
C.I.C., S.A.—Consultor de Ingeniería Civil, S.A.—Barcelona.
CIISA "CONSULTING E INGENIERIA INT., S.A.".—La Coruña.
CINSA-EP.—Lasarte-Oria (Guipúzcoa).
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 ARQUITECTOS DE BALEARES.—Palma de Mallorca.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS.—Demarcación de Valencia.—Valencia.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.—Bilbao.
CONSTRUCCIONES LAIN, S.A.—Madrid.
CONTROLEX.—Alicante.
CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.—Barcelona.
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 ESTRUC-
TURAS.—Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
Universidad Politécnica. Madrid.
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS. Diputación Foral de Guipúzcoa. San Sebas-
tián.
E.E.P., S.A.—Elementos Estructurales Prefabricados, S.A.—Sant Fruitos de Bages (Bar-
celona).
ENAGA, S.A.—Pozuelo de Alarcón (Madrid).
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA. Ú.P.C.—Barcelona.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Biblioteca.—La Coruña.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Madrid.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Biblioteca.—San Sebastián.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Sevilla.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS AGRONOMOS.—Biblioteca.—
Córdoba.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TECNICA.—Castro de Elviña (La
Coruña).
ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TECNICA.—Granada.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA INDUSTRIAL.—Zaragoza.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA MINERA. Biblioteca.—León.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Universidad Castilla-La Mancha. Depar-
tamento de Mecánica Aplicada.—Albacete.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Barcelona.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Burgos.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Córdoba.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA DE MANRESA.—Manresa (Barcelona).
EUROESTUDIOS, S.A.—Madrid.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.—Madrid.
FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.—Valencia.
FORJADOS DOL.—Esquivias (Toledo).

FUERZAS ELECTRICAS DE CATALUÑA, S.A.—Barcelona.
 FUNDACION DE LOS FERROCARRILES ESPAÑOLES.—Madrid.
 GIJON E HIJOS, S.A.—Motril (Granada).
 G.O.C.S.L.—Vigo (Pontevedra).
 GRUPO SGS Ciat.—Madrid.
 HORMADISA, S.L.—Valga (Pontevedra).
 IDEAM, S.A.—Madrid.
 INBADELCA, S.A.—Baracaldo (Vizcaya).
 INDAG, S.A.—Madrid.
 INGENIERIA DE AUTOPISTAS Y OBRAS CIVILES, S.A.—Madrid.
 INGENIERIA FLORS, S.A.—Grao de Castellón.
 INGENIEROS Y ARQUITECTOS ASOCIADOS, S.A.—Zaragoza.
 INSTITUCIONES COLEGIALES PARA LA CALIDAD EN LA EDIFICACION.—Murcia.
 INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIO DE CATALUNYA.—Barcelona.
 INSTITUTO JUAN DE HERRERA.—Madrid.
 INSTITUTO TURISTICO VALENCIANO, I.T.V.A.—Valencia.
 J. CASTRO MATELO, S.A.—Sigüeiro (La Coruña).
 JUNTA DE CASTILLA Y LEON.—Consejería de Fomento.—Valladolid.
 JUNTA DE CASTILLA Y LEON.—Dirección General de Transportes y Carreteras. Servicio de Gestión.—Valladolid.
 JUNTA DE CASTILLA Y LEON.—Servicio Territorial de Fomento.—Ávila.
 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.
 METALURGICA GALAICA, S.A.—Narón (La Coruña).
 MINISTERIO DE DEFENSA. DIRECCION DE INFRAESTRUCTURA DEL MANDO SUPERIOR DE APOYO LOGISTICO DEL EJERCITO.—Madrid.
 MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, TRANSPORTES Y MEDIO AMBIENTE. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS. SERVICIO DE PUENTES Y ESTRUCTURAS.—Madrid.
 MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, TRANSPORTES Y MEDIO AMBIENTE. DIRECCION GENERAL PARA LA VIVIENDA Y ARQUITECTURA. SUBDIRECCION GENERAL DE NORMATIVA BASICA Y TECNOLOGICA.—Madrid.
 MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, TRANSPORTES Y MEDIO AMBIENTE. SUBDIRECCION GENERAL DE NORMATIVA TECNICA Y ANALISIS ECONOMICO.—Madrid.
 O.C.P. CONSTRUCCIONES, S.A.—Madrid.
 POSTENSA, S.A.—BILBAO.
 PRAINSA.—Barcelona.
 PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.—Madrid.
 PREFABRICADOS AGRICOLAS E INDUSTRIALES, S.A. (PRAINSA)—Zaragoza.
 PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S.A. (PRECESA)—León.
 PREFABRICADOS DE HORMIGON, S.A. (CUPRE-SAPRE)—Valladolid.
 PREFABRICADOS PARA NAVES Y VIVIENDAS, S.A.—Zaragoza.
 PREFABRICADOS POUASA, S.A.—Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
 PREFABRICADOS UNILAND, S.A.—Barcelona.
 PREVALESA, S.L.—Valencia.
 RUBIERA, S.A. FORJADOS Y CUBIERTAS.—León.
 RUBIERA BURGOS, S.A.—Burgos.
 SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.—Barcelona.
 SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.—Burgos.
 SERVICIO TERRITORIAL DE CARRETERAS.—Gerona.
 SESTRA, S.A.L.—Andoain (Guipúzcoa).
 SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.—Madrid.
 SPANDECK CATALANA, S.A.—Barcelona.
 TECNICA Y PROYECTOS, S.A.—Madrid.
 TERRATEST, S.A.—Madrid.
 TEXSA, S.A.—Barcelona.
 TIGNUS, S.A. Valencia.
 TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPASA)—Madrid.
 UNIVERSIDAD DE CADIZ.—Algeciras (Cádiz).
 UNIVERSIDAD DE CANTABRIA. Biblioteca Universitaria.—Santander.

UNIVERSIDAD DE OVIEDO. Biblioteca Universitaria.—Oviedo.
UNIVERSIDAD POLITECNICA. Hemeroteca.—Valencia.
VIGUETAS MUBEMI, S.A.—Torrente (Valencia).
VORSEVI, S.A.—Ingeniería y Control de Calidad.—Sevilla.
V.S. INGENIERIA Y URBANISMO, S.L.—Sevilla.

EXTRANJERO

ABCP/LIBRIS.—EBSCO.—Río de Janeiro (Brasil).
ASSOCIACAO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.—Sao Paulo (Brasil).
COLTENZA, S.A.—Santa Fé de Bogotá. D.C. (Colombia).
FACULTAD DE INGENIERIA/UBA.—Estados Unidos de Norteamérica.
LABORATORIO DE ENGENHARIA DE ANGOLA.—Luanda (República Popular de Angola).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU.—Lima (Perú).
POSTES, S.A.—Lima (Perú).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE QUITO. Biblioteca.—Quito (Ecuador).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE VALPARAISO. Biblioteca Central.—Valparaíso (Chile).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO. Biblioteca.—Mayagüez (Puerto Rico).

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 19.002, 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: Se continúa en este número 192 de «Hormigón y Acero» la publicación de los textos de las Comunicaciones presentadas a la XIVª Asamblea Técnica de la A.T.E.P. celebrada en Málaga, durante los días 8 al 12 del mes de noviembre de 1993

En este número 192, se incluyen siete de las Comunicaciones presentadas al Tema I, «Investigaciones y Estudios», y cinco de las presentadas al Tema III A, «Realizaciones. Ingeniería Civil»

EL COMITE DE REDACCION

hormigón y acero n.º 192

índice

Págs.

TEMA I. «INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS»

- 457-0-204 Redistribución de esfuerzos en estructuras mixtas: un planteamiento general basado en el coeficiente de envejecimiento** 9-36
Redistribution de contraintes dans les structures mixtes: une méthode générale basée sur le coefficient de vieillissement.
Time-dependent stress redistribution in composite structures: a general approach based on the aging coefficient.
A. Pérez Caldentey y H. Corres Peiretti
- 457-0-205 Análisis hasta rotura de puentes de hormigón con pretensado exterior** 37-44
Comportement en rupture des ponts en béton à précontrainte extérieur.
Ultimate behaviour of externally prestressed concrete bridges.
G. Ramos y A. C. Aparicio.
- 457-0-206 Ejemplo de dimensionamiento y verificación de un puente de hormigón con pretensado exterior** 45-53
Exemple de dimensionnement et vérification d'un pont en béton à précontrainte extérieur.
Example of design and verification of an externally prestressed concrete bridge.
G. Ramos y A. C. Aparicio.
- 457-0-207 Análisis en el tiempo de puentes continuos de hormigón contruidos a partir de elementos prefabricados** 55-71
Calcul dans le temps de ponts continus en béton faits à partir d'éléments préfabriqués.
Time-dependent analysis of continuous-span concrete bridges made up of precast elements.
J. Murcia y L. Herkenhoff.
- 457-0-208 Nueva formulación para el cálculo de pérdidas de la fuerza de pretensado por penetración de cuñas**..... 73-79
Nouvelle formulation pour le calcul des pertes de précontrainte dues à la rentrée d'ancrage.
New formulation for the calculation of losses in prestressing force due to slippage of anchorage.
A. Aguado y X. Montobbio.

457-8-179	Un caso real de ruptura frágil de redondos para armar.....	81-85
	Un cas réel de rupture fragile d'une armature normal du béton. A real case of brittle failure of a normal reinforcing bar. <i>V. López; C. Andrade; J. Fullea; C. Alonso y P. Nasarrev</i>	
457-8-180	Criterios de proyecto de losas de hormigón pretensado con armaduras postesas no adherentes	87-105
	Dispositions de project des dalles précontraintes par torons gainés graiseés post-tendus. Design criteria for flat slabs with unbonded tendons. <i>F. Martínez Abella; A. R. Mari Bernat y P. Roca Fabregat</i>	

TEMA III. A. «REALIZACIONES. INGENIERÍA CIVIL»

591-2-251	Viaducto sobre el río Gor.....	107-116
	Le Viaduc sur le Gor. Gor river bridge. <i>E. J. Ayala y J. M. Creus</i>	
591-2-252	Puente del Arenal, en Córdoba.....	117-122
	Pont du «Arenal» à Córdoba «Arenal» bridge at Córdoba <i>J. Martínez Calzón</i>	
591-2-253	Puentes continuos prefabricados. Realizaciones	123-126
	Ponts continus préfabriqués. Réalisations. Precast prestressed bridges. Recent achievements. <i>M. Burón Maestro; D. Fernández-Ordóñez Hernández y M. Peláez Ruiz.</i>	
591-9-50	Realizaciones de BBR en España	127-141
	Réalisations de BBR en Espagne. BBR references in Spain. <i>J. M. López Saiz y J. M. Illescas Villa.</i>	
591-9-51	Estructuras de la Autovía de Extremadura, N-V; P.K. 334,0 al 395,0. Variante de Mérida y Mérida (Oeste)-Badajoz	143-160
	Structures de l'Autoroute de l'Extremadura N-V, P.K. 334,0 au 395,0. Variante de Mérida-Mérida (Ouest)-Badajoz Structures in the section between Km. 334 and 395 of the Extremadura Motorway. Bypass Merida and Merida (West)-Badajoz <i>G. Ontañón y J. Magnet.</i>	

EN PORTADA: Reproducción del Cartel anunciador de la XIVª Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P., que obtuvo el primer premio en el Concurso al efecto celebrado.

AUTOR: *José F. Berlanga Ponce*

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 desee 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 cual, previo informe y evaluación de su calidad por el correspondiente Cuerpo de 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 serán devueltos al Autor.

2. PRESENTACION DE ORIGINALES

Los originales se presentarán mecanografiados a doble espacio, por una sola cara, en hojas tamaño UNE A4. De cada artículo se enviará original y dos copias.

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

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).

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.

Se presentarán delineados en tinta china negra sobre papel vegetal o sobre papel blanco, o en reproducibles de muy buena calidad. Todas las figuras llevarán su correspondiente pie explicativo.

Los rótulos, símbolos y leyendas deberán ser tales que, tras su reducción a la anchura de una o dos columnas de la Revista (setenta y dos o ciento cincuenta mm, respectivamente) queden letras de tamaño no inferior a 1,5 mm y sean, en todo caso, fácilmente legibles.

2.4. Fotografías

Se procurará incluir sólo las que, teniendo en cuenta la reproducción, sean realmente útiles, claras y representativas. Podrán presentarse en copias de papel opaco negro o en color, en negativo, o en diapositivas. Se tendrán en cuenta las normas sobre tamaño de rótulos y leyendas dadas en el punto 2.3 anterior. Irán

numeradas correlativamente y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.5. Tablas y cuadros

Cumplirán las proporciones y dimensiones indicadas para las figuras. 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 incompreensión. Para su identificación se utilizará, cuando sea necesario, un número entre paréntesis a la derecha de la fórmula.

Se cuidará especialmente que todas las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables, procurando evitar los exponentes complicados y letras afectadas simultáneamente de subíndices y exponentes.

Cualquier expresión que, por su complejidad, pueda dar lugar a interpretaciones equivocadas, se presentará manuscrita. Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (por ejemplo, la / y el l; la O 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.

Redistribución de esfuerzos en estructuras mixtas: un planteamiento general basado en el coeficiente de envejecimiento

Alejandro Pérez Caldentey
Prof. Asociado
Hugo Corres Peiretti
Catedrático de Hormigón

E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid

1. INTRODUCCION

Debido al distinto comportamiento reológico del hormigón y del acero (sujeto el primero a deformaciones diferidas de fluencia y retracción y carente el segundo de ellas), en las estructuras compuestas por una combinación de ambos materiales se producen redistribuciones de tensiones, tanto a nivel de sección como a nivel de estructura. Ello se debe a que el hormigón tiende a deformarse, mientras que el acero, unido a éste mediante condiciones de adherencia o mediante una conexión específica, intenta impedir dicha deformación.

Este comportamiento se tiene en cuenta, generalmente, al escribir la ecuación constitutiva de los materiales, incorporando el comportamiento diferido y las variaciones de tensión que se producen en cada material a lo largo del tiempo. Para el hormigón y el acero, estas ecuaciones pueden ponerse de la siguiente manera:

Ecuación constitutiva del hormigón ¹:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_c}{E_c} + \varphi(t, t_0) \frac{\sigma_c}{E_c} + \int_{t_0}^t [(1 + \varphi(t, \tau))] \frac{d\sigma_c(\tau)}{E_c} + \varepsilon_r \quad \text{ec. (1)}$$

¹ En esta ecuación, y en todo el desarrollo que sigue, se desprecia la variación del módulo de deformación longitudinal en el tiempo y se toma $E_c = E_{c,28}$. Como se verá en la contrastación de la formulación de Trost (Apartado 4), esta simplificación no induce a errores apreciables en el cálculo, debido a que las fórmulas resultantes son poco sensibles a la variación de este parámetro

Ecuación constitutiva de los aceros (acero de armar o acero estructural):

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + \int_{t_0}^t \frac{d\sigma_s}{E_s} = \frac{\sigma_s + \Delta\sigma_s}{E_s} \quad \text{ec. (2)}$$

Como puede verse, la aplicación de la ec. (1) supone resolver la integral que aparece en ella, llamada «Integral de Volterra». Sin embargo, esta tarea no es fácil, dada la falta de conocimiento, a priori, sobre cómo evolucionan las tensiones en los distintos materiales. Ello obliga, en principio, al desarrollo de un cálculo paso a paso, llevando a cabo la integración mediante una fina discretización del tiempo. Este tipo de análisis, al que se hará referencia con el nombre de «método general», ha sido desarrollado en distintos programas informáticos, tanto en el extranjero [10], como en España [7] [9].

También se han planteado diversos criterios simplificados, entre los que destacan los tres siguientes:

- En primer lugar, la resolución analítica de la integral, mediante derivación de la ecuación constitutiva e integración de la ecuación diferencial resultante, a merced de una hipótesis simplificadora sobre la forma analítica que adopta el coeficiente de fluencia. Este método se debe a F. Dischinger y data de los años 30 [3].
- En segundo lugar, la integración mediante los llamados coeficientes ψ , que se basa en suponer que la tensión en el hormigón varía a lo largo del tiempo de manera afín a

una potencia, j , del coeficiente de fluencia. Este método fue propuesto por J.M. Calzón y J. Ortiz [5] en los años 70.

- Por último, el método del coeficiente de envejecimiento, tomando para éste un valor fijo (normalmente $\chi = 0,8$), propuesto en 1966 por H. Trost [1] y desarrollado posteriormente por Z. Bazant [2].

A continuación se describe brevemente en qué consiste cada uno de estos métodos simplificados, para luego desarrollar más a fondo una formulación, basada en el coeficiente de envejecimiento, que permite tener en cuenta los efectos reológicos a tiempo infinito, en puentes mixtos, de una manera sencilla y con una pérdida de precisión mínima respecto de los resultados obtenidos por medio del método general.

Por último, se contrasta esta metodología simplificada con tres ejemplos, en los que se comparan los resultados de dicha formulación con los resultados de un cálculo paso a paso con discretización del tiempo, haciendo uso del modelo cuyo fundamento se detalla en la referencia [9].

2. BREVE PRESENTACION DE LOS DISTINTOS METODOS SIMPLIFICADOS

2.1. Hipótesis de Dischinger

Dischinger [3] resolvió, en 1937, una ecuación diferencial que permitía tener en cuenta las redistribuciones de esfuerzos y tensiones que se producen cuando interaccionan elementos puramente elásticos con elementos sujetos a deformaciones de fluencia y retracción. Este análisis se basa en la suposición de que el coeficiente de fluencia puede ponerse como:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi(t) - \varphi(t_0) \quad \text{ec. (3)}$$

Haciendo uso de la ec.(3) y derivando la ecuación constitutiva del hormigón, se obtiene, por lo tanto, la siguiente ecuación diferencial:

$$\frac{d \epsilon_c}{d \varphi} = \frac{1}{E_c} \frac{d \sigma_c}{d \varphi} + \frac{\sigma_c}{E_c} + \frac{d \epsilon_r}{d \varphi} \quad \text{ec. (4)}$$

Combinando esta ecuación con las ecuaciones de compatibilidad y equilibrio, y suponiendo que la deformación de retracción es afín al coeficiente de fluencia, es posible resolver analíticamente una gran variedad de problemas estructurales de interés práctico.

La ec.(3) supone, que, si se tienen la expresión del coeficiente de fluencia para una edad de puesta en carga t_0 , se puede obtener su expresión para otra edad de puesta en carga t_1 , simplemente mediante una translación vertical.

Según la referencia [4], fue solamente unos 20 años tras la publicación de este método, que se demostró que esta suposición no se correspondía exactamente con el comportamiento experimental del hormigón y que éste, además de exhibir una deformación que se corresponde con la ec.(3) (deformación plástica diferida), presentaba una deformación recuperable tras una descarga, que depende del tiempo transcurrido desde la puesta en carga ($t-t_0$) (deformación elástica diferida).

Sin embargo, este inconveniente puede subsanarse, sumando al segundo término de la ec.(3), una constante que representa la deformación elástica diferida a tiempo infinito, sin que por ello se restrinja la resolubilidad de la ecuación diferencial (método de Dischinger mejorado).

Este método, sigue siendo, hoy en día, un método válido, todavía muy usado por los proyectistas, aunque, en general, se obtienen mejores resultados con los métodos más modernos que se describen a continuación.

2.2. Cálculo mediante los coeficiente ψ_j

J. Martínez Calzón y J. Ortiz Herrera proponen en su libro *Construcción Mixta* [5] (1978), un método para el análisis diferido de estructuras mixtas, que permite la integración de forma simplificada de la ecuación de Volterra. Este método permite obtener la evolución del estado tensional de las secciones mixtas, simplemente haciendo un cálculo con características homogeneizadas para un tiempo t (en general $t = \infty$) utilizando para el hormigón un módulo de deformación equivalente, que viene dado por la expresión:

$$\epsilon_{c, \infty} = \frac{E_c}{1 + \psi_j \varphi(t, t_0)} \quad \text{ec. (5)}$$

Esto es posible haciendo una hipótesis sobre el tipo de variación con el tiempo de la tensión en el hormigón. Esta hipótesis supone que la tensión en el hormigón varía de forma proporcional a una potencia j del coeficiente de fluencia:

$$\sigma(t) = k [\varphi(t, t_0)]^j \quad \text{ec. (6)}$$

Este método puede incluso llegar a ser exacto, si se desarrolla la tensión en el hormigón en serie de potencias del coeficiente de fluencia.

El método consiste, por lo tanto, en plantear la

ecuación constitutiva del hormigón en los siguientes términos:

$$\left[\sigma_c(t_0) [1 + \varphi(t, t_0)] + \int_{t_0}^t [1 + \varphi(t, \tau)] d\sigma_c(\tau) \right] = \frac{\sigma_c(t)}{E_c} [1 + \psi_j \varphi(t, t_0)] \quad \text{ec. (7)}$$

En esta ecuación, el término entre corchetes representa la deformación instantánea más la deformación de fluencia del hormigón, y para esta última se introduce el coeficiente ψ_j .

Haciendo uso de esta igualdad y de la hipótesis según la cual la tensión del hormigón varía proporcionalmente a una potencia del coeficiente de fluencia, se demuestra en la ref. [5] que los coeficientes ψ_j pueden calcularse mediante la siguiente expresión:

$$\psi_j = \frac{1}{[\varphi(t, t_0)]^{j+1}} \int_{t_0}^t [\varphi(t, \tau)]^j \frac{d\varphi(t, \tau)}{d\tau} d\tau \quad \text{ec. (8)}$$

Por lo tanto, si se conoce la expresión analítica del coeficiente de fluencia, se puede calcular el coeficiente ψ_j que permite la obtención del estado tensional, en el tiempo t , para una edad de puesta en carga t_0 .

Este método es muy sencillo, desde el punto de vista operativo, una vez que se han calculado los coeficientes ψ_j , que además podrían tabularse.

2.3. Método del coeficiente de envejecimiento

En 1966, H. Trost [1] definió el coeficiente de envejecimiento, χ , mediante la siguiente igualdad:

$$\int_{t_0}^t [1 + \varphi(t, \tau)] \frac{d\sigma_c \tau}{E_c} = [1 + \chi \varphi(t, t_0)] \frac{\Delta\sigma_c}{E_c} \quad \text{ec. (9)}$$

Despejando χ de la ec.(9), se podría calcular su valor de manera exacta, procediendo a la integración de la Integral de Volterra mediante discretización del tiempo.

Hasta aquí, el problema sigue siendo el mismo que el que se plantea al utilizar el método general. La simplificación, sin embargo, es posible gracias a la escasa variabilidad del parámetro χ . En efecto, Trost y Bazant han demostrado que para $t = \infty$, χ varía entre 0,6 y 1,0 con un valor medio de 0,80.

Por lo tanto, si se adopta para χ un valor constante, se simplifica de forma notable la ecuación constitutiva y ello permite la elaboración de un método general y sencillo, que se describe en el apartado 3, para tener en cuenta las redistribuciones, tanto a nivel de sección como a nivel de estructura, debidas al comportamiento reológico del hormigón.

La simplificación de tomar un valor fijo para el coeficiente de envejecimiento, sólo es válida, sin embargo, cuando el análisis es a tiempo infinito, puesto que χ es bastante sensible al tiempo de cálculo, cuando éste es pequeño.

3. FORMULACION SIMPLIFICADA, BASADA EN EL COEFICIENTE DE ENVEJECIMIENTO

A continuación se deduce una formulación simplificada, planteando ecuaciones constitutivas (haciendo uso del coeficiente de envejecimiento), ecuaciones de compatibilidad y ecuaciones de equilibrio.

El método propuesto se lleva a cabo en dos etapas: un primer análisis a tiempo cero, que proporcionará el estado tensional inicial que dará lugar a una fluencia bien definida, y un segundo análisis que tiene en cuenta el comportamiento diferido y da como resultado las variaciones de tensión que se producen por la acción de la retracción y la fluencia.

3.1. Análisis a tiempo cero

Ecuaciones constitutivas

Las ecuaciones constitutivas de los materiales se plantean suponiendo que las cargas actuantes son cargas de servicio y que, por lo tanto, no se produce plastificación de los materiales. Con ello, se puede suponer una relación lineal entre tensión y deformación.

- para el hormigón:

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_c} \quad \text{ec. (10)}$$

- para el acero pasivo y estructural, respectivamente:

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \varepsilon_a = \frac{\sigma_a}{E_a} \quad \text{ec. (11)}$$

Ecuaciones de compatibilidad

Como ecuaciones de compatibilidad se admite, en primer lugar la hipótesis de Navier (una sección plana permanece plana tras la deformación):

$$\varepsilon(y) = \varepsilon_0 + \frac{1}{r} y \quad \text{ec. (12)}$$

En la fórmula anterior, «y» es la distancia de la fibra considerada a la fibra de referencia; « ε_0 » es la deformación en la fibra de referencia, debida a las cargas instantáneas, y $1/r$ es la curvatura debida a estas últimas.

En segundo lugar, se considera que la adherencia entre hormigón y acero es perfecta²:

$$\varepsilon_c(y) = \varepsilon_a(y) = \varepsilon_s(y) \quad \text{ec. (13)}$$

Ecuaciones de equilibrio

- Equilibrio de axiles:

$$N = \int_{A_c} \sigma_c d A_c + \int_{A_a} \sigma_a d A_a + \sum_{i=1}^m \sigma_s A_s \quad \text{ec. (14)}$$

- Equilibrio de momentos

$$M = \int_{A_c} \sigma_c y_c d A_c + \int_{A_a} \sigma_a y_a d A_a + \sum_{i=1}^m \sigma_s y_s A_s \quad \text{ec. (15)}$$

Introduciendo en las ecuaciones de equilibrio las ecuaciones constitutivas y de compatibilidad, se obtienen las siguientes expresiones:

$$N = E_c \left[\varepsilon_0 A_h + \frac{1}{r} B_h \right] \quad \text{ec. (16)}$$

$$M = E_c \left[\varepsilon_0 B_h + \frac{1}{r} I_h \right] \quad \text{ec. (17)}$$

En estas ecuaciones, A_h , es el área de la sección homogeneizada, a tiempo cero; B_h es el momento estático de primer orden de la sección homogeneizada, a tiempo cero, respecto de la fibra

de referencia escogida (valdrá cero si esta fibra coincide con el centro de gravedad de la sección homogeneizada, a tiempo cero) e I_h es la inercia de la sección homogeneizada, a tiempo cero, respecto de la fibra de referencia.

Las ec.(16) y (17) están planteadas respecto de una fibra de referencia genérica. Esto puede ser útil, puesto que el centro de gravedad de la sección es variable en función de que se esté analizando el comportamiento instantáneo o el comportamiento diferido. Igualmente, el cdg de la sección puede variar, por cambiar su sección transversal debido al proceso constructivo empleado (construcción no apeada, en estructuras mixtas). Las ecuaciones se pueden plantear también respecto del centro de gravedad de cada sección, pero en este caso hay que referir los esfuerzos y deformaciones a una misma fibra, antes de poder sumar los valores obtenidos en los distintos análisis. Este es el criterio que se adopta a continuación, porque ello permite simplificar mucho las ecuaciones y facilitar la aplicación del método.

Las ec.(16) y (17) permiten, por lo tanto, determinar las dos incógnitas que definen el plano de deformación de la sección (los valores de N y M se conocen a través de un cálculo estructural previo). Si se toma como fibra de referencia el centro de gravedad de la sección homogeneizada, a tiempo cero, el momento estático vale cero y se obtienen las conocidas expresiones:

$$\varepsilon_0 = \frac{N}{E_c A_h} \quad \text{ec. (18)}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{E_c I_h} \quad \text{ec. (19)}$$

3.2. Análisis a tiempo infinito

Ecuaciones constitutivas

Las ecuaciones constitutivas se plantean teniendo en cuenta el comportamiento diferido del hormigón, y haciendo uso, para ello, del coeficiente de envejecimiento, eliminando de esta manera la necesidad de la integración paso a paso.

En las ecuaciones que siguen, los incrementos de tensión se refieren a las redistribuciones que se producen, tanto por redistribución entre materiales a nivel de sección, como por redistribución a nivel de estructura, en estructuras hiperestáticas, al no ser compatibles las deformaciones impuestas, con las condiciones de contorno.

² Esta hipótesis puede ser cuestionable con sistemas de conexión flexibles y sería necesario generalizar este planteamiento para tener en cuenta este aspecto.

- para el hormigón³

$$\Delta \varepsilon_c = \Delta \sigma_c \left(\frac{1 + \chi \varphi}{E_c} \right) + \varphi \frac{\sigma_c}{E_c} + \varepsilon_r \quad \text{ec. (20)}$$

En esta ecuación se incluye la deformación de retracción, ε_r , la deformación debida a la fluencia de la carga instantánea, $(\varphi \sigma_c / E_c)$, la deformación instantánea debida a la redistribución de esfuerzos, $\Delta \sigma_c$ y la deformación de fluencia debida a este incremento de tensión, $\chi \varphi \Delta \sigma_c / E_c$. El coeficiente de envejecimiento χ es un factor reductor que tiene en cuenta que el coeficiente de fluencia decrece con la edad de aplicación de la carga (envejecimiento del hormigón). De esta forma, se reduce el valor de φ , que corresponde a un tiempo de aplicación de la carga t_0 , para tener en cuenta que $\Delta \sigma_c$ se aplica gradualmente entre t_0 y t .

- para los aceros

$$\Delta \varepsilon_s = \frac{\Delta \sigma_s}{E_s} \quad \Delta \varepsilon_a = \frac{\Delta \sigma_a}{E_a} \quad \text{ec. (21)}$$

Ecuaciones de compatibilidad

- Hipótesis de Navier

$$\Delta \varepsilon(y) = \Delta \varepsilon_0 + \Delta \frac{1}{r} y \quad \text{ec. (22)}$$

- Adherencia perfecta

$$\Delta \varepsilon_c = \Delta \varepsilon_a = \Delta \varepsilon_s \quad \text{ec. (23)}$$

Ecuaciones de equilibrio

- Equilibrio de axiles

$$\Delta N = \int_{A_c} \Delta \sigma_c d A_c + \int_{A_s} \Delta \sigma_a d A_a + \sum_{i=1}^m \Delta \sigma_s A_s \quad \text{ec. (24)}$$

3 En esta expresión se supone que $\Delta \sigma_c$ es debido a una acción que empieza a desarrollarse en $t = t_0$. Ello no es del todo cierto, puesto que la retracción, que también contribuye a este incremento de tensión, se empieza a desarrollar al finalizar el curado. Por otro lado, habría que discutir cuál es el valor de t_0 cuando se aplica más de una carga. Para hacer un cálculo riguroso, sería necesario calcular, de forma independiente, un incremento de tensión por cada carga exterior aplicada, y uno más debido a la retracción. Esta problemática se obvia en la discusión, por claridad en la exposición; pero no supone una limitación al método expuesto. Como orden de magnitud, se puede esperar que los errores que se cometen por tomar un tiempo único como representativo del tiempo de aplicación del conjunto de las cargas, pueden rondar el 10%, si dicho tiempo equivalente se escoge con un criterio lógico [14].

- Equilibrio de momentos

$$\Delta M = \int_{A_c} \Delta \sigma_c y_c d A_c + \int_{A_s} \Delta \sigma_a y_a d A_a + \sum_{i=1}^m \Delta \sigma_s y_s A_s \quad \text{ec. (25)}$$

Los valores ΔN y ΔM son los incrementos de esfuerzos que se producen entre el tiempo de aplicación de la carga y el tiempo de cálculo debido a la redistribución de esfuerzos a nivel de estructura; y valdrán cero en el caso en que la estructura sea isostática.

Introduciendo en las ec. (24) y (25) las ecuaciones constitutivas y las condiciones de compatibilidad a nivel de sección, se obtienen dos ecuaciones [ec. (26) y (27)] con cuatro incógnitas: los incrementos de deformación y curvatura y los incrementos de esfuerzos por la redistribución a nivel de la estructura.

$$\Delta \varepsilon_0 A_{h,\infty} + \Delta \frac{1}{r} B_{h,\infty} = \Delta N \frac{(1 + \chi \varphi)}{E_c} + \int_{A_c} \varepsilon_r d A_c + \int_{A_c} \varphi \frac{\sigma_c}{E_c} d A_c \quad \text{ec. (26)}$$

$$\Delta \varepsilon_0 B_{h,\infty} + \Delta \frac{1}{r} I_{h,\infty} = \Delta M \frac{(1 + \chi \varphi)}{E_c} + \int_{A_c} \varepsilon_r y d A_c + \int_{A_c} \varphi \frac{\sigma_c}{E_c} y d A_c \quad \text{ec. (27)}$$

En las ec. (26) y (27), $A_{h,\infty}$, $B_{h,\infty}$ e $I_{h,\infty}$ son las características de la sección homogeneizada, a tiempo infinito, respecto de una determinada fibra de referencia. Para ello, se toma, como coeficiente de equivalencia, la relación entre el módulo de deformación del acero y el módulo de deformación del hormigón ajustado a la edad (véase ec. 28)

$$n_{s,\infty} = \frac{E_s}{E_c} (1 + \chi \varphi) \quad \text{ec. (28)}$$

$$n_{a,\infty} = \frac{E_a}{E_c} (1 + \chi \varphi)$$

Si la fibra de referencia se escoge de tal forma que coincida con el centro de gravedad de la sección homogeneizada, a tiempo infinito, $B_{h,\infty}$ será igual a cero. Si además se tiene en cuenta que la tensión en el hormigón, σ_c , puede ponerse en términos de las deformaciones a tiempo cero (calculadas en el apartado 3.1), referidas al cdg de la sección homogeneizada, a tiempo infinito, según:

$$\sigma_c = E_c \left[\varepsilon_{0,\infty} + \frac{1}{r} y \right] \quad \text{ec. (29)}$$

donde «y» es la distancia de la fibra de hormigón considerada al centro de gravedad de la sección homogeneizada, a tiempo infinito, y $\varepsilon_{0,\infty}$ es la deformación debida a las cargas instantáneas (subíndice 0) en la fibra correspondiente al centro de gravedad de la sección homogeneizada, a tiempo infinito, (subíndice ∞), las ecuaciones (26) y (27) podrán escribirse de la siguiente manera:

$$\Delta \varepsilon = \frac{\varphi \varepsilon_{0,\infty} A_c + \varphi \frac{1}{r} B_{c,\infty} + \varepsilon_r A_c}{A_{h,\infty}} + \frac{\Delta M}{\frac{E_c}{1 + \chi \varphi} A_{h,\infty}} \quad \text{ec. (30)}$$

$$\Delta \frac{1}{r} = \frac{\varphi \varepsilon_{0,\infty} B_{c,\infty} + \varphi \frac{1}{r} I_{c,\infty} + \varepsilon_r B_{c,\infty}}{I_{h,\infty}} + \frac{\Delta M}{\frac{E_c}{1 + \chi \varphi} I_{h,\infty}} \quad \text{ec. (31)}$$

Es importante notar que la fibra de referencia del análisis diferido, $y_{cdg,\infty}$, difiere de la fibra de referencia del análisis instantáneo, $y_{cdg,0}$, y hay que tener en cuenta este hecho cuando se introduce en las ecuaciones (30) y (31) la deformación de la fibra de referencia, debida a las cargas instantáneas. La relación entre ε_0 y $\varepsilon_{0,\infty}$ viene dada por la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{0,\infty} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r} (y_{cdg,\infty} - y_{cdg,0}) \quad \text{ec. (32)}$$

En la ecuación anterior, $y_{cdg,0} - y_{cdg,\infty}$ es la distancia entre el cdg de la sección homogeneizada, a tiempo cero, y la sección homogeneizada, a tiempo infinito.

Como ya se comentó anteriormente, en las ecuaciones 30 y 31 hay cuatro incógnitas (incrementos de esfuerzos por redistribución a nivel de la estructura, e incrementos de curvatura y deformación de la sección). Para resolver el problema es necesario plantear, además, las ecuaciones de compatibilidad a nivel de estructura. Estas ecuaciones de compatibilidad permitirán determinar el valor de los incrementos de axil y de momento que se producen por la acción de la fluencia y la retracción. Obtenidos estos valores, las ecuaciones 30 y 31 proporcionan el incremento de deformación de una sección cualquiera. Finalmente, aplicando las ecuaciones constitutivas, se podrá determinar el cambio en el estado tensional de los materiales.

Las ec. (30) y (31) dan expresiones de la curvatura y la deformación, a partir de cuya integral es posible plantear las condiciones de compatibilidad de cualquier estructura, obteniendo un número de ecuaciones igual al grado de hiperestatismo de la estructura considerada. Estas ecuaciones permitirán determinar la redistribución de esfuerzos, a nivel de la estructura, debido a la acción de la fluencia y la retracción (ΔN , ΔM).

Cálculo práctico de la redistribución de esfuerzos a nivel de la estructura

Un procedimiento equivalente al anterior es la utilización de un cálculo matricial, tomando como módulo de deformación de la estructura un módulo ajustado a la edad, y unas características mecánicas homogeneizadas, a tiempo infinito. Sobre esta estructura se aplican, entonces, las siguientes deformaciones impuestas (componente isostática de las deformaciones diferidas):

$$(\Delta \varepsilon)_1 = \frac{\varphi \varepsilon_{0,\infty} A_c + \varphi \frac{1}{r} B_{c,\infty} + \varepsilon_r A_c}{A_{h,\infty}} \quad \text{ec. (33)}$$

$$\left(\Delta \frac{1}{r} \right)_1 = \frac{\varphi \varepsilon_{0,\infty} B_{c,\infty} + \varphi \frac{1}{r} I_{c,\infty} + \varepsilon_r B_{c,\infty}}{I_{h,\infty}} \quad \text{ec. (34)}$$

Como resultado de este cálculo matricial, se obtiene la redistribución de esfuerzos a nivel de estructura (ΔN , ΔM). Finalmente, aplicando las ec. (30) y (31) se obtiene el cambio, en el plano de deformación, debido al comportamiento reológico del hormigón, y mediante las ecuaciones constitutivas, los cambios tensionales en cada sección.

También es necesario precisar que el valor ΔM está referido al centro de gravedad de la sección homogeneizada, a tiempo infinito, y no puede sumarse directamente al momento M obtenido en el cálculo a tiempo cero, a menos que, como es frecuente en este tipo de estructuras, ΔN sea igual a cero. De otra manera, el momento total a tiempo infinito, referido al centro de gravedad de la sección homogeneizada, a tiempo cero, (que por otro lado es la fibra de referencia para las hipótesis de carga, en general, e.g. pp, cm, sc, temp, etc) se obtendrá aplicando la ec. (35):

$$M_\infty = M + \Delta M + \Delta N (y_{cdg,\infty} - y_{cdg,0}) \quad \text{ec. (35)}$$

Igualmente, el axil a tiempo infinito se obtendrá, simplemente, sumando ΔN y N , puesto que el valor del axil no depende de la fibra tomada como referencia.

Cálculo de los incrementos de tensión en el hormigón y en el acero

Como ya se ha comentado, una vez obtenidos los incrementos de deformación, es posible calcu-

lar, mediante aplicación de las ecuaciones constitutivas, a tiempo infinito, el incremento de tensión que se produce en cada fibra del hormigón y del acero. Las expresiones resultantes se dan en las ecuaciones (36) para el hormigón y (37) para el acero.

$$\Delta\sigma_c = \frac{E_c}{(1 + \chi\varphi)} \cdot \left[\Delta\varepsilon + \Delta\frac{1}{r}y - \varphi \left(\varepsilon_{0,\infty} + \frac{1}{r}y \right) - \varepsilon_r \right] \quad \text{ec. (36)}$$

$$\Delta\sigma_a = E_a \left[\Delta\varepsilon + \Delta\frac{1}{r}y \right] \quad \text{ec. (37)}$$

siendo «y» la distancia de la fibra considerada al cdg de la sección homogeneizada, a tiempo infinito.

Estos incrementos de tensión podrán sumarse, directamente, a las tensiones calculadas para las cargas instantáneas, según las ecuaciones (10) y (11).

3.3. Método operativo

3.3.1. Introducción

En los apartados anteriores, se ha deducido un planteamiento general, simplificado, basado en el coeficiente de envejecimiento, que permite tener en cuenta las redistribuciones de esfuerzos que se producen en las estructuras mixtas, debido al comportamiento reológico del hormigón. Sin embargo, puede no haber quedado clara cuál es la forma de operar. Para llenar este vacío, a continuación se repasan todos los pasos que es necesario seguir para aplicar el método expuesto.

3.3.2. Pasos que se deben seguir

Los pasos que se deben seguir para aplicar el método son los siguientes:

- Cálculo de las características mecánicas de las secciones homogeneizadas, a tiempo cero (A_h, I_h), tomando como referencia el centro de gravedad de la sección homogeneizada, a tiempo cero, ($B_h = 0$).
- Cálculo de las deformaciones instantáneas producidas en cada sección por las cargas permanentes ($\varepsilon_0, 1/r$), referidas al cdg de la sección homogeneizada, a tiempo cero. Para ello, se aplicarán las cargas sobre la estructura homogeneizada, a tiempo cero, y se obtendrán los esfuerzos en cada sección (N, M). Los valores de las deformaciones podrán calcularse mediante las ec. (18) y (19).
- Cálculo de las tensiones en el hormigón y en el acero, a tiempo cero ($\sigma_c, \sigma_s, \sigma_a$).
- Cálculo de las características mecánicas de las secciones, a tiempo infinito. Para ello, se considerará el hormigón con un módulo ajustado a la edad [véase ec. (28)]. Estas características ($A_{h,\infty}, I_{h,\infty}, B_{c,\infty}, I_{c,\infty}$) estarán referidas al centro de gravedad de la sección homogeneizada, a tiempo infinito ($B_{h,\infty} = 0$).
- Cálculo, en cada sección, de la deformación que produce la carga instantánea, en la fibra correspondiente al cdg de la sección homogeneizada a tiempo infinito ($\varepsilon_{0,\infty}$) según la ec. (32).
- Cálculo de las deformaciones isostáticas debidas a la fluencia y la retracción [$\Delta\varepsilon_1, \Delta(1/r)_1$], según las ecuaciones (33) y (34).
- Aplicación de [$\Delta\varepsilon_1, \Delta(1/r)_1$], como deformaciones impuestas sobre la estructura homogeneizada, a tiempo infinito, utilizando un programa de cálculo matricial. Como resultado de este cálculo, se obtiene la redistribución de esfuerzos a tiempo infinito ($\Delta N, \Delta M$) y la flecha diferida debida a las acciones reológicas.
- Cálculo de [$\Delta\varepsilon, \Delta(1/r)$], mediante las ec. (30) y (31).
- Cálculo de los incrementos de tensión en el hormigón y en el acero ($\Delta\sigma_c, \Delta\sigma_s, \Delta\sigma_a$), en las secciones deseadas, mediante las ec. (36) y (37) (ecuaciones constitutivas, a tiempo infinito).

4. CONTRASTACION DEL METODO DEL COEFICIENTE DE ENVEJECIMIENTO

Como contrastación de la formulación simplificada, se proponen 3 ejemplos. El primer ejemplo es un ejemplo sencillo, más bien académico, pero cuya ventaja es que se puede explicar exhaustivamente, aclarando los conceptos desarrollados en el punto 3 y describiendo todos los datos utilizados para el cálculo.

El segundo ejemplo, corresponde a un proyecto real de un puente mixto, para la variante de Amorebieta, proyectado por Fhecor Ingenieros Consultores. En este caso, los datos introducidos son muy numerosos y es difícil plasmarlos todos en un espacio reducido. Estos incluyen muchas secciones tipo, debidas a la variación en los espesores de las chapas y un proceso constructivo complejo en el que la estructura metálica se construye por fases, como también ocurre con el hormigonado de la losa del tablero. El interés de este

ejemplo es que demuestra la aplicabilidad de los conceptos expuestos a un caso complejo, como los que se dan habitualmente en la práctica profesional del ingeniero estructural.

Por último, se presenta otro proyecto real, cuyo interés es contrastar el método propuesto cuando existe doble acción mixta (hormigonado del fondo del cajón metálico, en zona de momentos negativos). Se trata del puente de San Chinarro, proyectado por Fhecor Ingenieros Consultores, sobre la autovía de Burgos, a la salida de Madrid.

4.1. Ejemplo nº 1. Viga mixta de dos vanos

4.1.1. Descripción

El primer ejemplo consiste en una viga mixta,

de dos vanos iguales, de 30 metros de luz cada uno. En la figura 1 se representa la estructura, su sección transversal y la armadura pasiva de la losa de hormigón.

Se supone que la losa se fisura sobre el apoyo central y se asignan las características de la sección fisurada (sección metálica, más 2 capas de armadura de $\phi 16$, a 0,20) a una zona de 10 metros de longitud en torno al apoyo central, equivalente a un 15% del vano a cada lado del apoyo, según se recomienda en la propuesta de norma para puentes mixtos IPX-93 [8]. Ello supone despreciar la contribución del hormigón fisurado a la rigidez de la pieza, por efecto del «tensión stiffening». Este efecto, sin embargo, podría tenerse en cuenta incrementando ficticiamente el valor del módulo de deformación longitudinal de la armadura pasiva.

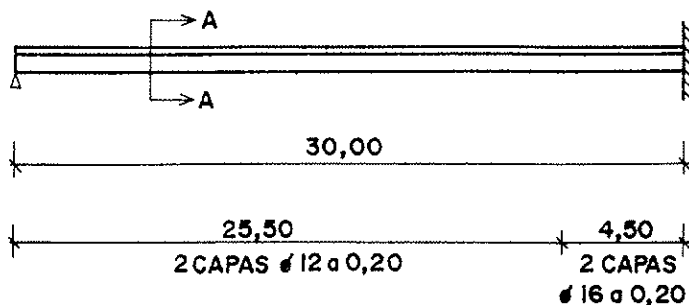
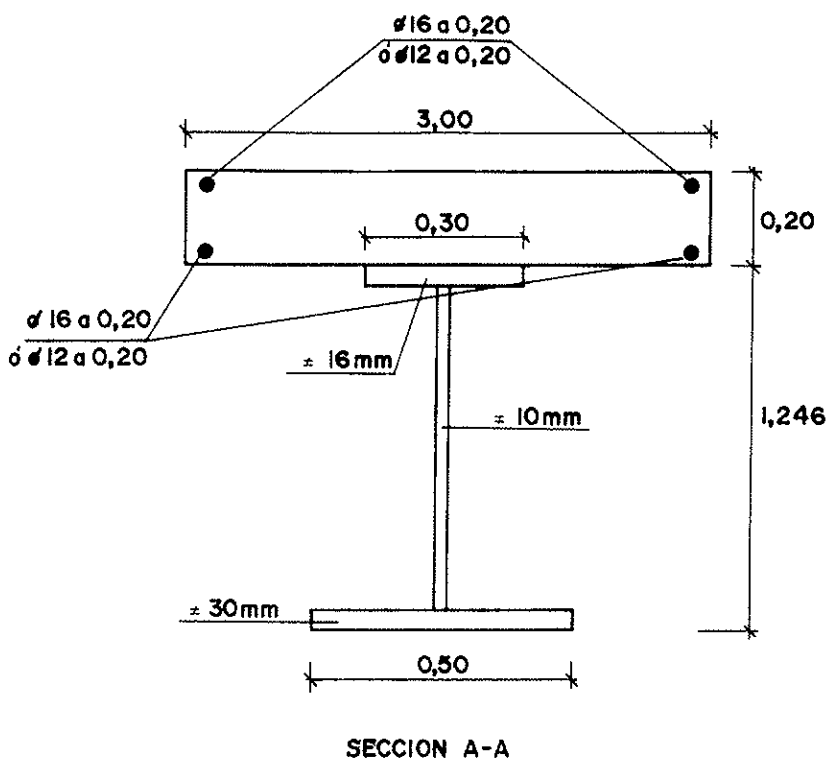


Figura 1.

Se supone, igualmente, que la estructura se construye apeada y que, por lo tanto, el peso propio de la sección metálica y de la sección de hormigón actúan sobre la sección mixta. Lo mismo ocurre con la carga muerta, que se supone igual a 7 cm de pavimento, y que se introduce a los 28 días del hormigonado de la losa de hormigón.

Para el análisis diferido se toma un coeficiente de fluencia igual a 2,30 y una deformación de retracción de 194 microdeformaciones.

4.1.2. Características de las secciones

En las Tablas 1 y 2 se resumen las características mecánicas de las secciones necesarias para el cálculo de las tensiones y las deformaciones, a tiempo infinito, a lo largo de la pieza. Se incluyen, por lo tanto, las características a tiempo cero y a tiempo infinito. Ello incluye dos secciones tipo:

- una, correspondiente a la zona en la que el hormigón se encuentra comprimido (vano), que se denominará sección «A».
- y otra, correspondiente a la zona del apoyo, donde el hormigón se encuentra fisurado, que se denominará sección «B».

La sección «A» tiene, como armadura, dos capas de $\phi 12$ a 0,20, mientras que en la sección «B» la losa está armada con 2 capas de $\phi 16$ a 0,20.

Tabla 1

Características mecánicas de las secciones, a tiempo cero

Sección	A	B
E_c [t/m ²]	$2,29 \cdot 10^6$	$2,29 \cdot 10^6$
$n_a = n_s$	9,17	9,17
A_b [m ²]	0,922	0,347
$Y_{edg,0}$ [m]	0,389	0,868
I_h [m ⁴]	0,238	0,109

Tabla 2

Características mecánicas de las secciones, a tiempo infinito

Sección	A	B
$E_{c,\infty} = Ec/(1 + \chi\phi)$ [t/m ²]	$8,06 \cdot 10^5$	$8,06 \cdot 10^5$
$n_{a,\infty} = n_{s,\infty}$	26,04	26,04
$A_{h,\infty}$ [m ²]	1,516	0,985
$Y_{edg,\infty}$ [m]	0,599	0,868
$I_{h,\infty}$ [m ⁴]	0,515	0,309
A_c [m ²]	0,600	0,000
$B_{c,\infty}$ [m ³]	-0,300	0,000
$I_{c,\infty}$ [M ⁴]	0,1516	0,000

4.1.3. Análisis a tiempo cero

El análisis a tiempo cero se lleva a cabo mediante un cálculo matricial ordinario, teniendo en cuenta que la zona del apoyo central se encuentra fisurada, y utilizando las características de las secciones homogeneizadas, a tiempo cero, y un módulo de deformación del hormigón, a tiempo cero.

Las cargas consideradas para este análisis son el peso propio del hormigón y del acero y una carga muerta consistente en 7 cm de pavimento ($d_{\text{pavimento}} = 2,4 \text{ t/m}^3$).

En la tabla 3 se consignan, para tres secciones características (apoyo extremo, sección de máximo momento positivo y sección de empotramiento, que se denominarán «1», «2» y «3», respectivamente) las tensiones que se obtienen en las fibras extremas del acero y del hormigón. Igualmente, en dicha tabla se da el valor del momento hiperestático que aparece en la sección de apoyo.

Tabla 3

Resultados del análisis, a tiempo cero

M_{hip} [mt] = - 195,299			
Sección	1	2	3
$\sigma_{c,sup}$ [kp/cm ²]	0,0	-26,90	0,0
$\sigma_{c,inf}$ [kp/cm ²]	0,0	-13,07	0,0
$\sigma_{a,sup}$ [kp/cm ²]	0,0	-119,83	1099,51
$\sigma_{a,inf}$ [kp/cm ²]	0,0	670,30	-949,65

4.1.4. Análisis a tiempo infinito

En la Tabla 4 se consignan, a título de ejemplo, para las secciones 1, 2 y 3, las deformaciones debidas a las acciones instantáneas, referidas al cdg de la sección homogeneizada, a tiempo cero (ϵ_0) [ec. (18) y (19)], la deformación instantánea en la fibra correspondiente al cdg de la sección homogeneizada, a tiempo infinito ($\epsilon_{0,\infty}$) [ec. (32)], y los incrementos de deformaciones debidos a la fluencia y la retracción, calculados según las ecuaciones (33) y (34), correspondientes a la componente isostática de la deformación diferida, sin sumarle el término debido a la redistribución a nivel de estructura.

Introduciendo estas últimas deformaciones (en cada sección, la deformación impuesta correspondiente), en un cálculo matricial, con características homogeneizadas a tiempo infinito, y con un módulo de deformación ajustado a la edad, es posible determinar la redistribución de esfuerzos a nivel de estructura y, por lo tanto, los incrementos

de tensiones correspondientes. Estos se consignan en la Tabla 5.

Tabla 4
Deformaciones a tiempo cero, e incrementos de deformación

Sección	1	2	3
ϵ_0	0,000	0,000	0,000
$1/r$ [m^{-1}]	0,000	$301 \cdot 10^{-6}$	$-78 \cdot 10^{-6}$
$\epsilon_{0,\infty}$	0,000	$63,5 \cdot 10^{-6}$	0,000
$(\Delta \epsilon)_i$	$77 \cdot 10^{-6}$	$160 \cdot 10^{-6}$	0,000
$(\Delta 1/r)_i$ [m^{-1}]	$112 \cdot 10^{-6}$	$232 \cdot 10^{-6}$	0,000

Tabla 5
Resultados del análisis a tiempo infinito (incremento de tensiones y esfuerzos)

ΔM_{hip} [mt] = -63,24			
Sección	1	2	3
$\Delta \sigma_{c,sup}$ [kp/cm ²]	4,01	16,67	0,0
$\Delta \sigma_{c,inf}$ [kp/cm ²]	5,82	8,20	0,0
$\Delta \sigma_{a,sup}$ [kp/cm ²]	-255,80	-469,49	356,05
$\Delta \sigma_{a,inf}$ [kp/cm ²]	39,42	-27,81	-307,52

4.1.5. Estado tensional final

El estado tensional final se obtiene como suma de las tensiones y los incrementos de tensión calculados en 4.1.3. y 4.1.4. Igualmente, como en este caso ΔN vale cero, el momento hiperestático, a tiempo infinito, se puede calcular como suma de M_{hip} y ΔM_{hip} . En la Tabla 6 se consignan el momento hiperestático final y las tensiones totales, a tiempo infinito, para las secciones 1, 2 y 3.

Para comprobar la importancia de la redistribución de esfuerzos, en las figuras 2 y 3, se representa la ley de tensiones en las fibras extremas del

Tabla 6
Esfuerzos y tensiones totales, a tiempo infinito

ΔM_{hip} [mt] = -258,54			
Sección	1	2	3
$\Delta \sigma_{c,sup}$ [kp/cm ²]	4,01	-10,23	0,0
$\Delta \sigma_{c,inf}$ [kp/cm ²]	5,82	-5,05	0,0
$\Delta \sigma_{a,sup}$ [kp/cm ²]	-255,80	-589,32	1455,56
$\Delta \sigma_{a,inf}$ [kp/cm ²]	39,42	-642,49	-1257,17

hormigón y del acero, respectivamente, a tiempo cero y a tiempo infinito. Como puede verse, las variaciones de tensión inducidas por la redistribución a nivel de estructura y a nivel de sección son importantes y deben tenerse en cuenta en el cálculo, para garantizar un comportamiento adecuado de la estructura en servicio.

Como puede verse, la redistribución a nivel de estructura provoca un aumento de los momentos negativos. Ello es lógico, puesto que el acortamiento de la losa de hormigón por efecto de la retracción y la fluencia, produce una curvatura positiva en la viga que, a su vez, genera un giro antihorario en el empotramiento, que debe ser compensado, por compatibilidad, mediante un momento negativo.

Comparando la Tabla 6 con la Tabla 3, se observa cómo la losa del hormigón se tracciona con el tiempo. Ello es debido a que tiende ésta a acortarse por efecto de la retracción y la fluencia, pero su deformación se ve coartada por la presencia del acero, que tiende a impedir el acortamiento. Dicho acortamiento se compensa, por lo tanto, parcialmente, mediante una tracción en la losa de hormigón. Este efecto se ve, además, acentuado por la redistribución a nivel de estructura que produce, en todo el vano, un momento negativo que también tracciona la losa.

En cuanto a las tensiones en el acero, éstas responden a la totalidad de las deformaciones, según la ec. (37), puesto que el acero no experimenta deformaciones atensionales, como ocurre con el hormigón.

En la sección del empotramiento (sección 3), se ha considerado que el hormigón está totalmente fisurado y que la sección resistente es la compuesta por la sección metálica más la armadura pasiva de la losa. Como consecuencia de esta hipótesis, no existe redistribución de tensiones a nivel de sección. Por lo tanto, la totalidad de la variación de tensión es debida al efecto hiperestático. Ello provoca una tracción en la fibra superior del acero estructural y una compresión en la fibra inferior, puesto que el momento redistribuido es negativo.

En la sección 1 ocurre todo lo contrario. Allí, el momento exterior es nulo, y por lo tanto las variaciones de tensión se producen por la redistribución a nivel de sección. Esta es consecuencia de un acortamiento de la losa de hormigón (debido exclusivamente a la retracción) lo que produce sobre la sección mixta un acortamiento y una curvatura positiva. El resultado final es que en la fibra superior de la sección metálica se suma el efecto del acortamiento con el efecto de la curvatura, produciéndose una compresión relativamente importante. En cambio, en la fibra inferior, ambos efectos se compensan y el resultado es una tracción pequeña.

VARIACION DE TENSIONES EN EL HORMIGON Ejemplo N°1

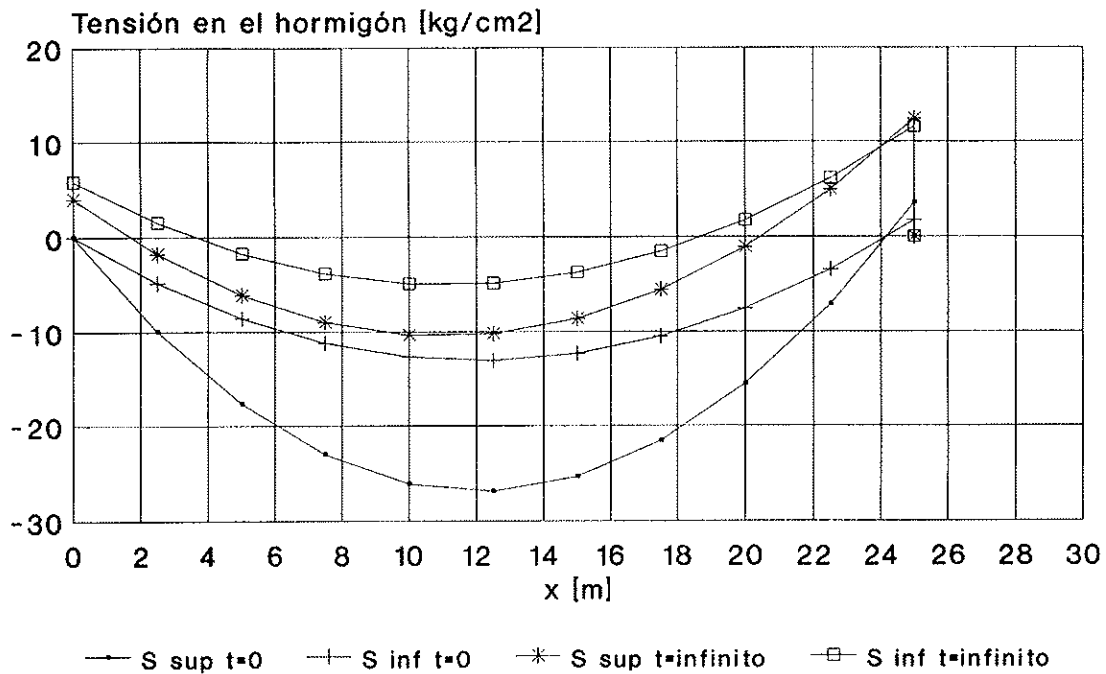


Figura 2

VARIACION DE TENSIONES EN EL ACERO Ejemplo N°1

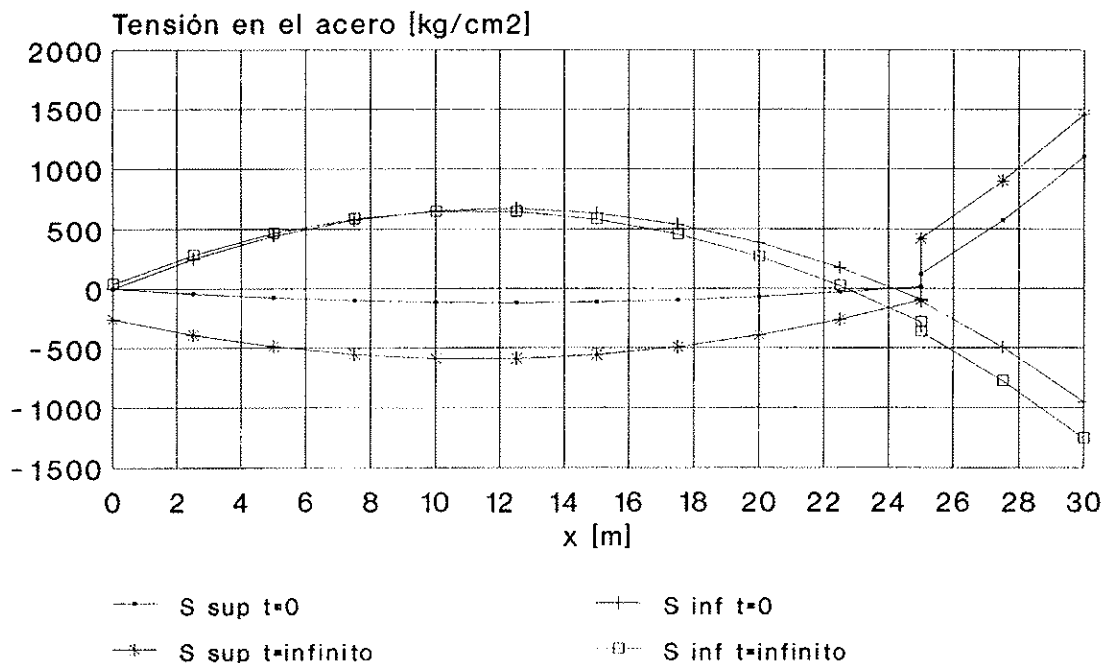


Figura 3

Por último, en la sección 2 se superponen los efectos isostáticos (redistribución a nivel de sección) con los hiperestático (redistribución a nivel de estructura). Además, el efecto isostático es mayor que en la sección 1, debido a que al acortamiento por retracción se le suma un acortamiento por fluencia. El resultado es una fuerte compresión en la fibra superior y una pequeña compresión en la fibra inferior.

Como puede verse, los resultados deducidos con la formulación de Trost son lógicos y explican bien lo que ocurre, en una estructura mixta, cuando se desarrollan las deformaciones reológicas del hormigón.

4.1.6. Evaluación del procedimiento simplificado

En este apartado, se comparan los resultados deducidos con la fórmula simplificada, con los obtenidos mediante el método general, utilizando el programa descrito en la referencia [9] (programa HIPER).

En las figuras 4 y 5 se comparan las tensiones a tiempo infinito, en el hormigón y en el acero, según el método del coeficiente de envejecimiento y según el cálculo paso a paso. Como puede verse, la coincidencia es muy grande, por lo que puede darse por válido, al menos en este ejemplo, el método simplificado.

4.2. Ejemplo n.º 2. Proyecto Paso superior n.º 1 sobre la Variante de Amorebieta

4.2.1. Descripción de la estructura

Como ya se ha comentado, este ejemplo corresponde a un proyecto real, para la futura variante de Amorebieta. Se trata de un paso superior, de 4 vanos, con unas luces de 21-37-37 y 21. El puente es de canto constante e igual a 1,40 metros, lo que supone una esbeltez de 26,4. La sección transversal está compuesta por un cajón metálico, con 2 almas y chapas de espesor variable a lo largo del puente. El canto del cajón metálico es de 1,10 metros. Encima de la estructura metálica, se hormigona una losa, de canto variable entre 0,15 y 0,30 metros.

En las figuras 6 y 7 se muestra el plano general del proyecto y la definición geométrica del tablero.

4.2.2. Proceso constructivo previsto

El proceso constructivo considerado para el puente, consta de 5 fases. Estas son:

- Montaje de la primera fase metálica, correspondiente a los dos vanos laterales, de 17,00 metros, más 6,20 metros de los vanos contiguos.

TENSIONES EN EL HORMIGÓN A T=INF EJEMPLO N.º1. COMPARACION MG VS. TROST

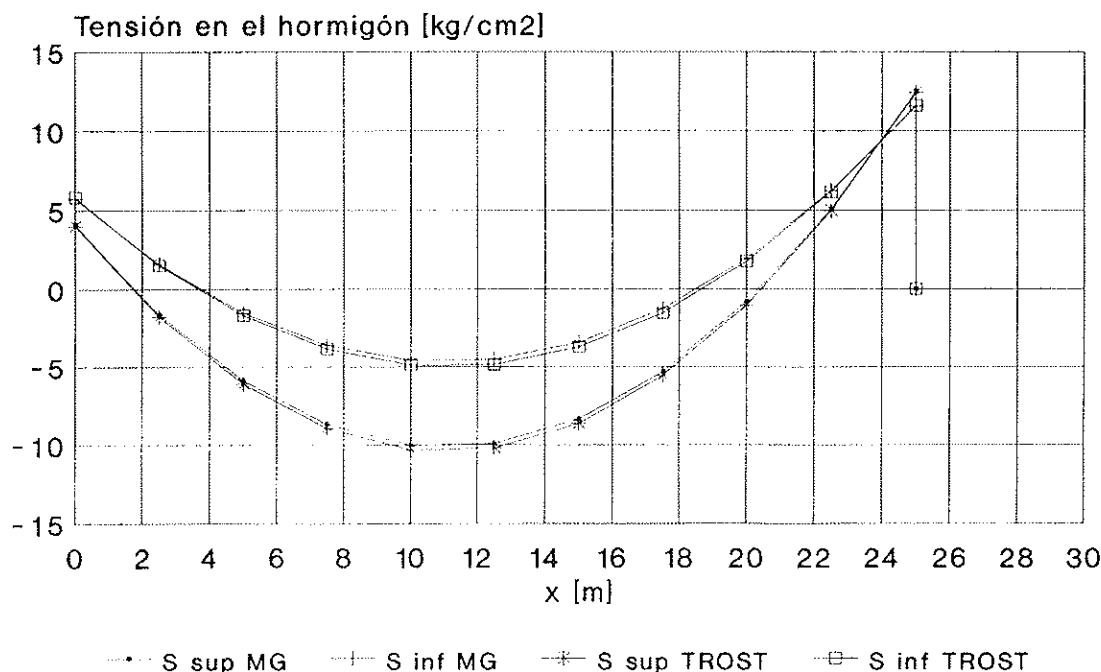


Figura 4

TENSIONES EN EL ACERO A $T=\infty$ EJEMPLO N°1. COMPARACION MG VS. TROST

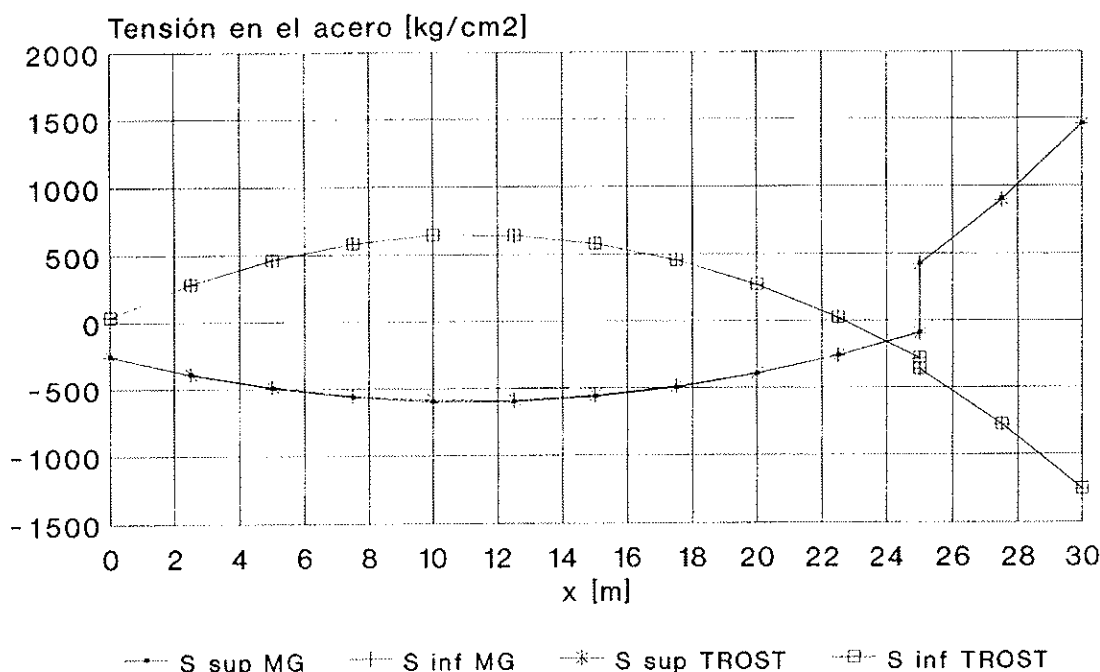


Figura 5

- Montaje del resto de la estructura metálica, mediante apoyos sobre castilletes auxiliares y soldadura a la fase 1.
- Hormigonado de la losa superior en las zonas de centro de vano, correspondientes a momento flector positivo.
- Hormigonado de la losa superior en la zona de apoyos, transcurridos 7 días desde el hormigonado de la primera fase.
- Transcurridos 28 días desde la fase anterior, se procede a la colocación de la superestructura, consistente en pavimento, aceras, barandillas y barreras flexibles.

4.2.3. Procedimiento de cálculo

Como puede verse, en este caso el procedimiento constructivo es complejo y por ello, las deformaciones impuestas debidas a la fluencia y a la retracción se van aplicando, en general, sobre estructuras distintas, a lo largo del tiempo. Ello obliga a hacer el cálculo por etapas, calculando las deformaciones impuestas que se producen sobre cada una de las fases del proceso constructivo de la estructura.

En este caso, por ejemplo, la retracción debida a la fase 1 de hormigonado, que se desarrolla

hasta el momento del hormigonado de la fase 2, se aplica sobre una estructura en la que no existe losa superior ni armadura pasiva en la zona de apoyo. En cambio, el resto de la retracción se desarrolla sobre el esquema estructural definitivo. Por lo tanto, será necesario calcular el efecto de la retracción en dos fases.

Ello supone que, al calcular los valores de $\Delta\epsilon_1$ y $(\Delta I/r)_1$ debidos a la retracción, será necesario calcular unos valores que recojan la retracción que se produce entre el hormigonado de la 1.ª fase de la losa y el hormigonado de la segunda, y otros valores que recojan la retracción que se produce tras el hormigonado de la segunda fase.

En cuanto a la fluencia, no se presentan, en este caso, este tipo de problemas, puesto que ésta empieza a actuar sobre la estructura definitiva, cuando se aplica la carga muerta.

4.2.4. Análisis a tiempo cero

Al igual que se hizo para el ejemplo, 1 en la Tabla 7 se describe el estado de esfuerzos de la estructura, a tiempo cero, entendido éste como el momento en el que finaliza el proceso constructivo. En dicha tabla se consignan los valores correspondientes a las secciones centrales de los vanos 1 y 2, así como los valores correspondientes al apoyo en el estribo 1 y las pilas 1 y 2.

4.2.5 Análisis a tiempo infinito

En la tabla 8 se presenta la variación del estado tensional, entre tiempo cero y tiempo infinito.

Como puede verse en dicha tabla, las redistribuciones son importantes, tanto su componente isostática (ver incrementos de tensión en el apoyo sobre estribo) como en su componente hiperestática, que representa un 29% del momento instantáneo debido a la carga permanente, en la pila 1, y un 17%, en la pila 2.

4.2.6. Estado tensional final

En la tabla 9 se presenta el estado tensional final, resultado de sumar las tensiones iniciales con los incrementos de tensión calculados en el apartado 4.2.5.

Los resultados obtenidos, en términos de fletores y tensiones, tanto en el hormigón como en el acero, son similares a los del ejemplo 1 y pueden

explicarse en los mismos términos en que se hizo en el apartado 4.1.5.

En las figuras 8 y 9 se representa la variación de las tensiones en el hormigón y en el acero, debido a las deformaciones de fluencia y retracción.

4.2.7. Evaluación del procedimiento simplificado

En las figuras 10 y 11 se representan las tensiones en el hormigón y el acero, respectivamente, a tiempo infinito, calculadas según el método simplificado propuesto (TROST [1]) y mediante un cálculo paso a paso (Método general [9]). Como puede verse, la coincidencia es, en ambos casos, muy grande.

Se ve, además, que los errores relativos son prácticamente nulos para el acero, puesto que su valor absoluto es elevado, y algo mayores, aunque también pequeños, en cuanto a las tensiones en el hormigón.

Tabla 7

Resultados del análisis a tiempo cero

Sección	E-1	V-1	P-1	V-2	P-2
M_{hip} [mt]	0,00	—	-892,2	—	-1204,46
$\sigma_{c,sup}$ [kp/cm ²]	0,00	-1,97	0,00	-9,15	0,00
$\sigma_{c,inf}$ [kp/cm ²]	0,00	0,01	0,00	-2,03	0,00
$\sigma_{a,sup}$ [kp/cm ²]	0,00	-25,57	847,35	-838,37	1419,46
$\sigma_{a,inf}$ [kp/cm ²]	0,00	115,88	-733,62	647,75	-893,90

Tabla 8

Resultados del análisis a tiempo infinito

Sección	E-1	V-1	P-1	V-2	P-2
ΔM_{hip} [mt]	0,00	—	-262,32	—	-209,97
$\Delta \sigma_{c,sup}$ [kp/cm ²]	6,95	11,82	0,00	16,69	0,00
$\Delta \sigma_{c,inf}$ [kp/cm ²]	12,91	13,38	0,00	14,28	0,00
$\Delta \sigma_{a,sup}$ [kp/cm ²]	-382,37	-370,38	239,38	-373,31	188,84
$\Delta \sigma_{a,inf}$ [kp/cm ²]	85,59	-162,59	-215,41	-200,42	-147,97

Tabla 9

Estado tensional final

Sección	E-1	V-1	P-1	V-2	P-2
M_{hip} [mt]	0,00	—	-1154,52	—	-1414,43
$\sigma_{c,sup}$ [kp/cm ²]	6,95	9,85	0,00	7,54	0,00
$\sigma_{c,inf}$ [kp/cm ²]	12,91	13,39	0,00	12,25	0,00
$\sigma_{a,sup}$ [kp/cm ²]	-382,37	-395,95	1086,73	-1211,68	1608,30
$\sigma_{a,inf}$ [kp/cm ²]	85,37	-46,71	-949,03	447,33	-1041,87

VARIACION DE TENSIONES EN EL HORMIGON Variante de Amorebieta

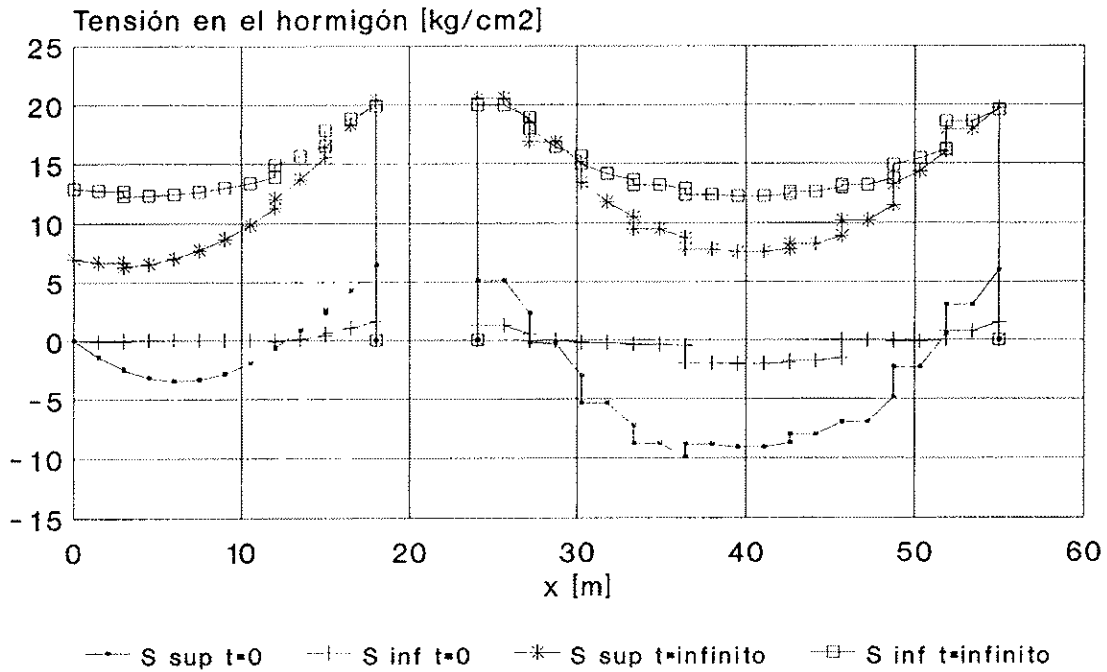


Figura 8

VARIACION DE TENSIONES EN EL ACERO Variante de Amorebieta

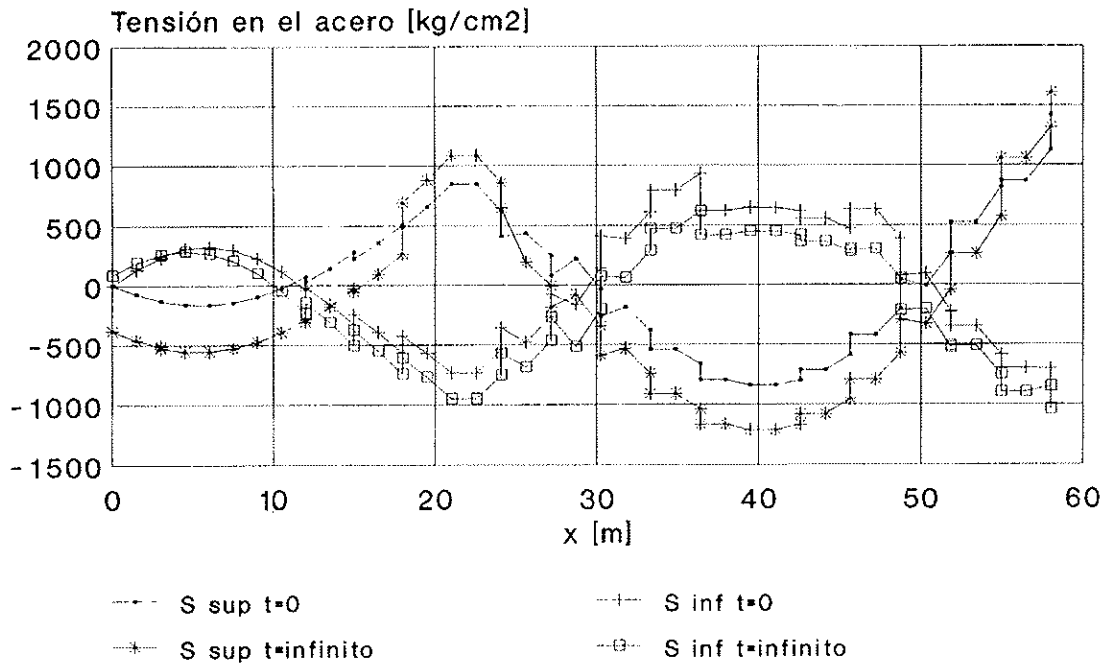


Figura 9

TENSIONES EN EL HORMIGON A T=INF Var Amorebieta. Comparación MG vs TROST

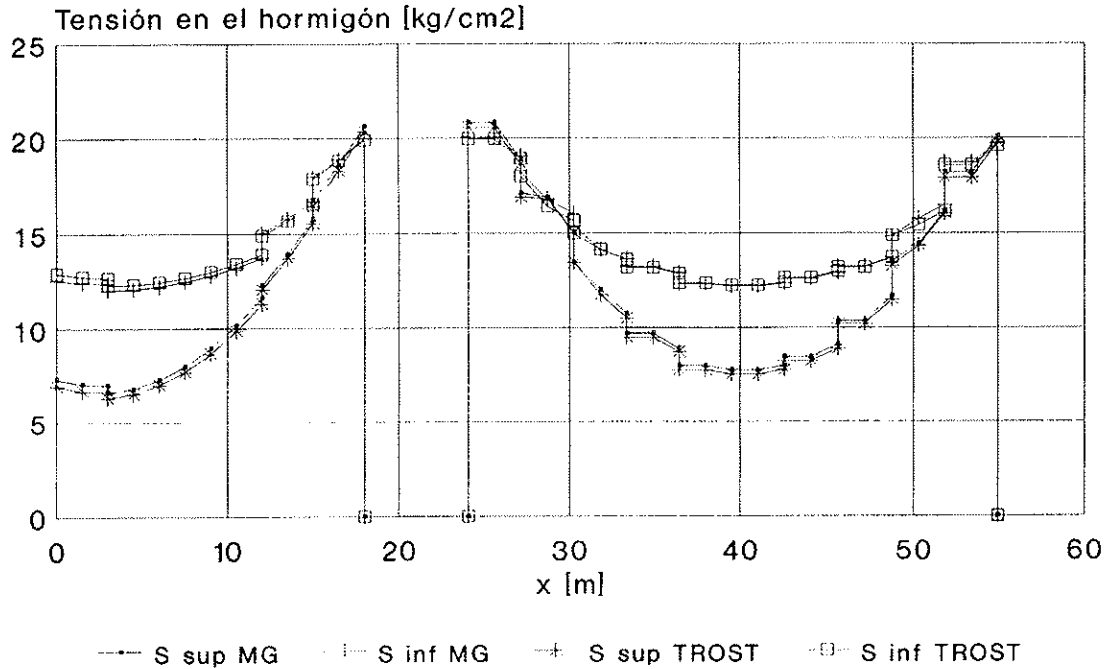


Figura 10

TENSIONES EN EL ACERO A T=INF Var Amorebieta. Comparación MG vs TROST

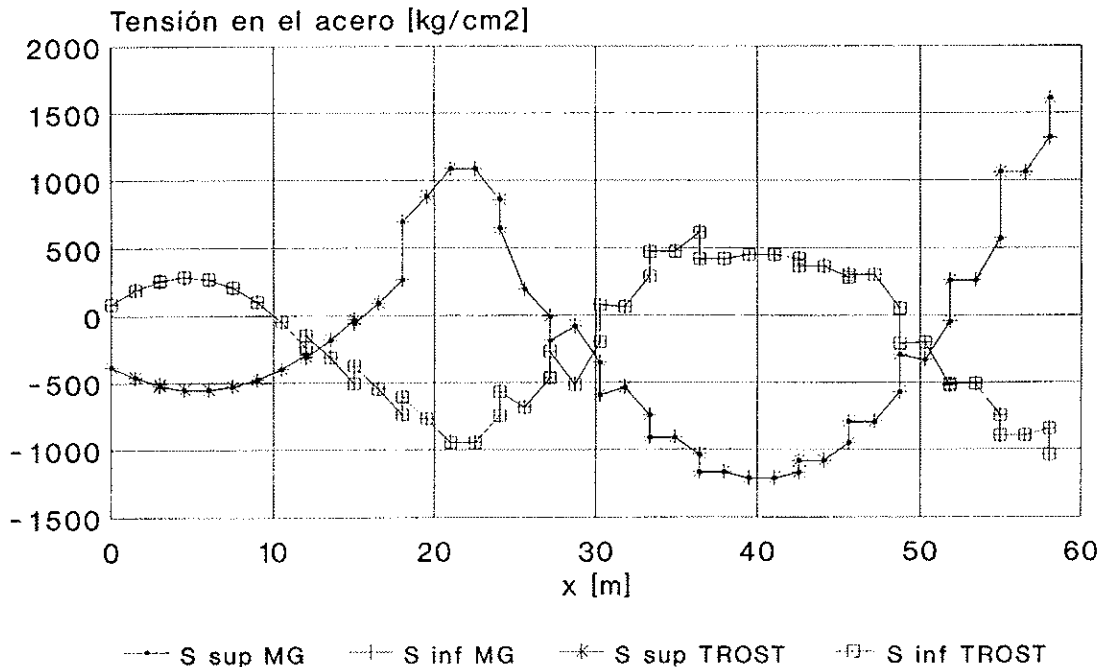


Figura 11

Todo ello vuelve a demostrar la validez del método del coeficiente de envejecimiento.

4.3. Ejemplo n.º 3. Paso superior sobre la Carretera de Burgos. San Chinarro

4.3.1. Descripción de la estructura

Este ejemplo corresponde a un proyecto real. Se trata de un paso superior, de 3 vanos, con unas luces de 30,4-38,2-30,4. El canto medio de la estructura es de 1,50 metros. La esbeltez resultante es de 25,5. La sección transversal consta de un cajón metálico, rigidizado, de dos almas. Este cajón está compuesto por chapas de ancho variable a lo largo del puente.

El puente cuenta con doble acción mixta. Es decir, que además de contar con una losa superior que sirve de plataforma para el tráfico, se hormigona el fondo del cajón, en zona de momentos negativos. Ello contribuye de forma importante a la resistencia de la sección de apoyos, puesto que la presencia de la losa de hormigón en el fondo del cajón impide que se abolle la chapa inferior comprimida. Por otro lado, al encontrarse esta zona cerca del apoyo, el peso propio de esta losa no supone un gran incremento de los momentos flectores por actuación de su peso propio.

En las figuras 12 y 13 se muestra el plano general del proyecto y la definición geométrica del tablero.

4.3.2. Proceso constructivo previsto

El proceso constructivo considerado para el puente, consta de 4 fases. Estas son:

- Montaje de la sección metálica.
- Hormigonado de la losa de fondo del cajón, en la zona de momentos negativos. Se abarca una longitud total de 22,0 metros, en torno a cada pila.
- Hormigonado de la losa superior de una sola vez, cuando el hormigón de la losa inferior ha alcanzado una resistencia característica de 300 kg/cm². El tiempo transcurrido se estima en unos 10 días.
- Una vez que el hormigón de la losa superior ha alcanzado una resistencia característica de 250 kg/cm² (aproximadamente a los 10 días de su hormigonado), se procede a la colocación de la superestructura, consistente en pavimento, aceras, barandillas y barreras flexibles.

4.3.3. Procedimiento de cálculo

Al igual que ocurría con el ejemplo n.º 2, el procedimiento constructivo obliga a realizar un cálculo por etapas, puesto que al ir variando la estructura, la retracción y la fluencia se van aplicando sobre estructuras distintas.

En este caso, la retracción de la losa inferior se desarrolla, en primer lugar, sobre una estructura compuesta por la propia losa y por el cajón metálico. Una vez hormigonada la losa superior, el resto de la retracción se desarrolla sobre la estructura definitiva.

La retracción de la losa superior se desarrolla sobre la estructura definitiva. Lo mismo puede decirse de la fluencia, tanto la debida a la losa inferior, como la debida a la losa superior.

Por otro lado, para el cálculo se han utilizado anchos eficaces, para tener en cuenta la deformación por cortante de la estructura metálica. Estos anchos se han calculado según la propuesta de instrucción para puentes mixtos IPX-93 [8].

4.3.4. Análisis a tiempo cero

Al igual que se hizo para los ejemplos 1 y 2, en la Tabla 10 se describe el estado de esfuerzos de la estructura, a tiempo cero, entendido éste como el estado debido a las cargas instantáneas. En dicha tabla se consignan los valores correspondientes a las secciones centrales de los vanos 1 y 2, así como los valores correspondientes al apoyo en el estribo 1 y la pila 1.

4.3.5. Análisis a tiempo infinito

En la tabla 11 se presenta la variación del estado tensional, entre tiempo cero y tiempo infinito.

Como puede verse en la tabla citada, las redistribuciones son importantes, y deben tenerse en cuenta en los cálculos.

4.3.6. Estado tensional final

En la tabla 12 se presenta el estado tensional final, resultado de sumar las tensiones iniciales con los incrementos de tensión calculados en el apartado 4.2.5.

Como puede verse de los resultados de las tablas anteriores, en este caso, la redistribución a nivel de estructura es mucho menos importante que en los dos ejemplos anteriores. Ello es debido a que los giros inducidos por el comportamiento diferido de la losa superior, por un lado, y de la losa inferior, por otro, se compensan.

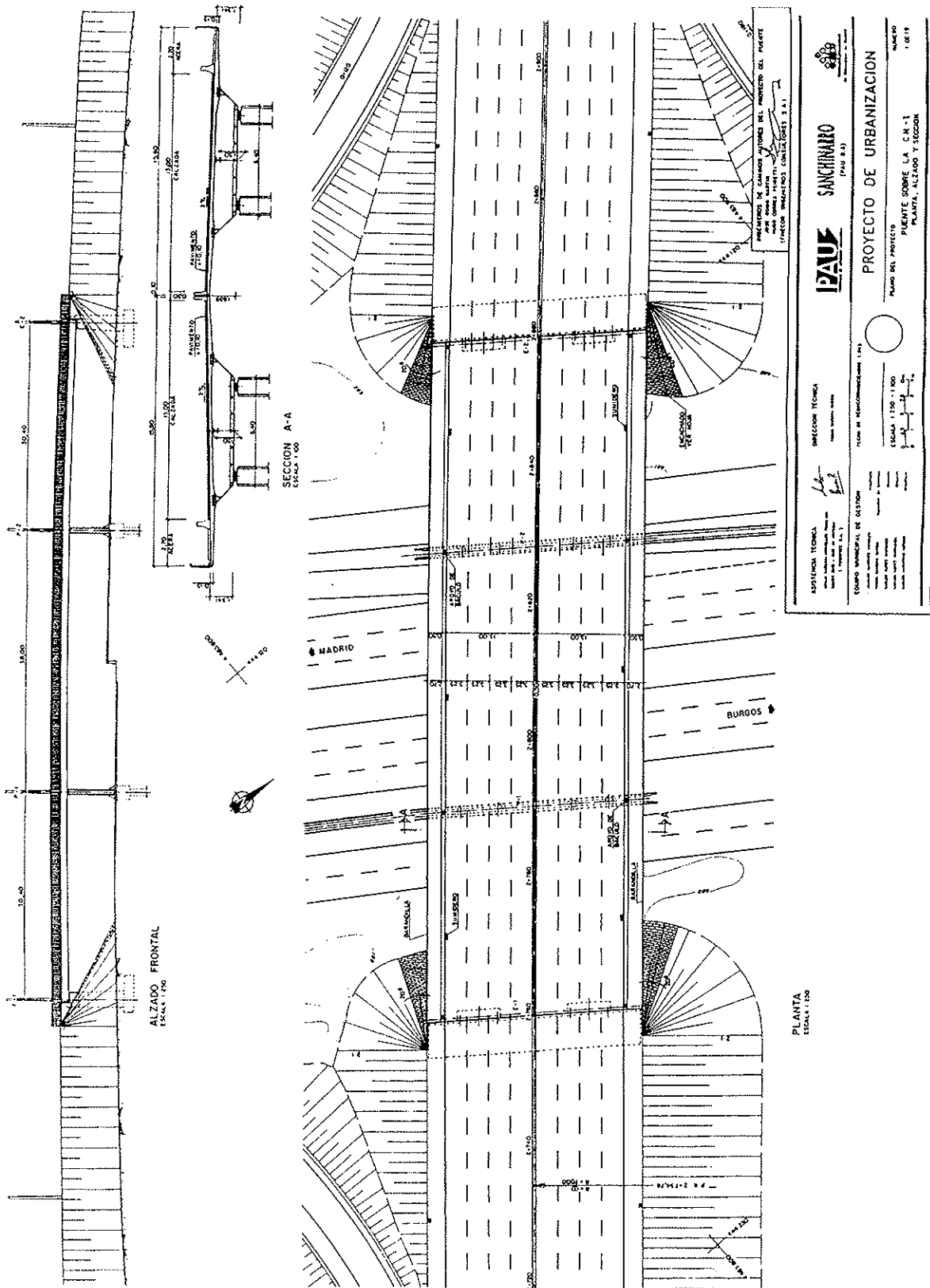


Figura 12

Tabla 10

Resultados del análisis a tiempo cero

Sección	E-1	V-1	P-1	V-2
M_{hip} [mt]	0,00	902,90	-2148,42	1153,11
LI: $\sigma_{c,sup}$ [kp/cm ²]	—	—	-57,79	—
LI: $\sigma_{c,inf}$ [kp/cm ²]	—	—	-139,04	—
LS: $\sigma_{c,sup}$ [kp/cm ²]	0,00	-8,79	—	-11,49
LS: $\sigma_{c,inf}$ [kp/cm ²]	0,00	-2,00	—	-2,70
$\sigma_{a,sup}$ [kp/cm ²]	0,00	-834,56	2169,22	-1072,49
$\sigma_{a,inf}$ [kp/cm ²]	0,00	795,05	-1933,08	1024,28

Tabla 11

Resultados del análisis a tiempo cero

Sección	E-1	V-1	P-1	V-2
ΔM_{hip} [mt]	0,00	-17,26	-34,53	-34,53
LI: $\Delta\sigma_{c,sup}$ [kp/cm ²]	—	—	32,24	—
LI: $\Delta\sigma_{c,inf}$ [kp/cm ²]	—	—	85,43	—
LS: $\Delta\sigma_{c,sup}$ [kp/cm ²]	12,07	14,11	—	16,26
LS: $\Delta\sigma_{c,inf}$ [kp/cm ²]	15,21	12,02	—	12,36
$\Delta\sigma_{a,sup}$ [kp/cm ²]	-282,04	-319,13	64,81	-332,3
$\Delta\sigma_{a,inf}$ [kp/cm ²]	63,94	36,54	-824,80	18,19

Tabla 12

Estado tensional final

Sección	E-1	V-1	P-1	V-2
M_{hip} [mt]	0,00	885,642	-2182,95	1118,58
LI: $\sigma_{c,sup}$ [kp/cm ²]	12,07	—	-25,55	—
LI: $\sigma_{c,inf}$ [kp/cm ²]	15,21	—	-53,61	—
LS: $\sigma_{c,sup}$ [kp/cm ²]	—	5,32	—	4,77
LS: $\sigma_{c,inf}$ [kp/cm ²]	—	10,02	—	9,66
$\sigma_{a,sup}$ [kp/cm ²]	-282,04	-1153,69	2234,03	-1404,79
$\sigma_{a,inf}$ [kp/cm ²]	63,94	831,59	-2757,88	1042,47

En cualquier caso, la componente isostática de la deformación es muy importante, en particular en la fibra inferior de la sección metálica, en apoyos, donde la compresión aumenta en 825 kg/cm².

La variación de tensiones en la losa inferior, en la losa superior y en el acero estructural, respectivamente, se representa en las figuras 14, 15 y 16.

4.3.7. Evaluación del procedimiento simplificado

En las figuras 17, 18 y 19, se representan las tensiones en el hormigón (losa superior y losa inferior) y el acero, respectivamente, a tiempo infinito, calculadas según el método simplificado

propuesto (TROST [1]) y mediante un cálculo paso a paso (Método general [9]). Al igual que ocurría con los ejemplos 1 y 2, la coincidencia es, en ambos casos, muy grande.

Queda confirmado, por lo tanto, que el método propuesto es capaz de simular bien el efecto de la doble acción mixta.

5. CONCLUSIONES

A la vista de los resultados anteriores, se pueden hacer una serie de consideraciones:

VARIACION DE TENSIONES EN EL HORMIGON San Chinarro. Losa inferior.

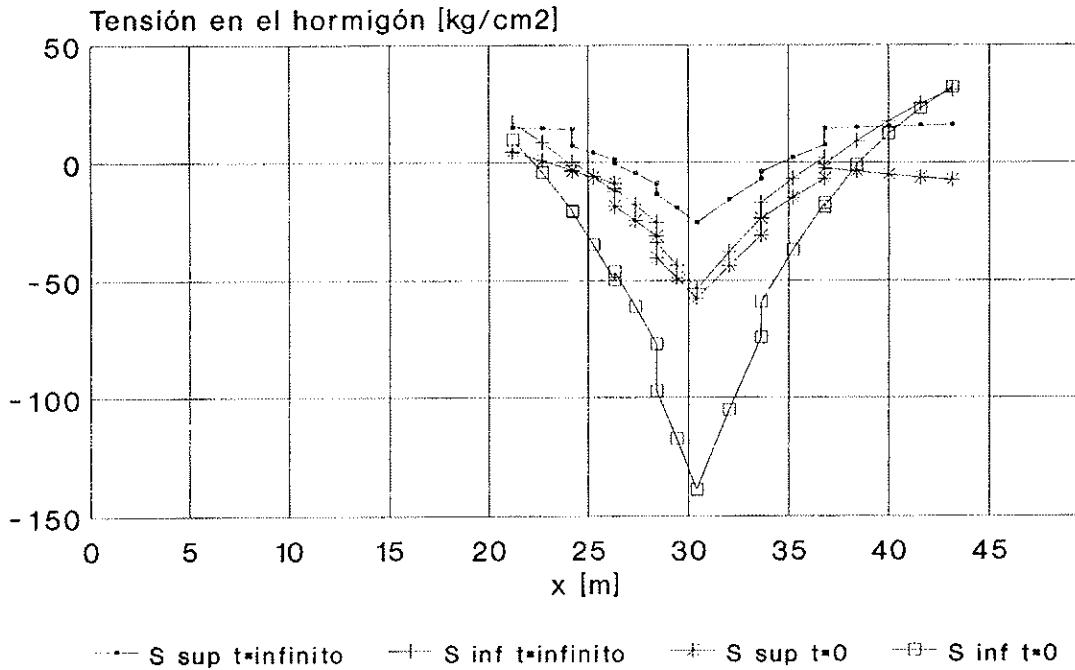


Figura 14

VARIACION DE TENSIONES EN EL HORMIGON San Chinarro. Losa superior.

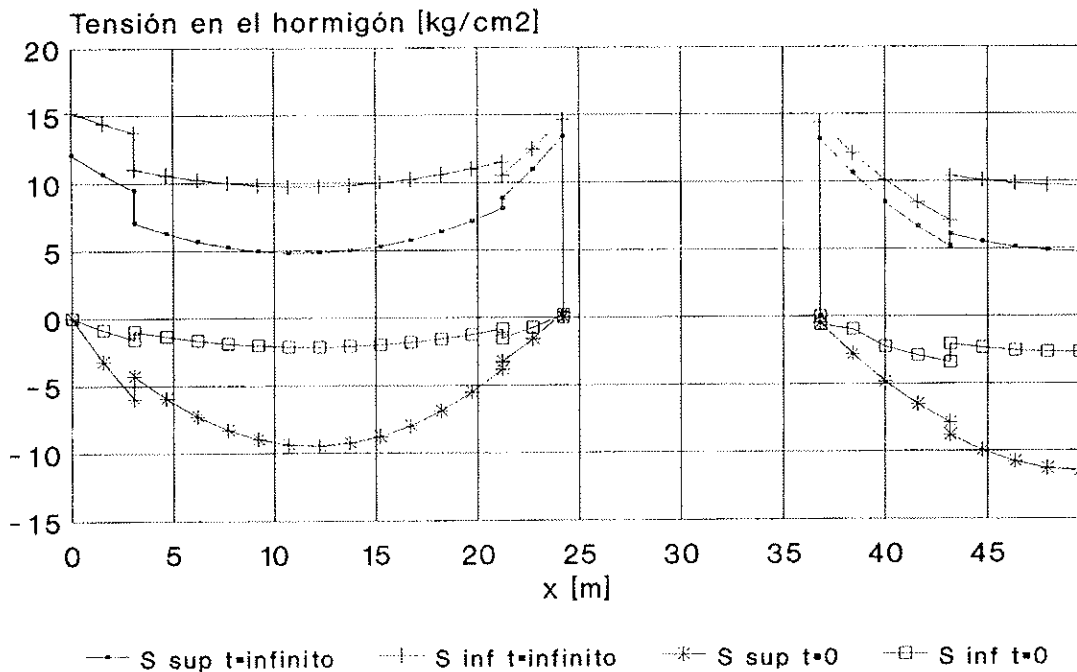


Figura 15

VARIACION DE TENSIONES EN EL ACERO San Chinarro

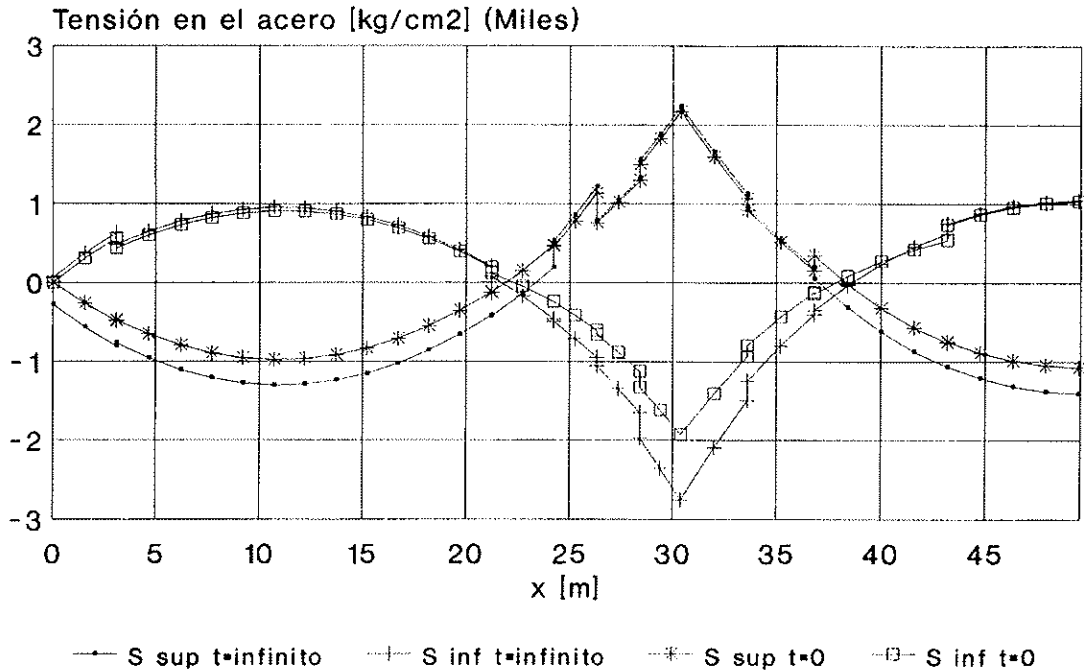


Figura 16

TENS. EN EL HORMIGÓN A T=INF.LOSA INF. San Chinarro. Comparación MG vs TROST

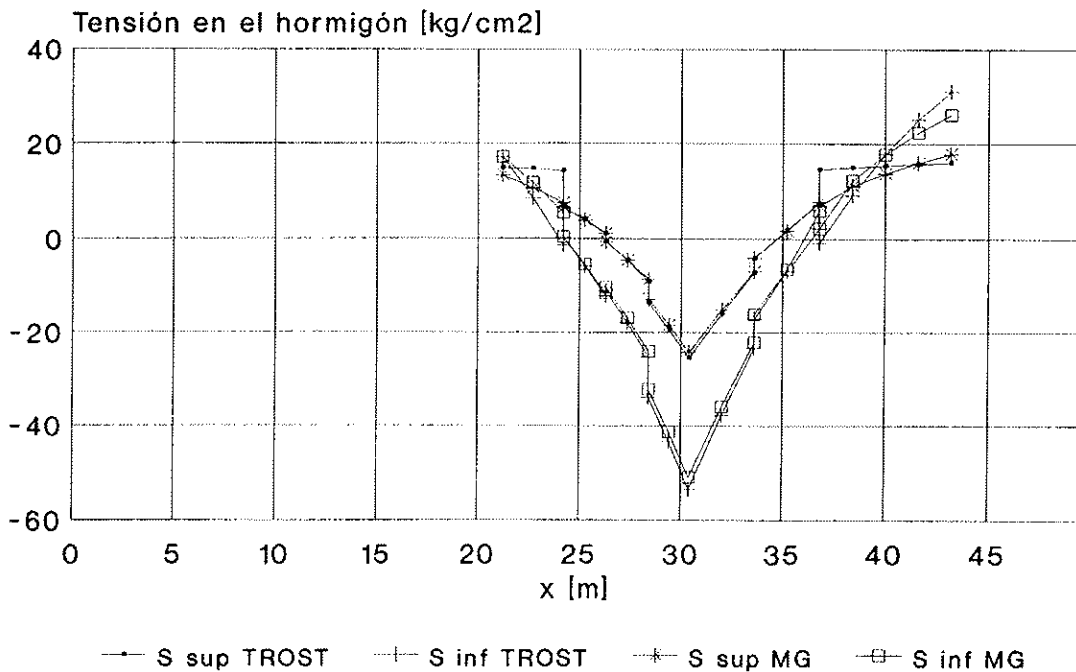


Figura 17

TENS. EN EL HORMIGÓN A T=INF.LOSA SUP. San Chinarro. Comparación MG vs TROST

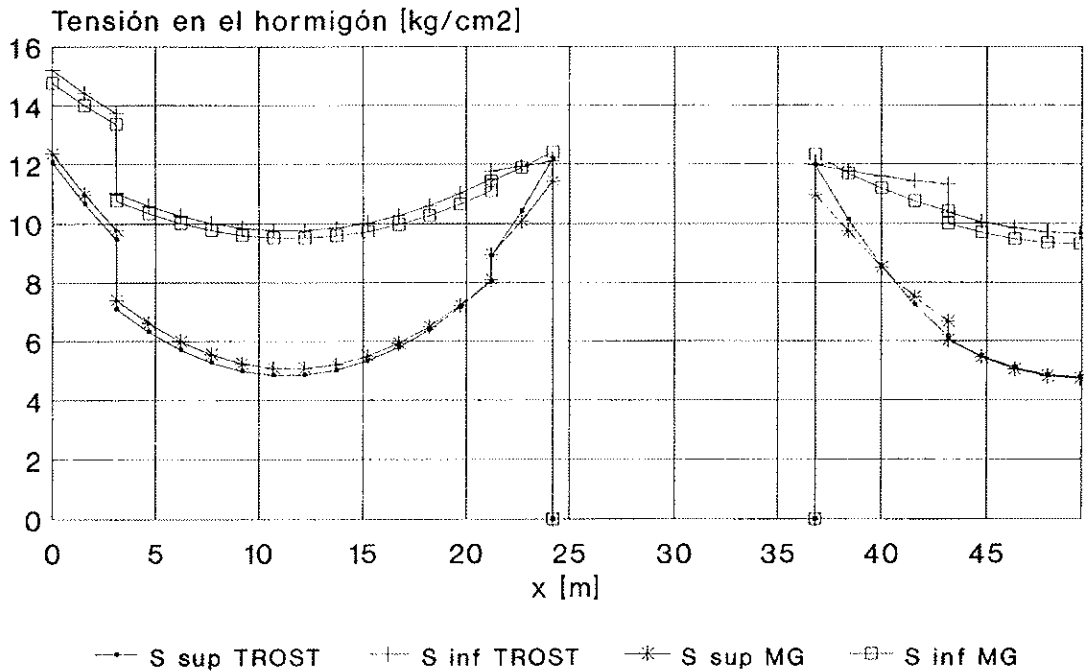


Figura 18

TENSIONES EN EL ACERO A T=INF San Chinarro. Comparación MG vs TROST

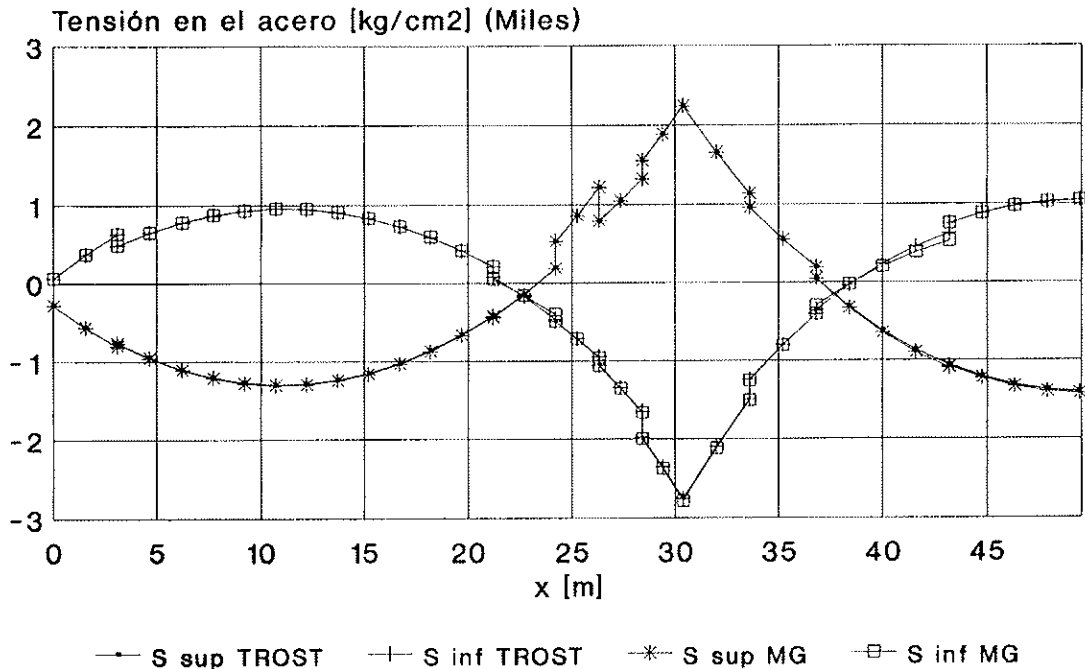


Figura 19

- Todos los ejemplos estudiados confirman la importancia de la redistribución de esfuerzos y tensiones debidas al comportamiento reológico del hormigón en las estructuras mixtas. Cabe destacar que la componente hiperestática de la redistribución (redistribución a nivel de estructura) no es nada despreciable (32% en el ejemplo 1 y 29% en el ejemplo 2, respecto del momento instantáneo producido por las cargas permanentes).
- El método simplificado propuesto es válido, como queda demostrado en los ejemplos considerados, siendo las diferencias con los resultados del método general poco significativas. Sin embargo, el método simplificado sólo es válido para un análisis a tiempo infinito, en el que el coeficiente de envejecimiento puede tomarse como un valor constante, igual a 0,80. Este no es el caso para tiempos pequeños, como los que se tienen al controlar las deformaciones en un proceso constructivo. El control de los procesos constructivos complejos, podría, por lo tanto, ser el campo de aplicación del método general.
- El método propuesto es válido, como se ha visto, para estructuras mixtas, pero es además generalizable para estructuras del hormigón armado [11], [12] y estructuras de hormigón pretensado [9], (y por supuesto para el hormigón en masa), pudiendo abarcar todo el ámbito del hormigón estructural.

6. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido posible gracias al apoyo de la Dirección General de Carreteras, del Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Medio Ambiente, y se encuadra en el trabajo realizado por Alejandro Pérez para su Tesis Doctoral bajo la Dirección de Hugo Corres.

7. BIBLIOGRAFIA

- [1] TROST H. Spannung-Dehnungs-Gesetz eines viskoelastischen Festkörpers wie Beton und Folgerungen für Stabwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. *Beton* 16, n.º 6, 1966.
- [2] BAZANT, Z.P. Prediction of concrete creep effects using age adjusted effective modulus method. *Journal American Concrete Institute* n.º 69, 1972.
- [3] DISCHINGER. F. Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken. *Der Bauingenieur* 18 n.º 33/34, 1937. Elastische und plastische Verformungen der Eisenbetontragwerke und insbesondere der Bogenbrücken. *Der Bauingenieur* 20 n.º 5/6 1939.
- [4] RÜSCH H., JUNGWIRTH D., HILSDORF H. Creep and Shrinkage. Their effect on the Behaviour of Concrete Structures. Springer-Verlag, New York, 1983.
- [5] MARTINEZ CALZON J., ORTIZ HERRERA J. Construcción Mixta Hormigón-Acero. Editorial Rueda, Madrid, 1978.
- [6] MILLANES, F., MARTINEZ J. Automatic Anlysis of Complex Composite Bridges and Systems. *Journal of Structural Engineerign. ASCE*. Vol 115 n.º 10, octubre 1989.
- [7] MILLANES, F. Un método general de cálculo para el seguimiento de la historia tenso-deformacional en tableros construidos de forma evolutiva. *Hormigón y Acero* n.º 156. Madrid 1985.
- [8] MOPTMA.IPX-93. Propuesta de Instrucción para Puentes Mixtos. Madrid 1993.
- [9] CORRES H., PEREZ A., TORRICO J. Comportamiento teórico y experimental de vigas hiperestáticas de hormigón pretensado. Informe técnico para el MOPT. Madrid 1991.
- [10] ELBADRY M., GHALI A. User's Manual and Computer CPF: Cracked Plane Frames in Prestressed Concrete. Research Report n.º CE85-2. Department of Civil Engineering. The University of Calgary, Canada 1989.
- [11] GHALI A., FAVRE R. Concrete Structures: Stresses and Deformations. Chapman and Hall. New York. 1986.
- [12] KRISHNA MOHAN RAO S.V., PRASADA RAO A.S, DILGER W. Time-Dependent Analysis of Partially Prestressed Concrete Members. *Journal of Structural Engineerign. ASCE*. Vol. 119 n.º 12, diciembre de 1993.
- [13] MARI, A. Modelos unidimensionales para el análisis no lineal en el tiempo de estructuras de hormigón armado y pretensado. E.T.S. Ingenieros de Caminos Canales y Puertos de Barcelona. Barcelona 1987.
- [14] PEREZ, A. CORRES, H. Influence of Construction Sequence in Prestressed Concrete Bridges. Creep and Shrinkage of Concrete. Proceedings of the Fifth International RILEM Symposium on Creep and Shrinkage of Concrete. Barcelona, Sept. 1993.

ANEJO - NOTACION

A continuación, se explica la notación adoptada en las páginas anteriores.

1. Características mecánicas

A_h :	Area de la sección homogeneizada, a tiempo cero.
B_h :	Momento estático de la sección homogeneizada, a tiempo cero, respecto de la fibra de referencia.
I_h :	Momento de inercia de la sección homogeneizada, a tiempo cero, respecto de la fibra de referencia.
$A_{h,\infty}$:	Area de la sección homogeneizada, a tiempo infinito.
$B_{h,\infty}$:	Momento estático de la sección homogeneizada, a tiempo infinito, respecto de la fibra de referencia.
$I_{h,\infty}$:	Momento de inercia de la sección homogeneizada, a tiempo infinito, respecto de la fibra de referencia.
A_c :	Area de la sección de hormigón, a tiempo infinito.
$B_{c,\infty}$:	Momento estático de la sección de hormigón, respecto del centro de gravedad de la sección homogeneizada, a tiempo infinito.
$I_{c,\infty}$:	Momento de inercia de la sección de hormigón, respecto del centro de gravedad de la sección homogeneizada, a tiempo infinito.

2. Deformaciones

ϵ_0 :	Deformación de la fibra de referencia, a tiempo cero, debida a la acción de las cargas instantáneas.
$1/r$:	Curvatura instantánea, debida a la acción de las cargas instantáneas.
$\epsilon_{0,\infty}$:	Deformación que producen las cargas instantáneas, en la fibra correspondiente al centro de gravedad de la sección homogeneizada, a tiempo infinito.
$\Delta\epsilon$:	Incremento de deformación que se produce en la fibra de referencia, debido al comportamiento reológico del hormigón, teniendo en cuenta tanto el efecto isostático como el efecto hiperestático.
$\Delta 1/r$:	Incremento de curvatura que se produce en la sección, debido al comportamiento reológico del hormigón, te-

niendo en cuenta tanto el efecto isostático como el efecto hiperestático.

$\Delta\epsilon_1$:	Incremento de deformación que se produce en la fibra de referencia, debido al comportamiento reológico del hormigón, teniendo en cuenta sólo el efecto isostático.
$\Delta(1/r)_1$:	Incremento de curvatura que se produce en la sección, debido al comportamiento reológico del hormigón, teniendo en cuenta sólo el efecto isostático.

3. Tensiones

σ_c :	Tensión en el hormigón, debido a las cargas instantáneas.
σ_s :	Tensión en el acero pasivo, debido a las cargas instantáneas.
σ_a :	Tensión en el acero estructural, debido a las cargas instantáneas.
$\Delta\sigma_c$:	Variación de tensión en el hormigón, debido a la redistribución de esfuerzos a nivel de sección y (en su caso) a nivel de estructura.
$\Delta\sigma_s$:	Variación de tensión en el acero pasivo, debido a la redistribución de esfuerzos a nivel de sección y (en su caso) a nivel de estructura.
$\Delta\sigma_a$:	Variación de tensión en el acero estructural, debido a la redistribución de esfuerzos a nivel de sección y (en su caso) a nivel de estructura.

4. Esfuerzos

N :	Axil, debido a las cargas instantáneas.
M :	Momento, debido a las cargas instantáneas.
ΔN :	Incremento de axil, debido a la redistribución de esfuerzos a nivel de estructura.
ΔM :	Incremento de momento, debido a la redistribución de esfuerzos a nivel de estructura.

5. Parámetros del comportamiento reológico

ϵ_r :	Deformación de retracción
φ :	Coefficiente de fluencia
χ :	Coefficiente de envejecimiento. Se propone tomar $\chi = 0,8$.

RESUMEN

En este artículo se deduce, a partir de las ecuaciones constitutivas de los materiales, de equilibrio y de compatibilidad, un procedimiento simplificado que permite un análisis general del comportamiento diferido de las estructuras mixtas. El procedimiento se basa en el método del coeficiente de envejecimiento.

Este procedimiento se contrasta, a continuación, con 3 ejemplos distintos (incluyendo dos proyectos reales), comparando los resultados del método simplificado con los obtenidos mediante un análisis por integración paso a paso en el

tiempo. Los resultados de esta contrastación son muy satisfactorios.

SUMMARY

A general simplified procedure using an age adjusted effective modulus for the analysis of the time-dependent behaviour of composite structures is presented.

This simplified procedure is tested against a computer model using a step by step procedure for three different examples, including two real bridge projects. In all cases very close agreement is obtained between both computations.

* * *

Tercer Simposio Internacional sobre "Utilización de hormigones de alta resistencia"

La Asociación Noruega del Hormigón anuncia que ha puesto a la venta los "Proceedings" en los que se recogen los textos de todas las Comunicaciones presentadas en el Tercer Simposio Internacional sobre "Utilización de los Hormigones de Alta Resistencia" que se celebró, en Lillehammer, Noruega, del 20 al 24 de junio de 1993.

Los textos están redactados en inglés y editados en dos volúmenes con un total de 1.300 páginas.

Su precio (dos volúmenes) es de 1.000 coronas noruegas, incluidos gastos de envío.

Los interesados en su adquisición deberán dirigirse a:

Norwegian Concrete Association
P.O. Box 2312 Solli
N-0201. Oslo, Norway
Tel.: +47 22 94 75 00
Fax: +47 22 94 75 02

Análisis hasta rotura de puentes de hormigón con pretensado exterior

Gonzalo Ramos Schneider
 Angel C. Aparicio Bengoechea
 Dres. Ingenieros de Caminos

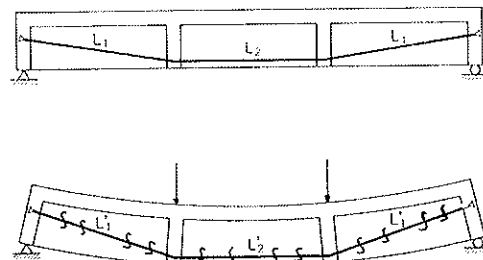
Cátedra de Puentes
 Departamento de Ingeniería de la Construcción
 E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona

I. INTRODUCCION

El pretensado exterior ha tenido un importante resurgir en el decenio de los 80, siendo en la actualidad una técnica muy utilizada tanto en Europa como en Estados Unidos. En un artículo anterior [1] realizamos una somera descripción de esta técnica, poniendo énfasis en sus distintas variantes en cuanto a diseño, tecnología y normativas. En el desarrollo del pretensado exterior se ha dado la circunstancia de que el proyecto y construcción han sobrepasado a la investigación. Así, habiéndose construido ya cientos de miles de metros cuadrados de tablero, aún no se han desarrollado métodos de cálculo completos que analicen estas estructuras. Sí se han desarrollado métodos de cálculo parciales [2], [3] y [4], pero que presentan limitaciones, como no admitir estructuras hiperestáticas, deslizamiento de los tendones en los desviadores o limitarse a puentes por dovelas.

La diferencia fundamental, en cuanto a análisis, que distingue una estructura con pretensado exterior de otra con pretensado convencional, es la evaluación del incremento de tensión en rotura del acero activo. El pretensado exterior es un pretensado no adherente, y con excentricidad variable con la carga, por lo que no existe compatibilidad de deformaciones a nivel seccional (figura 1). El incremento de tensión debe, pues, calcularse a nivel estructural, no alcanzándose, en la mayoría de los casos, el límite elástico del acero de pretensado.

Esta dificultad de cálculo ha sido solventada por las diversas normativas de forma muy distinta [1]. Así, las normativas europeas han admitido incrementos de tensión nulos, lo que conlleva es-



$$\Delta \epsilon_p = \frac{(2L'_1 + L'_2) - (2L_1 + L_2)}{2L_1 + L_2}$$

$$\Delta \sigma_p = E_p \Delta \epsilon_p$$

$$\sigma_{pu} = \sigma_{p00} + \Delta \sigma_p < f_{pd}$$

Fig. 1. Evaluación del incremento de tensión en rotura, en un tendón exterior.

estructuras con una seguridad superior a las convencionales y, por tanto, económicamente no competitivas. Por otro lado, las normativas norteamericanas proporcionan fórmulas aproximadas que pueden llegar a ser muy inseguras.

Por todo ello, y dentro de una línea de investigación que está en marcha en la Escuela de Caminos de Barcelona, se ha desarrollado una formulación que permite el análisis de estas estructuras [5], la cual se presenta a continuación.

2. OBJETIVOS PLANTEADOS

El objetivo básico planteado ha sido desarrollar un modelo de análisis que permitiera modelizar cualquier estructura con pretensado exterior, tanto en servicio como en estados avanzados de

carga. Por tanto, sus características principales debían ser:

- Incluir no linealidad mecánica y geométrica para poder analizar la estructura hasta rotura. La no linealidad geométrica es necesaria para modelizar la no existencia de compatibilidad de desplazamientos entre tendones y hormigón, salvo en desviadores y anclajes.
- Posibilidad de calcular tanto estructuras isostáticas como estructuras continuas.
- Incluir la hipótesis de libre deslizamiento de los tendones en los desviadores, pues en todos los ensayos a nivel mundial se ha comprobado que dicho deslizamiento existe y condiciona la carga última de la estructura.
- Modelizar tanto el pretensado exterior no adherente como el interior adherente, pues es habitual en Europa utilizar una combinación de ambos.
- Analizar tanto estructuras construidas monolíticamente como construidas mediante dovelas prefabricadas. La inclusión de estas últimas exige un modelo especial para las juntas entre dovelas.

3. MODELO DE ANALISIS ESTRUCTURAL

A partir de estos objetivos, se ha desarrollado un modelo de análisis no lineal por elementos finitos, que comprende los siguientes tipos de elementos:

- Elementos lineales de hormigón armado capaces de representar estructuras espaciales.
- Elementos de pretensado tanto interior adherente como exterior no adherente.
- Elementos junta entre dovelas prefabricadas.

Como estrategia de resolución del sistema de ecuaciones no lineales se ha utilizado una técnica de Newton-Raphson, con escalones de carga y control de desplazamientos. El proceso de resolución del sistema de ecuaciones está explicado extensamente en [5].

A continuación describimos, de forma breve, los diversos tipos de elementos.

3.1. Elementos de hormigón armado

Los elementos de hormigón armado son elementos lineales de dos nodos (figura 2), ya em-

pleados en [6] con probada eficacia, con formulación tipo Bernoulli.

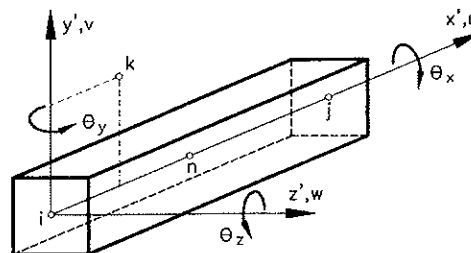


Fig. 2. Geometría del elemento de viga de hormigón armado.

La no linealidad mecánica se tiene en cuenta actualizando la matriz de rigidez en cada iteración. Para ello, debe evaluarse la rigidez de las secciones de hormigón armado correspondientes a los puntos de integración de los elementos, teniendo en cuenta las leyes reales de comportamiento de los materiales y la posible fisuración.

Para evaluar esta rigidez real se discretiza la sección transversal del elemento en una serie de filamentos longitudinales, mediante una técnica análoga a cómo se discretiza la geometría en elementos finitos isoparamétricos (figura 3), siendo muy apropiada para secciones de contornos poligonales, muy usuales en puentes.

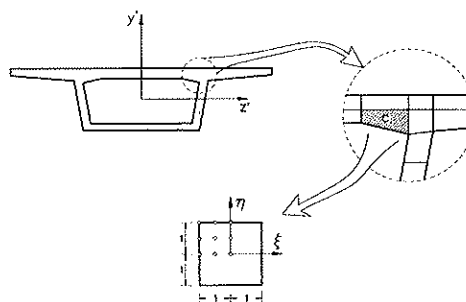


Fig. 3. Discretización de una sección transversal

La técnica consiste en discretizar la sección en una serie de cuadriláteros cualesquiera, los cuales, mediante un cambio de coordenadas, se transforman en cuadrados normalizados. Son estos cuadrados normalizados los que se discretizan de forma uniforme en puntos de integración, que determinan los filamentos, asignando a cada punto su área tributaria.

Para el cálculo de la matriz de rigidez se procede a la evaluación de rigidez de las distintas secciones, realizándose las integrales numéricas sobre cada cuadrilátero, como sigue:

$$I_c = \sum_{i=1}^p \sum_{j=1}^p f_{ij} J_{ij} w_i w_j$$

siendo f_{ij} el valor de la función que hay que integrar en los puntos de integración, J_{ij} el valor del determinante jacobiano de la transformación de coordenadas en ese punto y w_i, w_j los pesos de integración en ambas direcciones.

Una barra de armado se modeliza mediante un filamento, con distinta ley constitutiva, con área igual a la sección de la barra e idéntica posición.

La obtención de la matriz de rigidez puede consultarse en [5].

En cuanto a la modelización de los materiales, se ha introducido, para el hormigón, la curva tensión deformación uniaxial que proporciona el Código Modelo [9], así como la parábola-rectángulo; y para el acero pasivo, un diagrama bilineal. No se han introducido en el modelo efectos diferidos de los materiales.

Se incluye también la colaboración del hormigón traccionado entre fisuras (*tensión stiffening*), mediante la modificación del módulo de elasticidad del acero pasivo.

3.2. Elementos de pretensado

Se ha buscado una formulación general que englobara ambos tipos de pretensado, exterior no adherente e interior adherente, para simplificar el modelo global. El modelo adoptado discretiza ambos tipos de pretensado mediante segmentos rectos, unidos a los nodos de la estructura mediante uniones rígidas que giran y se desplazan con la sección.

En el caso de un pretensado interior, los segmentos de pretensado están unidos a la estructura en todos los nodos de la misma (figura 4).

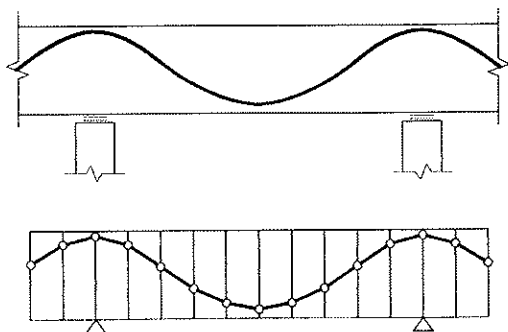


Fig. 4 Modelización de un tendón interno.

Por el contrario, en el caso de pretensado exterior los segmentos de pretensado están unidos a la estructura en puntos discretos que no coinciden con nodos consecutivos de los elementos de hormigón (figura 5).

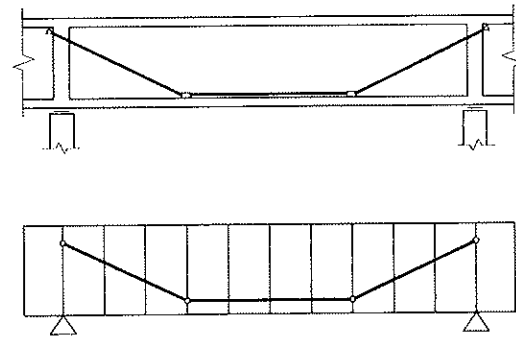


Fig. 5. Modelización de un tendón exterior.

En la figura 6 se representa la vinculación tendón-estructura mediante una unión rígida.

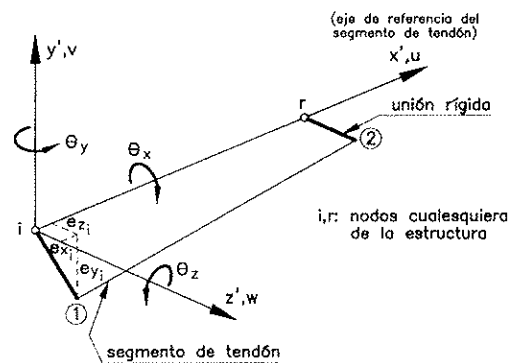


Fig. 6. Vinculación del segmento de pretensado con la viga.

La acción del pretensado sobre la estructura se incluye a través de las fuerzas equivalentes de pretensado, considerándolo como una acción exterior. A partir de la deformación de la estructura, se evalúa el incremento de tensión que sufre el pretensado con la carga (efecto pasivo), introduciéndose este efecto como variación de dichas fuerzas equivalentes.

Para la evaluación de la tensión es necesario haber evaluado el incremento de deformación en el acero activo. En el caso de pretensado exterior, el incremento de deformación dependerá de la vinculación tendón-desviador.

En los escasos ensayos realizados, que pueden verse recopilados en [8], se ha observado que se producen deslizamientos de los tendones sobre los desviadores en dos fases características: al fisurar o al abrirse las juntas si la estructura es prefabricada, y en rotura. En este último caso es el deslizamiento de los tendones, con la brusca reducción de carga última que conlleva, el causante de la rotura y no a la inversa.

Por otro lado, no ha sido posible determinar valores fiables de coeficiente de rozamiento de un tendón a su paso por un desviador, pues dependen

de muchos factores, entre los que destacamos: tipo de desviador, vaina doble o simple, inyección de cemento, cera o grasa, ángulo de desviación, etc. La introducción del rozamiento en los desviadores lleva, además, a hacer depender la resistencia de una estructura a la historia de carga, lo cual no es operativo para el análisis de estructuras reales.

Por ello, decidimos aceptar dos comportamientos extremos: el tendón puede, en cada desviador, o deslizarse libremente o tener el deslizamiento impedido. La hipótesis de libre deslizamiento en desviadores proporciona una cota inferior de la carga última, y es la que utilizaríamos para el proyecto. La hipótesis de deslizamiento impedido, proporciona una cota superior y, en algún caso, puede ser real, pues ya se ha diseñado al menos un dispositivo que asegura nulo deslizamiento sin eliminar la posibilidad de sustitución de los tendones.

La evaluación del incremento de deformación se hace, de manera exacta, como cociente entre el incremento de longitud de los segmentos que modelizan los tendones y su longitud inicial. A partir de los desplazamientos y de los giros de las secciones donde están los desviadores se puede, mediante la hipótesis de unión rígida (las secciones permanecen planas después de la deformación, las secciones no presentan distorsión transversal), obtener las coordenadas de la nueva posición de los extremos de los segmentos que modelizan el tendón. A partir de estas coordenadas se pueden obtener las nuevas longitudes de estos segmentos y, teniendo en cuenta la posibilidad o no de deslizamiento, calcular la deformación en cada uno de dichos segmentos.

Para un tendón formado por 2 segmentos, con libre deslizamiento en el desviador (figura 7), será:

$$\Delta \epsilon_p = \frac{(l'_1 + l'_2) - (l_1 + l_2)}{l_1 + l_2}$$

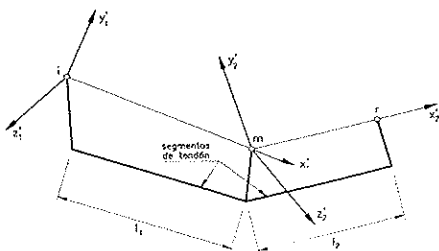


Fig. 7. Dos segmentos de pretensado con libre deslizamiento en el desviador central.

El cálculo de la matriz de rigidez es aproximado, para el caso de libre deslizamiento, y

exacto para deslizamiento impedido. En un proceso de resolución no lineal, el disponer de una matriz de rigidez tangente, suficientemente aproximada, sólo conlleva un mayor número de iteraciones si el cálculo de las fuerzas desequilibradas sí es exacto. El cálculo de dicha matriz de rigidez puede consultarse en [5].

3.3. Modelización de las juntas entre dovelas prefabricadas

El desarrollo del pretensado exterior se ha visto ligado, sobre todo en Estados Unidos, a los puentes construidos con dovelas prefabricadas.

Como ventajas principales presenta: la reducción de espesores de almas, con la consiguiente disminución de peso propio y, por tanto, ahorro en medios de montaje; y, la posibilidad de no impregnar las caras de las juntas con resina epoxi, al no ser necesario asegurar la estanqueidad total de las juntas para evitar problemas de corrosión del acero activo, lo cual acelera considerablemente la construcción.

Por otra parte, tal como se ha observado en los ensayos realizados, recopilados en [8], el comportamiento de estas estructuras viene totalmente condicionado por las juntas. Estas juntas actúan como fisuras discretas y preestablecidas, concentrándose en ellas las deformaciones. De hecho, en los ensayos realizados, nunca ha aparecido fisuración en el hormigón de las dovelas, ni en rotura.

Por todo ello, es evidente la necesidad de modelizar correctamente estas juntas, pues de ellas depende el buen funcionamiento del modelo global.

En el trabajo que aquí se expone, referenciado en [5], se ha realizado el estudio de diversos modelos de junta, presentando la mayoría graves problemas numéricos. La diferencia de rigidez entre una junta abierta y las dovelas adyacentes, que permanecen sin fisurar, conduce a matrices de rigidez muy mal condicionadas. Además, la apertura de las juntas provoca una brusca pérdida de rigidez global que hace que el comportamiento sea mucho más no lineal que para una pieza monolítica.

El modelo finalmente adoptado (figura 8), solventa dichos problemas numéricos distribuyendo la apertura de junta sobre un elemento de longitud finita. Se simula dicha apertura, mediante una fisuración repartida a lo largo de un elemento junta. Este modelo disminuye la diferencia de rigidez entre el elemento junta y las dovelas adyacentes, proporcionando muy buenos resultados.

Las características que debe cumplir este elemento junta son:

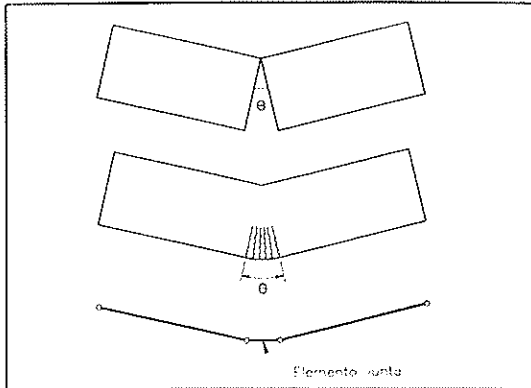


Fig. 8. Modelo de junta adoptado.

1. Total ausencia de armadura pasiva.
2. No se admite resistencia a tracción del hormigón.
3. Longitud del elemento igual al canto de la pieza.

Los puntos 1 y 2 simulan las características mecánicas reales de la junta, resistencia a compresión pero no a tracción, y ausencia de armadura pasiva pasante.

En cuanto a la longitud, se ha obtenido a partir de un estudio paramétrico, comparando con resultados experimentales de vigas con dovelas y pretensado exterior. Es posible correlacionar este resultado con la longitud de una rótula plástica en hormigón armado, que está ampliamente aceptada como igual también al canto.

Esta longitud tiene también un sentido físico, pues la apertura de una junta provoca una fuerte variación de la fibra neutra entre el centro de la dovela y la junta, concentrada en las proximidades de ésta, que se ve así convenientemente modelizada.

Además, la apertura de una junta no sólo afecta a las caras de dicha junta, sino también al hormigón adyacente, sobre todo si la junta está impregnada con epoxi. En este último caso, en vez de abrirse la junta, normalmente se fisura el hormigón adyacente a la misma, efecto que se puede modelar con el elemento junta aquí presentado, teniendo en cuenta la resistencia a tracción del hormigón.

Por tanto, la junta no puede tratarse como un elemento puntual, sino como una zona, de una cierta longitud, con un comportamiento diferenciado, muy complejo, pues existen efectos de confinamiento, pero que admite un tratamiento simplificado como el expuesto.

En el caso de que un pretensado interior adherente atravesara la junta, se da la circunstancia de que, con el modelo desarrollado, al coincidir los

extremos del segmento de pretensado que se va a considerar con los nodos del elemento, el incremento de tensión que sufre el segmento de pretensado al abrirse la junta depende del canto de la pieza. Se hizo patente la necesidad de realizar un estudio más detallado de dicho incremento de tensión.

Cuando una junta, atravesada por un tendón adherente, se abre, el tendón sufre un incremento importante de tensión en la zona que atraviesa la junta. Este incremento de tensión se extenderá a la parte de tendón entre ambos labios de la junta, más una cierta longitud por el interior de las dovelas. Esta longitud será la necesaria para poder transmitir por adherencia el incremento de tensión al hormigón circundante (figura 9).

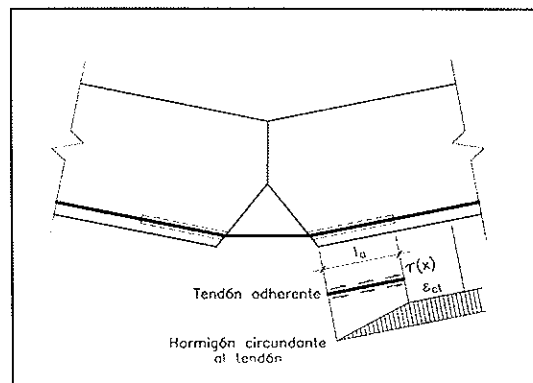


Fig. 9. Tendón interior adherente atravesando una junta abierta. Longitud de adherencia y evolución de la deformación en el hormigón.

Para la evaluación de la longitud de adherencia se ha utilizado la expresión obtenida por Giuriani [9], que relaciona la tensión de adherencia $\tau(x)$ con el deslizamiento $S(x)$ para una barra de armadura pasiva que atraviesa una fisura abierta:

$$\frac{d^2 S(x)}{dx^2} - \frac{4}{E_s \phi_s} \tau(x) = \frac{\epsilon_{ct}}{l_a}$$

Para obtener el valor de la l_a es necesario establecer una relación entre tensión tangencial y deslizamiento y resolver la ecuación diferencial. La relación adoptada puede verse en la figura 10, habiendo sido ya utilizada en [2], y semejante a la propuesta en el Código Modelo [7] para armadura pasiva.

Los parámetros de dicha curva se han obtenido a partir de los ensayos de Trost [10], de tracción directa sobre cables de pretensado inyectados.

La solución de la ecuación diferencial puede hallarse detallada en [5] para cada una de las ramas de la curva.

Una vez hallada la longitud de adherencia, es sencillo obtener el incremento de deformación

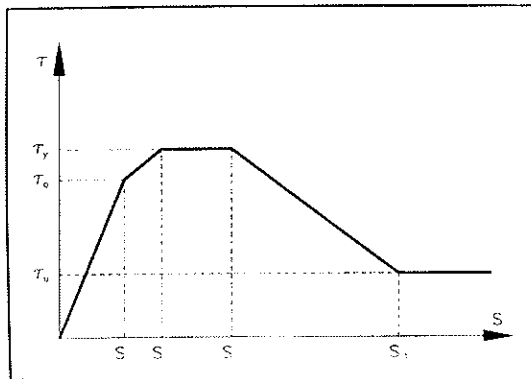


Fig. 10 Ley adherencia - deslizamiento adoptada

como cociente entre el incremento de apertura de junta y la suma de la apertura de junta más dos veces la longitud de adherencia.

$$\Delta \varepsilon_p = \frac{\Delta u_p}{u_p + 2 l_a}$$

4. VERIFICACION DEL MODELO

Se ha realizado una completa verificación del modelo aquí presentado, de la cual se resume la comparación con los ensayos realizados en el CEBTP de Francia [11].

La geometría de las vigas ensayadas, en cuanto a alzado longitudinal y sección transversal, se muestra en la figura 11. En total se ensayaron 11 vigas, todas de igual geometría, con pretensado exterior o interior o mixto, construidas por dovelas o de forma monolítica, y variándose el tipo de inyección de los tendones.

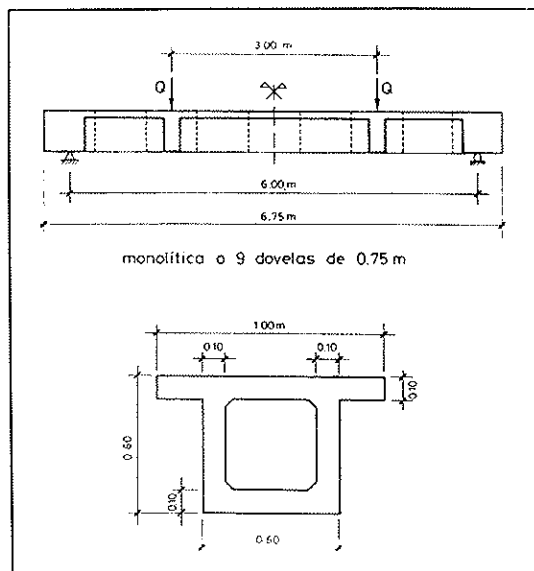


Fig. 11 Alzado longitudinal y sección transversal de las vigas ensayadas

En la figura 12 se muestra la curva carga-flecha para la viga NM9. Esta viga es monolítica y con pretensado totalmente exterior. Su armadura pasiva es prácticamente nula, siendo la mínima necesaria por montaje. En la gráfica se muestra el ensayo y se compara con el análisis, en la hipótesis de libre deslizamiento y de deslizamiento impedido en desviadores.

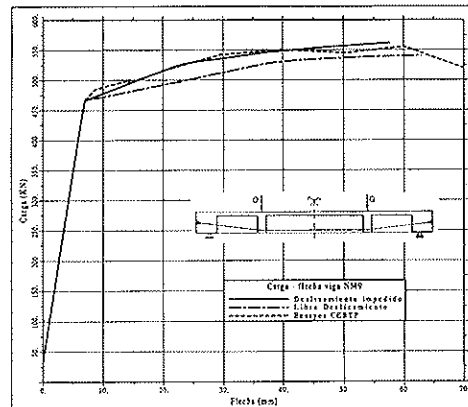


Fig. 12. Evolución de la flecha en centro luz, frente a la carga, para la viga NM9 (monolítica, pretensado exterior)

La ausencia de armadura pasiva provoca la alta no linealidad de su comportamiento, observándose una buena concordancia entre modelo y ensayo.

En la figura 13 se muestra la curva carga-flecha para la viga NM2, viga por dovelas y con pretensado totalmente exterior. En la figura 14 se puede observar la evolución de la fuerza de pretensado en el segmento comprendido entre el anclaje y el primer desviador. En esta gráfica se comprueba cómo el ensayo oscila entre el deslizamiento impedido y el libre deslizamiento en estados avanzados de carga.

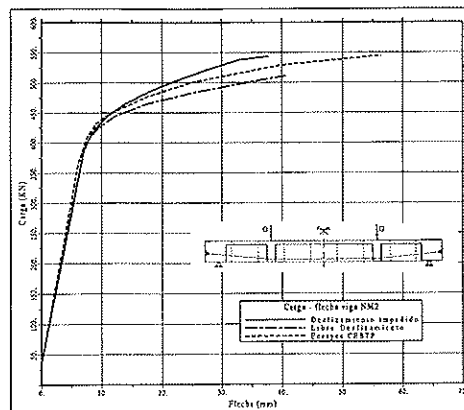


Fig. 13. Evolución de la flecha en centro luz, frente a la carga, para la viga NM2 (dovelas, pretensado exterior).

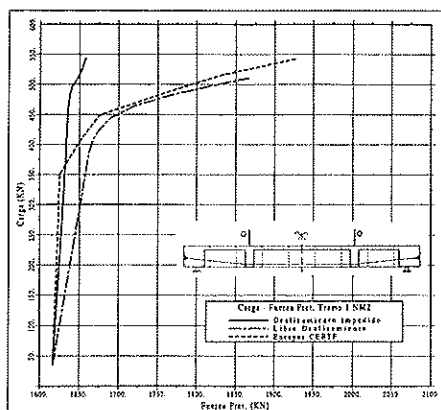


Fig. 14. Evolución de la fuerza de pretensado en tramo lateral, frente a la carga, para la viga NM2 (dovelas, pretensado exterior).

En las figuras 15 y 16 se muestran, finalmente, las curvas carga-flecha y carga-fuerza de pretensado en centro luz, para la viga NM5. Esta viga está constituida por dovelas prefabricadas unidas por un pretensado interior adherente.

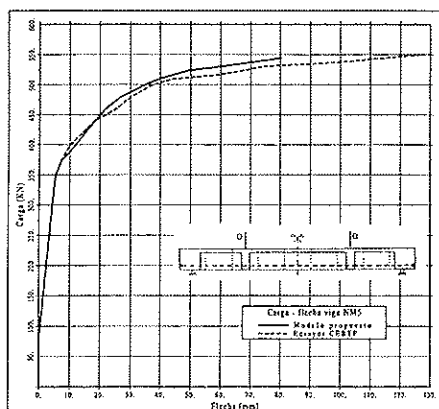


Fig. 15. Evolución de la flecha en centro luz, frente a la carga, para la viga NM5 (dovelas, pretensado interior).

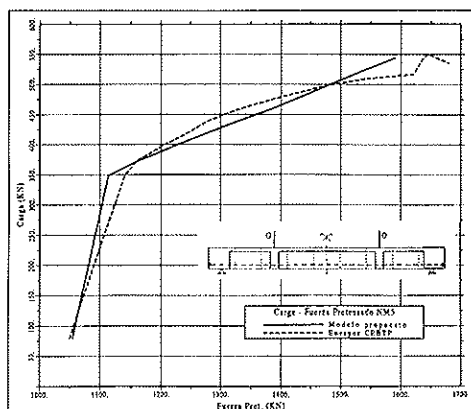


Fig. 16. Evolución de la fuerza de pretensado en centro luz, frente a la carga, para la viga NM5 (dovelas, pretensado interior).

Se observa la buena concordancia con el ensayo, comprobándose la bondad de la formulación para un tendón adherente atravesando una junta abierta.

En [5] pueden consultarse más ejemplos de verificación y de utilización del modelo aquí presentado.

5. CONCLUSIONES

Como conclusiones cabe citar:

- Se ha desarrollado un modelo numérico que permite el estudio, para cualquier nivel de carga, de estructuras tanto monolíticas como por dovelas, con pretensado exterior o mixto, admitiéndose o no la posibilidad de deslizamiento libre de los tendones en los desviadores. Los autores no conocen, en la actualidad, ningún otro modelo de cálculo a nivel mundial que incluya todas estas variables.
- Las hipótesis de libre deslizamiento y de deslizamiento impedido de los tendones en los desviadores abarcan todo el rango de comportamiento de las estructuras con pretensado exterior.
- El modelo de pretensado adoptado permite un tratamiento conjunto del pretensado interior adherente y del exterior no adherente, lo cual simplifica la formulación sin perder eficacia.
- El modelo de junta entre dovelas desarrollado conduce a predicciones de comportamiento muy cercanas a los resultados experimentales.
- El tratamiento de los tendones adherentes que atraviesan juntas abiertas permite tener en cuenta, de forma fiel, el incremento localizado de fuerza de pretensado que aparece en dichas juntas al abrirse.
- La formulación que se presenta permite, en definitiva, conocer el valor de la tensión en la armadura activa, para cualquier nivel de carga.

7. AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer a la Subdirección General de Tecnología, de la Dirección General de Carreteras del M.O.P.T.M.A. la cofinanciación, mediante convenio C - 1638, de la Tesis Doctoral referenciada en [5], cofinanciada también por la Direcció General d'Universitats de la Generalitat de Catalunya.

Este trabajo está enmarcado dentro del proyecto de la DGICYT PB 90-0612 (MEC), a quien los Autores expresan igualmente su reconocimiento.

REFERENCIAS

1. RAMOS G., APARICIO A.C.: «El pretensado exterior en puentes de hormigón: dos perspectivas de una misma técnica». Hormigón y Acero n.º. 184. 3.º trimestre de 1992. ATEP. Madrid.

2. REZENDRE P.C.: «Modélisation du comportement jusqu'à la rupture en flexión de poutres en béton à précontrainte extérieure ou mixte». Tesis Doctoral. École Centrale de Paris. Septiembre 1989.

3. HINDI A.N.A., KREGER M.E., BREEN J.E.: «Enhancing the strength and ductility of post-tensioned segmental box-girder bridges». Research Report 1209-2F. Center of Transportation Research. The University of Texas at Austin. April 1991.

4. MULLER J., GAUTHIER Y.: «Ultimate behavior of precast segmental box girders with external tendons». ACI-SP-120, External prestressing in bridges. Detroit 1990, pp. 355-374.

5. RAMOS G.: «Estudio del comportamiento en servicio, prerrotura y rotura de puentes de hormigón con pretensado exterior». Tesis Doctoral. ETS Ing. de Caminos de Barcelona. 1994.

6. ROCA P.: «Un modelo de análisis no lineal para el estudio del comportamiento de estructuras laminadas de hormigón pretensado». Tesis doctoral. ETS Ing. de Caminos de Barcelona. 1988.

7. CEB-FIP: «Model Code 1990». Comité euro-international du béton. Julio 1991.

8. APARICIO A.C., RAMOS G.: «Pretensado exterior en puentes de carretera. Estado actual de la técnica». Serie monografías. Servicio de Publicaciones del M.O.P.T.M.A. Madrid, 1993.

9. GIURIANI E.: «On the effective axial stiffness of a bar in cracked concrete. Bond in concrete». P. Bartos (Ed.), Applied Science Publishers, London, 1982.

10. TROST H., CORDES H., THORMAHLN U., HAGEN H.: «Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Ribbfügung und Ribbreitenbeschränkung». Deutscher Ausschuss Für Stahlbeton, Heft 310, W. Ernst und Sohn, Berlin 1980.

11. FOURE B., REZENDRE P.C., HOANG L.H.: «Problèmes de sécurité à rupture et de modélisation du comportement des poutres en béton à précontrainte extérieure». Annales de l'I.T.B.T.P. Febrero 1991, pp. 46-95.

RESUMEN

En este artículo se presenta un modelo desarrollado para el estudio hasta rotura de puentes de hormigón con pretensado exterior. Consiste en una formulación por el método de los elementos finitos que incluye elementos de hormigón armado, de pretensado interior adherente y exterior no adherente y elementos junta entre dovelas prefabricadas. Se ha introducido tanto la no linealidad mecánica como la geométrica. También se muestra una verificación del modelo por comparación con ensayos experimentales.

SUMMARY

In this article a model for the study of the ultimate behaviour of externally prestressed concrete bridges is presented. A finite element program has been developed, including reinforced beam elements, internal bonded prestressing elements, external unbonded prestressing elements and segmental joints elements. The analysis includes mechanical and geometric non linearity. A comparison between the numerical model and some tested beams is also shown.

Ejemplo de dimensionamiento y verificación de un puente de hormigón con pretensado exterior

Angel C. Aparicio Bengoechea
Gonzado Ramos Schneider
Dres. Ingenieros de Caminos

Cátedra de Puentes
Departamento de Ingeniería de la Construcción
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona

1. INTRODUCCION

Como ya hemos expuesto en anteriores artículos [1,2], el pretensado exterior es una técnica en continuo auge desde su resurgir, en 1978, en el puente del Long Key.

El pretensado exterior presenta algunas variaciones, en cuanto a la verificación del Estado Límite Último de rotura por flexión, frente a un pretensado convencional. Estas variaciones son debidas a la imposibilidad de calcular la tensión del acero de pretensado en rotura a nivel seccional [2], debiendo hacerse teniendo en cuenta la estructura total.

En [2] se describe un método de análisis no lineal, que permite conocer el valor de la tensión en la armadura activa, bajo cualquier nivel de carga. Pero, en la práctica habitual, no es viable la realización de un análisis tan costoso mas que para puentes especiales o singulares. Es necesario, pues, disponer de métodos aproximados y sencillos que permitan evaluar el incremento de tensión en rotura, en el acero de pretensado de forma rápida y fiable.

En este artículo se muestra el dimensionamiento, mediante un método simplificado, y la posterior verificación del mismo mediante un análisis no lineal, de un puente isostático de luz media. También se realiza una comparación con un pretensado convencional, resaltándose las diferencias entre ambos.

Este ejemplo es el que utilizamos, desde hace varios años, para ilustrar a los alumnos de Puentes las diferencias, ventajas e inconvenientes de ambos tipos de pretensado. Hemos preferido

mantener el espíritu académico del ejemplo, exponiéndose, de forma detallada, todos los cálculos realizados.

2. GEOMETRIA DEL PROBLEMA

El ejemplo que aquí se presenta corresponde a un puente isostático, de 30 m de luz, con una plataforma de 10 m. Se han diseñado dos tableros:

- Pretensado exterior (figura 1). Se trata de un tablero con sección en π , con pretensado totalmente exterior desviado en diafragmas a cuartos y en centro luz. Se ha reducido el espesor de las almas al mínimo al no discurrir vainas en su interior.
- Pretensado convencional (figura 2). Se trata de un tablero con sección cajón, con un pretensado clásico parabólico. El espesor de almas es superior al tener que alojar los tendones de pretensado.

Las características mecánicas de ambas secciones se resumen en la tabla 1.

A la vista de los valores obtenidos puede ya observarse una de las ventajas del pretensado exterior: el área de la sección es un 27% inferior. Ello conlleva un doble ahorro, de material en el tablero y de cimentación en caso de un terreno de mala calidad. Por otro lado, cabe resaltar que el rendimiento de ambas secciones es muy semejante.

Los talones inferiores de las almas de la sección en π tienen como función alojar las compre-

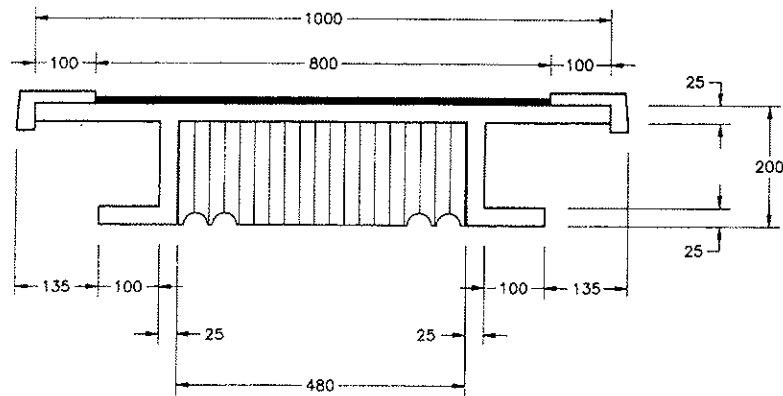
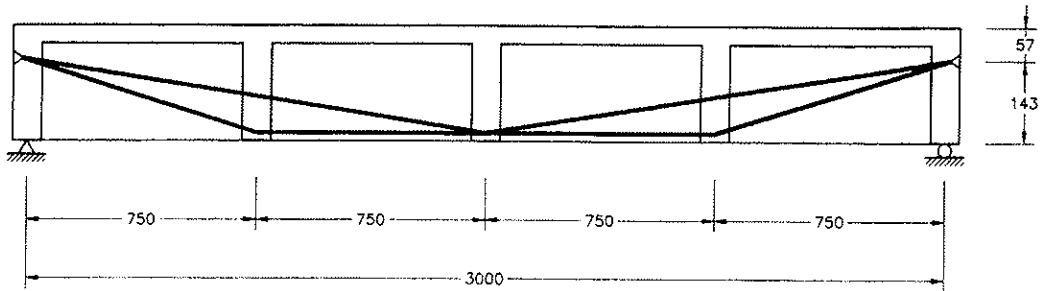


Figura 1: Tablero con pretensado exterior. Sección longitudinal y transversal

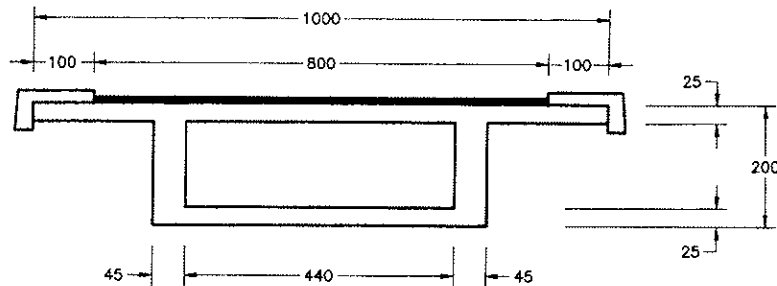


Figura 2: Tablero con pretensado convencional. Sección transversal

Tabla 1

Resumen características mecánicas

Magnitud	Pret. Con- vencional	Pret. Exterior
Canto	2,00 m.	2,00 m.
Area	5,275 m ²	3,875 m ²
Inercia	3,11 m ⁴	1,85 m ⁴
Fib. neutra (v)	0,82 m	0,576 m
Fib. neutra (v')	1,18 m	1,424 m
Núcleo cen. (c)	0,5 m	0,336 m
Núcleo cen. (c')	0,72 m	0,83 m
Rendimiento	0,60	0,58

siones existentes en la situación de puente en vacío, evitándose microfisuración longitudinal. Una forma más práctica de resolver este problema habría sido utilizar un hormigón de alta resistencia; pero ello habría desvirtuado la comparación entre tipos de pretensado al introducir otros factores diferenciadores en el comportamiento de los tableros.

3. CALCULO DE ESFUERZOS

En el cálculo de los esfuerzos debidos al carro de la Instrucción de Acciones, no se ha tenido en cuenta el efecto de la posible excentricidad del mismo. De nuevo, se ha pretendido eliminar un

factor, sección abierta o cerrada, que diferencia el comportamiento de ambos tableros, para centrarnos únicamente en el tipo de pretensado.

Los esfuerzos obtenidos se encuentran resumidos en la tabla 2.

Tabla 2

Cálculo de esfuerzos para ambas secciones

Acción	Pret. Convencional	Pret. Exterior
Peso propio	M = 1484 mtm V = 198 tm	M = 1090 mtm V = 145 tm
Carga permanente	M = 405 mtm V = 54 tm	
Sobrecarga	M = 450 + 420 = 870 mtm V = 60 + 57 = 117 tm	

En los esfuerzos debidos a peso propio queda claramente reflejada la reducción de peso del pretensado exterior.

4. DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

Para el dimensionamiento del pretensado tomaremos como condición el cumplimiento del estado límite de descompresión. Esta condición es la que rige el dimensionamiento de estructuras con pretensado convencional. Aplicamos, por tanto, la fórmula:

$$P_{\infty} \geq \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{q+Q}}{c + v' - r}$$

Para el pretensado interno, distanciando las vainas un diámetro de los paramentos y entre sí, el recubrimiento es de 20 cm (suponiendo vainas de diámetro 80 mm y en dos niveles). Para el exterior, se ha dispuesto la vaina a nivel del paramento, estimándose el recubrimiento en 8 cm.

Con los esfuerzos calculados valoramos el pretensado necesario a largo plazo, obteniéndose (tabla 3):

Tabla 3

Valor del pretensado necesario, después de pérdidas diferidas

Pret. Convencional	Pret. Exterior
$P_{\infty} \geq \frac{1484+405+870}{1,18+0,50-0,20}$	$P_{\infty} \geq \frac{1090+405+870}{1,42+0,34-0,08}$
$P_{\infty} \geq 1864 \text{ tm}$	$P_{\infty} \geq 1407 \text{ tm}$

La diferencia no es debida tan sólo a la diferencia de peso sino también a la mayor eficacia del pretensado exterior, ya que al ser una sección abierta se puede alcanzar una excentricidad mayor.

Para calcular el área de pretensado, en ambos casos es necesario suponer la tensión del acero activo después de pérdidas diferidas. En el caso de pretensado convencional hemos adoptado una tensión igual al 60% de la de rotura, esto es:

$$\sigma_{ps} = 0,60 f_{p, \text{máx}} = 114 \text{ Kp/mm}^2$$

En cambio, para el pretensado exterior la tensión, después de pérdidas diferidas, es algo mayor, pues no hay pérdidas debidas a desviaciones parásitas, pudiendo aceptarse

$$\sigma_{ps} = 120 \text{ Kp/mm}^2$$

En ambos casos, se ha supuesto una tensión inicial de tesado de 145 Kp/mm².

En definitiva, el pretensado adoptado se muestra en la tabla 4.

Tabla 4

Unidades de pretensado necesarias, área de acero activo y cuantía por m² de tablero

Pret. Convencional	Pret. Exterior
8 T 15 ϕ 0,6"	4 T 21 ϕ 0,6"
$A_p = 16800 \text{ mm}^2$	$A_p = 11760 \text{ mm}^2$
13,2 Kg/m ² de tabl.	9,2 Kg/m ² de tabl.

Realizando la preceptiva comprobación de tensiones normales, con un cálculo más exacto de las pérdidas diferidas, se puede comprobar que en ambos casos se cumple el estado límite de descompresión, tomando el pretensado con su valor característico (P_k), y el de aparición de fisuras si se toma $0,9 P_k$.

Tenemos, pues, dos tableros cuyo comportamiento en servicio es análogo, con una clara ventaja hacia el pretensado exterior (27% menos de hormigón, 30% menos pretensado).

5. VERIFICACION ESTADOS LIMITES ULTIMOS

5.1. Solicitaciones tangentes

En la tabla 5 se presenta esta verificación frente a solicitaciones tangentes.

Se observa que en ambos casos hay igual seguridad frente a las solicitaciones tangentes.

Tabla 5

Verificación de tensiones tangenciales

Pret. Convencional	Pret. Exterior
$V_d = 1,5 (V_{g1} + V_{g2} + V_{q+Q}) - V_p$	
$V_d = 311 \text{ tm}$	$V_d = 280 \text{ tm}$
311	280
$\tau_{od} = \frac{311}{2 \cdot (0,45 - 2 \cdot 0,09) \cdot 1,95}$	$\tau_{od} = \frac{280}{2 \cdot 0,25 \cdot 1,95}$
$\tau_{od} = 295 \text{ tm/m}^2$	$\tau_{od} = 287 \text{ tm/m}^2$
$\tau_{ou} \cong 0,25 f_{cd} = 583 \text{ tm/m}^2$	
$\tau_{od}/\tau_{ou} = 0,50$	$\tau_{od}/\tau_{ou} = 0,49$

Cabe resaltar que, en el tablero con pretensado exterior, se ha tomado como ancho de alma eficaz la totalidad del ancho, mientras que para el pretensado convencional se ha descontado el diámetro de dos vainas. Otra ventaja del pretensado exterior es el total aprovechamiento del hormigón que forma las almas, sin tener que descontar los espesores correspondientes a las vainas embebidas.

5.2. Solicitaciones normales

Si realizamos una verificación a nivel seccional, no es posible conocer la tensión en rotura del pretensado exterior [2]. En este caso, la tensión que hay que considerar, tal como indican las normativas europeas (Model Code, BPEL, SIA), es la tensión después de pérdidas diferidas.

En la tabla 6 se encuentra el resumen de la verificación para ambos pretensados.

Tabla 6

Resumen verificación Estado Límite Ultimo de rotura por solicitaciones normales

Pret. Convencional	Pret. Exterior
$\sigma_{pu} = f_{py,d} = 147,8 \text{ Kp/mm}^2$	$\sigma_{pu} = \sigma_{pos} = 122 \text{ Kp/mm}^2$
$M_{u,resp} = A_p \cdot \sigma_{pu} \cdot z = 4252 \text{ mtm}$	$M_{u,resp} = A_p \cdot \sigma_{pu} \cdot z = 2626 \text{ mtm}$
$M_d = 4138 \text{ mtm}$	$M_d = 3547 \text{ mtm}$
$\gamma = 1,54$	$\gamma = 1,11$

El puente con pretensado convencional tiene seguridad suficiente frente a la rotura por flexión, no así el puente con pretensado exterior.

Para este último es necesario o aumentar el pretensado, o añadir armadura pasiva que cubra la diferencia entre el momento de sollicitación y el de respuesta. En cualquiera de los casos sería interesante poder obtener, de forma sencilla, el incremento de tensión del acero activo, pues la hi-

pótesis adoptada de incremento nulo es muy segura y penalizadora.

6. CALCULO APROXIMADO DEL INCREMENTO DE TENSION EN EL ACERO DE PRETENSADO

Este método aproximado se basa en la hipótesis de formación de una rótula plástica en centro luz y concentración en ella de todas las deformaciones, despreciando las deformaciones elásticas. Los pasos que hay que seguir se pueden resumir en:

- a) Obtención de la curvatura plástica de la sección mediante un diagrama momento-curvatura para secciones de hormigón armado sometidas a un axil exterior. Este axil se corresponde con el valor de la fuerza de pretensado después de pérdidas diferidas.
- b) Cálculo del giro plástico (θ_{pl}) a partir de la curvatura plástica (χ_{pl}). Una aproximación, ampliamente aceptada, para la longitud de una rótula plástica en hormigón armado es el canto de la pieza.

$$\theta_{pl} = \chi_{pl} \cdot h$$

- c) Evaluación de la flecha en centro luz a partir del giro plástico (figura 3).

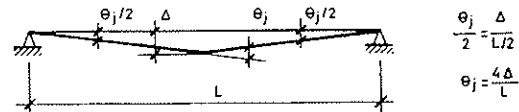


Figura 3: Cálculo de la flecha en centro luz a partir del giro plástico.

- d) Cálculo del incremento de longitud del tendón y, a partir de él, del incremento de tensión en rotura.

Aplicaremos este método al ejemplo aquí presentado.

El diagrama momento-curvatura de la sección de hormigón se muestra en la figura 4. Para su cálculo se ha tenido en cuenta una armadura pasiva de tan sólo 0,1 cm², necesaria para pivotar el plano de deformaciones.

La flecha que se alcanza en rotura, en centro luz, es de 8,5 cm, lo que provoca un incremento de tensión de 10,1 Kp/mm² para los tendones desviados en centro luz, y de 8,8 Kp/mm² para los desviados a cuartos de luz, en la hipótesis de libre deslizamiento de los tendones sobre los desviadores.

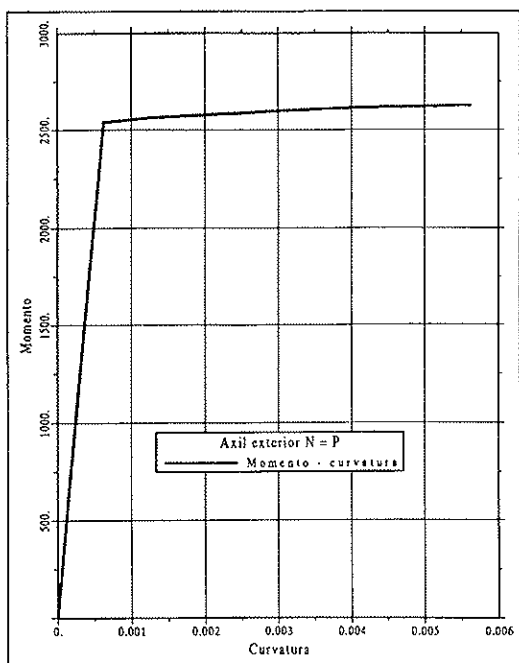


Figura 4: Momento curvatura de la sección de hormigón armado

Este incremento de tensión no cubre por sí sólo la diferencia existente entre momento de sollicitación y momento respuesta, por lo que se hace necesario o incrementar el pretensado, pasando su dimensionamiento a estar condicionado por el E.L.U., o añadir armadura pasiva.

7. CALCULO DE LA ARMADURA PASIVA NECESARIA

Una viga de hormigón con pretensado totalmente exterior es, en definitiva, una viga de hormigón armado sometida a un axil exterior. Por tanto, el momento de cálculo será:

$$M_d = \gamma \cdot (M_{g1} + M_{g2} + M_{q+Q}) - N_{ext} \cdot e_p$$

y el axil de cálculo

$$N_d = N_{ext} = P_{\infty}$$

Trasladando los esfuerzos al nivel de la armadura pasiva que estamos dimensionando (figura 5).

$$M_{d2} = M_d + N_{ext} \cdot e_s$$

por lo que la armadura pasiva necesaria será

$$U_s \equiv (M_{d2}/z) - N_d$$

A esta capacidad mecánica de la armadura pasiva hay que restarle el incremento de fuerza de pretensado, calculado en el apartado anterior, que corresponde al efecto «pasivo» de la armadura activa.

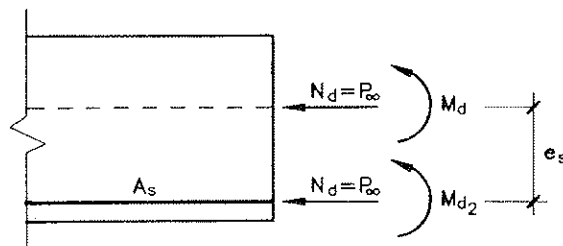


Figura 5: Esfuerzos de cálculo en sección de hormigón armado sometida a un axil exterior excéntrico.

$$U'_s = U_s - \Delta P$$

Obteniéndose, de este modo, la armadura pasiva necesaria. En el ejemplo que se viene desarrollando la armadura pasiva resultante equivale a $20 \phi 25$.

8. VERIFICACION DEL DIMENSIONAMIENTO REALIZADO

Utilizando el modelo de análisis no lineal presentado en [2], se ha procedido a la verificación del dimensionamiento realizado en los apartados anteriores, a fin de comprobar la bondad del método aproximado descrito.

Para ello, se ha discretizado la estructura, longitudinalmente en 20 elementos, de longitud 1,50 m, y transversalmente, en 6 cuadriláteros, con 25 puntos de integración cada uno de ellos.

Las características de los materiales, así como otros detalles del análisis realizado pueden consultarse en [3].

En la figura 6 se representa la evolución de la flecha frente a la carga, para las hipótesis de libre deslizamiento y de deslizamiento impedido en desviadores. El proceso de carga es el siguiente:

1.ª Fase. Partiendo del puente en vacío (peso propio + carga permanente + pretensado), se aumenta la carga hasta alcanzarse la sobrecarga que marca la normativa española.

2.ª Fase. A partir del estado de carga anterior, se aumentan, simultáneamente, el peso propio, la carga permanente y la sobrecarga en un 50%. Con ello se alcanzan los coeficientes de seguridad marcados por la normativa ($\gamma_g = 1,5$; $\gamma_{q+Q} = 1,5$).

3.ª Fase. Se continúa aumentando la sobrecarga hasta rotura.

Para poder representar la evolución de la flecha, o de cualquier otra magnitud, frente a la carga de forma continua, el valor de la carga que se presenta en ordenadas es el valor de la carga

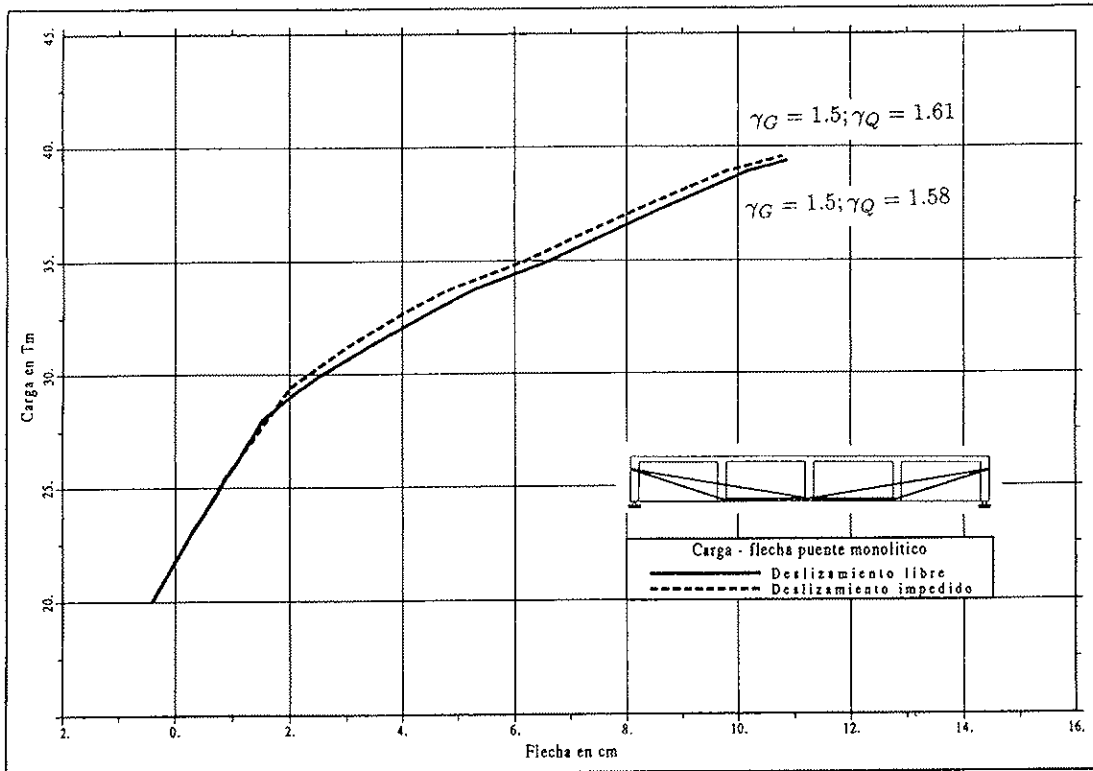


Figura 6: Evolución de la flecha en centro luz, frente a la carga.

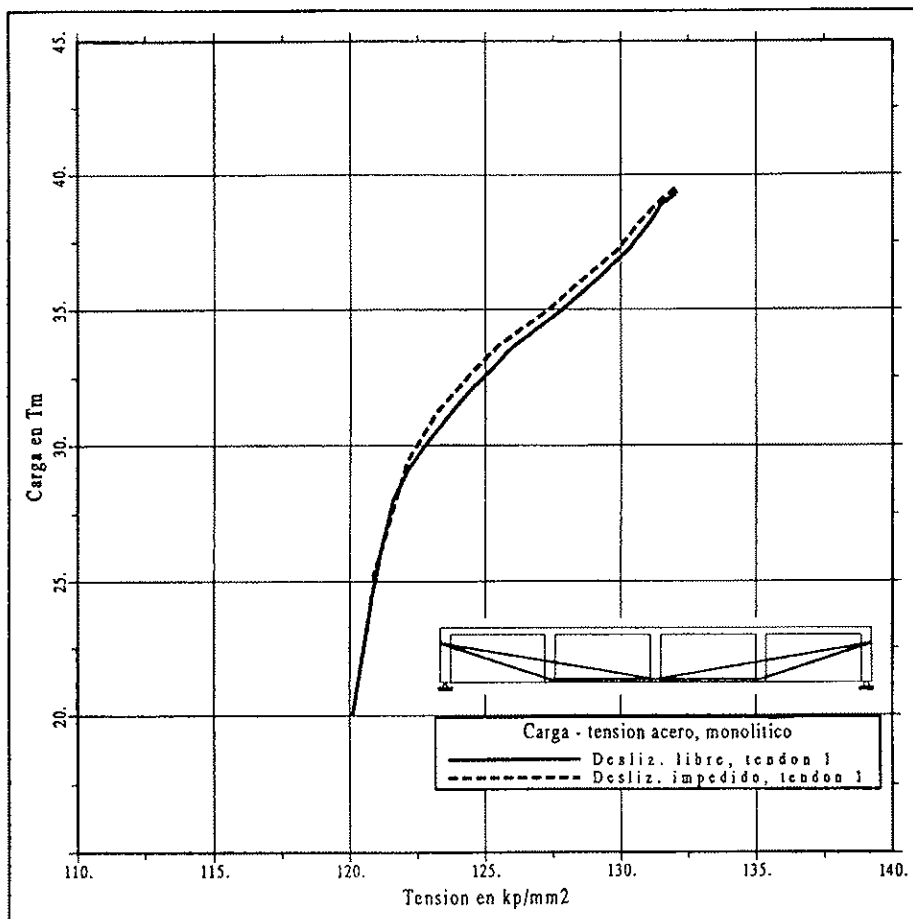


Figura 7: Evolución de la tensión en la familia 1 de pretensado, frente a la carga.

sobre el nodo situado en centro luz, no teniendo, por consiguiente, un sentido físico inmediato.

Como se puede observar en la curva carga-flecha, la estructura tiene un comportamiento dúctil, en el sentido de alcanzarse flechas importantes (11 cm) que avisan de la proximidad en rotura. También se comprueba que la carga última es muy cercana a la marcada por la normativa, utilizada para dimensionar de forma aproximada la armadura pasiva.

La poca diferencia existente entre el comportamiento considerando libre deslizamiento o deslizamiento impedido es debida a la escasa longitud de los cables. En especial, para los tendones desviados únicamente en centro luz como se puede ver en la figura 7, en la que se presenta la evolución de la tensión en dichos cables frente a la carga.

En la figura 8 se muestra la variación de la tensión en los tendones desviados a cuartos de luz. Aquí, la diferencia entre las hipótesis de libre deslizamiento o deslizamiento impedido es mayor. Es debido a que, en la hipótesis de deslizamiento

impedido, el segmento de cable entre los desviadores es muy corto y se encuentra en la zona donde se concentran las deformaciones. Por último, en la figura 9 se muestra la evolución de la tensión en la armadura pasiva con la carga, alcanzándose en ambos casos plastificación.

En la tabla 7 se comparan los incrementos de tensión calculados de forma aproximada y con el análisis no lineal, ambos en la hipótesis de libre deslizamiento.

Tabla 7

Comparación de resultados entre el método aproximado y el análisis no lineal

Método	Familia 1	Familia 2
Aproximado	10,1 Kp/mm ²	8,8 Kp/mm ²
Anal. no lineal	11,5 Kp/mm ²	13,8 Kp/mm ²

Se observa una muy buena concordancia en la familia 1 de tendones, la desviada en centro luz, y un valor inferior para el método aproximado en la familia 2. Es debido a que hemos despreciado la

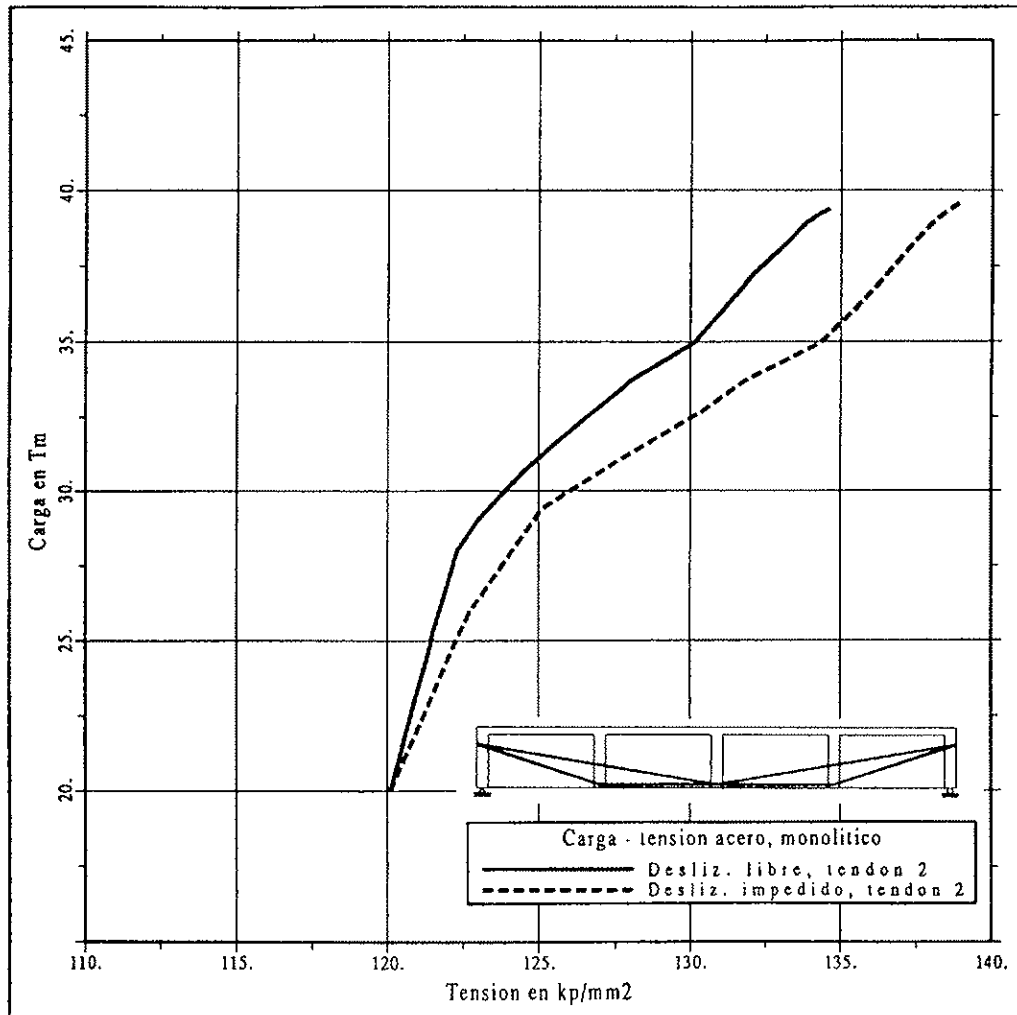


Figura 8: Evolución de la tensión en la familia 2 de pretensado, frente a la carga.

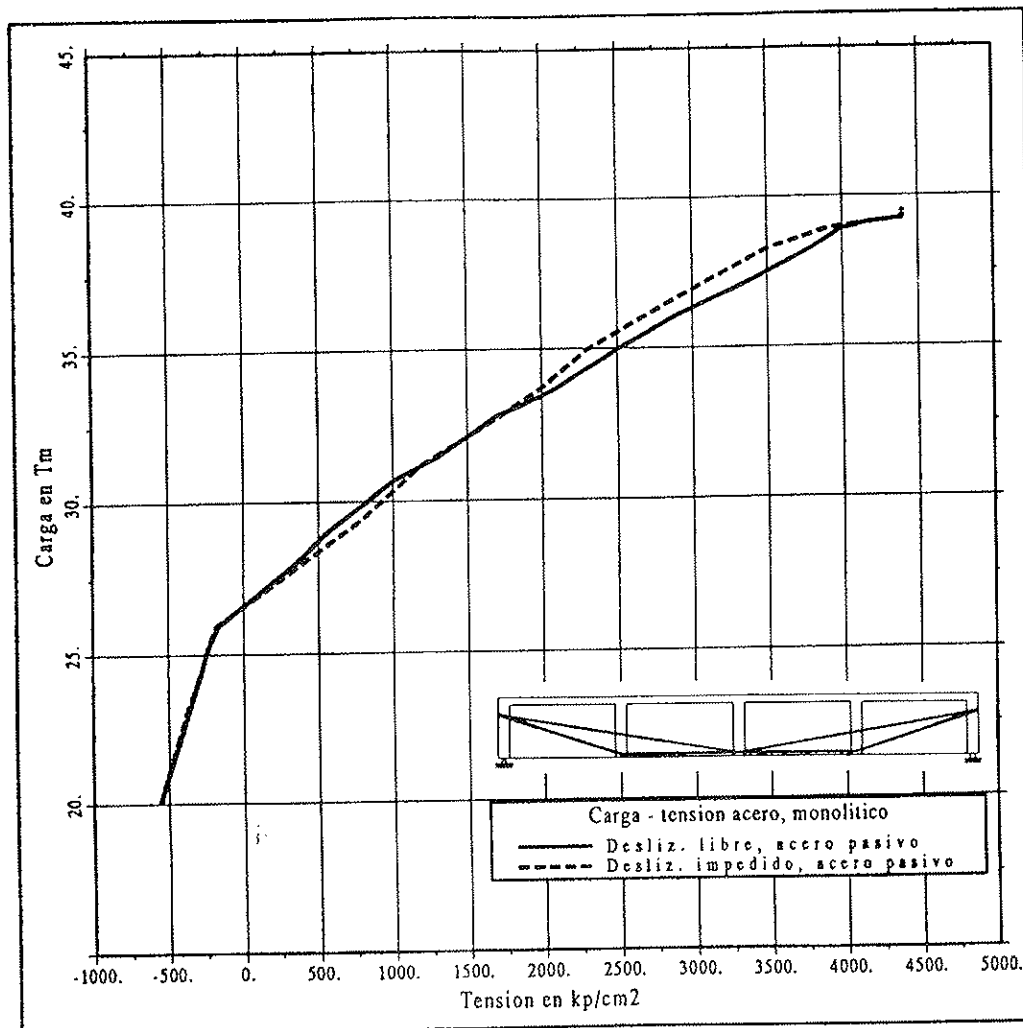


Figura 9: Evolución de la tensión en el acero pasivo, frente a la carga.

curvatura elástica, por lo que aproximamos bien la flecha en centro luz, pero minusvaloramos la flecha a cuartos de luz, quedando del lado seguro.

9. COMPARACION CON NORMATIVAS

Hay diversas normativas que tratan el cálculo aproximado del incremento de tensión del pretensado en rotura. Una descripción exhaustiva puede encontrarse en [4]. Aquí presentamos una tabla resumen con los resultados que se obtendrían si se hubiera dimensionado, el mismo puente, con normativas norteamericanas y europeas (tabla 8).

Para este caso particular, cabe destacar el carácter muy seguro de la normativa europea, muy inseguro de la normativa A.C.I. y la buena aproximación del método a la A.A.S.H.T.O.

En otros ejemplos que hemos estudiado, queda de relieve que el método del A.C.I. es siempre

muy inseguro (es un método desarrollado para losas de edificación, con pretensado no adherente, no para puentes con pretensado exterior); el de la A.A.S.H.T.O. es también inseguro, sobre todo en puentes continuos, y la normativa europea es siempre segura, en algunos casos en un grado excesivo.

Tabla 8

Comparación de resultados entre diversas normativas

Método	ΔP	Armadura
Norm. Europeas	0,0	26 ϕ 25
A.A.S.H.T.O.	124 tm	20 ϕ 25
A.C.I.	326 tm	11 ϕ 25
Método aprox.	111 tm	20 ϕ 25

10. CONCLUSIONES

De este ejemplo se pueden extraer una serie de conclusiones interesantes:

1. El cálculo de una estructura con pretensado exterior no tiene un grado de complejidad muy superior al de una estructura con pretensado convencional.
2. El dimensionamiento del pretensado viene condicionado por el E.L.U. Si se dimensiona para el E.L.S. deberá disponerse armadura pasiva que absorba parte del momento de sollicitación.
3. Existe un método aproximado que proporciona el incremento de tensión en la armadura activa si la pieza es seccionalmente dúctil.
4. Este incremento de tensión no es despreciable.
5. Una estructura con pretensado exterior es una estructura de hormigón armado sometida a un axil exterior excéntrico, debiendo tratarse como tal.
6. Las normativas proporcionan valores muy dispares del incremento de tensión, en algunos casos muy inseguros, como el A.C.I.

11. AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer a la Subdirección General de Tecnología, de la Dirección General de Carreteras del M.O.P.T.M.A. la cofinanciación, mediante convenio C - 1638, de la Tesis Doctoral referenciada en [3], cofinanciada también por la Direcció General d'Universitats de la Generalitat de Catalunya.

Los estudios teóricos del presente trabajo están enmarcados dentro del proyecto de la DGICYT PB 90-0612 (MEC), a quien los autores expresan igualmente su reconocimiento.

REFERENCIAS

1. RAMOS G., APARICIO A.C.: «El pretensado exterior en puentes de hormigón: dos perspectivas de una misma técnica». Hormigón y acero n. 184. 3^{er} trimestre de 1992. ATEP. Madrid.
2. RAMOS G., APARICIO A.C.: «Comportamiento en rotura de puentes de hormigón con pretensado exterior». Comunicación presentada a la XIV Asamblea Nacional de la A.T.E.P. Málaga. Noviembre 1993.
3. RAMOS G.: «Estudio del comportamiento en servicio, prerrotura y rotura, de puentes de hormigón con pretensado exterior». Tesis Doctoral. ETS de Caminos de Barcelona, 1994.
4. APARICIO A.C., RAMOS G.: «Pretensado exterior en puentes de carretera. Estado actual de la técnica». Serie monografías. Servicio de Publicaciones del M.O.P.T.M.A. Madrid, 1993.

RESUMEN

En este artículo se muestra un ejemplo de dimensionamiento de un puente con pretensado exterior, comparándolo con uno análogo con pretensado interior adherente. Se presenta también un método aproximado para la evaluación del incremento de tensión del acero de pretensado en rotura. Por último, se realiza una verificación del diseño alcanzado, mediante comparación con los resultados derivados de un análisis no lineal.

SUMMARY

In this article an example of design of an externally prestressed concrete bridge is shown, comparing with a similar internally prestressed bridge. An approximate method for obtaining the increment of stress of the prestressing steel at ultimate limit state is also shown. There is also a verification of the design by comparing with a non linear analysis of the bridge.

**SIMPOSIO
INTERNACIONAL IASS 1995
5-9 Junio, 1995
Milán-Italia
Estructuras espaciales:
pasado, presente y futuro**

El Simposio está organizado conjuntamente por la Asociación Internacional de Estructuras Laminadas (IASS) y el ISMES (Instituto Italiano de Investigación y Laboratorios de Ensayo de Estructuras).

Objetivos

El Simposio es un foro internacional interdisciplinario para mantener discusiones sobre el pasado, presente y futuro de las estructuras espaciales. Los participantes describirán la evolución de muchas clases de estructuras espaciales, examinarán su diseño conceptual, construcción, estética y rehabilitación y recibirán información puesta al día de nuevos componentes y materiales.

Temas

Se tratarán estructuras tales como láminas, membranas, estructuras espaciales, elementos estructurales en tensión y sistemas híbridos para su utilización en recintos deportivos, recreativos, de reuniones multitudinarias, residenciales, industriales, de transporte, comunicación y medio ambiente.

Las sesiones incluirán estudios sobre los siguientes temas generales:

A: Conceptos estructurales, estética y evaluación puntual.

B: Últimos avances en diseño y análisis.

C: Nuevas técnicas constructivas.

D: Historia, análisis y rehabilitación de bóvedas antiguas y estructuras espaciales.

E: Control activo y pasivo de vibraciones.

F: Sistemas expertos para proyecto y construcción.

G: Morfología de estructuras.

H: Nuevos componentes y materiales.

I: Durabilidad y seguridad.

Presentación de artículos

Se invita a la remisión de artículos a ingenieros, arquitectos, investigadores, historiadores, constructores y a todas aquellas personas interesadas en los temas del Simposio.

Los resúmenes, de una página, clasificados según los temas, deberán ser enviados a:

Dr. A. Lomi, secretario
IASS Symposium 95 Scientific Committee
ISMES - V. le G. Cesare, 29 24124 Bergamo
Italy, telefax: intl + 35 307710

Deberán incluir la dirección completa, teléfono, telefax y dirección del autor.

-Fecha límite de presentación de artículos preparados para su composición fotográfica: Nov. 30, 1994.

-Aceptación final de artículos: Dic. 31, 1994.

-Fecha límite para registrarse el autor de un artículo, a precio reducido: Enero 31, 1995.

Todos los artículos aceptados se publicarán en los proceedings del Simposio.

Idioma

El idioma oficial del Simposio es el Inglés, tanto para la presentación escrita como para la oral. No se facilitará traducción simultánea.

Lugar de reunión

El Simposio se celebrará en el Palazzo delle Stelline (siglo XVII) situado en el centro de Milán, muy cerca del metro y del transporte de superficie, así como de la zona de comercios y hoteles.

Correspondencia

IASS Symposium Organizing Committee
c/o Redesco srl 5, via Gioberti
20123 Milano Italy
Fax intl + 2 436478

Cuotas

	Hasta Febrero 28, 1995	Después
Miembros IASS	US \$ 550	600
No miembros	US \$ 650	700
Acompañantes	US \$ 300	350
Estudiantes	US \$ 50	50
Precio especial para autores	US \$ 500	hasta Enero 31, 1995

Análisis en el tiempo de puentes continuos de hormigón construidos a partir de elementos prefabricados

Juan Murcia Vela

Profesor de investigación del CSIC (ICMAB)

Luiz Herkenhoff Coelho

Profesor asistente de la Universidade Federal do

Espírito Santo y becario del CNPq, Brasil

Ambos actualmente en el Dpto. de Ing. de la Construcción, UPC (ETSICCP Barcelona)

1. INTRODUCCION

Las estructuras de hormigón cuya construcción supone cambios en su esquema estructural (en particular, al pasar del isostatismo al hiperestatismo) experimentan normalmente, además de la evidente evolución en su deformabilidad, redistribuciones de esfuerzos (y, por tanto, de tensiones) a lo largo del tiempo, por causa de las deformaciones diferidas del hormigón, esto es, la fluencia y la retracción. Por otro lado, siempre que se da una evolución en la sección, aparecen también redistribuciones internas de tensiones, por el mismo motivo. Todos estos efectos en el tiempo, que no suelen ser despreciables, deben ser considerados en el análisis de tales estructuras, de cara a su proyecto y construcción.

La aparición en España de un particular tipo de puentes (los dos primeros fueron realizados en 1992), basado sobre todo en un sistema constructivo que da lugar a tales evoluciones, ha hecho

necesario refinar un tanto los caminos para su adecuado análisis en el tiempo. Ello centra y resume los objetivos del presente trabajo.

Descripción, sistema constructivo y opciones del mismo

En estos puentes, el tablero está compuesto, en principio, por elementos prefabricados, unos de hormigón pretensado y otros de hormigón armado, a los que se une en obra una losa superior de hormigón armado y se da continuidad longitudinal; las piezas prefabricadas son de sección en forma de artesa y normalmente tienen canto variable [12].

El esquema básico de construcción se refleja globalmente en la figura 1.

Los apoyos extremos lo son sobre estribos y los intermedios sobre pilas. Como se ve, normal-

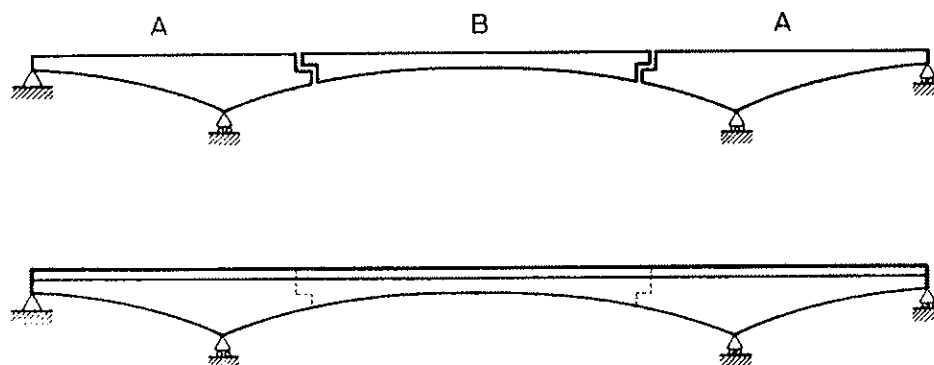


Figura 1

mente las uniones o juntas se colocan en las zonas de vano, permitiendo alcanzar luces centrales superiores, aunque pueden hacerse en el límite sobre las pilas. Las piezas de hormigón pretensado son las que se apoyan en las que tienen el voladizo, las cuales son de hormigón armado.

Naturalmente, los puentes aquí contemplados incluyen cualquier número de repeticiones del esquema básico indicado, de forma que, para más de tres vanos, existen unas piezas intermedias de hormigón armado, con dos voladizos.

Sobre el esquema constructivo anterior, se plantean básicamente *dos grandes alternativas*, que difieren en la *colocación o no de apeos* y, con ello, en una secuencia algo diferente para las distintas operaciones.

La construcción *sin apeos* admite variantes, al jugar con la secuencia entre el hormigonado de la losa y la unión en continuidad. A su vez, la alternativa con apeos combina los instantes de hormigonado de la losa, unión en continuidad y retirada de los apeos.

En definitiva, para el proceso constructivo se contemplan aquí las opciones descritas en síntesis a continuación.

1. Construcción *sin apeos* y unión previa a hormigonar parte de la losa:

- Fabricación de las piezas A, de hormigón armado.
- Fabricación de las piezas B, de hormigón pretensado.
- Montaje en obra de las piezas A sobre estribos y pilas.
- Hormigonado de la losa sobre las piezas A.
- Montaje en obra de las piezas B sobre las A.
- Unión (cosido) de las piezas A y B.
- Hormigonado de la losa sobre las piezas B.
- Colocación de las cargas muertas (pavimento, barandillas, etc.).

2. Construcción *sin apeos* exacta a la anterior, salvo que el hormigonado de la losa sobre las piezas B se realiza en dos fases distintas (pero consecutivas): primero sólo con la anchura de la viga y, más tarde, el resto.

3. Construcción *sin apeos* y unión al final:

- Fabricación de las piezas A, de hormigón armado.
- Fabricación de las piezas B, de hormigón pretensado.

- Montaje en obra de las piezas A sobre estribos y pilas.
- Hormigonado de la losa sobre las piezas A.
- Montaje en obra de las piezas B sobre las A.
- Hormigonado de la losa sobre las piezas B.
- Unión (cosido) de las piezas A y B.
- Colocación de las cargas muertas (pavimento, barandillas, etc.).

4. Construcción *sin apeos* exacta a la anterior, salvo que el hormigonado de la losa sobre las piezas B se realiza en dos fases distintas (pero consecutivas), al igual que en la opción 2.

5. Construcción *con apeos* y unión previa de las piezas prefabricadas:

- Fabricación de las piezas A, de hormigón armado.
- Fabricación de las piezas B, de hormigón pretensado.
- Montaje en obra de las piezas A sobre estribos y pilas.
- Montaje en obra de las piezas B sobre las A, apeándolas después.
- Unión (cosido) de las piezas A y B.
- Hormigonado de la losa a lo largo de todo el puente.
- Retirada de los apeos.
- Colocación de las cargas muertas (pavimento, barandillas, etc.).

6. Construcción *con apeos* y unión al final, antes de retirar aquéllos:

- Fabricación de las piezas A, de hormigón armado.
- Fabricación de las piezas B, de hormigón pretensado.
- Montaje en obra de las piezas A sobre estribos y pilas.
- Hormigonado de la losa sobre las piezas A.
- Montaje en obra de las piezas B sobre las A, apeándolas después.
- Hormigonado de la losa sobre las piezas B.
- Unión (cosido) de las piezas A y B.
- Retirada de los apeos.

— Colocación de las cargas muertas (pavimento, barandillas, etc.).

7. Construcción *con apeos* y unión al final, después de retirar aquéllos:

- Fabricación de las piezas A, de hormigón armado.
- Fabricación de las piezas B, de hormigón pretensado.
- Montaje en obra de las piezas A sobre estribos y pilas.
- Hormigonado de la losa sobre las piezas A.
- Montaje en obra de las piezas B sobre las A, apeándolas después.
- Hormigonado de la losa sobre las piezas B.
- Retirada de los apeos.
- Unión (cosido) de las piezas A y B.
- Colocación de las cargas muertas (pavimento, barandillas, etc.).

2. PROCEDIMIENTO GENERAL DE ANALISIS EN EL TIEMPO

Este estudio plantea un procedimiento general de análisis estructural en el tiempo, adecuado a las estructuras lineales o de barras en condiciones de servicio, para tener en cuenta los diferentes efectos de las deformaciones diferidas del hormigón (retracción y fluencia), y lo desarrolla para la tipología descrita al principio.

Este procedimiento de análisis se plasma en un proceso en el que el tiempo queda discretizado en intervalos.

Por otra parte, el mismo está basado en tomar tanto la *retracción* (deformación atensional) como la *fluencia* (deformación tensional) como *acciones geométricas* que van apareciendo a lo largo del tiempo: conocidas sus leyes (en función del tipo de hormigón, del tipo de pieza y de los factores ambientales), su incremento en cada intervalo es, en el caso de la retracción, un dato y, en el de la fluencia, una función de las tensiones previas.

Se orienta, por tanto, en dirección análoga al análisis realizado en otro lugar [3], aunque éste no contemplaba evolución estructural.

Revisemos la fluencia del hormigón un poco más. Dado que normalmente no se sale del rango de servicio (puesto que la fluencia implica a las acciones con carácter de permanencia: peso propio y pretensado, fundamentalmente, al no ser en

este caso muy grandes las restantes cargas permanentes), puede tomarse un *comportamiento viscoelástico lineal*. El mismo viene definido por [1]

$$\varepsilon_c(t, t_0) = \sigma_c(t_0) \cdot c(t, t_0) + \int_{t_0}^t \sigma'_c(\tau) \cdot c(t, \tau) \cdot d\tau,$$

siendo t el tiempo t_0 la edad del material al iniciarse el proceso tensional (τ es dicha edad para todo instante posterior), $c(t, t_0)$ su ley o función de fluencia, para cada caso concreto, y ε_c y σ_c , respectivamente, la deformación y la tensión en un punto genérico.

Por otro lado, en el hormigón, la función de fluencia se expresa como

$$c(t, t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_c},$$

donde $E_c(t_0)$ es el módulo de deformación instantánea o módulo de elasticidad, variable con la edad como se indica, E_c el valor del mismo para una cierta edad fija (normalmente 28 días) y $\varphi(t, t_0)$ el llamado coeficiente de fluencia.

Las acciones geométricas de la retracción y la fluencia pueden expresarse como deformaciones de sección, esto es, curvaturas y elongaciones.

En efecto, en caso de existir sólo sección de hormigón, sin armaduras, y además supuesta no fisurada, la anterior expresión general viscoelástica podría sustituirse por las siguientes:

$$\gamma(t, t_0) = \frac{M(t_0)}{I_c} \cdot c(t, t_0) + \int_{t_0}^t \frac{M'(\tau)}{I_c} \cdot c(t, \tau) \cdot d\tau,$$

en términos de momentos M y curvaturas γ de la sección, en la que I_c es la inercia de la sección neta de hormigón; y

$$\varepsilon(t, t_0) = \frac{N(t_0)}{A_c} \cdot c(t, t_0) + \int_{t_0}^t \frac{N'(\tau)}{A_c} \cdot c(t, \tau) \cdot d\tau,$$

en función de esfuerzos axiales N y elongaciones ε de la sección, siendo A_c el área de la sección neta de hormigón.

Para obtener los efectos diferidos de estas acciones geométricas se actúa al final de cada intervalo, con su incremento durante el mismo.

Así, en un intervalo genérico con tiempos inicial y final t_{n-1} y t_n , respectivamente, el incremento de curvatura viene dado por

$$\Delta\gamma = \gamma(t_n, t_0) - \gamma(t_{n-1}, t_0).$$

En este punto, tal vez pueda parecer, en principio, que hubiera cabido actuar en términos totales (hasta el instante considerado), sin tener que emplear la forma incremental. Sin embargo, el hecho de tener en cuenta que el módulo $E_c(t_0)$ varía con la edad del hormigón (lo que influye, en particular, en la respuesta estructural) hace que ambas vías no sean equivalentes; lo que obliga a proceder por incrementos.

Los efectos instantáneos (debidos al peso propio, al peso de otros elementos y a las restantes cargas) se producen siempre en el límite entre dos intervalos. La distribución de éstos queda así marcada por aquéllos y también por las operaciones de las distintas opciones constructivas, que coinciden con un límite entre dos intervalos.

Para la situación de la estructura, derivada del sistema constructivo, con respecto al *análisis longitudinal* se distinguen dos tipos de fases:

- fases isostáticas, en las que los esfuerzos no se modifican con el tiempo, siendo bastante inmediata la obtención de las deformaciones de la estructura a lo largo del mismo;
- fases hiperestáticas, en las que existe variación de esfuerzos en el tiempo y la obtención de las deformaciones de la estructura pasa por el cálculo de los anteriores.

El *análisis instantáneo* se realiza mediante el método matricial de equilibrio (matriz de rigidez), en su correspondiente esquema estructural, salvo para el caso de la estructura final o definitiva (que se explicará un poco más adelante).

El *análisis en el tiempo de las fases hiperestáticas*, que en la práctica se reduce a la configuración final (continuidad ya en todo el puente), se basa en el uso, como herramienta de cálculo, de *líneas de influencia para las deformaciones seccionales* [2] que se derivan de la retracción y de la fluencia. La obtención de estas líneas se lleva a cabo, también, mediante el método matricial de equilibrio.

Esta vía se justifica merced a que, una vez obtenidas las líneas que interesan para dicha configuración, el proceso de cálculo más importante del análisis, esto es, la *compatibilización longitudinal* de las deformaciones diferidas (que cubre desde que el puente queda apto para servicio hasta el final, un período muy grande), se reduce a una serie de multiplicaciones y sumas en los sucesivos intervalos.

Por supuesto, este procedimiento no sólo considera la existencia de un esquema estructural evolutivo de carácter longitudinal (estructural, en sentido restringido), sino que también incluye la evolución transversal (seccional), que requiere una *compatibilización transversal* de las deformaciones diferidas, la cual se inserta adecuadamente en el proceso general, como se verá más adelante.

Dados los objetivos del trabajo, centrados sobre todo en conocer los efectos de la retracción y la fluencia en el tiempo, no tiene sentido práctico salirse del marco del *análisis lineal*. No obstante, sí que es preciso tener en cuenta la influencia de la *fisuración del hormigón*, lo que puede hacerse, con bastante precisión, sin salirse de tal marco, como se podrá comprobar en su momento.

Para complementar el análisis en el tiempo y poder ofrecer resultados globales, se incluye también el cálculo (instantáneo) de la estructura final, para las *cargas en fase de uso o servicio*. Dado que, como se acaba de indicar, no se contempla en este trabajo abordar un análisis no lineal (que sería necesario para conocer el comportamiento estructural en rotura), dicho cálculo se realiza linealmente, pero considerando de nuevo la fisuración del hormigón.

Por último, conviene indicar que, a lo largo de todo el estudio, se toman como momentos positivos los que generan compresiones arriba, como esfuerzos axiales los de tracción y como esfuerzos cortantes los definidos por un par que gira igual que las agujas del reloj. Las deformaciones seccionales (curvaturas y elongaciones) se toman en el mismo sentido que sus correspondientes esfuerzos.

Las tensiones y deformaciones puntuales no requieren convenio de signos: al ser posible distinguir las de compresión y las de tracción, todas ellas se manejan siempre con valores positivos.

Incidencia de la evolución estructural transversal (cambio de sección)

En aquellas fases posteriores al hormigonado en obra de la losa superior sobre las piezas prefabricadas, de forma solidaria, es preciso tener en cuenta la interacción transversal que se produce entre ambas partes de la sección final por causa de su diferente comportamiento diferido. Ello no solamente se debe a la retracción, ya que *tanto los hormigones como sus respectivas edades son distintos* en viga y losa, sino también a la fluencia: Además de lo dicho para el material, las propias tensiones iniciales en una y otra tienen causas diferentes y sufren una discontinuidad, tanto en las zonas de hormigón pretensado como en las de hormigón armado.

El tratamiento que se emplea al respecto en este estudio es, una vez más, para cada intervalo de tiempo y al final del mismo, el que se resume en el proceso siguiente (mostrado parcialmente en la figura 2):

- Evaluación de los incrementos de las deformaciones seccionales (curvatura y elongación) por retracción y fluencia del intervalo, en losa y viga por separado (secciones netas de hormigón, que son realmente las que experimentan dichas deformaciones diferidas).
- Introducción en cada parte (secciones netas de hormigón) de los respectivos esfuerzos que, para la rigidez correspondiente al módulo $E_c(t_0)$ del hormigón, neutralizan las anteriores deformaciones: se logra así la *compatibilidad transversal* (o seccional), y precisamente con deformación nula.
- Introducción, en la sección conjunta viga-losa (considerando ya todas las armaduras), de la suma de los esfuerzos anteriores con signo contrario, con lo que se restablece el equilibrio en la sección (al superponerlos con los del punto anterior), y análisis de la sección para los mismos. Este *análisis transversal*, que conviene realizar directamente sobre dicha sección ya homogeneizada, es precisamente el que liga este proceso con el de análisis longitudinal ya descrito; y, en concreto al relativo al mismo intervalo a través de los incrementos de las deformaciones seccionales (curvatura y elongación) que resultan en las diferentes secciones. Si existe ya hiperestatismo lon-

gitudinal en la estructura, en general aparecen unos esfuerzos de tal carácter que hay que considerar.

- Superposición de efectos de los dos puntos anteriores. Se llega con ello a los incrementos de los esfuerzos en losa y viga, por separado, que resultan en el intervalo, los cuales deben ser desglosados a su vez entre secciones netas de hormigón y acero (lo que hay que hacer con los resultados del punto previo, puesto que en el primero ya vienen de esta forma; para ello pueden utilizarse las fórmulas que pasan de sección homogeneizada a netas). Por supuesto, para cada intervalo se obtiene, en general, una ley discontinua de incrementos de tensiones en el hormigón, al pasar de losa a viga. En cuanto a las deformaciones, los incrementos de curvatura y de elongación resultantes son evidentemente los mismos del punto anterior.

Llegados a este punto se está en disposición de evaluar los incrementos de curvatura y elongación por fluencia, en losa y viga, por separado, del intervalo siguiente (a los que habrá que añadir los de retracción).

Resulta bastante evidente, y no es demasiado complicado (aunque sí algo engorroso) comprobar, que este tratamiento del análisis transversal, que es general, equivale al de introducir en losa y viga incrementos de esfuerzos iguales y contrarios, de forma que, por separado, el incremento de deformación en la fibra de contacto y el incremento de curvatura en ambas sean iguales, que es el seguido en un reciente trabajo [10].

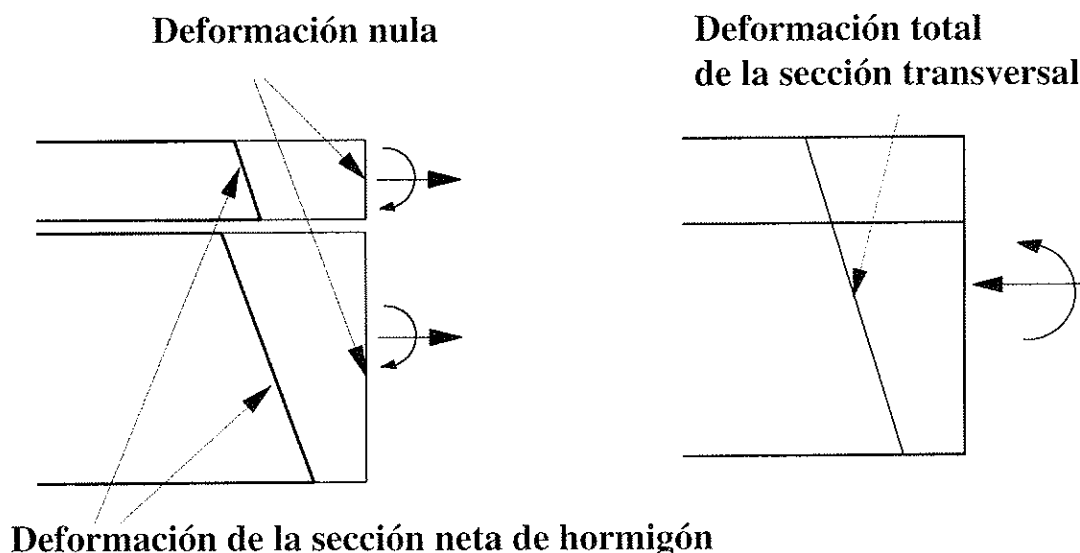


Figura 2

Tratamiento de la fisuración en las zonas de hormigón armado

La fisuración del hormigón es un factor importante que, por su notable incidencia en los resultados, en general no puede ser desdeñado.

Y tampoco en un análisis en el tiempo, como el que aquí se desarrolla: las *zonas de hormigón armado* de la estructura, en situación de servicio, bajo acciones permanentes, se fisuran, al menos parcialmente.

Al objeto de conocer su comportamiento en el tiempo es preciso realizar un análisis de tal carácter sobre la sección fisurada, que permita, por ejemplo, encontrar una *rigidez diferida* equivalente o alguna otra característica similar que se pueda emplear en la práctica.

No obstante, dado que el procedimiento básico de análisis que se viene usando aquí consiste en introducir, a lo largo del tiempo, la retracción y la fluencia directamente como acciones geométricas en la estructura (curvaturas en la sección total, que son las que producen esfuerzos diferidos), no tiene mucho sentido trabajar con una tal rigidez.

Parece necesario, por tanto, obtener las *curvaturas diferidas* que se van produciendo en las citadas condiciones de fisuración.

Para ello, se aprovechan los resultados de unos análisis aproximados en el tiempo, de secciones fisuradas de hormigón armado en situación de servicio (para acciones permanentes) teniendo en cuenta la retracción y la fluencia del hormigón en la zona comprimida [8, 9].

En dichos análisis se llega a fórmulas prácticas para obtener un factor de paso, λ , de las curvaturas instantáneas a las diferidas. El mismo, entre otras cosas, tiene la ventaja de hacer explícitas, por separado, las incidencias de la retracción y de la fluencia, propiedades que pueden variar bastante según los casos; además, para flexión simple sólo depende de las características de la sección y los materiales.

Dadas las condiciones de este estudio, la expresión adoptada aquí es

$$\lambda = \frac{x_0}{d} \cdot \frac{\varphi + \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{cb}}}{1 + 2 \cdot n \cdot \rho' \cdot \frac{d-d'}{x_0} \cdot (1 + \varphi)}$$

La obtención de la curvatura diferida a partir de este factor λ resulta inmediata: para flexión constante en el tiempo, si $\gamma(t_0)$ y $\gamma_{diff}(t)$ son, respectivamente, las curvaturas instantánea y diferida, se tiene

$$\gamma_{diff}(t) = \lambda(t, t_0) \cdot \gamma(t_0).$$

Así, este factor λ pasa a desempeñar ahora un papel similar al del coeficiente de fluencia φ en secciones de hormigón solo, sin fisurar.

Por tanto, en el caso general de carga, la curvatura total es

$$\gamma(t, t_0) = \frac{M(t_0)}{K_f} \cdot [1 + \lambda(t, t_0)] + \int_{t_0}^t \frac{M(\tau)}{K_f} \cdot [1 + \lambda(t, \tau)] \cdot d\tau,$$

donde K_f es la rigidez de la sección fisurada (tratada más tarde).

Incidencia de la fisuración en el proceso

Una vez expuestos los aspectos básicos del asunto, interesa *volver al proceso concreto de análisis*, para encajarlos adecuadamente.

La fisuración en cada una de las zonas de hormigón armado (esto es, las llamadas zonas A) se tiene en cuenta en el proceso de la siguiente forma:

- Se supone que la viga no se fisura para las cargas permanentes básicas que actúan sobre ella (peso propio y peso de la losa). Por tanto, manteniendo esta hipótesis más tarde (aparecen ya fundamentalmente nuevos momentos negativos, cuyas tracciones afectan sobre todo a la losa), para fluencia se trata esta pieza por separado con sus esfuerzos propios y exclusivos, siempre sin fisurar.
- Normalmente, la sección conjunta (losa-viga) se fisura para momentos negativos (en la parte superior, donde está la losa, la cual entonces se supone fisurada de arriba hasta abajo) en la región en torno al apoyo intermedio; por supuesto, si no ocurre así (o hasta el instante en que ello sucede) se procede como sigue.
- En las regiones no fisuradas se sigue el proceso de análisis descrito antes de tratar de la fisuración y, en particular, la interacción transversal entre losa y viga, a través de sus rigideces sin fisurar.
- En el instante de la fisuración, a efectos del análisis se interrumpe, en la parte de la losa afectada, la acción de sus deformaciones diferidas.
- La interacción transversal entre losa y viga en la región fisurada sigue existiendo, pero como la losa se encuentra del todo fisurada, sólo cuentan en ella sus armaduras, y esto únicamente en lo que afecta a las rigideces.

- En fase isostática, la sección conjunta en la región fisurada se trata por separado, con los esfuerzos que actúan sobre ella (peso transferido por la zona B), como sección fisurada (esto es, calculando directamente sus curvaturas diferidas con el coeficiente λ), para introducir la retracción y la fluencia.
- Por supuesto, en la etapa del análisis diferido en que la estructura es ya hiperestática (en la práctica, la final o definitiva) se considera también la fisuración de la sección conjunta en esa misma región: por una parte, para considerar los efectos de la retracción y la fluencia (debida a los momentos de dicha fase, entre ellos los propios diferidos que van apareciendo), calculando las curvaturas diferidas con el coeficiente λ y la redistribución de tensiones de compresión entre hormigón y armadura; por otra, para evaluar la respuesta (longitudinal) de la estructura a tales curvaturas, ya que la rigidez influye en general sobre la primera.
- Para las regiones fisuradas, los efectos de las distintas secciones (viga sin fisurar y losa reducida a sus armaduras, por un lado, y sección conjunta fisurada, por otro) se suman. Esto es bastante aproximado, ya que ambos tratamientos son casi lineales (para sección fisurada, la profundidad x_0 no depende de la flexión: dada la sección, es fija).
- La retracción de la viga de hormigón armado, para las regiones en torno a los apoyos donde aparece la fisuración, no se debe contar dos veces: se opta, por parecer más realista, por considerarla en la zona comprimida para los cálculos sobre la sección conjunta fisurada y no en aquéllos sobre la propia viga sin fisurar.

En las *zonas de hormigón pretensado*, donde se supone siempre que no aparece la fisuración, como es evidente se sigue también el proceso expuesto, antes de considerar la fisuración.

Leyes para representar la retracción y la función de fluencia del hormigón

En este trabajo se toman las leyes de la retracción y de la función de fluencia que se derivan de las recientes propuestas del nuevo Código Modelo del Comité Euro-International du Béton [4, 6]. Las mismas, aparte de sintetizar una información experimental [5] bastante actualizada (aunque, claro está, relativa a un hormigón genérico), tienen expresión analítica (siempre más sencilla de procesar).

No obstante, el procedimiento propuesto admite en sí mismo la utilización de cualesquiera

otras leyes para representar estas propiedades diferidas del hormigón.

Incidencia de la relajación del acero de pretensado

Como se ha venido indicando hasta ahora, el proceso de análisis diferido se establece, fundamentalmente, sobre la retracción y la fluencia del hormigón. La relajación del acero de las armaduras activas puede tratarse de manera independiente y más simplificada.

Al igual que para la retracción y la fluencia del hormigón, la ley que define la relajación de estas armaduras se tomará de las recientes propuestas del nuevo Código Modelo del Comité Euro-International du Béton [4, 6].

Si al final del proceso de análisis en el tiempo se producen unas determinadas pérdidas por retracción y fluencia del hormigón, sin haber tenido aún en cuenta esta relajación del acero, la pérdida adicional que ésta supone puede tomarse razonablemente como la que correspondería a una cierta media ponderada de las tensiones inicial y final que resulten en el acero.

Así, una primera aproximación, suponiendo una evolución lineal, podría consistir en calcular la relajación sobre la semisuma de los valores obtenidos para dichas tensiones extremas, tomando a la vez como tiempo el transcurrido entre los instantes inicial y final.

No obstante, y dado que en el análisis se procede por intervalos de tiempo, lo más adecuado parece ser el ajuste de la relajación dentro de cada intervalo. Así, se actúa del siguiente modo: se calcula la pérdida porcentual por relajación $\Delta r_{\Delta t}$ relativa al mismo, la cual se aplica al valor de la tensión del acero al comienzo del intervalo, una vez descontadas las pérdidas por retracción y fluencia (para incluir sólo una vez el efecto de la relajación), incluyéndose el resultado como pérdida de tensión (sin deformación) al final del mismo.

Si bien, en cualquier caso, el sistema utilizado parece más correcto, se ha comprobado que los resultados que proporciona para las pérdidas por relajación no son muy diferentes a los obtenidos mediante la simplificación citada previamente.

Análisis instantáneo complementario para acciones de uso

A fin de complementar el análisis diferido y poder ofrecer resultados globales, se realiza también un cálculo instantáneo de la estructura final,

para las cargas de uso (como siempre, en condiciones de servicio).

Para este cálculo (así como para las cargas muertas) podrían incluso emplearse las mismas líneas de influencia del proceso anterior, alternativa al análisis clásico, con las propias líneas de influencia para cargas. Ello implicaría compatibilizar una solución de esfuerzos en equilibrio con las cargas (procedimiento general de compatibilidad), en sus posiciones más desfavorables para las secciones críticas y las diversas variables (momentos, cortantes, flechas, etc., en sus dos sentidos).

Dado que este estudio no contempla abordar un análisis no lineal, en sentido estricto, dicho cálculo se plantea linealmente, pero considerando, al igual que para lo anterior, la fisuración del hormigón.

A tal efecto, en las zonas de hormigón armado fisuradas, se emplea la rigidez de la sección total fisurada. En el lugar de la fisura, dicha rigidez puede expresarse, sin contar la armadura de compresión, como

$$K_f = A_s \cdot E_s \cdot (d - x_0) \cdot \left(d - \frac{x_0}{3} \right) = \\ = \rho \cdot E_s \cdot b \cdot d^3 \cdot \left(1 - \frac{x_0}{d} \right) \cdot \left(1 - \frac{x_0}{3d} \right).$$

Esta K_f , claro está, no incluye el efecto rigidizador del hormigón a tracción entre fisuras. Para considerar este efecto y el de la posible armadura de compresión con una tal rigidez, la cual facilita mucho el cálculo, lo más práctico es ajustar al alza el factor $d - x_0/3$ (brazo de palanca); de todas formas, hay que recordar que este análisis es sólo parcial y se suma al anterior (y que la viga sola se toma sin fisurar para sus acciones, con una compensación global de rigideces).

En las zonas de hormigón pretensado puede usarse la rigidez de la sección total homogeneizada (linealidad de tensiones sin fisuración).

Lo anterior viene a ser una razonable aproximación al comportamiento de la estructura en servicio, sin mayorar las acciones [7, 11]; incluso, las eventuales (y ligeras) plastificación del hormigón en las zonas armadas y fisuración en las pretensadas, variando algo las inercias, tenderían a compensarse en cuanto a los esfuerzos resultantes.

3. PROCESO CONCRETO DE ANALISIS

Se examina, a continuación, el proceso particular de análisis estructural que, derivado del apartado previo y adecuado a los objetivos del trabajo, se plasma en un modelo con desarrollo y resolu-

ción numéricos que se aplica a las diversas opciones constructivas (caracterizadas, como se recordará, por la secuencia entre el hormigonado de la losa, la disposición o no de apeos durante una cierta etapa, la retirada de los mismos en su caso, la unión en continuidad, etc.).

Con objeto de no dificultar más algo de por sí muy complejo, dada su ligera incidencia para el análisis diferido se ha convenido en tomar para éste como estructura hiperestática sólo la final: así, el mismo se inicia justo después de la última operación constructiva. Ello equivale a que, en alguna opción, ciertos intervalos entre operaciones sean de duración prácticamente nula (lo que, en general, es razonable; pero debe subrayarse porque en algún caso puede no ocurrir), juntamente con que una parte de la losa tenga un endurecimiento muy rápido. Sin embargo, según lo indicado al abordar el procedimiento general, el análisis instantáneo se lleva a cabo sobre la configuración estructural en que aparecen las distintas acciones (de hecho, cargas).

Como quedó dicho, se prevén dos alternativas constructivas básicas:

- sin apeos;
- con apeos en las piezas pretensadas (que corresponden siempre a las zonas centrales de los vanos más importantes).

La construcción sin apeos admite aquí, como se sabe, cuatro opciones.

1. Para la primera opción, el proceso puede resumirse de esta forma:

- Piezas prefabricadas:

- cálculo instantáneo de los esfuerzos y las deformaciones iniciales (para peso propio y, en su caso, el de la losa o el pretensado);
- cálculo de las deformaciones diferidas hasta que la losa endurece (sólo en algunas piezas, dándose ello en fase isostática) o bien comienza la continuidad y el hiperestatismo (en otras).

- Piezas prefabricadas con losa (en isostatismo longitudinal):

- cálculo instantáneo de los esfuerzos y las deformaciones para la acción del peso de otra pieza al apoyarse;
- cálculo diferido de las tensiones internas debidas a la interacción transversal losa-viga (sobre todo por la diferente retracción) hasta el comienzo de la continuidad y el hiperestatismo;
- cálculo de las deformaciones diferidas hasta el comienzo de la continuidad y el hiperestatismo.

- Estructura (hiperestática) compuesta por todas las piezas prefabricadas, algunas con losa y otras sin ella, en continuidad (eventualmente, estructuras hiperestáticas compuestas por parte de las piezas prefabricadas, algunas con losa y otras sin ella):

- cálculo instantáneo de los esfuerzos y las deformaciones debidos al peso propio de la losa que faltaba por colocar (en su caso, de los esfuerzos y las deformaciones para el peso propio de las partes de losa que se van colocando y de otras piezas que se apoyen, en la respectiva configuración estructural).

- Estructura (hiperestática) final:

- análisis en el tiempo, longitudinal, pero considerando también la interacción transversal losa-viga (retracción y fluencia): cálculo de tensiones (para esfuerzos, han de tomarse por separado en viga y losa) y deformaciones debidas a tales propiedades diferidas del hormigón;

- cálculo instantáneo para las cargas muertas (cuya fluencia entra ya en el análisis diferido anterior);

- cálculo instantáneo para las cargas de servicio.

2. Para la *segunda opción*, el proceso es idéntico al anterior, salvo que en las zonas B se consideran como diferentes las partes de losa hormigonadas en fases distintas.

3. Para la *tercera opción*, el proceso puede resumirse como sigue:

- Piezas prefabricadas:

- cálculo instantáneo de los esfuerzos y las deformaciones iniciales (para peso propio y el de la losa y, en su caso, el pretensado);

- cálculo de las deformaciones diferidas hasta el instante en que la losa endurece.

- Piezas prefabricadas con losa (en isostatismo longitudinal):

- cálculo instantáneo de los esfuerzos y las deformaciones cuando actúa el peso de otra pieza al apoyarse (sólo en algunas de ellas);

- cálculo diferido de las tensiones internas por la interacción transversal losa-viga (diferente retracción, sobre todo) hasta el comienzo de la continuidad y el hiperestatismo;

- cálculo de las deformaciones diferidas hasta el comienzo de la continuidad y el hiperestatismo.

- Estructura (hiperestática) final (eventualmente, estructuras hiperestáticas parciales compuestas por piezas prefabricadas, con losa, en continuidad: sólo cálculo instantáneo de esfuerzos y deformaciones para el peso propio de las partes que se van apoyando, en la respectiva configuración estructural):

- análisis en el tiempo, longitudinal, pero considerando también la interacción transversal losa-viga (retracción y fluencia): cálculo de tensiones (para esfuerzos, han de tomarse por separado en viga y losa) y deformaciones debidas a tales propiedades diferidas del hormigón;

- cálculo instantáneo para las cargas muertas (cuya fluencia entra ya en el análisis diferido anterior);

- cálculo instantáneo para las cargas de servicio.

4. Para la *cuarta opción*, el proceso es idéntico al anterior, salvo que en las zonas B se consideran como diferentes las partes de losa hormigonadas en fases distintas.

Para la alternativa de *construcción con apeos*, el esquema del proceso que corresponde resulta de una adaptación de la anterior, en la que el peso de la losa dispuesta sobre las piezas apeadas (las de hormigón pretensado) no es operativo hasta que se retiran los apeos. Por otra parte, si la unión longitudinal se realiza antes de desaparecer, estas mismas piezas suponen una cierta coacción para el resto de la estructura, que hay que tener presente de algún modo, si el tiempo que transcurre en tales condiciones es apreciable.

En las zonas apeadas en que exista ya losa, hasta que se realiza el desapeo puede suponerse que sólo son posibles las deformaciones axiales (las curvaturas se encuentran impedidas) y que la interacción transversal entre losa y viga se produce en tales condiciones.

5. Para la *quinta opción*, el proceso puede resumirse así:

- Piezas prefabricadas:

- cálculo instantáneo de los esfuerzos y las deformaciones iniciales (para peso propio y, en su caso, pretensado);

- cálculo de las deformaciones diferidas hasta el instante en que comienza la continuidad y el hiperestatismo.

- Estructura (hiperestática) compuesta por todas las piezas prefabricadas en continuidad y parcialmente apeada:

- cálculo instantáneo de los esfuerzos y las deformaciones debidos al peso propio de la losa en las zonas no apeadas.

- Estructura (hiperestática) final:
 - cálculo instantáneo relativo a la retirada de los apeos;
 - análisis en el tiempo, longitudinal, pero considerando también la interacción transversal losa-viga (retracción y fluencia): cálculo de tensiones (para esfuerzos, han de tomarse por separado en viga y losa) y deformaciones debidas a tales propiedades diferidas del hormigón;
 - cálculo instantáneo para las cargas muertas (cuya fluencia entra ya en el análisis diferido anterior);
 - cálculo instantáneo para las cargas de servicio.
 - 6. Para la *sexta opción*, el proceso puede resumirse de esta forma:
 - Piezas prefabricadas:
 - cálculo instantáneo de los esfuerzos y las deformaciones iniciales (para peso propio, el de la losa en las zonas no apeadas y, en su caso, pretensado);
 - cálculo de las deformaciones diferidas hasta que la losa endurece (sólo en algunas piezas, dándose ello en fase isostática) o bien comienza la continuidad y el hiperestatismo (en otras).
 - Piezas prefabricadas con losa (en isostatismo longitudinal):
 - cálculo diferido de las tensiones internas debidas a la interacción transversal losa-viga (sobre todo por la diferente retracción) hasta el comienzo de la continuidad y el hiperestatismo;
 - cálculo de las deformaciones diferidas hasta el comienzo de la continuidad y el hiperestatismo, en las no apeadas.
 - Estructura (hiperestática) final:
 - cálculo instantáneo relativo a la retirada de los apeos;
 - análisis en el tiempo, longitudinal, pero considerando también la interacción transversal losa-viga (retracción y fluencia): cálculo de tensiones (para esfuerzos, han de tomarse por separado en viga y losa) y deformaciones debidas a tales propiedades diferidas del hormigón;
 - cálculo instantáneo para las cargas muertas (cuya fluencia entra ya en el análisis diferido anterior);
 - 7. Para la *séptima opción*, el proceso puede resumirse como sigue:
 - Piezas prefabricadas:
 - cálculo instantáneo de los esfuerzos y las deformaciones iniciales (para peso propio, el de la losa en las zonas no apeadas y, en su caso, pretensado) mediante fórmulas;
 - cálculo de las deformaciones diferidas hasta que la losa endurece (sólo en algunas piezas, dándose ello en fase isostática) o comienza la continuidad y el hiperestatismo (en otras).
 - Piezas prefabricadas con losa (en isostatismo longitudinal):
 - cálculo diferido de las tensiones internas debidas a la interacción transversal losa-viga (sobre todo por la diferente retracción) hasta el comienzo de la continuidad y el hiperestatismo;
 - cálculo de las deformaciones diferidas hasta el comienzo de la continuidad y el hiperestatismo, en las no apeadas;
 - cálculo instantáneo relativo a la retirada de los apeos;
 - cálculo de las deformaciones diferidas hasta el comienzo de la continuidad y el hiperestatismo, en las antes apeadas.
 - Estructura (hiperestática) final:
 - análisis en el tiempo, longitudinal, pero considerando también la interacción transversal losa-viga (retracción y fluencia): cálculo de tensiones (para esfuerzos, han de tomarse por separado en viga y losa) y deformaciones debidas a tales propiedades diferidas del hormigón;
 - cálculo instantáneo para las cargas muertas (cuya fluencia entra ya en el análisis diferido anterior);
 - cálculo instantáneo para las cargas de servicio.
- A lo largo del proceso se tiene en cuenta la fisuración de las zonas de hormigón armado, en la forma indicada al tratar de este factor.
- Por otra parte, como es evidente, los resultados de cada etapa se van superponiendo con los de las anteriores.

4. PROGRAMAS DE CALCULO

Se ha elaborado un paquete de programas de cálculo para ordenadores personales, en lenguaje Turbo Basic, que desarrolla el proceso de análisis anterior para las siete opciones constructivas citadas.

Los resultados que los mismos ofrecen son los habituales en el cálculo en el tiempo de puentes de hormigón armado y pretensado, esto es, tanto instantáneos como diferidos (para distintos tiempos): esfuerzos en las secciones, flechas en las zonas críticas, tensiones y deformaciones en los distintos materiales y partes de la sección (con redistribuciones internas de tensiones y pérdidas de pretensado), etc.

5. RESULTADOS OBTENIDOS: VALIDACION Y ALCANCE

A continuación, se examinarán de forma concisa resultados de casos sencillos, obtenidos tanto por el proceso de análisis antes presentado como por aproximaciones analíticas [14]. Con su comparación se pretende tener una referencia objetiva sobre la idoneidad del primero (ya que, al representar un problema global intrincado y plasmarse en un modelo muy complejo, conviene acotarlo de algún modo).

Más adelante, para mostrar el alcance práctico del procedimiento propuesto, se incluye la aplicación del proceso anterior a un ejemplo real, no simplificado, para una de las opciones constructivas citadas.

Comparación con aproximaciones analíticas

Los ejemplos de comparación se dividen en *dos grupos de casos* [14], según el tipo de acción implicada en la fluencia: uno se orienta a las acciones de carácter mecánico (cargas permanentes) y el otro a las geométricas (retracción). Debe subrayarse que, también ahora, el proceso de análisis mantiene toda su complejidad: la única simplificación efectuada afecta a los datos de los ejemplos, necesariamente sencillos, extremos y poco

realistas por las limitaciones que imponen las aproximaciones analíticas, con las que hay que comparar. Esto no merma, por cierto, validez alguna a la comparación.

A partir de la continuidad, establecida en el instante t_0 (respecto a un cierto origen de tiempo), aparecen por compatibilidad momentos flectores diferidos en la estructura. Se ha tomado $t_0 = 600$ días, valor muy alto y nada realista, para subrayar el efecto de la retracción diferencial en el segundo grupo (para simplificar la entrada de datos del proceso numérico, en todos los casos se han mantenido el mismo hormigón, y sus propiedades, y en lo posible las fechas significativas). El momento que se calcula es siempre el del vano central.

El proceso se aplica, en el primer grupo de casos, sin introducir la retracción del hormigón y, en el segundo, sin considerar carga alguna.

Casos comparables con las aproximaciones para cargas permanentes

Ejemplo: puente de tres vanos, simétrico, construido a partir de dos piezas laterales con voladizos y una pieza central apoyada en ellos (representado de forma esquemática en la figura 3).

Se empezará estudiando la *opción 1*.

Para no complicar las expresiones analíticas, se supone que la losa en B (posterior a la continuidad en esta opción), se coloca tan tarde que no interfiere para nada en este análisis [14].

Y también que existe un único hormigón. Esto obliga, para ajustarse a la secuencia real de construcción considerada en el proceso de análisis (montaje de las piezas A, hormigonado de su losa y montaje de la pieza B), a que el hormigón de las piezas sea, al montarlas, de edad casi nula y a que la losa en A se hormigone inmediatamente después.

Se llega así a un caso extremo y en el que varias fases constructivas, sin perder su secuencia, vienen prácticamente a coincidir en el tiempo. Cuando aparece la carga, en el instante t_g , la edad del hormigón es casi nula en todas partes (en la práctica, se toma 0,1 días).

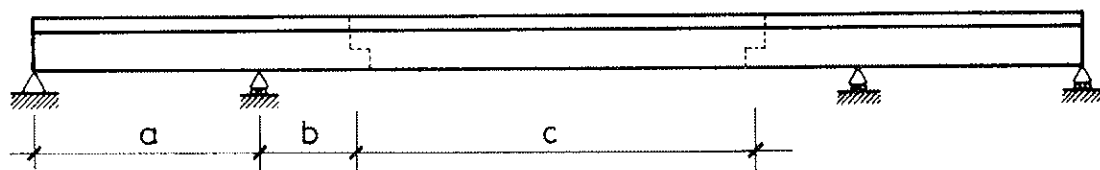


Figura 3

Por otro lado, se supone sección constante (la de la viga junto con la losa en A es igual a la de la viga B), con lo que la carga permanente implicada, el peso propio, también lo es; en este caso, $g = 0,1 \text{ MN/m}$.

Veamos el caso concreto en que $a = 14 \text{ m}$, $b = 4 \text{ m}$ y $c = 18 \text{ m}$.

A través del proceso general se llega, para tiempos muy grandes, a

$$M = -0,45 \text{ MN}\cdot\text{m}.$$

El resultado de las aproximaciones analíticas es bastante parecido: $-0,38 \text{ MN}\cdot\text{m}$. El mismo resultado, para $t \rightarrow \infty$, de la expresión [14]

$$M(t, t_0) = -k \cdot \frac{g}{6} \cdot \frac{\frac{a^3}{4} + \frac{c^3}{4} - b^3 - ab^2 - \frac{3}{2}b^2c - abc}{\frac{a}{3} + b + \frac{c}{2}} \cdot [1 - e^{-\varphi(t, t_0)}],$$

$$\text{donde } k = \frac{\varphi(t, t_g) - \varphi(t_0, t_g)}{\varphi(t, t_0)}.$$

A continuación se analiza el caso correspondiente a la *opción 3*.

Se trata otra vez de un caso extremo, al suponer que existe un único hormigón (ahora, también el hormigonado de la losa en B coincide casi con las demás operaciones citadas antes). La diferencia con el análisis hecho para la opción 1 estriba en que ahora debe considerarse la existencia de dicha losa en B y, en particular, su peso propio.

Pero si se simplifica, tomando ahora la sección conjunta constante e igual a la del caso con la opción 1 (esto es, a la de su pieza B), se tienen de nuevo los mismos datos (en particular, $g = 0,1 \text{ MN/m}$).

Por tanto, si $a = 14 \text{ m}$, $b = 4 \text{ m}$ y $c = 18 \text{ m}$, mediante el proceso general se obtiene ahora, para tiempos muy grandes ($t \rightarrow \infty$),

$$M = -0,34 \text{ MN}\cdot\text{m}.$$

Como resulta un valor muy pequeño, es interesante examinar también otro caso, con mayor desequilibrio en las luces. Sean, pues, $a = 14 \text{ m}$, $b = 4 \text{ m}$ y $c = 36 \text{ m}$. Se obtiene entonces, para t muy grande

$$M = -4,98 \text{ MN}\cdot\text{m}.$$

Los resultados a que se llega a través de aproximaciones analíticas son de nuevo muy semejantes: $-0,38$ y $-5,52 \text{ MN}\cdot\text{m}$, respectivamente.

Una variante, que resulta idéntica para las aproximaciones, sirve para comprobar una vez más lo previsto en ellas: si se dispone una sección de viga idéntica a la conjunta anterior y una losa finísima, con lo que la sección total prácticamente se mantiene, el resultado del proceso general de análisis es casi igual ($-4,68 \text{ MN}\cdot\text{m}$, para el caso $c = 36 \text{ m}$).

Se verán ahora unos casos similares para la *opción 6* (con apeos).

Se vuelve a suponer un único hormigón, con lo que implica en tratar con casos extremos, y también sección constante ($g = 0,1 \text{ MN/m}$).

Para simplificar, se supone también que, aunque el desapeo es posterior a la unión, el intervalo entre ambos es prácticamente nulo.

Para el caso concreto en que $a = 14 \text{ m}$, $b = 4 \text{ m}$ y $c = 18 \text{ m}$, a través del proceso general se obtiene, para t muy grande,

$$M = -0,33 \text{ MN}\cdot\text{m}.$$

Como antes, se examina también el caso en que $a = 14 \text{ m}$, $b = 4 \text{ m}$ y $c = 36 \text{ m}$. Se obtiene entonces, para t muy grande,

$$M = -2,59 \text{ MN}\cdot\text{m}.$$

En cuanto a los resultados que se derivan de aproximaciones analíticas, la expresión empleada anteriormente es válida si se introduce un factor corrector en los términos en que aparece c , ya que ahora el peso de la losa en la zona B, que actúa sobre la estructura final, no interfiere en las flexiones diferidas (en este caso, como se supone que las secciones de viga y losa son iguales, dicho factor es 0,5). Estos resultados vuelven a ser muy semejantes: $-0,37$ y $-2,88 \text{ MN}\cdot\text{m}$, respectivamente.

En fin, se aprecia que los resultados por ambos caminos son muy parecidos, con diferencias en torno al 10%. Ello da idea de la precisión del procedimiento de análisis propuesto, considerando los límites propios de toda aproximación analítica a un problema complejo.

Casos comparables con las aproximaciones para retracción

Ejemplo: el mismo puente de tres vanos simétrico sometido a la diferencia de retracción entre la losa y la viga.

Se estudiará ahora la *opción 3*.

Se supone una vez más sección constante y hormigón único, salvo en la losa de la zona B

(que se coloca 30 días antes de la continuidad). Al tener aquella distinta edad que la viga correspondiente, se da una diferencia de retracción y una curvatura positiva en la zona.

Para el caso concreto en que $a = 14$ m, $b = 4$ m y $c = 18$ m, mediante el proceso general se obtiene, para un valor de t muy grande,

$$M = -0,81 \text{ MN}\cdot\text{m}.$$

Una vez más, se examina asimismo el caso en que $a = 14$ m, $b = 4$ m y $c = 36$ m. Se obtiene entonces, para un valor de t similar,

$$M = -1,06 \text{ MN}\cdot\text{m}.$$

Los resultados analíticos, ahora deducidos de la expresión [14]

$$M(t, t_0) = - \frac{\Delta \varepsilon_{rs} \cdot E_c \cdot A_{ct} \cdot y_t}{\varphi_{\infty}} \cdot \frac{c}{\frac{a+b+c}{3} \cdot 2} \cdot [1 - e^{-\varphi(t-t_0)}],$$

son casi iguales: $-0,79$ y $-1,05$ MN·m, respectivamente.

La expresión anterior es una variante de la general [14], ya que en este caso la retracción diferencial afecta sólo a la zona de la pieza central (en el numerador figura $c/2$ en lugar de $a/2 + b + c/2$).

Ejemplo de aplicación

Se trata de un puente de carretera, con 3 vanos, construido mediante la opción 2 (sin apeos, hormigonado de la losa en dos fases y unión en continuidad antes de hormigonar la losa sobre la pieza central; por brevedad, se omiten las distintas fechas).

Como se aprecia en la figura 4, los vanos laterales, bajo las piezas de hormigón armado, tienen luces de 17 y 15 m, y los voladizos 4 m. Por tanto, las longitudes de dichas piezas son, respectivamente, 21 y 19 m.

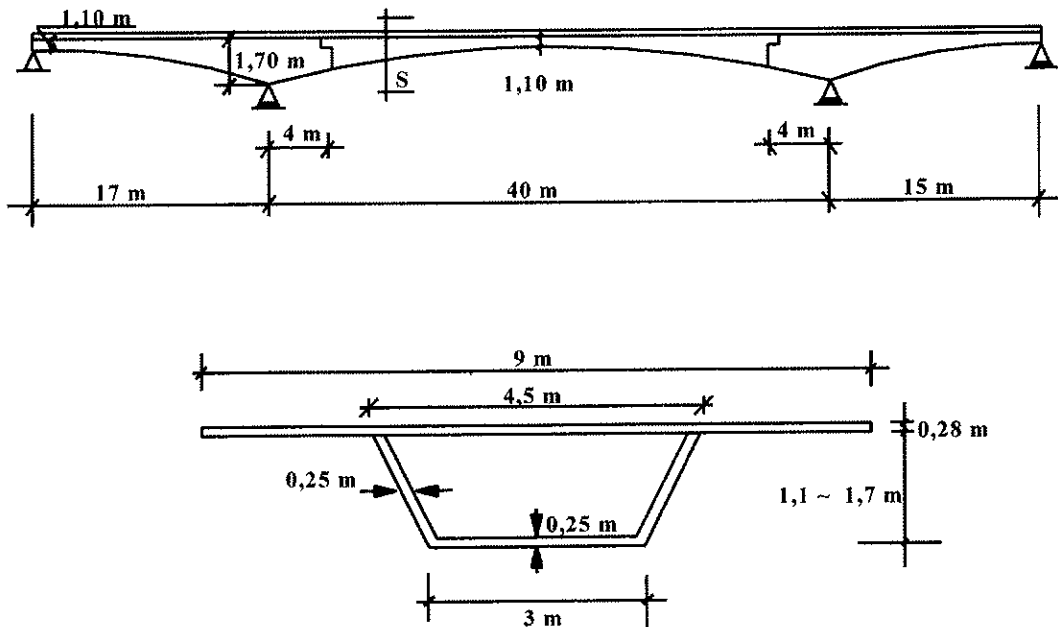
La pieza central, de hormigón pretensado, tiene 32 m de longitud, (así, el vano central tiene 40 m de luz). La fuerza media inicial de pretensado es de 27 MN.

La losa tiene sección constante, con canto de 28 cm y ancho de 9 m. El hormigón de la losa se fabrica con cemento normal y tiene una resistencia f_{ck} de 25 MPa.

La viga es de sección artesa, con canto variable entre 1,1 y 1,7 m. Su ancho inferior es de 3 m y el superior de 4,5 m. El hormigón de la viga se fabrica con cemento RS (rápido de alta resistencia) y su resistencia f_{ck} es de 42,5 MPa.

La humedad relativa del aire es del 70%.

La carga muerta actúa sobre todo el tablero del puente y tiene un valor de 0,04 MN/m (4 t/m).



Sección S

Figura 4

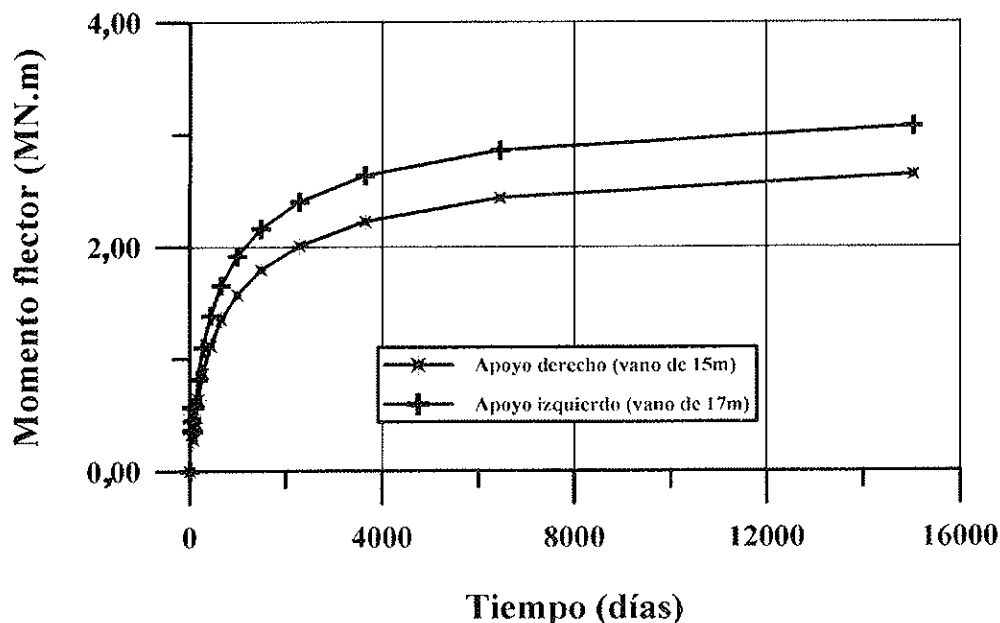


Figura 5

Las cargas de uso son: sobrecarga de $0,004 \text{ MN/m}^2$ ($0,4 \text{ t/m}^2$) actuando en las posiciones más desfavorables; vehículo de $0,6 \text{ MN}$ (60 t) que recorre el puente.

Entre los resultados obtenidos, sólo es posible aquí destacar alguno. Así, en la figura 5 se presenta la redistribución de esfuerzos en el tiempo (esfuerzos diferidos), para los momentos en los apoyos intermedios. Como referencia, son del mismo orden de magnitud que los debidos a las cargas muertas, aunque aquéllos tienen signo positivo.

6. CONCLUSIONES

A continuación se pasa sumaria revista a una serie de conclusiones, de distinto alcance, sobre el presente trabajo.

De entrada, en relación a *su propio contenido*, cabe afirmar que:

- El procedimiento propuesto supone un avance sustancial en el marco del análisis en el tiempo de estructuras de hormigón. Así,
 - en su vertiente *teórica*, al combinar la retracción y la fluencia con factores tales como la doble evolución estructural (longitudinal y transversal), los efectos de las armaduras (incluyendo la relajación de las activas), la fisuración del hormigón y otros, permite abordar una problemática muy general en su línea;

- en la vertiente que corresponde al proceso (y su desarrollo numérico), cabe decir que el mismo logra ajustarse a fenómenos un tanto complejos, con la interacción de muchas variables, como las citadas en el punto anterior, de una forma que resulta muy eficiente y rápida, al aprovechar las ventajas de diversos factores (concatenación de resultados del análisis transversal con datos del longitudinal, empleo de líneas de influencia, etc.);
- en su vertiente *práctica*, al aplicar el análisis teórico general a un determinado tipo de estructuras, en este caso puentes, cuya técnica se muestra muy interesante y prometedora [12].

- El procedimiento muestra una gran coherencia interna (bases, desarrollo y resultados) y ha sido contrastado comparando resultados obtenidos con su proceso general de análisis, con otros derivados de aproximaciones analíticas. Aunque relativa necesariamente a un conjunto de casos extremos, tal comparación aparece, por la bondad de sus resultados, como base de validación ante la falta de datos experimentales en estas estructuras con toda su complejidad.
- Un aspecto práctico interesante, sobre todo de cara al proyecto, es que los resultados se ofrecen de manera desglosada, según los distintos factores del proceso que los originan (lo que tiene sentido, dado que el análisis no requiere rebasar el ámbito lineal).

- En consecuencia, su objetivo fundamental y último, lograr una adecuada herramienta práctica de análisis orientada al proyecto y a la construcción de estos puentes, parece plenamente alcanzado.
- Por otra parte, pueden citarse aquí las buenas expectativas del trabajo para abrir camino y servir de base a otras investigaciones, alguna ya hecha realidad, como un estudio muy reciente orientado hacia el proyecto y el alcance en luces del mismo tipo de puentes [13].
- En fin, el procedimiento de análisis propuesto puede aplicarse, con una mínima adaptación, a estructuras mixtas.

En cuanto a *los resultados que ofrece*, los mismos sugieren lo que sigue:

- Las redistribuciones de momentos flectores en el tiempo, debidas a la retracción y la fluencia del hormigón, son de signo positivo en este tipo de puentes (lo que sucede, en particular, en el ejemplo real presentado). A ello contribuyen, fundamentalmente, el pretensado de la pieza central y la existencia de voladizos en las laterales (así, puede observarse que, en los casos sencillos de comparación, tales momentos resultan negativos, al no haberse incluido pretensado).
- En contra de lo que pudiera parecer en principio, el hecho de considerar la fisuración del hormigón en las zonas armadas, para momentos negativos, no significa necesariamente disminuir dichos momentos en la estructura: la consiguiente pérdida de rigidez (instantánea) puede no ser muy fuerte (cuando la armadura de la losa es importante, lo que tampoco hace perder casi canto útil), de tal modo que no compense el que en la misma región la fluencia sea bastante menor, resultando así un factor de rigidización diferida.

En lo que toca a *los aspectos ligados al proyecto* de las estructuras tratadas, centrándolos en el ámbito de servicio propio del trabajo, aunque no sean objetivo del mismo, merece apuntarse que:

- Para este tipo de puentes, en las zonas de hormigón armado resulta conveniente subir un tanto los momentos negativos (tracciones arriba), tratando de que su extensión sea la mayor posible dentro de ellas. Ello responde a diversas razones: entre otras, es muy clara la relativa a la facilidad de colocar en la losa la necesaria armadura pasiva al efecto, con espacio para ello si ésta fuera importante y sin merma de capacidad resistente (brazo de palanca) a flexión.

- En particular, una vez establecida la continuidad de la estructura, interesa que el criterio anterior afecte desde el principio a los esfuerzos diferidos que aparecen, para que los momentos negativos totales se extiendan incluso más allá de las juntas de continuidad, en razón de su más fácil materialización.
- Al objeto de adaptar dichos esfuerzos a lo que conviene, controlando que se dé la situación anterior, una posibilidad que de entrada cabe siempre manejar en la fase de proyecto es la de jugar con la distribución de las luces de vanos.
- No obstante, en muchos casos tal posibilidad no es muy operativa, al permitir poco margen. Por ello, dada una cierta distribución de luces, los parámetros que en proyecto parecen admitir más juego al respecto son el pretensado (o, mejor, el momento que produce en el hormigón) de las piezas B y la longitud del voladizo de las piezas A. De éstos, por varios motivos (uno muy claro se aprecia al revisar las expresiones de la flexión diferida en las aproximaciones empleadas), el que se muestra como más sencillo y adecuado es la longitud de los voladizos: en las condiciones citadas, según se va acortando aquélla van aumentando los momentos negativos.
- Incidiendo en lo mismo, cabe decir que las cargas muertas suelen producir momentos diferidos negativos (aunque, como se indicó, con valores relativamente bajos). Como en zonas de momentos positivos no hay fisuración y en las de negativos sí, y estas últimas suelen resultar más rígidas al actuar las deformaciones diferidas, se necesitan momentos negativos adicionales.
- En lo que se refiere a otros esfuerzos en fase hiperestática, de cara a los instantáneos debidos al peso propio de la losa en zona B para las opciones 1 y 2 (hormigonado de la misma posterior a la unión), y siguiendo con el mismo criterio, conviene también acercar las juntas a los apoyos (intermedios), acortando los citados voladizos.
- Aparte de las ventajas expuestas, el juego que permite la armadura pasiva de la losa es muy grande; así, incluso ciertos cambios en el proyecto cuando las piezas han sido ya fabricadas.
- En definitiva, además de la distribución de las luces de vanos, los parámetros que parecen mostrarse como más interesantes en proyecto, al menos en los aspectos más li-

gados a este trabajo, son las longitudes del voladizo de las piezas A y la armadura de la losa.

REFERENCIAS

1. CEB (M. A. Chiorino et al). *Manuel de Calcul «Effets structuraux du fluage et des déformations différées du béton»*. Bulletin d'Information n.º 80. Comité Euro-International du Béton. Paris, 1972.

2. J. MURCIA. Métodos de cálculo de las líneas de influencia a partir de esfuerzos y deformaciones impuestas (2 partes). *Revista de Obras Públicas*, n.º 3124 (pp. 549-567) y n.º 3125 (pp. 661-669). Madrid, 1975.

3. J. MURCIA. *Análisis en el tiempo de estructuras hiperestáticas de hormigón pretensado*. Monografía del Instituto «Eduardo Torroja», n.º 325. CSIC. Madrid, 1975.

4. CEB. *CEB-FIP Model Code 1990* (First Draft). Bulletins d'Information n.º 195, 196 y 198. Comité Euro-International du Béton. Lausanne, 1990.

5. CEB (Müller, H.S., Hilsdorf H.K. et al.). *Evaluation of the Time Dependent Behavior of Concrete*. Bulletin d'Information n.º 199. Comité Euro-International de Béton (CEB). Lausanne, 1990.

6. CEB. *CEB-FIP Model Code 1990* (Final Draft). Bulletins d'Information n.º 203, 204 y 205. Comité Euro-International du Béton. Lausanne, 1991.

7. COMISION PERMANENTE DEL HORMIGON. *EH-91: Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado*. Ministerio de Obras Públicas y Transportes. Madrid, 1991.

8. J. MURCIA. Análisis aproximado en el tiempo de secciones de hormigón armado en servicio. Propuesta de un nuevo factor de cálculo de flechas diferidas. *Hormigón y Acero* n.º 181 (pp. 9-17). Madrid, 1991. (Comentarios del autor sobre el mismo en *Hormigón y Acero* n.º 183, pp. 9-10, 1992.)

9. J. MURCIA. Análisis diferido en servicio de secciones sen T y en cajón de hormigón armado. Factor práctico para el cálculo de flechas diferidas. *Hormigón y Acero* n.º 183 (pp. 19-25). Madrid, 1992.

10. A. R. MARI y M. T. MODOL. *Análisis paso a paso en el tiempo de estructuras isostáticas de hormigón armado y pretensado construi-*

das evolutivamente. Dpto. de Ingeniería de la Construcción, UPC. Barcelona, 1993.

11. COMISION PERMANENTE DEL HORMIGON. *EP-93: Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado*. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. Madrid, 1993.

12. J. MONTANER y J. L. LLEYDA. Puentes prefabricados monoviga de canto variable parabólico. *Hormigón y Acero* n.º 194. (próxima publicación). Madrid, 1994.

13. L. HERKENHOFF COELHO. *Análisis y criterios para proyecto de puentes continuos construidos a partir de elementos prefabricados de hormigón armado y pretensado*. Tesis doctoral. Escuela T. S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (Dpto. Ingeniería de la Construcción), UPC. Barcelona, abril 1994.

14. J. MURCIA. Aproximaciones analíticas del comportamiento en el tiempo de puentes continuos de hormigón construidos mediante elementos prefabricados. *Hormigón y Acero* n.º 193 (próxima publicación). Madrid, 1994.

RESUMEN

Las estructuras de hormigón cuya construcción supone un esquema evolutivo (en particular, al pasar del isostatismo al hiperestatismo) sufren normalmente redistribuciones de esfuerzos en el tiempo, por la fluencia y la retracción del hormigón; si, además, la sección evoluciona, aparecen también redistribuciones internas de tensiones. Estas redistribuciones, en general no despreciables, han de considerarse en el análisis de tales estructuras, de cara a su proyecto y construcción.

Recientemente, ha aparecido en España un sistema de puentes con tablero compuesto por piezas prefabricadas de hormigón pretensado y armado, a las que se une en obra una losa de hormigón y se da continuidad longitudinal; las uniones se colocan en zonas de vano, permitiendo alcanzar luces mayores. La doble evolución ha llevado a abordar vías adecuadas para el análisis diferido de estos puentes.

En este trabajo se presenta un procedimiento general de análisis en el tiempo de estructuras de hormigón, con evoluciones longitudinal y transversal, en condiciones de servicio. La retracción y la fluencia entran como acciones de tipo geométrico, en un proceso paso a paso en el tiempo, y se emplean líneas de influencia para tales acciones. Además, se consideran la fisuración en las zonas de hormigón armado, el efecto de las armaduras y la relajación del acero de pretensado.

El procedimiento se aplica más tarde al sistema de puentes contemplado y se estudian varias opciones constructivas, con distintas secuencias en las operaciones que entran en juego y la existencia o no de un apeo parcial de la estructura (así como distintos hormigones en las piezas y la losa, con edades diferentes, etc.), llegando a interesantes resultados. Como muestra concreta de su alcance y potencia, se aplica a un caso real de puente. Asimismo, se incluyen varios casos sencillos para contrastar el procedimiento con aproximaciones analíticas.

Por último, se apuntan diversas conclusiones que se extraen tanto del propio procedimiento de análisis como, por los resultados obtenidos en su aplicación, del comportamiento en el tiempo de tales puentes.

SUMMARY

Actual time-dependent analysis can hardly be avoided in evolving concrete structures, because of the generally relevant effects of the delayed properties of concrete, creep and shrinkage. Changes in structural configuration, together with creep and shrinkage, cause delayed compatibility effects (that, in general, are not negligible) when passing from one stage to another.

A new technology of bridges has begun to be used in Spain. These bridges, composed of precast prestressed and reinforced concrete elements,

and a cast-in-place concrete deck slab, are made continuous later; because of the joints are placed at the span areas, they can reach longer spans than usual. Their double evolution, until reaching the final structural configuration, justifies a rather accurate analysis of the delayed effects.

This work presents a general procedure for the time-dependent analysis of concrete structures subjected to longitudinal and transversal evolution. The procedure is based on a time discretization process in which creep and shrinkage are taken as geometrical actions, and influence lines for them are employed. The effects of active (with relaxation) and passive steel, and the cracking of concrete at some areas, are taken into account; as well, structural serviceability conditions are assumed under permanent loads, those involving creep.

This general analysis procedure is applied later to the aforementioned bridges, considering several options for the construction system (depending on the real sequence of the operations involved), different concretes in slab and precast elements (and different concrete ages), etc., with interesting results. On the other hand, results from a real example and a comparison with others derived from analytical approaches, for validating the procedure, are also included.

Finally, some conclusions from the analysis procedure and its developments, as well as from its application to these bridges and the practical results obtained, are pointed out.

* * *

Programas de formación 94-95 INTEMAC

Jornadas sobre:

"Pavimentos y soleras de hormigón para edificios, naves y aparcamientos"

Sevilla, 9 y 10 de noviembre de 1994
Barcelona, 23 y 24 de noviembre de 1994
Valladolid, 30 de noviembre y 1 de diciembre de 1994
Madrid, 14 y 15 de diciembre de 1994
Valencia, 1 y 2 de febrero de 1995
La Coruña, 22 y 23 de febrero de 1995

"Durabilidad de estructuras de hormigón"
(Proyecto. Materiales y Ejecución)"
Madrid, 14-15 de noviembre de 1994

"Implantación de sistemas de calidad en empresas constructoras"
Madrid, 18 y 19 de enero de 1995

Master en:

"Patología y control de calidad de albañilería y acabados en edificación"
Madrid, del 6 de marzo al 26 de mayo de 1995
Lunes, Miércoles y Viernes, de 18,30 a 21,15 horas.

Información:
INTEMAC. C/Monte Esquinza, 30-4º-Dcha.
28010 Madrid
Tel.: (91) 310 51 58
Fax: (91) 308 58 65

ESTE SIMBOLO LE VA A AYUDAR A ENTRAR EN EUROPA

El Mercado Unico Europeo será una realidad en 1993, abriéndose a los empresarios españoles la oportunidad de un mercado de 320 millones de consumidores.

Para ayudar a los empresarios a abordar profesionalmente este mercado la C.E.E. ha desarrollado un "Programa de Acción para las Pequeñas y Medianas Empresas", una de cuyas primeras actuaciones fue la creación y puesta en marcha de las **EUROVENTANILLAS**.

Estas **EUROVENTANILLAS**, distribuidas por toda la geografía nacional, le van a ayudar desinteresadamente a:

— CONOCER las actividades, programas y legislación de la C.E.



- Política comercial.
 - Contratación pública.
 - Normativa y reglamentación comunitaria.
 - Programas de investigación y desarrollo.
 - Ayudas y préstamos de la C.E.
- **BENEFICIARSE** de una orientación apropiada sobre:
1. Cómo cooperar con otras empresas europeas.
 2. Cómo encontrar a un distribuidor para sus productos.
 3. Cómo presentar la candidatura de la empresa a un programa comunitario.
- **TRASLADAR** a la Comisión propuestas y sugerencias de su Empresa.

EUROVENTANILLAS EN ESPAÑA:

ANDALUCIA

CONFEDERACION EMPRESARIAL DE ANDALUCIA (CEA)
Avda. San Francisco Javier, 9
Edificio Sevilla 2, 9ª planta 41018-SEVILLA
Tel. (95) 465 05 55 Fax: (95) 464 12 42

PROYECTO EUROPA, S.A.
Plaza de la Constitución, 9
29008-MÁLAGA
Tel. (952) 22 09 59 Fax: (952) 22 09 36

ARAGON

CONFEDERACION REGIONAL DE EMPRESARIOS DE ARAGON (CREA)
Plaza Roma Urbanización Parque de Roma, F-f 1ª planta
50010-ZARAGOZA
Tels. (976) 32 58 99/32 00 00
Fax: (976) 32 29 56

ASTURIAS

INSTITUTO DE FOMENTO REGIONAL DEL PRINCIPADO DE ASTURIAS (IFR)
Parque Tecnológico de Asturias, 33420 LLANERA (ASTURIAS)
Tel. (98) 526 60 68 Fax: (98) 526 44 55

ANTENA OVIEDO (FEDERACION ASTURIANA DE EMPRESARIOS)
Dr. Alfredo Martínez 6 2º 33005-OVIEDO
Tel. (98) 523 21 05 Fax: (98) 524 41 76

CANARIAS

CONSEJERIA DE ECONOMIA Y HACIENDA
D. G. Política Financiera y Promoción Económica
Tomás Miller, 38 33007-LAS PALMAS DE GRAN CANARIA
Tels. (928) 22 35 50
Fax: (928) 22 23 47

CASTILLA-LA MANCHA

CAMARA OFICIAL DE COMERCIO E INDUSTRIA DE TOLEDO
Plaza de San Vicente, 3 45001-TOLEDO
Tels. (925) 21 44 50/21 44 54
Fax: (925) 21 47 27/21 39 00
Telex: 47844 CCOE-E

CONFEDERACION DE EMPRESARIOS DE CASTILLA-LA MANCHA
Rosario, 29 3ª planta 02001-ALBACETE
Tels. (967) 21 73 61/00/01
Fax: (967) 24 02 02

CASTILLA-LEON

SODICAL-CECAIE
Claudio Moyano, 4, 1º 47001-VALEADOLID
Tel. (983) 35 40 33 Fax: (983) 35 47 38

CATALUÑA

CENTRE D'INFORMACIÓ I DESENVOLUPAMENT EMPRESARIAL (CIDEM)
Avda. Diagonal, 403/1r 08008-BARCELONA
Tel. (93) 416 08 30 Fax: (93) 416 08 18

CENTRO EUROPEO DE INFORMACION BANCO EXTERIOR DE ESPAÑA
Manila, 56-58 08034-BARCELONA
Tel. (93) 204 13 66 Fax: (93) 205 73 35

CAMARA OFICIAL DE COMERC. INDUSTRIA I NAVEGACION DE BARCELONA
Avda. Diagonal, 452 08006-BARCELONA
Tel. (93) 415 16 00 Fax: (93) 416 07 35

EXTREMADURA

SOCIEDAD PARA EL DESARROLLO INDUSTRIAL DE EXTREMADURA (SODIEX)
Doct. Mariáñel, 2 10002-CÁCERES
Tel. (927) 22 48 78 Fax: (927) 24 33 04

GALICIA

CONFEDERACION DE EMPRESARIOS DE GALICIA (CEG)
Romero Dorallo, 7-A entresuelo
15706-SANTIAGO DE COMPOSTELA
Tels. (981) 59 76 50/54
Fax: (981) 56 57 88

ISLAS BALEARES

CONSORCI CENTRE DE DOCUMENTACIÓ EUROPEA DE LES ILLES BALEARS
Polígon de Obreiro, 30
07006-PALMA DE MALLORCA
Tel. (971) 46 10 02 Fax: (971) 46 30 70

MADRID

ICEX-MAPI
Pº de la Castellana, 141 2ª planta
28046-MADRID
Tels. (91) 571 54 04/571 46 40
Fax: (91) 571 59 12

CONFEDERACION ESPAÑOLA DE ORGANIZACIONES EMPRESARIALES (CEOE)
Diego de León, 50 28006-MADRID
Tel. (91) 563 96 41 Fax: (91) 564 01 35

INSTITUTO MADRILEÑO DE DESARROLLO (IMADE)
Marrano Ron, 1 B-15 28002-GETAFE
Tel. (91) 696 11 11 Fax: (91) 695 61 74 / 319 42 90

CAMARA OFICIAL DE COMERCIO E INDUSTRIA DE MADRID
Pza. de la Independencia, 1 28001-MADRID
Tel. (91) 538 36 10 Fax: (91) 538 36 43

MURCIA

INSTITUTO DE FOMENTO DE LA REGION DE MURCIA - CROEM
Pza. San Agustín, 5-6 30005-MURCIA
Tel. (968) 28 08 18 Fax: (968) 29 32 45

NAVARRA

ASOCIACION DE LA INDUSTRIA NAVARRA (AIN)
PO. Box 439 31191-CORDOVIDA (Pamplona)
Tel. (948) 10 11 01 Fax: (948) 10 11 00

PAIS VASCO
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION DE BILBAO
Alameda de Recoletas, 50 48008-BILBAO
Tel. (94) 444 40 54 Fax: (94) 443 61 71

FUNDACION EUROVENTANILLA DEL PAIS VASCO
Tomás Gros, 3 bajo 20001-SAN SEBASTIAN
Tel. (943) 27 22 88 Fax: (943) 27 16 57

LA RIOJA

FEDERACION DE EMPRESARIOS DE LA RIOJA (FER)
Hermanos Marzá, 8 4ª planta
26001-LOGROÑO
Tel. (941) 25 70 22 Fax: (941) 20 25 37

COMUNIDAD VALENCIANA

CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION DE VALENCIA
Poeta Querol, 15 46002-VALENCIA
Tel. (96) 351 13 01
Fax: (96) 351 63 49/351 35 58

GRUPO BANCO POPULAR ESPAÑOL
Rambla de Méndez Núñez, 12
03002-ALICANTE
Tels. (96) 521 62 91/521 16 86
Fax: (96) 520 19 54

Para cualquier información sobre la Red de Euroventanillas dirigirse a:



Pº de la Castellana, 141, planta 2ª - 28071 MADRID
Teléfono: 900 - 19 00 92
Fax: (91) 582 93 99

Nueva formulación para el cálculo de pérdidas de la fuerza de pretensado por penetración de cuñas

Antonio Aguado (*) y Xavier Montobbio (**)

(*) Dr. Ingeniero de Caminos. Catedrático de Universidad. Departamento de Ingeniería de la Construcción. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña.

(**) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. GPO Ingeniería S.A.

1. INTRODUCCION

Como es conocido, en elementos de hormigón pretensado con armaduras postesas, las pérdidas de fuerza de pretensado por penetración de cuñas procede de que, en el momento de liberar la fuerza del gato, la tensión del acero se transfiere al hormigón mediante el anclaje, produciéndose un cierto deslizamiento del mismo, ya sea por penetración de las cuñas al ser arrastradas por la armadura (cordones) o por la deformación del propio dispositivo de anclaje.

La penetración de cuña implica una destensión de la armadura, lo cual dará origen a un rozamiento contrario al producido al dar tensión a la armadura. En función del tipo de trazado, se suele utilizar la hipótesis simplificada de un comportamiento simétrico, tanto en la puesta en tensión como en la destensión originada por la penetración de cuña.

Esta hipótesis, para la práctica usual de proyecto de elemento de hormigón pretensado con tendones adherentes (inyección posterior con lechada de cemento), resulta práctica y conduce a resultados satisfactorios, ya que en la mayoría de casos no tiene incidencia sobre el valor de la fuerza de pretensado con la que se debe dimensionar el elemento.

Ahora bien, para elementos de hormigón pretensado con tendones no adherentes, en los que se realicen durante la vida de la estructura programas de vigilancia del pretensado por medio del ensayo de despegue, esta forma de evaluar las pérdidas de la fuerza de pretensado puede conducir a diferencias significativas entre el valor calculado y el valor obtenido (Aguado et al., 1988).

Ello obedece, en nuestra opinión, a que la forma actual de determinar estas pérdidas es incorrecta. En consecuencia, el presente artículo tiene por objeto presentar un nuevo método para el cálculo de las pérdidas de la fuerza de pretensado por penetración de cuñas. Este nuevo método se fundamenta en las bases teóricas planteadas para el comportamiento en destesado de la armadura activa (Montobbio y Aguado, 1990a) y en la contrastación de las mismas de forma experimental (Montobbio y Aguado, 1990b).

2. SITUACION ACTUAL

En la figura 1 se presentan, de forma gráfica, las curvas utilizadas, en la actualidad, para reflejar, tanto el comportamiento en la puesta en tensión (curva 1) como en el destesado fruto de la penetración de cuñas (curva 2).

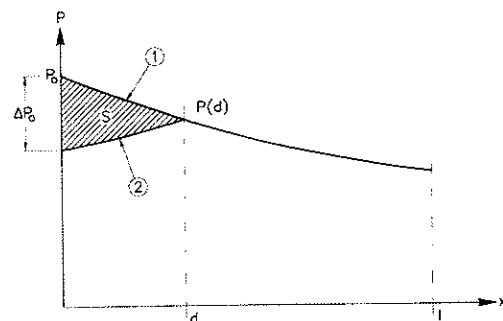


Fig. 1. Ley del comportamiento durante la puesta en tensión y el destesado, correspondiente a la penetración de cuñas (Hipótesis usual).

La ecuación representativa de la curva 1 viene dada por:

$$P(x) = P_o \cdot e^{-(\mu \Sigma \alpha + kx)} \quad (1)$$

donde:

P_o es la fuerza inicial de pretensado, en el extremo del anclaje, antes de transferir.

μ y k son los coeficientes de rozamiento y de ondulación, respectivamente.

$\Sigma \alpha$ y x son, respectivamente, el ángulo total girado del trazado de la armadura hasta la sección estudiada, y la distancia existente hasta la misma desde la sección de anclaje.

La curva 2 se puede representar por dos tipos de ecuaciones, en función de donde se tome el origen de las mismas. Así, si el *origen es la sección de anclaje*, la expresión es:

$$P'(x) = (P_o - \Delta P_o) e^{+\mu' \Sigma \alpha + kx} \quad (2)$$

donde:

P_o es la pérdida de fuerza de pretensado en la sección de anclaje, justo antes de transferir.

μ' es el coeficiente de rozamiento en destesado (usualmente se toma $\mu' = \mu$)

mientras que si se toma como *origen la sección situada a una distancia d de la sección de anclaje*, la expresión es:

$$P'(x) = P(d) \cdot e^{-kx - \mu' x} \quad (3)$$

donde:

$P(d)$ es la fuerza de pretensado en una sección situada a una distancia « d » de la sección de anclaje, después de transferir, habiendo considerado la hipótesis ($\mu' = \mu$) (Chaussin et al., 1993).

En ambas expresiones es habitual, tal como se ha dicho, tomar valores de los coeficientes μ y k iguales, tanto en la puesta en tensión como en el destesado producido por la penetración de cuña. Con esta hipótesis y, conocido el valor de la penetración de cuña (a), se pueden determinar las pérdidas originadas por la misma, a través de la expresión:

$$a = \frac{S}{A_p E_p} = \frac{1}{A_p E_p} \int_0^d [P(x) - P'(x)] dx \quad (4)$$

donde:

A_p y E_p son, respectivamente, el área de armadura activa y el módulo de deformación longitudinal del tendón.

En la resolución de esta ecuación hay que obtener el valor de la distancia « d ». Este proceso viene influido por el tipo de trazado existente, pudiéndose resolver mediante aproximaciones o mediante expresiones analíticas asociadas al tipo de curva del trazado (Naaman, 1982).

Este planteamiento, aparte de la inconsistencia teórica, tal como demuestran Montobbio y Aguado (1990a), tiene otros aspectos muy matizables desde el punto de vista práctico. Así la variación del coeficiente k en las dos etapas es muy pequeña, por lo que, desde un punto de vista ingenieril, puede ser razonable tomar el mismo valor en las dos fases (tesado y destesado).

Ahora bien, en relación al coeficiente μ esta simplificación no es cierta, ya que existe un comportamiento físico muy diferente. Así, en la fase de tesado, actúa un rozamiento de tipo cinemático (también llamado dinámico), mientras que en la primera etapa del destesado —correspondiente a la penetración de cuña— se tiene que vencer el rozamiento estático, antes de desarrollarse el rozamiento cinemático. Hay que tener presente que, en el momento de transferir, existen unas fuertes tensiones normales a la armadura en muchos puntos de la misma (acentuado en trazados no rectos) aparte de un posible aumento localizado de temperatura. Ello contribuye, además, a un aumento de las fuerzas de adhesión existentes entre los dos aceros diferentes correspondientes a la armadura activa y a la vaina (en el caso de que ésta sea de acero galvanizado).

Los factores principales expuestos, así como otros factores secundarios existentes (Leonhardt, 1977), reflejan la inadecuación de la hipótesis realizada. El valor del coeficiente de rozamiento estático, en las primeras fases del destesado, es significativamente mayor que el coeficiente de rozamiento cinemático existente en la fase de tesado. El orden de magnitud de estas diferencias se puede situar entre 5 y 50 veces superior. Cuando se vence el rozamiento estático, el coeficiente de rozamiento cinemático, en la fase de destesado (μ'), puede ser similar (mismo orden de magnitud: μ' entre 0,8 μ y 1,5 μ) que el obtenido para la fase de tesado.

En la figura 2 se presentan los resultados obtenidos por Ripoll y Martí (1976). Dichos resultados corresponden a un estudio que realizaron dichos autores, sobre el comportamiento en la puesta en tensión y durante el destesado de tendones formados por alambres (los 4 primeros ensayos) y por cordones (ensayo n.º 5) [Datos específicos de estos ensayos pueden encontrarse en Montobbio y Aguado (1990b)]. La misma refleja el comportamiento en dichas etapas del extremo activo, observándose que el ensayo n.º 1 tiene un comportamiento cualitativamente similar a los ensayos números 2, 3 y 4, si bien cuantitativamente

es algo diferente al principio del tesado, por el estirado de los alambres (lo cual no pasa en los otros ensayos por estar ya estirados). Las curvas correspondientes a los cinco ensayos reflejan muy bien el comportamiento descrito con anterioridad, ya que, independientemente del tipo de tendón, en la primera fase del destesado, la pendiente de la recta que refleja el comportamiento del anclaje activo es muy superior que la pendiente obtenida durante la etapa de tesado.

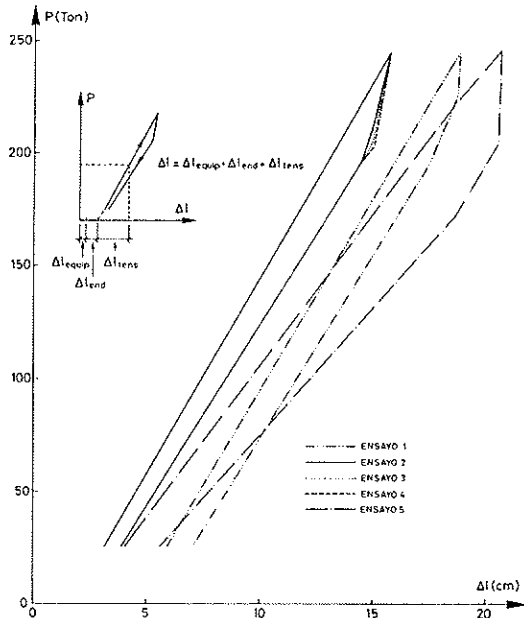


Fig. 2. Resultados de los ensayos de tesado y destesado, en tendones similares, formados por alambres y cordones.

Situaciones análogas a la expuesta se reflejan hoy en día en diferentes estructuras de hormigón pretensado, con armaduras postesas, tales como: edificios de contención de centrales nucleares y losas postesas con tendones no adherentes.

3. BASES TEORICAS

Las bases teóricas del método alternativo para el cálculo de las pérdidas de fuerza de pretensado por penetración de cuñas, que se presenta en este trabajo, ya han sido expuestas con anterioridad (Montobbio y Aguado, 1990a y 1990b). No obstante, con objeto de facilitar la comprensión al lector, a continuación se hace un pequeño recordatorio del comportamiento en destesado.

El modelo utilizado para describir este comportamiento, se descompone en dos fases, en las que se puede aplicar el principio de superposición (figura 3). La fase I refleja el comportamiento durante la puesta en tensión, con la conocida ley de

comportamiento (Expresión 1). La fase II refleja el comportamiento durante el destesado, con una ley análoga de comportamiento, si bien variando el coeficiente de rozamiento ($\mu' \neq \mu$). La superposición de ambas leyes da lugar a la ley que define la fuerza de pretensado en las fases de destesado, la cual está definida por:

$$P_{\text{total}}(x) = P(x) - \Delta P(x) = P_0 e^{-(\mu\alpha + kx)} - \Delta P_0 e^{-(\mu'\alpha + kx)} \quad (5)$$

donde el significado de las diferentes variables, ya se ha dado con anterioridad.

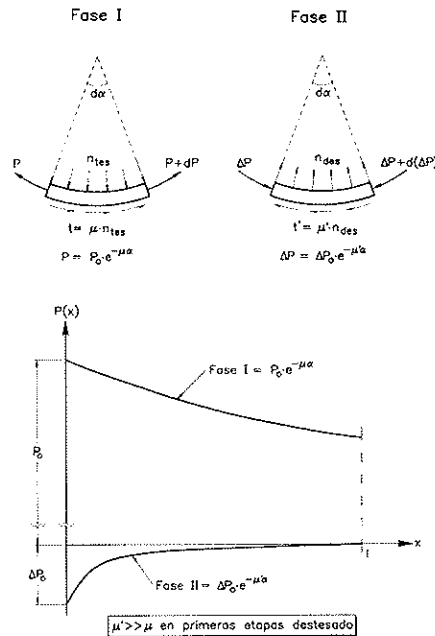


Fig. 3. Leyes correspondientes al tesado (fase I) y al destesado (fase II) según el método propuesto.

En la citada figura 3 puede verse que las leyes correspondientes a las fases I y II no son simétricas como consecuencia del diferente valor del coeficiente de rozamiento ($\mu' \neq \mu$), especialmente en las primeras etapas de destesado. En estas etapas se sitúa la destensión producida por la penetración de cuñas.

4. NUEVA FORMULACION PARA EL CALCULO DE LAS PERDIDAS DE LA FUERZA DE PRETENSADO POR PENETRACION DE CUÑAS

La nueva formulación que se propone sigue el mismo planteamiento que se viene utilizando en la actualidad, si bien introduciendo la ley de com-

portamiento del destesado presentada anteriormente. Ello da lugar a la siguiente expresión:

$$a = \frac{S}{A_p E_p} = \frac{1}{A_p E_p} \int_0^{\ell} [P(x) - P'(x)] dx \quad (6)$$

donde cada una de las variables tiene el significado dado anteriormente.

La diferencia de esta expresión respecto a la utilizada usualmente [Ecuación 3] radica, no sólo en la diferente ley de destesado $P'(x)$, sino también en los límites de la integral resultante. Esto obedece al tipo de función utilizada para el destesado.

Esta ley [Ecuación 6] indica que la penetración de cuña tiene influencia en toda la longitud del tendón (ℓ), si bien es más manifiesta en las secciones próximas a la sección del anclaje donde se ha realizado la transferencia (figura 4). En esta misma figura puede verse que el modelo propuesto conduce a menores pérdidas por penetración de cuñas en la sección de anclaje. Esta situación, para tendones adherentes, no tiene prácticamente ninguna influencia y, además, con el método actual se está en una situación más conservadora que la que se obtiene con el método propuesto.

Para tendones no adherentes en los que, durante la vida en servicio de la estructura, se realice algún programa de vigilancia del pretensado mediante ensayos de despegue, el cálculo de la fuerza de pretensado mediante el modelo actual puede conducir a diferencias significativas con

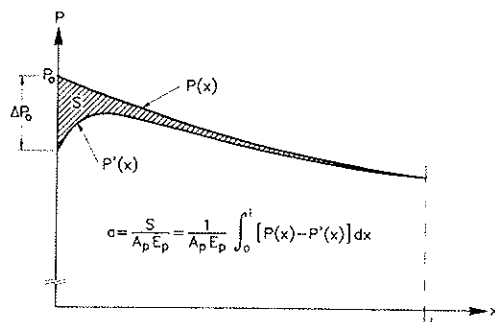


Fig. 4. Cálculo de las pérdidas de penetración de cuñas según el método propuesto.

respecto al valor medido (Aguado et al, 1990b); mientras que el modelo propuesto da una respuesta satisfactoria frente a esta situación.

Por otro lado, la expresión 5 tiene la ventaja de que la integral se realiza a lo largo de toda la longitud del trazado sin tener que proceder por tanteos, tal y como se realiza en el método utilizado usualmente. Asimismo, el tipo de función explica

un fenómeno observado en la práctica, como es el hecho de que al dar una pequeña destensión (caso de la penetración de cuñas) la fuerza de pretensado en el otro extremo del tendón prácticamente no refleja ninguna variación, salvo para valores ya más superiores de la distensión.

5. EJEMPLOS

Con objeto de ilustrar las diferencias prácticas que introduce el nuevo método respecto al método tradicionalmente utilizado, a continuación se presentan dos ejemplos correspondientes a dos tipos diferentes de elementos estructurales: elemento lineal tipo viga y depósito circular.

5.1. Elemento lineal tipo viga

En la figura 5 se presenta un elemento lineal tipo viga, con una sección transversal genérica. El canto de la viga es de 1,25 metros, siendo la longitud de la misma de 30 metros. Para el cálculo de las pérdidas de la fuerza de pretensado se hará la hipótesis simplificada de que la sección de anclaje y la sección correspondiente al apoyo coinciden. El trazado de la armadura activa sigue la ley parabólica definida en la citada figura 5. Los parámetros principales requeridos para la resolución del problema, así como el valor de los mismos, se presenta en la tabla 1.

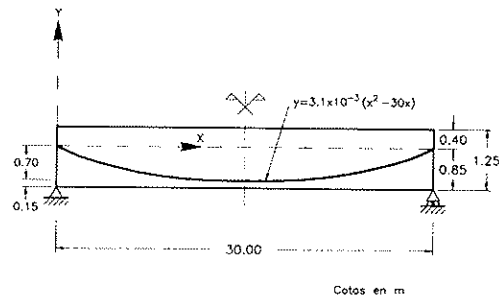


Fig. 5. Trazado de la armadura activa del elemento lineal considerado.

Tabla 1

Valores de los parámetros utilizados

Parámetro	Valor/unidades
Módulo de deformación E_p	$1,9 \cdot 10^7$ t/m ²
Fuerza inicial pret. P_0	303 t/tendón
Coefic. rozamiento μ	0,21 rad ⁻¹
Coefic. ondulación k	$1,26 \cdot 10^{-3}$ m ⁻¹
Area armad. activa A_p	2090 mm ² (15 ϕ 0,6")
Penetración cuña (a)	4 mm

El cálculo según el método usual, con la hipótesis de igualdad de coeficiente de rozamiento en tesado que en destesado ($\mu' = \mu$), conduce a las siguientes expresiones de la longitud de la zona de influencia de la penetración de cuña y de la pérdida que se obtiene en dicha sección, tal como muestra Naaman (1982).

$$X = \sqrt{\frac{a E_p A_p}{P_0 \lambda}} \quad (7)$$

$$\Delta P_0 = 2 \lambda X P_0 \quad (8)$$

siendo λ un factor función del trazado y condiciones de rozamiento.

Adoptando en estas expresiones los valores dados en la tabla 1 y los correspondientes a la geometría del tendón (figura 5) se obtienen los valores siguientes:

$$X = 14,30 \text{ metros} \quad (9)$$

$$\Delta P_1 = 0,028 P_0 \quad (10)$$

Considerando la hipótesis de simetría adoptada, este último resultado representa que la pérdida de fuerza de pretensado en la sección de anclaje es el 5,6% de la fuerza inicial antes de transferir (P_0), esto es:

$$\Delta P_0 = 5,6\% P_0 \quad (11)$$

Haciendo el cálculo según la nueva formulación propuesta en la ecuación 4, sin adoptar la hipótesis de simetría anteriormente mencionada (sólo se mantiene la hipótesis de que el coeficiente k es igual tanto en el tesado como en el destesado), se obtiene la expresión siguiente:

$$a = \frac{1}{A_p E_p} \int_0^1 \{ \Delta P_0 e^{-(r\alpha+kx)} \} dx = - \frac{\Delta P_0}{A_p E_p} \cdot \int_0^1 e^{-\left(\frac{r}{r} + k\right)x} dx = - \frac{\Delta P_0}{A_p E_p} \left[- \frac{1}{M} e^{-Mx} \right]_0^1 \quad (12)$$

$$\Delta P_0 = \frac{a A_p E_p M}{\left[e^{-M} - 1 \right]} \left(\text{en donde } M = \frac{r}{r} + k \right) \quad (13)$$

en la que, si se adoptan los valores de los parámetros anteriormente presentados y se estudian diferentes valores de μ' en relación a μ , se obtienen los resultados presentados en la tabla 2, en la que asimismo se ha incluido el resultado correspondiente a la formulación habitual.

Estos resultados muestran que, para la hipótesis de igual coeficiente de rozamiento en tesado que en destesado en primeras etapas (correspon-

dientes a la entrada de cuñas), el método usual de cálculo da lugar a pérdidas un 3,8% mayores que las que se obtienen según el método propuesto; esto es, este método da lugar a menores pérdidas en la hipótesis expuesta. Esta situación se constata en el estudio sobre vigilancia del pretensado, basado en los ensayos de despegue (Aguado et al., 1988).

Tabla 2

Pérdidas de la fuerza de pretensado en la sección de anclaje (en porcentaje respecto al valor inicial) con diferentes coeficientes de rozamiento

Método utilizado	$\mu' = \phi \mu$	ΔP_0 (en % de P_0)
Usual	$\phi = 1$	5,6
Propuesto	$\phi = 1$	1,8
	$\phi = 2$	1,92
	$\phi = 10$	2,15
	$\phi = 20$	2,60
	$\phi = 100$	7,01

Por otro lado y tal como se demuestra teórica y prácticamente [Montobbio y Aguado (1990a, 1990b)], el coeficiente de rozamiento total en destesado (μ'), durante las primeras fases de destesado (entre las que se encuentra la correspondiente a la penetración de cuña) es significativamente superior al coeficiente de rozamiento cinemático durante la puesta en tensión (μ) (Ello es debido a que, en dichas etapas, parte de la fuerza que se transmite se disipa en rozamiento estático). Una vez superadas estas etapas, el coeficiente de rozamiento cinemático en ambas fases tiende a ser similar.

Dentro de esta conclusión general, una transposición del resultado obtenido en Montobbio y Aguado (1990b) (Valores de la relación μ'/μ en el entorno 20-25) al caso aquí estudiado, daría lugar a pérdidas en el entorno del 2,7 al 3% de P_0 . Este valor representa la mitad que el valor obtenido con el método usualmente utilizado.

Este hecho puede explicar que en la mayoría de estructuras de ingeniería civil (puentes, etc.) de hormigón pretensado, con armaduras postesas adherentes, la incorrección teórica del método usual no se halla detectado, máxime cuando, asimismo, la influencia sobre la determinación de la fuerza de pretensado en las secciones más críticas es también pequeña.

5.2. Elemento circular

En este segundo ejemplo se considera un depósito cilíndrico de hormigón proyectado con arma-

duras postesas formadas por cordones unifilares no adherentes, según el tipo presentado en Aguado et al (1989). La longitud que se ha considerado para cada tendón es la correspondiente a media circunferencia, lo cual conduce a una longitud de 37 metros, en base a los parámetros principales dados en la tabla 3.

Los resultados obtenidos tanto con la fórmula
Tabla 3

Valores de los parámetros utilizados

Parámetro	Valor/unidades
Módulo de deformación E_p	$1,9 \cdot 10^7 \text{ t/m}^2$
Fuerza inicial pret. P_0	20,19 t/tendón
Coefic. rozamiento μ	0,15 rad ⁻¹
Coefic. ondulación k	$2,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$
Area armad. activa A_p	139,3 mm ² (1 ϕ 0,6")
Penetración cuña (a)	4 mm

ción usual como con la propuesta en este trabajo, según las expresiones anteriormente presentadas, se muestran en la tabla 4.

Tabla 4

Pérdidas de la fuerza de pretensado en la sección de anclaje (en porcentaje respecto al valor inicial) con diferentes relaciones de coeficientes de rozamiento

Método utilizado	$\mu' = \phi \mu$	ΔP_0 (en % de P_0)
Usual	$\phi = 1$	17,68
Propuesto	$\phi = 1$	1,73
	$\phi = 2$	2,12
	$\phi = 10$	6,61
	$\phi = 20$	13,09
	$\phi = 100$	65,47

En esta tabla, de forma análoga a como se ha visto en la tabla 2, se observa que si se toma la hipótesis de $\mu' = \mu$, los resultados obtenidos por ambos métodos presentan claras diferencias, siendo mayores en este caso (16% P_0) que en el correspondiente al elemento lineal (3,8% P_0) debido a la diferencia del valor adoptado para el coeficiente de rozamiento.

Ahora bien, si se toma la hipótesis de que en esas primeras etapas de destesado (correspondientes a la penetración de cuña) μ' es aproximadamente 20 veces superior a μ , los resultados que se obtienen por ambos métodos difieren en un 4,6% P_0 . Este valor está en el mismo orden de magnitud que en el caso anterior para esa misma hipótesis.

6. CONCLUSIONES

De los trabajos presentados en este artículo, basados en trabajos anteriores donde se demostraba la incorrección teórica de tomar un comportamiento simétrico durante la puesta en tensión que durante el destesado, se deducen las siguientes conclusiones principales:

- El nuevo método propuesto para la determinación de las pérdidas de la fuerza de pretensado por penetración de cuñas es conceptualmente correcto con el modelo de comportamiento en destesado (Montobbio y Aguado 1990a y 1990b).
- En el modelo propuesto, las pérdidas de la fuerza de pretensado por penetración de cuñas inciden en toda la longitud del tendón; en consecuencia, no es preciso determinar la longitud de influencia, como se hace usualmente.
- El valor de las pérdidas de la fuerza de pretensado por penetración de cuñas en la sección de anclaje según el método propuesto es menor que el que se obtiene con el método usual. Estas diferencias pueden tener cierta importancia en estructuras en las que, durante la vida de las mismas, se haga la vigilancia del pretensado mediante ensayos de despegue. En este caso, se recomienda utilizar el método propuesto, por conducir a resultados más precisos.
- El coeficiente de rozamiento que se produce en las primeras etapas de destesado correspondientes a la penetración de cuñas es de un orden de magnitud claramente superior que el coeficiente de rozamiento cinemático que se obtiene en la puesta en tensión. El orden de magnitud puede ser de 10 a 20 veces.
- Los ejemplos presentados ilustran y corroboran las conclusiones anteriormente expuestas.

BIBLIOGRAFIA

AGUADO, A., EGOZCUE, J.J., VELASCO, J.M.^a, VIVES, A. y MIRAMBELL, E. (1988). *El pretensado y su vigilancia en centrales nucleares*. Publicación ES020-1988. E.T.S.I.C.C.P. Barcelona.

AGUADO, A., MARI, A., MIRAMBELL, E. y BOIXEREU, E. (1989). Orden de tesado en depósitos de hormigón de pequeña capacidad. *Rev.: Hormigón y Acero* n.º 173. A.T.E.P. 4.º trimestre, 1989, pp. 103-112.

CHAUSSIN, R., FUENTES, A., LACROIX, R. et PERCHAT, J. (1992). *La précontrainte*. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Paris.

LEONHARDT, F. (1977). *Hormigón Pretensado. Proyecto y construcción*. Ed. Instituto Eduardo Torroja. Madrid.

MONTOBBIO, X. y AGUADO, A. (1990a). Comportamiento en destesado de armadura activa. Parte I: Modelo teórico. Rev.: *Hormigón y Acero* n.º 174. A.T.E.P. 1.º trimestre, 1990, pp. 67-76.

MONTOBBIO, X. y AGUADO, A. (1990b). Comportamiento en destesado de armadura activa. Parte II: Contrastación experimental. Rev. *Hormigón y Acero* n.º 176. A.T.E.P. 3.º trimestre, 1990, pp. 69-78.

NAAMAN, A (1982). *Prestressed Concrete Analysis and Design*. Ed. Mc Graw-Hill.

RIPOLL, J.B. y MARTI, R. (1976). *Estudio sobre ciclos de carga y descarga en cables*. Documento interno, Centro de Trabajos Técnicos. Barcelona.

RESUMEN

Usualmente, para la determinación de las pérdidas de la fuerza de pretensado por penetración de cuñas se acepta la hipótesis de comportamiento simétrico, tanto en tesado como en destesado. Esta hipótesis, si bien es conceptualmente errónea, en la práctica de estructuras de hormi-

gón pretensado con tendones adherentes, introduce unos errores ingenierilmente admisibles. Ahora bien, para tendones no adherentes, con vigilancias posteriores mediante ensayos de despeque, los errores que se pueden introducir son mayores.

El presente artículo tiene por objeto presentar una nueva formulación para el cálculo de las pérdidas de la fuerza de pretensado por penetración de cuñas. Para facilitar la comprensión de la misma, se desarrollan dos ejemplos (viga, depósito) comparando los resultados obtenidos, con los que se obtendrían con la formulación usualmente utilizada.

SUMMARY

For the calculation of losses in prestressing force due to slippage of anchorage, symmetrical behavior during tensioning and untensioning is usually assumed. This hypothesis is conceptually wrong but, in practice, the errors introduced are admissible, from an engineering point of view. Nevertheless, for unbonded tendons with surveillance programs made with the lift off test, these errors are larger than in other cases and it is necessary to calculate them.

The aim of the paper is to present a new formulation to obtain the losses of prestressing force due to slippage of anchorage. For a better understanding, two examples are developed (beam and tank), and the results obtained with the new method are compared to the obtained with the usual method.

* * *

INFORMACION DIRECTA PARA SU EMPRESA

A través de este teléfono le informamos puntualmente sobre ayudas de la Administración y creación de empresas, y le facilitamos el acceso a las bases de datos del IMPI:

- Ayudas públicas.
- Concursos públicos.
- Empresas subcontratistas.
- Empresas industriales.
- Oferta tecnológica española.
- Laboratorios de ensayo.
- Ferias y Exposiciones.
- Empresas de servicio.

900-190092

IMPI AL HABLA

Paseo de la Castellana, 141, planta 2ª 28071 MADRID
Fax: (91) 582 93 99



NUEVA PUBLICACION
MANUAL H.P.7-92

RECOMENDACIONES PARA LA
CONSERVACION DE PUENTES
PRETENSADOS

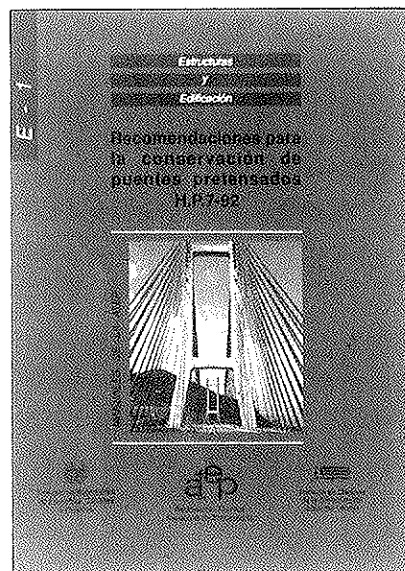
Continuando con la serie de Manuales que esta Asociación Técnica Española del Pretensado viene publicando, en los cuales se recogen las recomendaciones que se consideran idóneas para conseguir una adecuada realización de las obras pretensadas y su buen comportamiento a lo largo de su vida de servicio, se ha editado ahora el Manual H.P. 7-92, con el título "Recomendaciones para la conservación de puentes pretensados".

La necesidad de la conservación de las obras, cualquiera que sea su tipo y el material utilizado en su construcción, nace del inevitable deterioro que sufren en el transcurso del tiempo, y de las propias deficiencias inherentes, tanto a su proyecto como a su construcción, que se ponen de manifiesto, así mismo, a lo largo del tiempo. Por otra parte, la conservación permite también evitar la progresión de los daños hasta situaciones en que puede llegar a ser muy costosa, o incluso imposible, la reparación de la obra.

Pero no es esto sólo. Ocurre, además, que la conservación, tomada en su más amplio sentido, es fuente importantísima de enseñanzas para el proyecto, la construcción y la propia conservación de las futuras obras, evitando la repetición de errores.

Por todo ello, y a falta de una normativa oficial específica sobre el tema, se ha considerado de la mayor importancia preparar este Manual, con las recomendaciones necesarias para conseguir una buena conservación de los puentes pretensados, salvándose así la laguna hasta ahora existente en nuestro país en relación con este problema que en la actualidad tanto preocupa a todas las naciones del mundo, como lo demuestra la numerosa bibliografía existente sobre el particular y el que, en diversas Organizaciones y Reuniones Internacionales, la conservación de estas construcciones se haya elegido como tema fundamental de estudio.

Por otra parte, se ha estimado también interesante recoger en este Manual las oportunas recomendaciones para la mejor



aplicación de la técnica del pretensado en la realización de reparaciones y refuerzos de puentes.

Es evidente que, en numerosas ocasiones, se recurre a este tipo de actuaciones como a una operación más de la conservación. Y también lo es que la utilización del pretensado en estos casos, constituye uno de los medios más eficaces y de más creciente uso, con amplias aplicaciones en estructuras construidas con toda clase de materiales.

El precio de este Manual, de 166 páginas, tamaño DIN-A 4, con numerosas fotografías y tablas, es de DOS MIL QUINIENTAS PESETAS, IVA incluido, (VEINTIUN DOLARES USA, para el extranjero). No obstante, como siempre, a los Miembros de la A.T.E.P. se les concede un sensible descuento y podrán adquirir cuantos ejemplares deseen, al precio especial de MIL QUINIENTAS PESETAS, IVA incluido, (TRECE DOLARES USA, para el extranjero) cada uno.

Los pedidos deben dirigirse a esta Asociación Técnica Española del Pretensado, Apartado 19002, 28080 Madrid.

Debe tenerse en cuenta que, de conformidad con las normas al efecto establecidas, sólo podrán ser atendidas aquellas peticiones que vengan acompañadas, bien de cheque extendido a nombre de la Asociación por el importe total del pedido formulado, o bien de copia de la correspondiente orden de transferencia efectuada a la cuenta que la A.T.E.P. tiene abierta, con el número 1560/271, en la sucursal de Potosí, calle Bolivia nº 11, 28016 Madrid, del Banco Español de Crédito.

Un caso real de rotura frágil de redondos para armar

V. López
Centro Nacional de Investigaciones Metalúrgicas (CENIM).
CSIC. Madrid

C. Andrade, J. Fulla, C. Alonso y P. Nasarre
Instituto de Ciencias de la Construcción
«Eduardo Torroja» (ICCET).
CSIC. Madrid

INTRODUCCION

En las estructuras de hormigón es conocida la posibilidad de desarrollo de fenómenos de corrosión bajo tensión (CBT) de alambres embebidos en elementos pre o postensados.

Las causas directas de este fenómeno son todavía objeto de controversia, no sólo para el caso de los alambres de pretensado [1] [2] sino en general, así como la naturaleza misma del fenómeno de CBT [3].

En general, los accidentes en el caso de estructuras de hormigón, están relacionados con hormigones de mala calidad, o con el mal relleno de vainas de postensado, o incluso, en alguno de los casos, con la presencia de hormigones contaminados con cloruros, aunque en estas últimas circunstancias se podrían confundir roturas debidas a disminución de sección del alambre por ataque local debido a los cloruros, con el fenómeno de CBT. Este último, puede identificarse mediante examen fractográfico de la superficie de rotura y el examen microscópico de secciones de corte preparadas metalográficamente.

Estos tipos de fractura, que dan lugar a accidentes inesperados al progresar las grietas muy rápidamente una vez incubadas, están generalmente asociados en el caso de estructuras de hormigón con alambres sometidos a elevadas tensiones mecánicas. No se han encontrado en la literatura, referencias a que se hayan producido roturas de este tipo en elementos simplemente armados, ya que los aceros son de un límite elástico mucho menor que el de los alambres de pretensado y, lógicamente, están sometidos a solicitaciones mecánicas mucho menores.

Sin embargo, los autores del presente trabajo, conocían ya la posibilidad de que aceros para armar se fragilicen por efecto de la simple corrosión de las barras [4], y presenten roturas frágiles con motivo de una sobrecarga inesperada. Resultados de pérdidas de ductilidad identificadas en aceros para armar después de haber sido sometidos a corrosión acelerada en agua potable y en disolución de NaCl, se presentaron en el Congreso aludido en [4]. Con estos antecedentes, no resultó difícil sospechar que podría haber un fenómeno de CBT cuando, inspeccionando un edificio de alrededor de 25 años de vida, se encontraron roturas sin estricción, de simples redondos para armar. En el presente trabajo se describen las circunstancias de este caso.

DESCRIPCION BREVE DEL EDIFICIO Y DE LOS DAÑOS

El edificio está situado en un barrio céntrico de Madrid y tiene alrededor de 25 años de existencia. Su fachada está compuesta por bandas horizontales de carpintería metálica, alternando con otras bandas de paneles de hormigón visto (figura 1). Es pues una tipología de la que hay algunos ejemplos en edificios de fachadas vistas de hormigón.

Debido al poco recubrimiento (0,5 a 1 cm) y la mala calidad del hormigón, éste está carbonatado, por lo que las armaduras se corroen, provocando el saltado de recubrimiento, como muestra la figura 2, con el consiguiente riesgo de accidente para los viandantes.

No todos los paneles sufren el mismo grado de

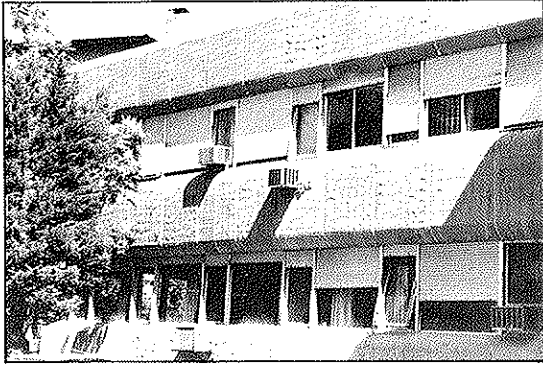


Fig. 1. Aspecto de la tipología de fachada.

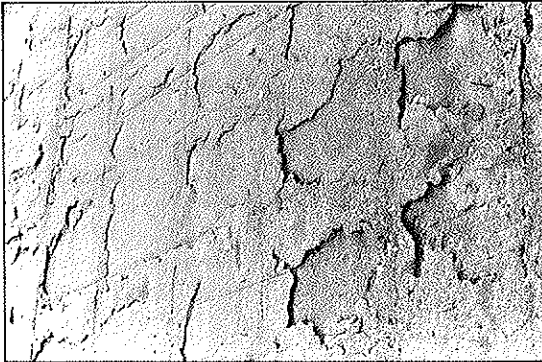


Fig. 2. Daño presentado, donde se aprecia el efecto expansivo de los óxidos.

deterioro, debido probablemente a las dispersiones del espesor de recubrimiento y calidad del hormigón. Los paneles fueron fabricados in-situ.

Descubierta la armadura en algunas zonas, se vio que la corrosión era homogénea y relativamente poco importante; por lo que se derivó que, dada la simple función de cerramiento de la fachada, no se identificaba más riesgo que el que se mencionó, el de un accidente entre los transeúntes que pudieran ser alcanzados por trozos de hormigón que se fueran desprendiendo.

Por otro lado, se efectuaron medidas de velocidad de corrosión con el corrosímetro portátil Gecor 06, obteniéndose valores muy bajos ($0,008 \mu\text{A}/\text{cm}^2 \Leftrightarrow 0,09 \mu\text{m}/\text{año}$) incluso después de períodos de lluvia, lo que se explica por el efecto ralentizador de la corrosión que introduce la propia capa de óxidos que se va formando. Así pues, se recomendó un proceso de sustitución paulatina o reparación de las fachadas.

En todos estos paneles no se identificó ninguna rotura de alambres. Sin embargo, sí se identificaron en la terraza del edificio.

La terraza era visitable y estaba cerrada por un antepecho corrido, de hormigón, que simulaba ser la última banda horizontal del edificio (figu-

ra 3). Este antepecho, corroído, que hacía la función de barandilla, presentaba unas grietas verticales (figura 4) que se atribuyeron a la formación espontánea de juntas de dilatación, al no haber sido éstas previstas. Las grietas se distanciaban sistemáticamente varios metros entre sí.

Justo en estas grietas, el recubrimiento de hormigón se había desprendido (figura 5) y la armadura aparecía corroyéndose libremente en la atmósfera. Pero además, las barras presentaban una rotura sin deformación plástica (figura 6), que llamó la atención al presentarse, en todos los casos, en coincidencia con las grietas.

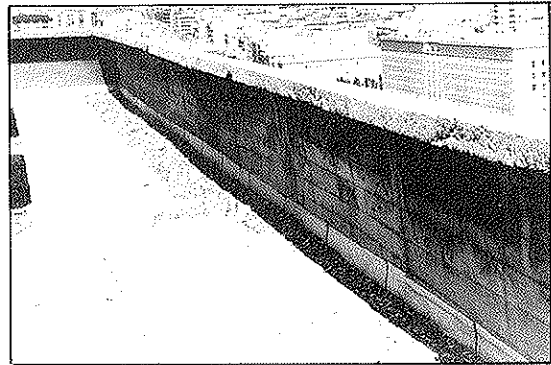


Fig. 3. Vista parcial del antepecho de la terraza.

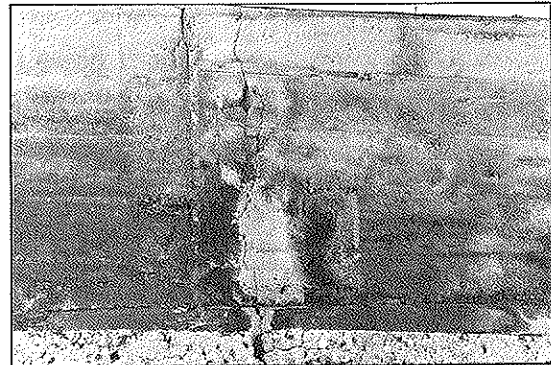


Fig. 4. Aspecto de una de las fisuras verticales del antepecho de la terraza.

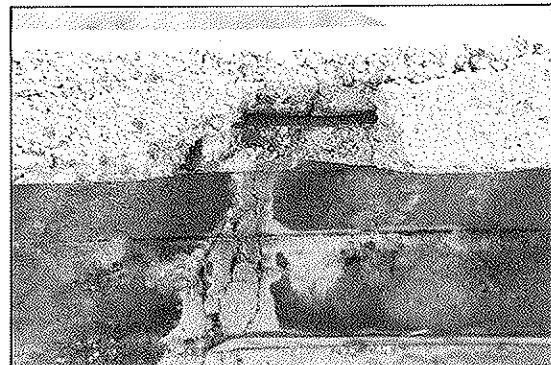


Fig. 5. Detalle del saltado del recubrimiento en el borde del antepecho.

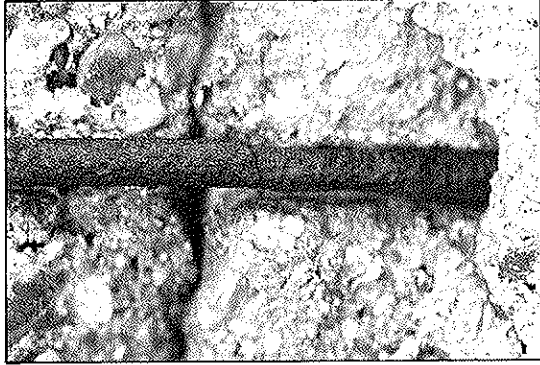


Fig. 6. Ejemplo de rotura sin extricción, detectada en los redondos.

ESTUDIOS METALOGRAFICOS EFECTUADOS

Se procedió a cortar algún trozo de estas varillas, a izquierda y derecha de la rotura, con el fin de proceder a un estudio del acero en el laboratorio. Allí se procedió a limpiar el acero por medios químicos, presentando entonces la apariencia que se muestra en la figura 7.

No fue posible observar la superficie de fractura con el microscopio, al encontrarse ésta muy corroída, por lo que se procedió a efectuar un corte transversal en los extremos opuestos y en las superficies de fractura de la varilla.

La microestructura del acero resultó ser ferrita de grano equiáxico, con cementita terciaria precipitada en los límites de grano y perlita laminar en baja proporción. Esta microestructura es característica de aceros no aleados de bajo contenido en carbono.

En el examen al microscopio óptico de secciones transversales de corte preparadas metalográficamente, se observa un ataque intergranular que afecta a las capas más externas del material. El examen a mayores aumentos de las áreas dañadas,

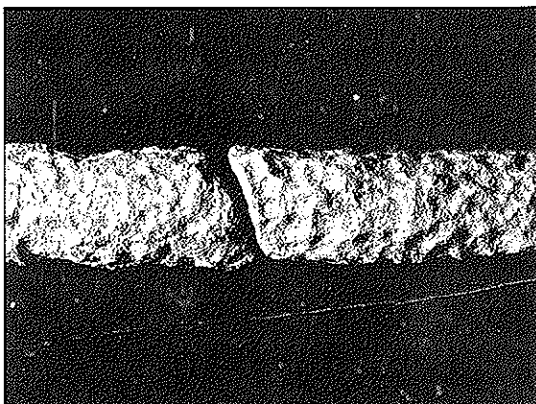


Fig. 7. Aspecto de un redondo roto, una vez limpio de óxidos. Macrografía (x3)

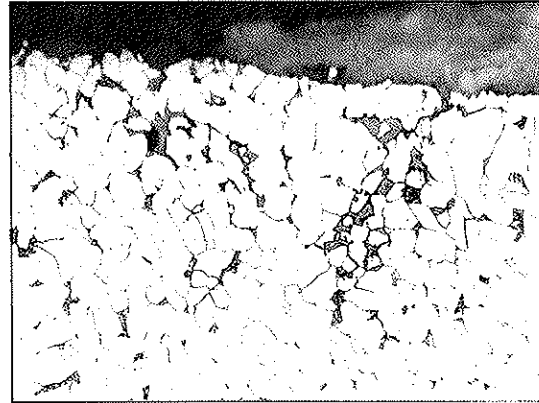


Fig. 8. Ataque intergranular selectivo de la cementita terciaria.

Micrografía (x200). Sección transversal. Probeta pulida y atacada con el reactivo metalográfico nital 2%. CORROSION INTERCRISTALINA.

indica que este proceso de corrosión corresponde a un ataque selectivo de la cementita terciaria precipitada en los límites de grano ferríticos, así como de algunas lagunas de microconstituyente estructural perlítico (figura 8).

En el examen microscópico de las probetas obtenidas por corte longitudinal, figura 9, se observan múltiples grietas iniciadas en la superficie exterior de las varillas de acero, y preferentemente en una de sus generatrices. En el examen a mayores aumentos de estas probetas metalográficas, puede observarse que las grietas se propagan intergranularmente en el acero, se desarrollan sin deformación plástica del material adyacente, y están rellenas de productos de corrosión. En estos productos de corrosión parecen diferenciarse dos estados de oxidación, por el distinto color del óxido formado, negro en las zonas más próximas al acero y gris en las zonas más internas. Esta diferencia de coloración del óxido formado también se manifiesta en el ataque intercrystalino observado en las secciones transversales.

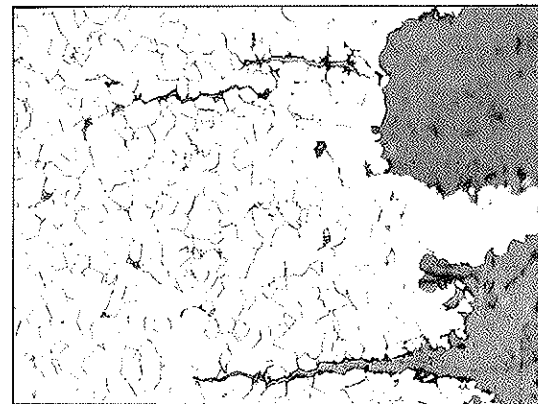


Fig. 9. Grietas en el borde de la fractura. Micrografía (x100). Sección longitudinal. GRIETA INTERCRISTALINA

En la superficie de fractura, el material está profundamente oxidado y, en su mayor extensión, no se manifiestan signos de deformación a escala de microscopio óptico.

DISCUSION

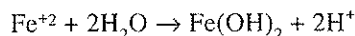
Las observaciones realizadas permiten establecer que la rotura de las varillas se ha producido por fisuración progresiva, en un proceso que combina esfuerzos mecánicos y el ataque por corrosión (corrosión bajo tensión).

El ataque intergranular observado en la sección transversal del producto debe estar, muy probablemente, asociado al proceso de corrosión bajo tensión. No obstante, el daño ocasionado por corrosión intercrystalina es significativamente menor que el debido a corrosión bajo tensión, al que, como ya se ha indicado, se ha atribuido el proceso causante de la rotura.

El desarrollo preferente del agrietamiento según una de las generatrices de las varillas, puede estar condicionado por diferencias en el nivel de tensión resultante según las distintas generatrices del producto.

Así pues, puede deducirse que, en el presente caso, se ha producido un fragilización del acero debido a la acidificación inherente a todo proceso de corrosión [5] y, simultáneamente, ha actuado localmente una sollicitación mecánica inducida por los cambios térmicos al no existir juntas de dilatación del edificio. Todo ello ha llevado a una rotura frágil, mucho más prematura que en el resto de los elementos.

La acidificación de las zonas corroídas es un proceso identificado desde hace bastantes años [5] y que resulta como consecuencia de la hidrólisis que inducen los iones ferrosos que se liberan en la oxidación del metal:



Los protones liberados en la hidrólisis, acidifican el medio de tal forma que van neutralizando primero la alcalinidad propia del hormigón y luego van acidificando el entorno. En estos medios ácidos, la reacción catódica puede ser la propia descarga del hidrógeno gas en las paredes de las grietas o picaduras:



Si en lugar de liberarse como gas, este hidrógeno penetra en la red metálica, puede inducir una fragilidad del tipo de la aquí comentada.

Podrían pues ocurrir casos similares de roturas

frágiles, en estructuras susceptibles de experimentar corrosión en servicio y que contengan armaduras de acero del tipo aquí analizado (con bajo contenido en carbono), si se producen sobreesfuerzos que desarrollan tensiones de tracción permanentes durante el montaje en obra, por condiciones de servicio o por accidentes inesperados.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ELICES, M. «Problemas de corrosión bajo tensión en el hormigón pretensado». Rev. Iberoam. de Corrosión y Protección (1983) pg. 21-3).
- [2] ALONSO, C., PROCTER, R.P., ANDRADE, C. y SAENZ DE SANTAMARIA, M. «Susceptibility to stress corrosion cracking of a prestressing steel in NaHCO_3 solutions». Corrosion Science, vol. 34, nº 6 (1993) 961-973.
- [3] GALVELE, J. R. «A stress corrosion cracking mechanism based on surface mobility». Corrosion Science, vol. 27 nº 1 (1987) pp. 1-33.
- [4] ANDRADE, C., ALONSO, C., GARCIA, D., RODRIGUEZ, J. «Remaining lifetime of reinforced concrete structures: effect of corrosion in the mechanical properties of steel». NACE. Symposium on «Life Prediction of Corrodible structures», Cambridge (U.K.). Sept (1991).
- [5] GALVELE, J. R. «Transport processes and the mechanism of pitting of metals». J. of Electroche. Soc. Vol. 123, nº 4 (1976) pp. 464-474.

RESUMEN

Es conocida la posibilidad de rotura frágil por fenómenos de corrosión bajo tensión de aceros de pretensado, cuando están sometidos simultáneamente a una sollicitación mecánica y un medio agresivo específico. En cambio, no hay documentos en la literatura sobre casos de rotura frágil de aceros para armar, ya que se supone que las sollicitaciones mecánicas a las que están sometidos no son tan elevadas como para desencadenar este fenómeno.

En la presente comunicación se describe un caso real que se ha encontrado, en el que unos redondos lisos para armar, de acero no aleado, de bajo contenido en carbono, han presentado roturas frágiles sin estricción, al estar embebidos originariamente en un hormigón sin juntas de dilatación térmica, que se ha fisurado por efecto de los cambios de temperatura. Las roturas frágiles, han sido identificadas, mediante estudio metalográfico, como fenómenos de corrosión intercrystalina, que se puede observar en las grietas secundarias que aparecen cerca de la zona de rotura.

Ejemplos similares de fragilización por corrosión atmosférica, que pudieran derivar en roturas frágiles, podrían presentarse en aquellos casos de aceros susceptibles, que tengan que soportar esfuerzos excesivos, imprevistos en el cálculo (sobrecargas puntuales o sismos), y por tanto, los autores desean llamar la atención sobre el fenómeno y su posible incidencia en aceros del mismo tipo del aquí analizado.

SUMMARY

The possibility of brittle fracture of prestressed wires when suffering a chemical attack is already known as a stress corrosion cracking mechanism. However, it has not been found documented in

the literature the brittle fracture of reinforcing bars, perhaps due the mechanical loads foreseen are not high enough to induce SCC.

In present paper, a real case of a brittle fracture of a plain reinforced bar with low carbon content is documented. The overload has been produced by thermal stresses in the absence of thermal joints in the building. The brittle character of the failure (SCC) has been identified by microscopical observation.

Similar fractures could happen, if unexpected overloads like present one act on corroding rebars and therefore, it seems of interest to know the frequency of occurrence of such a type of failure, in order to consider it as a possibility.

* * *

SEMINARIOS TORROJA Tecnología de la Construcción y de sus Materiales Ciclo nº 18: Otoño de 1994

El Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, del CSIC, viene organizando seminarios monográficos sobre temas de actualidad en el ámbito de la Tecnología de la Construcción y de sus Materiales, a cargo de destacados investigadores nacionales y extranjeros del Sector.

Estos Seminarios se celebran en el Aula Eduardo Torroja del Instituto, situado en la c/Serrano Galvache s/n (acceso por Arturo Soria, frente al núm. 278), y tienen lugar los jueves alternos a las 12:00 horas. Su duración aproximada es de dos horas, incluyendo la ponencia y el coloquio que se realiza a continuación. La asistencia a los mismos tiene carácter libre y gratuito.

Los seminarios programados para el décimo octavo ciclo, correspondiente al **otoño de 1994**, son los siguientes:

20 Octubre:

Rafael **Heredia Scasso**

Dr. Ingeniero Industrial. Catedrático de la ETS de Ing. Industriales, Madrid.

"Introducción a la Dirección Integrada de Proyecto".

3 Noviembre:

Jesús M^a **Rincón López**

Dr. en Ciencias Químicas. Investigador Científico del Instituto Eduardo Torroja.

"Los materiales vitrocerámicos en Arquitectura"

17 Noviembre:

José M^a **Goicolea Ruigómez**

Dr. Ing. de Caminos. Catedrático de la ETS de Ing. de Caminos de Madrid.

"Análisis de fenómenos de rotura mediante Métodos de Elementos Finitos no lineales"

1 Diciembre:

Ignacio **Gárate Rojas**

Dr. Arquitecto. Ex Director del ICROA.

"Artes de la cal"

15 Diciembre:

Antonio **Ruiz Duerto**

Dr. Arquitecto. Profesor de Investigación del Instituto Eduardo Torroja.

"La Construibilidad: una aproximación a la industrialización de la construcción"



BASES DE DATOS

Consejo Superior de Investigaciones Científicas

- **CIRBIC:** Catálogo colectivo de Libros y Revistas existentes en las bibliotecas del CSIC. Su temática es multidisciplinar.

Volumen Libros: 317.652

Volumen Revistas: 36.183 Referencias

- **ISOC:** Base de datos referencial que recoge y analiza más de 1.600 revistas españolas relativas a Humanidades y Ciencias Sociales. Se subdivide, según las distintas áreas temáticas en:

- ECOSOC (Economía-Sociología-Política)
- ISOC-ARTE (Bellas Artes)
- ISOC-DC (Documentación Científica)
- HISTORIA (Historia-Ciencias Auxiliares)
- JURIDOC (Ciencias Jurídicas)
- LIN-LIT (Lingüística y Literatura)
- PSEDISOC (Psicología-CC. Educación)
- URBISOC (Urbanismo-Geografía)

Volumen: 202.630 Referencias

Crecimiento Anual: 18.300 Referencias

- **IME:** Base de datos referencial que recoge y analiza más de 330 revistas médicas españolas.

Volumen: 149.339 Referencias

Crecimiento Anual: 10.500 Referencias

- **ICYT:** Base de datos referencial que recoge y analiza más de 600 publicaciones periódicas españolas, dentro de los campos de la Ciencia y la Tecnología.

Volumen: 78.409 Referencias

Crecimiento Anual: 18.300 Referencias

- **AMÉRICA LATINA**

Volumen: 13.724 Referencias

Crecimiento Anual: 1.500 Referencias

- **Datos enero 1994**

**Para información y suscripciones: CENTRO DE INFORMACIÓN
Y DOCUMENTACIÓN CIENTÍFICA (CINDOC)
SERVICIO DE DISTRIBUCIÓN DE BASES DE DATOS**

Joaquín Costa, 22

28002 MADRID

Teléfono: (91) 562 14 62

Fax: (91) 564 26 44

Criterios de proyecto de losas de hormigón pretensado con armaduras postesas no adherentes

Fernando Martínez Abella
Antonio R. Marí Bernat
Pere Roca Fabregat

E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona
Departamento de Ingeniería de la Construcción
Universidad Politécnica de Cataluña

1. INTRODUCCION

Este artículo, presentado en la Asamblea de la ATEP de 1993, en Málaga, es la continuación del aparecido en la revista *Hormigón y Acero* n.º 187 y titulado «*Ensayos bajo cargas de servicio de una losa postensada con tendones no adherentes. Resultados experimentales y comparación con las predicciones analíticas*» [1]. Con él se completa la serie de artículos publicados en esta revista, iniciada en el n.º 177 [2], relativos al ensayo de una losa bidireccional maciza de hormigón pretensado con armaduras activas no adherentes. En éste último se presentan los resultados del ensayo del modelo hasta rotura, se comparan con las predicciones numéricas y se exponen una serie de criterios relevantes que se deben considerar en el proyecto de este tipo de estructuras de edificación.

Las características esenciales del modelo ensayado pueden encontrarse en [1], [2], [3] y [4]. Cabe aquí recordar, únicamente, que tenía unas dimensiones de 10,0 x 8,4 m² y se sustentaba sobre nueve pilares que determinaban la existencia de cuatro recuadros. La losa estaba pretensada, en las dos direcciones, por sendas familias de tendones: una uniformemente distribuida en la dirección de menor dimensión y otra perpendicular, concentrada en banda sobre los pilares. El modelo sólo disponía de armadura pasiva superior, en las zonas de pilares, careciendo, como característica fundamental de proyecto, de toda armadura inferior. En la figura 1 se presenta la distribución y nomenclatura de la armadura activa, así como la numeración del resto de elementos necesaria para seguir el texto.

2. RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ENSAYO A ROTURA

En este último ensayo se sometió a la losa a una sobrecarga creciente, igual en los cuatro recuadros, hasta que se alcanzó la rotura física de la estructura. A continuación se presentan los resultados obtenidos durante dicho ensayo, elaborados a partir de los datos recogidos electrónicamente después de cada escalón de carga.

2.1. Descripción del desarrollo del ensayo

El ensayo se inició con la lectura de referencia correspondiente a las cargas de peso propio, pretensado y estructura metálica, que sumaban un total de 4,29 kN/m², es decir, una sobrecarga respecto al peso propio de 0,79 kN/m². Mediante los cuatro gatos hidráulicos se aplicaron los sucesivos escalones de carga, de entre los que se destacan los siguientes:

Escalón 1

Se incrementó la carga en 1,1578 kN/m².

- Carga repartida total: 5,4481 kN/m². Factor sobre la carga de servicio (FCS): 0,559.
- Sobrecarga total: 1,9481 kN/m².

Escalón 6

Se incrementó la carga en 0,4952 kN/m².

- Carga repartida total: 10,0213 kN/m². FCS: 1,023.

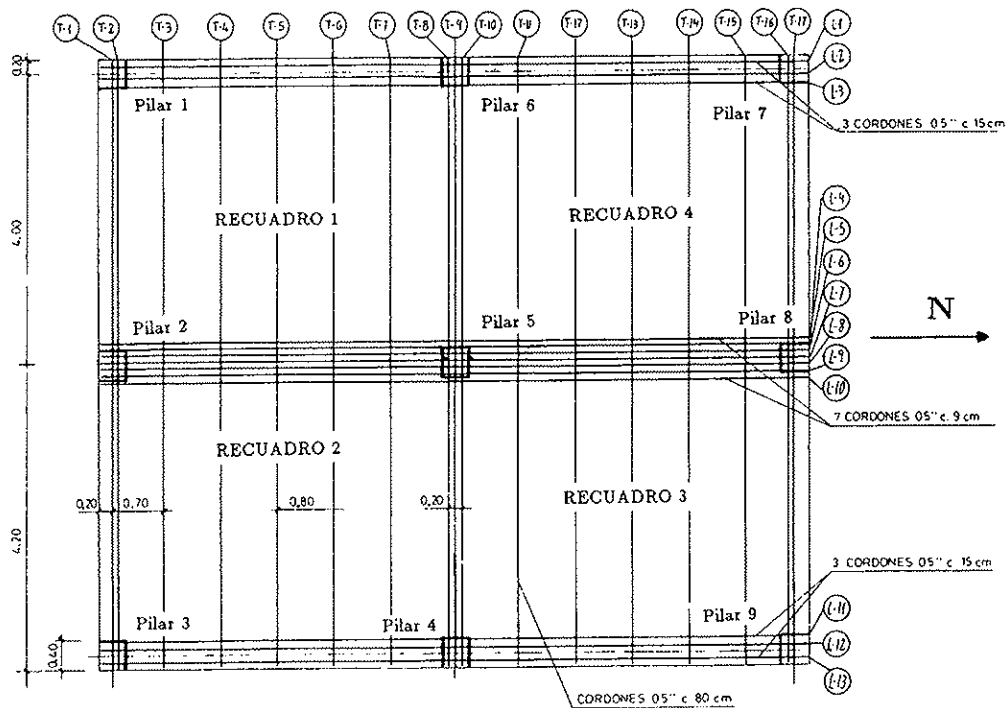


Fig. 1. Planta general de la losa en la que se detalla la numeración de los pilares, de los recuadros y de los tendones.

- Sobrecarga total: 6,5213 kN/m².
- Comentarios: Entre el escalón anterior y el presente se alcanzó la carga de servicio, por lo que se realizó un análisis de la situación de la estructura. No se apreció fisura alguna y las medidas leídas se ajustaron a las obtenidas durante el ensayo en servicio sobre los cuatro recuadros.

sis de la situación de la losa, ya que se constató la progresión de las leves fisuras generalizadas en las zonas laterales de anclaje de los tendones, y la aparición de dos fisuras superiores junto al pilar 4, a ambos lados del tendón T-11, y una tercera lateral. Asimismo, pudo verse el inicio de la fisuración junto al pilar 8.

Escalón 7

Se incrementó la carga en 0,7748 kN/m².

- Carga repartida total: 10,7961 kN/m². FCS: 1,107.
- Sobrecarga total: 7,2961 kN/m².
- Comentarios: Tras este escalón se pudieron observar las primeras fisuras junto al pilar 5 y, aunque muy leves, junto al 4 (figura 2).

Escalón 8

Se incrementó la carga en 0,9906 kN/m².

- Carga repartida total: 11,7867 kN/m². FCS: 1,209.
- Sobrecarga total: 8,2867 kN/m².
- Comentarios: Se decidió realizar un análisis de la situación de la losa, ya que se constató la progresión de las leves fisuras generalizadas en las zonas laterales de anclaje de los tendones, y la aparición de dos fisuras superiores junto al pilar 4, a ambos lados del tendón T-11, y una tercera lateral. Asimismo, pudo verse el inicio de la fisuración junto al pilar 8.

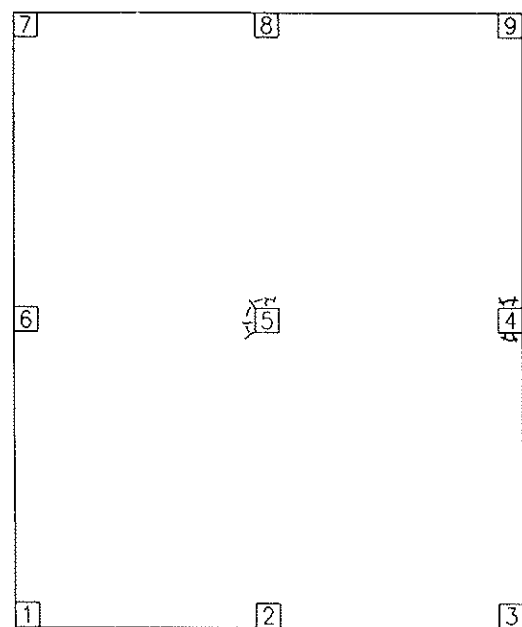


Figura 2. Fisuración correspondiente al escalón 7.

Escalón 9

Se incrementó la carga en 0,9758 kN/m².

- Carga repartida total: 12,7625 kN/m². FCS: 1,309.
- Sobrecarga total: 9,2625 kN/m².
- Comentarios: Las fisuras anteriores se acentuaron levemente y apareció una fisuración similar junto al pilar 6.

Escalón 10

Se incrementó la carga en 1,0456 kN/m².

- Carga repartida total: 13,8082 kN/m². FCS: 1,416.
- Sobrecarga total: 10,3082 kN/m².
- Comentarios: En el semilado Sur de la losa, en los recuadros 1 y 2, apareció una fisura (FS1) bajo la alineación del tendón transversal T-4 que recorría toda la losa. También se apreció la fisura FN1 bajo el tendón T-14, simétrica a la anterior, pero restringida únicamente al centro del recuadro 3. Junto al pilar 7 se detectó, igualmente, fisuración superior (figura 3).

Escalón 12

Se incrementó la carga en 0,5337 kN/m².

- Carga repartida total: 15,3405 kN/m². FCS: 1,573.

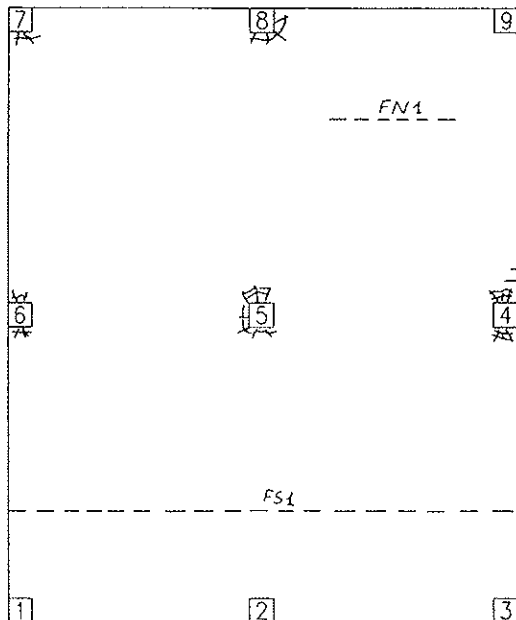


Figura 3. Fisuración correspondiente al escalón 10.

- Sobrecarga total: 11,8405 kN/m².
- Comentarios: La fisuración superior afectó a la totalidad de los pilares.

Escalón 13

Se incrementó la carga en 0,4793 kN/m².

- Carga repartida total: 15,8198 kN/m². FCS: 1,623.
- Sobrecarga total: 12,3198 kN/m².
- Comentarios: Se crearon tres nuevas fisuras. FN2 y FS2, simétricas y situadas bajo los tendones T-13 y T-5, respectivamente, se prolongaron de lado a lado de la losa. En la cara superior se abrió la fisura FC sobre la línea de pilares centrales 4, 5 y 6, aunque sin alcanzar a éstos exactamente (figura 4).

Escalón 15

Se incrementó la carga en 0,40497 kN/m².

- Carga repartida total: 16,8203 kN/m². FCS: 1,725.
- Sobrecarga total: 13,3203 kN/m².
- Comentarios: Crecieron de forma notable los anchos de FN2, FS2 y FC. Igualmente, se intensificó la fisuración junto a los pilares, especialmente los de esquina.

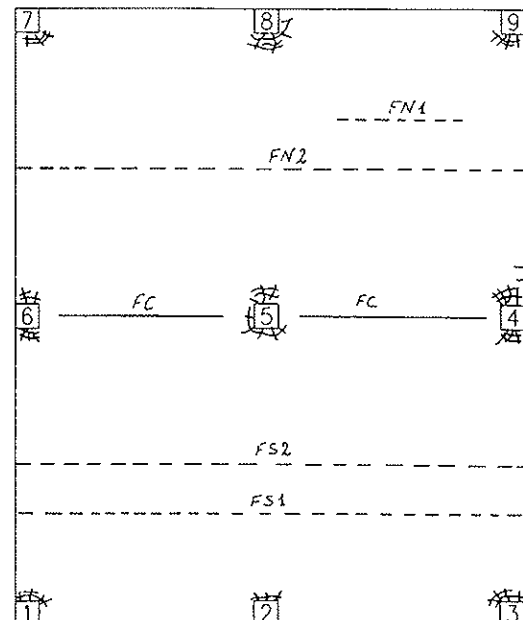


Figura 4. Fisuración correspondiente al escalón 13.

Escalón 17

Se incrementó la carga en 0,5393 kN/m².

- Carga repartida total: 17,86 kN/m². FCS: 1,832.
- Sobrecarga total: 14,36 kN/m².
- Comentarios: Se observó un crecimiento de la fisuración junto a los pilares 4, 5 y 6.

Escalón 18

Se produjo una descarga de 0,2209 kN/m².

- Carga repartida total: 17,639 kN/m².
- Sobrecarga total: 14,139 kN/m².
- Comentarios: En este escalón se intentó aplicar un nuevo incremento de carga, similar a los anteriores, aunque sólo se logró alcanzar los 0,24 kN/m², detectados mediante las células de carga, momento en el cual la losa rompió por punzonamiento en el pilar central. La estructura registró un descenso de, aproximadamente, 5 mm, fruto del cual los gatos recuperaron parte de su carrera y perdieron algo de presión. La bomba se desconectó inmediatamente y, a través del programa, se tomó una lectura que realmente correspondió a una carga total inferior a la medida en el escalón 17 y con la losa ya rota. A partir de este punto los escalones fueron de descarga, hasta el escalón 26.

Escalón 26

Se produjo una descarga de 1,3858 kN/m².

- Carga repartida total: 4,3152 kN/m².
- Sobrecarga total: 0,8152 kN/m².
- Tiempo total de ensayo: 2 h 44 min.
- Comentarios: Se completó la descarga de la losa, dándose por finalizado el ensayo.

Se considerará que la carga repartida total correspondiente a la rotura fue de 18,10 kN/m² (FCS = 1,8564), que equivale a una sobrecarga de 14,60 kN/m². La ausencia, sin embargo, de medidas electrónicas para esta carga, determinará que en los análisis posteriores se asuma como punto final del proceso de incremento de la sollicitación exterior, los datos obtenidos en el escalón 17.

2.2. Comportamiento estructural de la losa ensayada

Las fisuras aparecidas tanto en los vanos como en las líneas de apoyo, todas transversales, invitan a pensar en un comportamiento de la estructura marcadamente unidireccional. Esto, en primera aproximación, es cierto y tiene su explicación en los criterios de proyecto adoptados, a saber, concentración de tendones, mayor luz en la dirección longitudinal y ausencia total de armadura pasiva en centro de luz, que hubiese repartido la fisuración.

El estudio de la evolución de las reacciones en este último ensayo (figura 5) permite distinguir

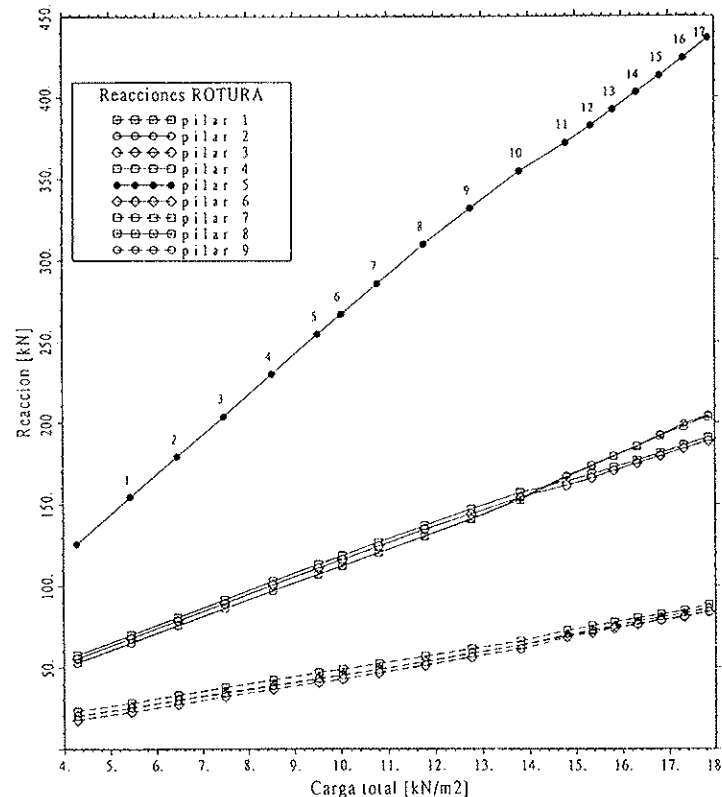


Figura 5. Evolución de las reacciones en el ensayo a rotura.

claramente entre dos formas de distribución de la carga aplicada, separadas por los escalones 9 y 10. En esta frontera aparecieron las fisuras FN1 y FS1, a partir de las cuales se produjo un descenso de la pendiente en las curvas de carga de los pilares 4, 5 y 6, y un ascenso en las restantes. Con el objeto de apreciar con más detalle las redistribuciones de esfuerzos que se produjeron por efecto

de la fisuración, se presenta la figura 6, que muestra la relación $\Delta(\text{Reacción})/\Delta(\text{Sobrecarga})$ para cada uno de los nueve pilares. Obsérvese que tal factor equivale a la superficie de losa que hipotéticamente soportaba cada pilar, en cada escalón de carga, quedando así muy bien diferenciados los apoyos central, de esquina y medianeros. La suma del valor correspondiente a cada pilar en los

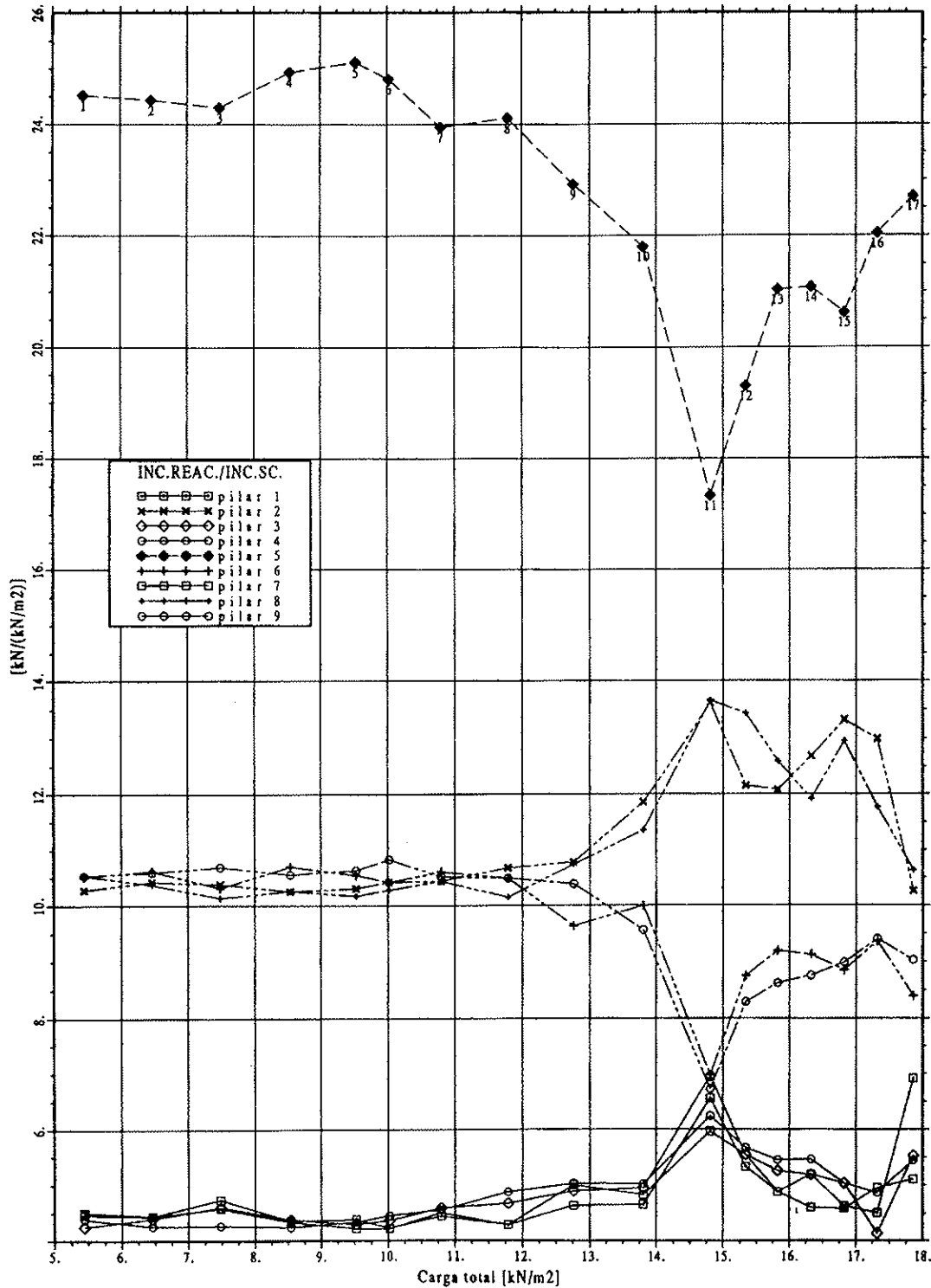


Figura 6. Relación $\Delta(\text{Reacción})/\Delta(\text{Sobrecarga})$ para los 9 pilares.

17 escalones de carga creciente, resulta siempre 84 m², o sea, el área de la losa.

En los 6 primeros escalones de carga se reprodujo la hipótesis número 6 (carga en los cuatro recuadros) de la serie de ensayos en servicio, repitiéndose nuevamente la linealidad observada en el ensayo mencionado para todos los parámetros medidos. Igualmente, no apareció ningún tipo de fisuración.

Al aplicarse el incremento de carga correspondiente al séptimo escalón se advirtieron las primeras fisuras junto a los pilares 4 y 5, que provocaron una redistribución de esfuerzos perceptible en la recarga que sufrieron el resto de pilares. Se distingue perfectamente este instante en la curva de incremento de tensión del tendón longitudinal instrumentado (figura 7): el descenso vertical provocado junto al pilar central reduce los efectos del aumento de flecha y el incremento resulta casi nulo. La sobrecarga recogida por el pilar 9 incluye, sin duda, los efectos de los inicios de la fisuración junto al pilar 4.

El paso por el octavo escalón produjo unas pequeñas fisuras en las cercanías del pilar 8, lo que recargó los apoyos 5 y 9. En los escalones noveno y décimo, se unió a la fisuración de los apoyos 4 y 5 la del pilar 6, con sus correspondientes descargas. El pilar 8 aumentó notablemente su reacción, por efecto de la fisuración del pilar contiguo 7. La pérdida de rigidez en los apoyos 4, 5 y 6 ocasionó un descenso de la ley de momentos flectores, que elevó las tracciones en la fibra inferior del hormigón, especialmente en los vanos longitudinales. Fruto de esta situación, y como consecuencia de la ausencia de armadura pasiva frente a flectores positivos, nada más superarse la resistencia a tracción del hormigón empleado se gene-

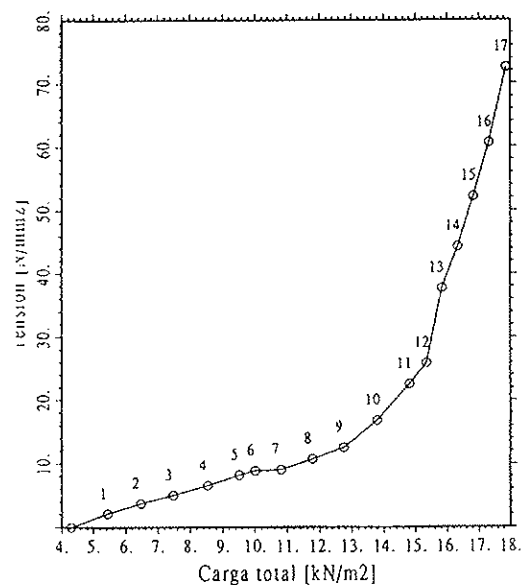


Figura 7. Incremento de tensión en el tendón instrumentado.

raron dos fisuras simétricas (FN1 y FS1), aunque de distinta longitud, en los vanos Norte y Sur de la losa. Ambas aparecieron en las secciones más débiles, correspondientes, en este caso, al trazado de los tendones transversales T-14 y T-4.

A partir de este instante, se crearon longitudinalmente dos rótulas plásticas parciales, ya que no existía ningún tipo de armadura adherente que controlara la fisuración en esas zonas. El nacimiento de las fisuras mencionadas se detectó claramente en las galgas inferiores longitudinales allí situadas, que en su mayoría se perdieron a causa de una excesiva deformación.

El cambio estructural acaecido condicionó la respuesta del modelo en los siguientes escalones, viéndose favorecido el comportamiento longitudinal, en menoscabo del transversal, y perdiéndose en cierta forma el funcionamiento bidireccional propio de estas losas. Al incrementarse la carga exterior en el undécimo escalón, se descargaron notablemente los pilares 4, 5 y 6, recogiendo la reacción los seis restantes, en especial 2 y 8. Los pilares esquina del lado Sur (1 y 3) notaron, en mayor medida, la gran longitud de la fisura FS1, sobrecargándose más que sus simétricos 7 y 9, éste último más afectado por la cercanía de la fisura FN1. Esta situación parece responder a un primer comportamiento parcial de membrana, claramente detectado por las 4 células de caga situadas en los anclajes de los tendones de pretensado. Si hasta ese momento apenas habían detectado los cambios sufridos por la estructura, las células del extremo del tendón longitudinal se vieron fuertemente comprimidas, a partir de este escalón (figura 8). En la misma figura puede observarse la escasa influencia sobre los tendones transversales, lo que, de algún modo, prueba la unidireccionalidad antes aludida. La galga del tendón instrumentado (figura 7) se correspondió perfectamente con esta situación, aumentando la pendiente de la curva desde el noveno escalón. El súbito incremento de la deformación de los tendones se corrobora observando las medidas de flechas en los puntos instrumentados. Así, en la figura 9 se advierte perfectamente el brusco quiebro de las curvas que presentan, a partir del décimo escalón, los descensos de los puntos de los lados Norte y Sur.

A causa de la recarga de los pilares 1, 2, 3 y 7, 8, 9, el nuevo aumento de la sobrecarga repartida correspondiente al escalón 12 provocó una fisuración generalizada alrededor de dichos pilares, lo cual originó una nueva redistribución longitudinal de esfuerzos, aunque esta vez hacia los pilares centrales 4, 5 y 6. Destaca la menor pérdida experimentada por los pilares fisurados en anteriores estados de carga. Llegándose a una notable simetría en el siguiente escalón. La fisuración presente bajo este nivel de carga, hizo aumentar nuevamente los momentos flectores positivos y constató, aun más claramente, los efectos de la ausen-

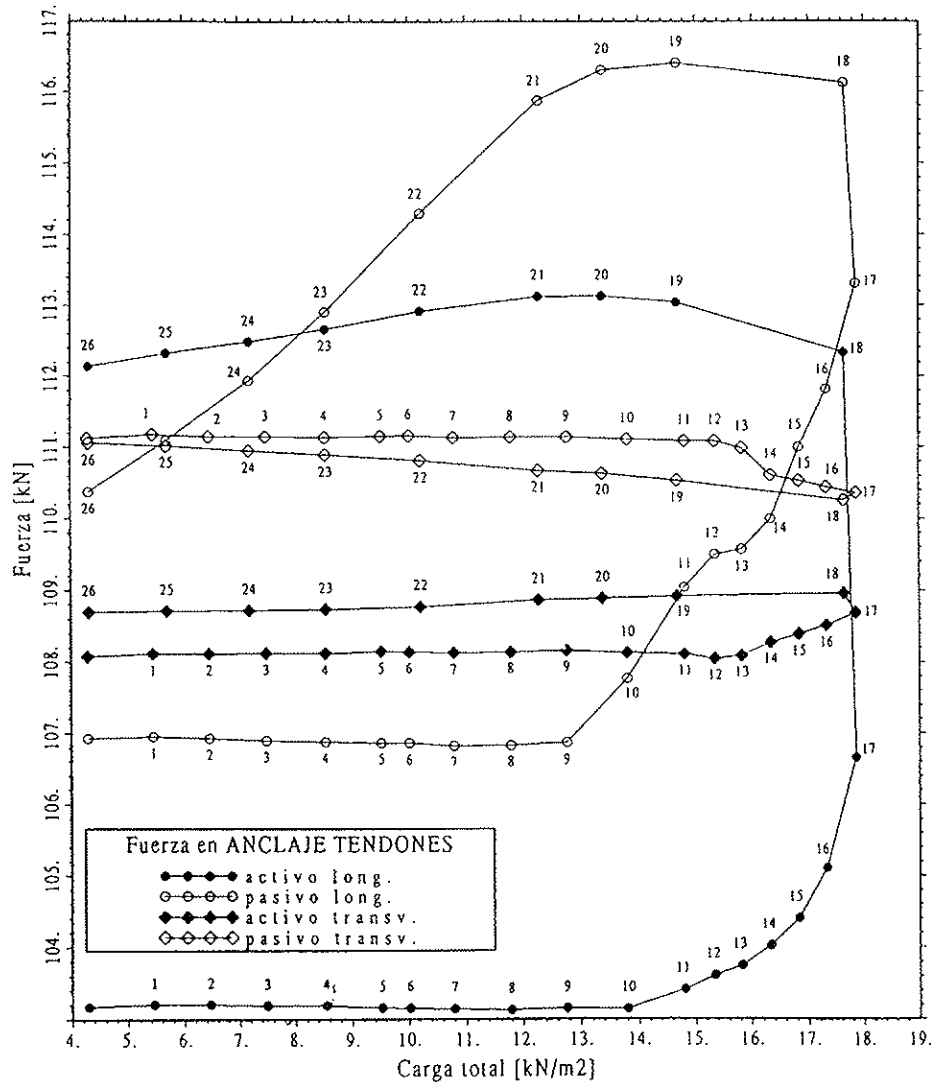


Figura 8. Fuerzas en los anclajes de los tendones.

cia de armadura pasiva, con la generación de tres fisuras transversales (FN2, FC y FS2), que culminaron la orientación longitudinal del comportamiento de la losa. La armadura activa (figura 7), acusó explícitamente los fenómenos ocurridos durante el escalón 13, ya que la galga sobre el tendón sufrió un incremento de tensión de cerca de 12 N/mm². De la misma forma, las flechas de los puntos del lado Sur, que hasta ese momento dibujaban curvas con menor pendiente que sus simétricos del Norte (figura 9), sumaron un descenso de cerca de 1 mm, que hizo paralelos ambos grupos de gráficos.

A partir de este escalón, las fisuras FN2 y FS2 generaron dos nuevas rótulas plásticas, mientras que FC sólo pudo trabajar como una rótula parcial, debido a la presencia de los pilares. Con estos cambios, la losa exhibió una segunda y más clara fase en su comportamiento de membrana. La estructura quedó dividida en cuatro franjas

transversales, conectadas por los tendones longitudinales que se encontraban aún muy lejos de su carga última, dejando, pues, abierta la posibilidad de grandes deformaciones, ya que las compresiones en el hormigón eran todavía admisibles. Hasta ese momento, la fisuración aparecida junto a pilares se tradujo en redistribuciones mayoritariamente longitudinales, de forma acusada a partir del escalón 10. Sin embargo, las franjas mencionadas (soportadas una por la línea de pilares 1, 2, 3, las dos centrales por la línea 4, 5, 6 y la última por 7, 8, 9), conservaban aún una capacidad resistente a flexión, que pusieron a trabajar. Así, tras el escalón 14, en el que se repartieron las reacciones atendiendo a las diferencias en la ley de flechas Norte-Sur, se observó, en el escalón 15, una redistribución transversal de esfuerzos, según se muestra en la figura 6. En los dos siguientes escalones, se aprecia una notable pérdida en los pilares 2 y 8, que trasladaron sus cargas a los de esquina, de forma similar a los apoyos 4 y 6, que

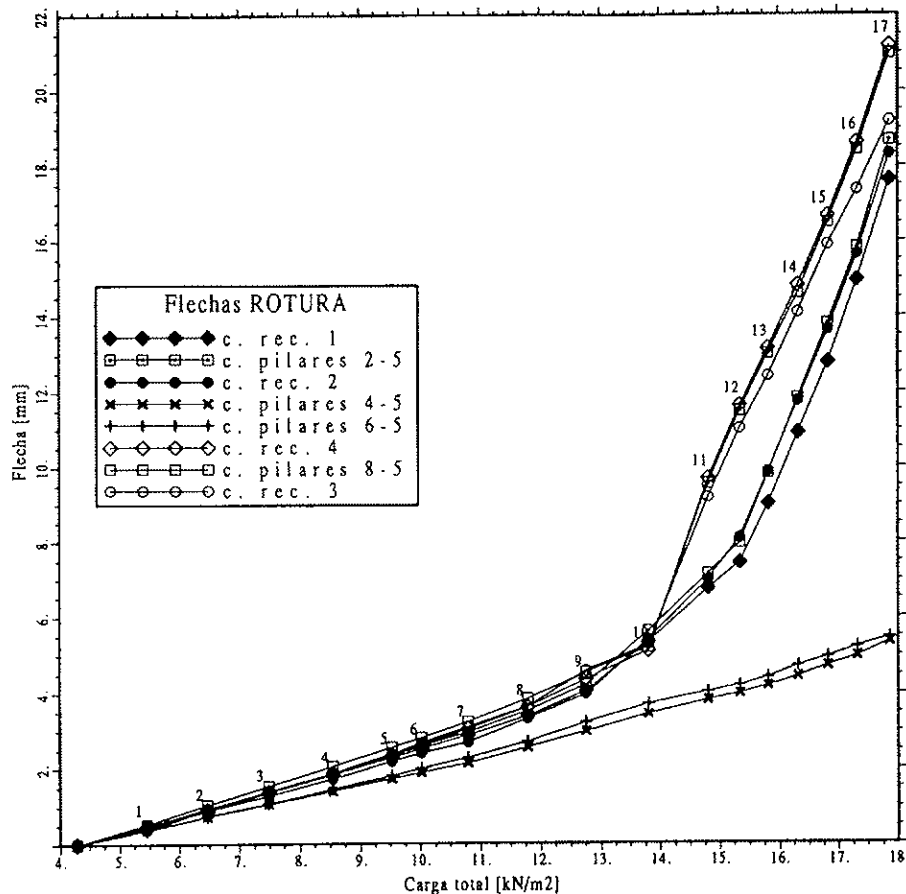


Figura 9. Flechas medidas en el ensayo a rotura.

hicieron lo mismo hacia el central. Como consecuencia del aumento de la reacción de este pilar, se produjo el punzonamiento al intentar aplicar el escalón 18.

En el escalón 17 es destacable el incremento de tensión en la armadura activa (figura 7), que es una buena prueba del comportamiento descrito arriba. Las células situadas en los anclajes del tendón transversal no comenzaron a variar sus registros hasta alcanzarse el segundo estado de membrana. Por su parte, las del tendón longitudinal acusaron bruscos incrementos en el mismo período y detectaron un violento aumento de deformación, pese a la descarga, con el punzonamiento en el escalón 18. La figura 8 presenta también la evolución de las fuerzas en anclajes hasta completarse la descarga, siendo destacable la recuperación en el tendón transversal y el aumento de carga en el longitudinal, por efecto de las grietas en el pilar 5, que no se cierran, dada su magnitud, tras el fin del ensayo.

Tal como se hizo en los ensayos bajo cargas de servicio [1], a partir de las reacciones es posible estudiar la variación del ancho de los pórticos virtuales longitudinales y transversales. El resultado se presenta en la figura 10. Hasta el octavo esca-

lón se observa una notable uniformidad en los valores obtenidos, ajustándose bastante a las líneas de torsor nulo obtenidas para los ensayos en servicio. A partir de ahí, el ancho de los pórticos transversales varía mucho, manteniéndose el de los longitudinales. En efecto, a causa de la ausencia de armadura pasiva, se produce un fuerte direccionamiento de la respuesta de la estructura, perdiéndose mucha carga en los pilares 4, 5 y 6 y trasladándose a los seis restantes. Esta redistribución, prácticamente longitudinal, hace que el ancho del pórtico transversal central caiga y aumente el de los exteriores. En el sentido longitudinal, este efecto es muy pequeño. Con la fisuración de los pilares esquina y el inicio de la redistribución transversal, los pórticos en esta dirección tienden a normalizar su ancho y, en los dos escalones previos a la rotura, los cuatro pórticos alcanzan prácticamente el ancho teórico.

Es posible relacionar la deformación medida en el tendón instrumentado, con la suma de las flechas registradas en los puntos de centro de vano, para cada escalón de carga (figura 11). Se observa una tendencia a la linealidad, lo que probaría que, para el modelo ensayado, el valor del incremento de la deformación del tendón es un parámetro fundamentalmente dependiente de las

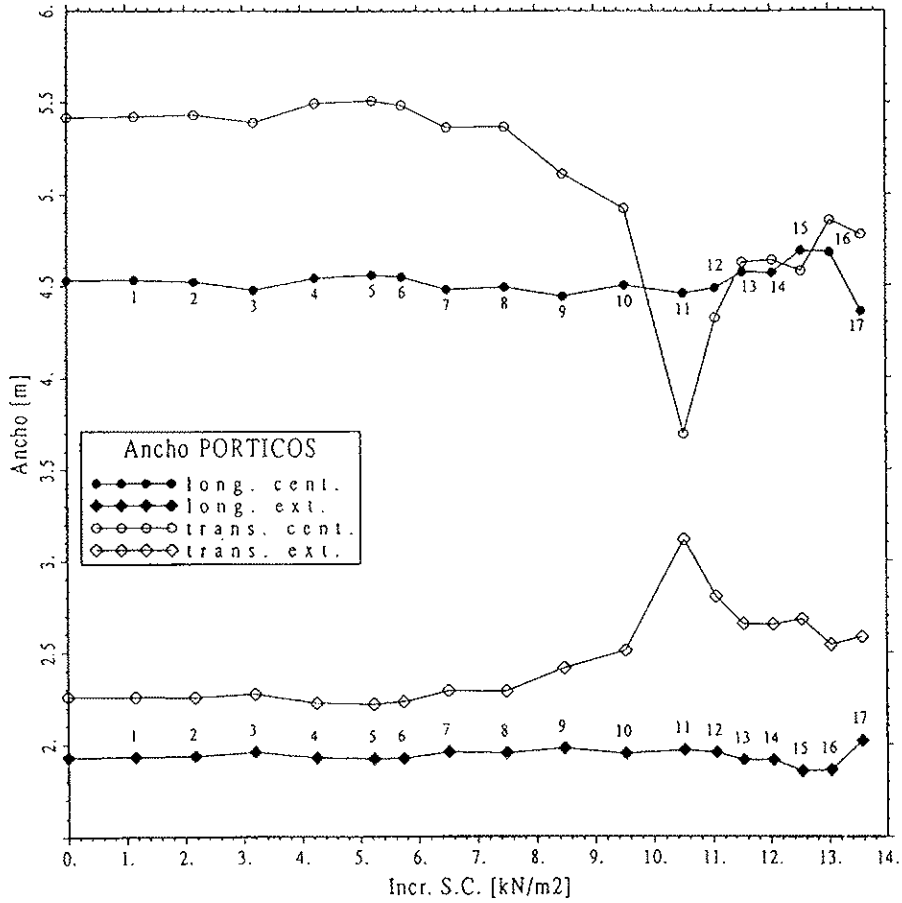


Figura 10. Evolución del ancho de los pórticos.

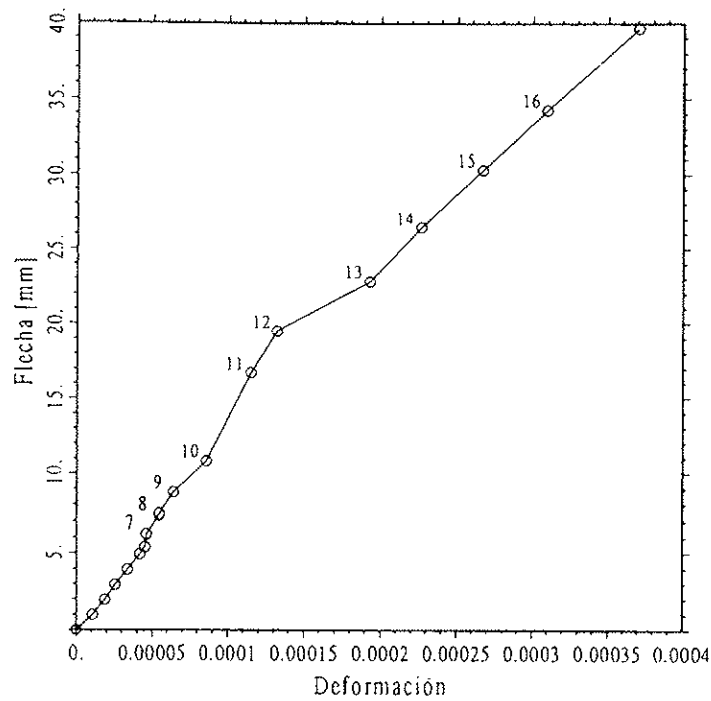
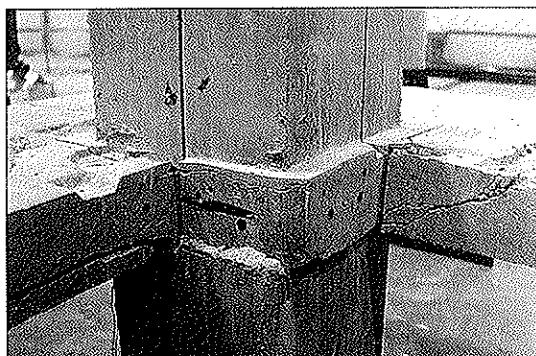


Figura 11. Relación entre la deformación del tendón instrumentado y la suma de flechas en centro de luz.

variaciones geométricas de éste, deducibles a partir de las flechas.

2.3. Rotura por punzonamiento

El punzonamiento en el pilar central presentó fisuras con distinta inclinación para cada dirección, unidas por una superficie de rotura similar a un cono de base elíptica (fotografía 1). Longitudinalmente, la fisura principal se levantó entre 30° y 35° sobre el plano horizontal, pudiéndose apreciar, en su entronque con el pilar central, una cuña de compresión muy similar a las descritas por Kinnunen y Nylander [5] en sus ensayos. Transversalmente, la situación fue bien distinta y se observó una rotura cuyo ángulo con la horizontal se hacía más tendido cuanto más grande era la distancia a la cara del pilar. Es de destacar que las superficies enfrentadas de la fisura transversal se presentaban claramente separadas, y no así las de la longitudinal, que se mantenían unidas físicamente, aunque con las señales evidentes del deslizamiento que se produjo. Ello invita a pensar en una primera rotura longitudinal y un posterior arrancamiento en la dirección transversal, producto del brusco trasvase de la carga.



Fotografía 1. Imagen de la rotura por punzonamiento en el pilar central, obtenida tras la demolición de la losa.

Esta interpretación se ajusta al mecanismo resistente que se ha descrito hasta ahora, predominantemente longitudinal, a partir del desarrollo de las tres grandes fisuras transversales sobre apoyos y en vanos a centro de luz. La distribución de esfuerzos cortantes junto al pilar no sería, por tanto, uniforme, sino que se concentraría, en gran parte, en las caras perpendiculares a la luz mayor. La resistencia a punzonamiento disminuyó a causa de este direccionamiento de la respuesta estructural.

3. COMPARACION DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES CON LAS PREDICCIONES NUMERICAS

Para analizar el proceso de carga hasta rotura

se ha utilizado el método de los elementos finitos (M.E.F.), empleando elementos de lámina con grados de libertad de flexión y de membrana [6]. Este análisis no contempla el fenómeno del punzonamiento, que rebasa las posibilidades del modelo empleado, ya que éste considera una generalización simple de estados biaxiales de tensiones al representar la losa como un medio multicapa.

No obstante, como ahora se verá, el M.E.F. reproduce correctamente la evolución del comportamiento global de la losa ensayada y muestra que, en el momento en que se produjo el punzonamiento, existía una reserva sensible de resistencia a flexión. Este hecho ya se intuía de los resultados experimentales, puesto que los niveles de flechas y tensiones no alcanzaban todavía el rango de rotura.

3.1. Deformaciones verticales y fisuración

La figura 12 muestra la relación obtenida numéricamente entre el nivel de sobrecarga aplicado y la flecha en el centro de un recuadro, en comparación con los resultados experimentales. Como se puede apreciar, el M.E.F. detecta perfectamente el cambio de comportamiento acaecido al producirse la fisuración transversal de la estructura, hecho que determinó una respuesta fuertemente unidireccional de aquélla. El hormigón existente en los recuadros 1 y 2, según se comprobó con el ensayo de probetas testigo, fue de una resistencia a tracción superior al de los recuadros 3 y 4 ($3,7$ y $3,3$ N/mm², respectivamente). Este hecho, probablemente, sea la causa del mejor ajuste del modelo a las flechas medidas en los recuadros 3 y 4.

Según se ha apuntado, la fisuración aparecida condicionó drásticamente el tipo de respuesta es-

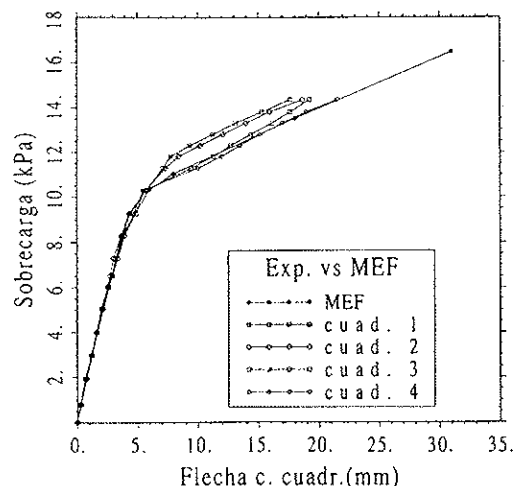


Figura 12. Comparación de la relación flecha/sobrecarga, obtenida experimentalmente y por el M.E.F.

tructural de la losa. Según el M.E.F., no aparece ningún tipo de fisura a flexión bajo la carga de servicio, detectándose la primera, junto al pilar central, para una sobrecarga de 8,1 kN/m², es decir, para una carga total de 11,6 kN/m². En el ensayo, este hecho se apreció para una carga total de 10,8 kN/m², alcanzada en el escalón número 7. En la cara inferior de la losa, la fisuración aparece, según el modelo numérico, bajo una sobrecarga de 10,3 kN/m². Para una carga idéntica se crearon, en el escalón 10, las fisuras FN1 y FS1, aunque no en el centro del vano como predice el M.E.F. sino bajo la alineación de los tendones transversales de mayor excentricidad. Las fisuras inferiores centrales (FN2 y FS2) aparecieron, en el ensayo, para una sobrecarga de 12,3 kN/m² y fueron las que realmente crecieron en amplitud y profundidad con el aumento de carga.

La fisuración inferior, detectada según el M.E.F., progresa rápidamente hasta alcanzar el 70% (98 mm) del espesor de la losa, mientras que la superior se desarrolla en una profundidad variable entre el 50% y el 100% del espesor (de 70 a 140 mm). Los datos obtenidos de la demolición dan una profundidad de 90 a 95 mm a las fisuras inferiores, y de 100 a 140 mm a la fisura superior FC. El esquema de fisuración obtenido para el modelo numérico se presenta en la figura 13, y sugiere, muy claramente, la formación de una fisura superior transversal sobre la línea de apoyos intermedios

(FC en el ensayo), y una fisura inferior en centro de luz (FN2 y FS2 en el ensayo), que ponen de manifiesto el comportamiento claramente unidireccional antes apuntado. A partir de este punto, pequeños incrementos de carga producen deformaciones importantes que hacen difícil la convergencia, aunque se consigue llegar a una sobrecarga de 16,3 kN/m², en un rango de rigidez muy disminuida, pero constante. Cabe destacar que este valor, correspondiente a una carga total de 19,8 kN/m², no se alcanzó en el ensayo, ya que a 18,1 kN/m² se produjo la rotura por punzonamiento; pero refleja la reserva de resistencia a flexión que mantenía la losa.

3.2. Incremento de tensión en los tendones

A partir de la formación de la fisura inferior, el análisis numérico muestra una serie de modificaciones en el comportamiento estructural de la losa. Estas son fruto de una transición en el mecanismo principal resistente frente a los incrementos de carga: inicialmente es a flexión bidireccional; con la aparición de las primeras fisuras va adquiriendo un carácter unidireccional en el sentido longitudinal y, por último, tras el desarrollo completo de las fisuras transversales, resulta predominantemente de membrana, a pesar de que las deformaciones axiales y las flechas mantengan unos valores absolutos moderados. Las reacciones predichas por el M.E.F. sufren una redistribución claramente longitudi-

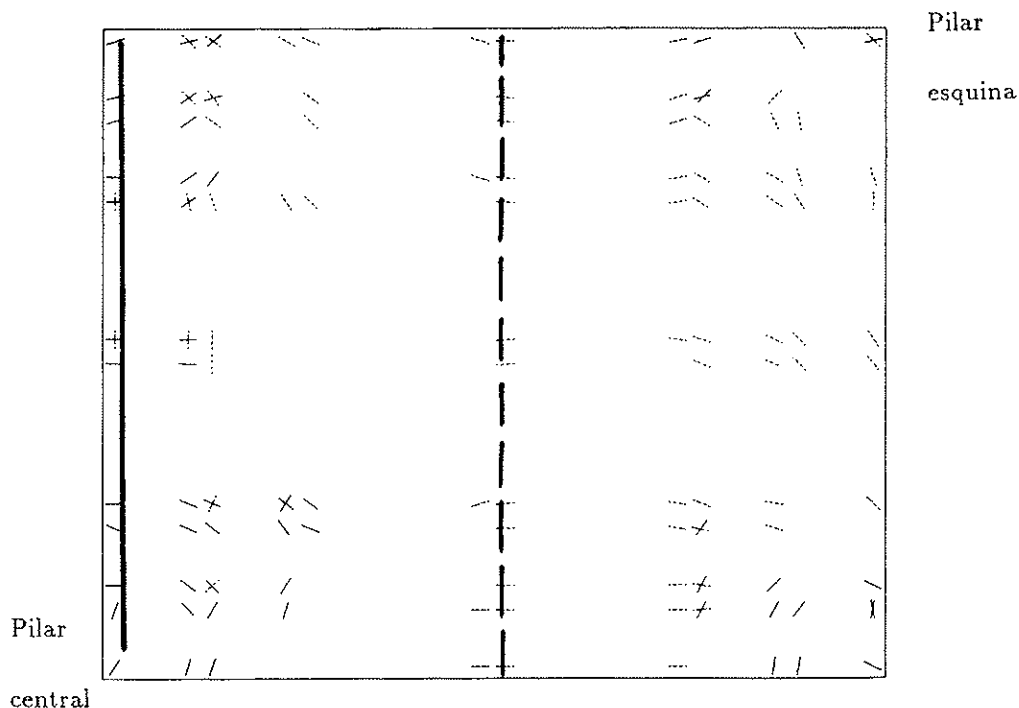


Figura 13. Esquema de fisuración —trazo grueso— obtenido por el M.E.F. a partir de las direcciones principales —trazo fino— de las tracciones. Los trazos continuos representan fenómenos en la cara superior y los discontinuos en la inferior.

nal (figura 14), del mismo modo que ocurrió en el ensayo de la estructura.

Un aspecto asociado a esta variación en el mecanismo resistente de la losa es el incremento de tensión que sufren los tendones longitudinales (figura 15) y, correspondientemente, el valor de los axiles de membrana en la misma dirección (figura 16). En la dirección transversal, como indican las mismas figuras, los cambios son mínimos o nulos. El análisis numérico predice un incremento de tensión en el tendón coincidente con el eje de soportes, que representa el L-7 real, de 75 N/mm², frente a los 74 N/mm² que se midieron experimentalmente.

4. CRITERIOS RELEVANTES QUE SE DEBEN CONSIDERAR EN EL PROYECTO DE ESTE TIPO DE ESTRUCTURAS

A partir de los datos obtenidos tras los ensayos en servicio y hasta rotura, resulta de sumo interés el hacer un repaso de los criterios de proyecto más relevantes, que se deben considerar en el diseño de este tipo de estructuras. Estos, en general, se hallan recogidos en las recomendaciones internacionales, aunque presentan algunas discrepancias que es necesario clarificar.

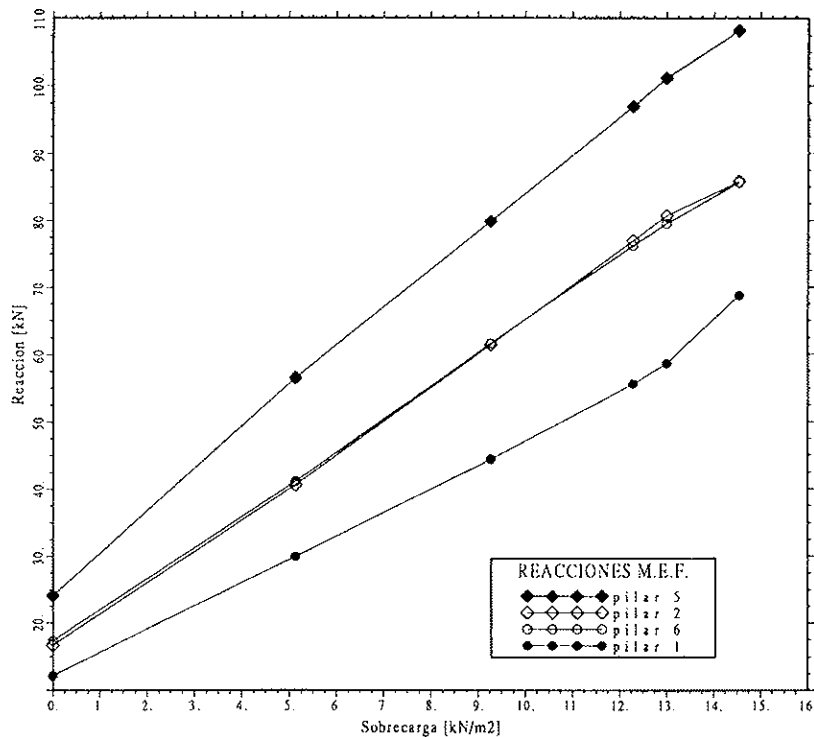


Figura 14. Evolución de las reacciones predichas por el M.E.F.

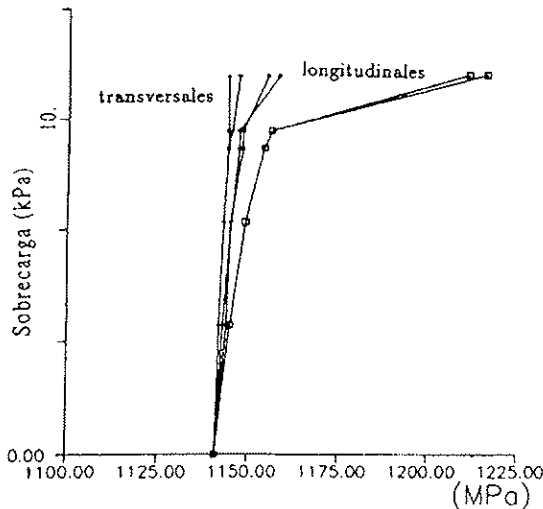


Figura 15. M.E.F.: Tensión en los tendones.

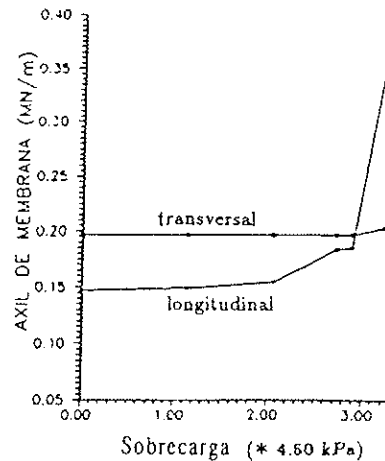


Figura 16. M.E.F.: Axil de membrana.

4.1. Relación luz-canto

Esta razón (l/h), depende fundamentalmente del valor de las cargas permanentes y variables que actúan sobre la losa y, en menor medida, de la resistencia a compresión del hormigón utilizado. En la figura 17 se observa el rango de relaciones utilizadas en distintas losas planas construidas, en todo el mundo, entre 1982 y 1992. Las causas de la aparente dispersión radican, principalmente, en los distintos criterios relativos a la fisuración en servicio, a la interacción entre la cantidad de armadura y el canto, y al fenómeno del punzonamiento (que puede resistirse mediante un incremento del canto y un aumento de armadura). En la figura 18 se presenta un gráfico que permite estimar el canto en función de las cargas externas.

4.2 Fuerza de pretensado

La fuerza de pretensado debe lograr, en ambas direcciones, una precompresión mínima que asegure la ausencia o el control de la fisuración en servicio. Las recomendaciones de ACI-ASCE [9] aconsejan que dicha precompresión sea superior a $0,9 \text{ N/mm}^2$, e inferior a $3,5 \text{ N/mm}^2$. Este intervalo coincide muy aproximadamente con el recomendado por CS [8], mientras que FIP [10] únicamente dispone que tal precompresión supere el valor de 1 N/mm^2 . Para garantizar la ausencia de fisuración bajo cargas de servicio es conveniente adoptar esta última prescripción.

Tal y como se indicaba en el artículo anterior [1], las pérdidas por rozamiento de la fuerza de pretensado son muy pequeñas y, en general, resulta

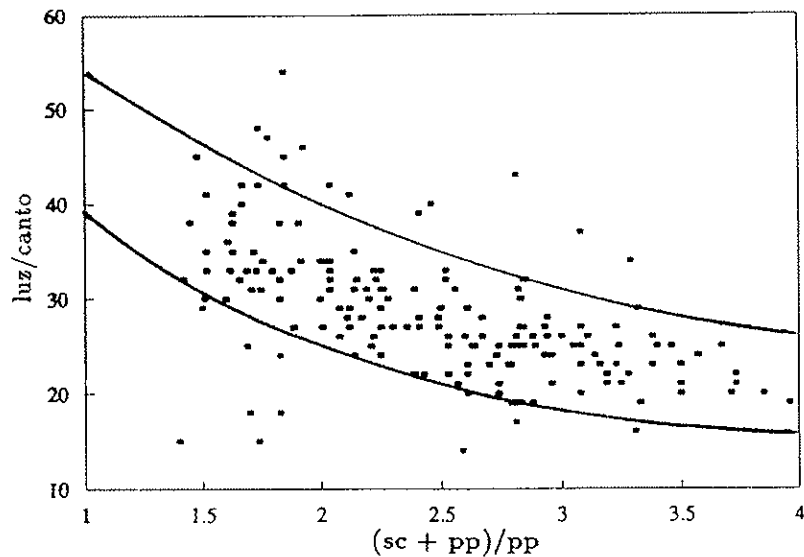


Figura 17. Relaciones luz/canto utilizadas en losas planas construidas entre 1982 y 1992 [7].

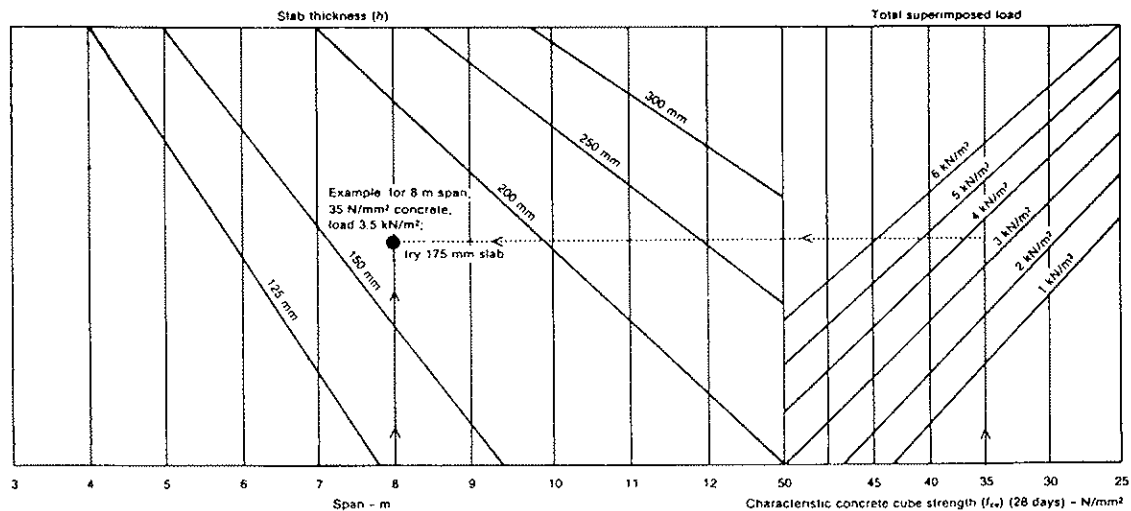


Figura 18. Nomograma para estimar el canto de losas planas [8].

difícil acotar exactamente el valor de los coeficientes de rozamiento μ y k . En la tabla 1 se recogen los rangos propuestos por las distintas recomendaciones internacionales. De los datos obtenidos en el ensayo realizado, parece indicado tomar los coeficientes de rozamiento propuestos por FIP.

Tabla 1
Valores de los coeficientes de rozamiento μ y k

	ACI-ASCE	CS-TR25	FIP
μ	[0,05; 0,25]	[0,05;0,12]	[0,05;0,1]
k [m ⁻¹]	[0,0016;0,005]	$3 \cdot 10^{-3}$	$3 \cdot 10^{-3}$

4.3. Distribución de los tendones de pretensado

La distribución de tendones en planta, puede adoptar distintos esquemas sin que ello influya de forma crítica en el comportamiento estructural de la losa [11]. En la figura 19 se muestran diversas disposiciones que pueden adoptarse en proyecto, siendo las más frecuentes las (b), (c) y (d). La se-

lección de uno u otro esquema deberá conjugar, principalmente, una adecuada respuesta frente al punzonamiento y una razonable facilidad constructiva.

Las recomendaciones de ACI-ASCE proponen disposiciones en planta del tipo (c), de sencillez constructiva manifiesta, aun aceptando que entre los anclajes de los tendones en banda puedan producirse bolsas de tracciones, causadas por la difusión en abanico de las fuerzas de compresión. Este efecto se amortigua con tendones de borde en la dirección perpendicular. Los tendones distribuidos, familia ortogonal a la de tendones en banda, deben colocarse, según ACI-ASCE, equiespaciados, con una distancia entre ellos no mayor a 8 veces el canto de la losa ó 1,5 m.

FIP opta por la distribución de tendones presentada en el esquema (d), según la cual, para cada dirección, el 50% de la armadura activa se concentra sobre pilares y el resto se distribuye equiespaciadamente (con una distancia entre tendones igual a 6 veces el canto). Ciertamente, tal disposición atenúa el fenómeno de la creación de bolsas de tracciones, aunque sacrificando la facilidad constructiva del esquema anterior.

La experiencia demuestra que las pequeñas fisuras que aparecen por efecto de la concentración

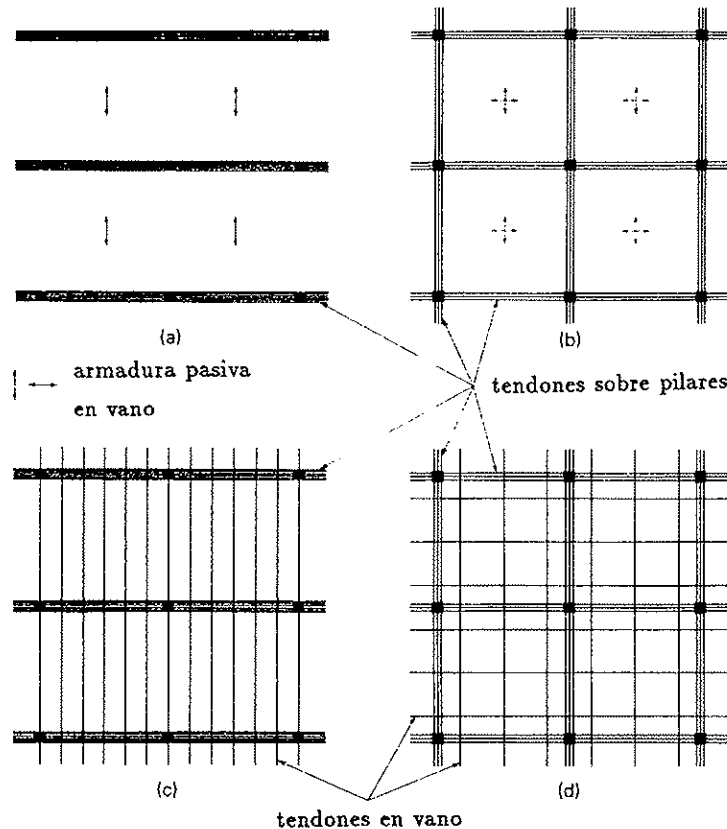


Figura 19. Posibles disposiciones en planta, de la armadura activa [12].

de tendones en banda en una dirección, no progresan bajo cargas de servicio y aun de rotura, por lo que resulta más conveniente tal disposición, siempre y cuando se respete la norma de colocar tendones de borde. De cara a incrementar la resistencia a punzonamiento, ACI-ASCE aconseja la disposición de un mínimo de dos tendones, según ambas direcciones, sobre cada pilar. En cualquier caso, los tendones en banda deben hacerse pasar por la superficie crítica a punzonamiento.

4.4. Disposición y cuantía de armadura pasiva

Resulta necesario disponer armadura pasiva mínima en zonas de momentos positivos, para controlar la fisuración provocada por la flexión. De la investigación realizada se colige que tal armadura resulta imprescindible para evitar el cambio de comportamiento estructural en las losas bidireccionales, lo que conlleva una reducción del factor de seguridad. Esta indicación no aparece de forma explícita en las distintas recomendaciones internacionales, que permiten la ausencia de esta armadura si las tensiones en la fibra inferior de hormigón no superan el umbral medio de $0,16 \sqrt{f_c}$ N/mm². En caso contrario, ACI-ASCE propone disponer una armadura determinada por la relación $A_s = N_c / (0,5 f_y)$, donde N_c es el axil de tracción debido a las cargas permanentes más las sobrecargas variables (sin mayorar). Tao Xuekang [13] considera que una armadura inferior, en una cuantía equivalente a 0,0023bh, proporciona un adecuado control de la fisuración e incrementa la ductilidad de la estructura.

Por lo que respecta a la armadura pasiva superior, las directrices marcadas por las diferentes recomendaciones resultan muy similares. En los pilares interiores y en la dirección perpendicular al borde en los pilares exteriores medianeros, resulta adecuado disponer una armadura, $A_s = 0,00075h\ell$, donde ℓ es la longitud del vano adyacente y paralelo a la armadura estudiada (ACI-ASCE), siendo conveniente colocar al menos 4 barras en cada dirección (FIP). La longitud de éstas debe alcanzar $\ell/6$ hacia cada vano (FIP, CS, ACI-ASCE), debiendo repartirse con una separación no mayor de los 300 mm (FIP, ACI-ASCE). En cuanto a la armadura de borde, la experiencia realizada aconseja disponer al menos 2 ϕ 12, superior e inferiormente, en todo el contorno.

4.5. Tensiones admisibles en el hormigón

Siempre y cuando se respete la condición sobre la armadura pasiva dada en el punto anterior, las limitaciones que se encuentran en las recomendaciones internacionales resultan similares y adecuadas. Así, en zonas de momentos positivos, con armadura mínima, la tensión de tracción en el hormi-

gón, bajo cargas de servicio, no debe superar el valor $0,17 \sqrt{f_c}$ N/mm² (ACI-ASCE). Dicha tensión queda limitada, sea cual fuere la armadura pasiva dispuesta, a $0,5 \sqrt{f_c}$ N/mm² (ACI-ASCE) tanto en zonas de momentos positivos como negativos.

4.6. Comprobación a punzonamiento

La variación del mecanismo resistente de la losa por falta de armadura inferior genera una forma de rotura híbrida a punzonamiento-cortante que disminuye la capacidad portante de la estructura. Ello se hace patente estudiando las cargas de rotura según las distintas normativas. En ellas, el fenómeno del punzonamiento presenta formulaciones muy diversas, tanto en lo que concierne a la determinación del perímetro crítico como en la consideración de las contribuciones de las armaduras activa y pasiva.

Las propuestas de CS, ACI-ASCE y de las instrucciones españolas EH-91 [14] y EP-93 [15] proporcionan cargas de rotura que quedan del lado de la inseguridad frente a la carga realmente medida en el ensayo. La causa de estas desviaciones radica en el cambio de comportamiento estructural descrito, lo que pone en evidencia, una vez más, la importancia de la armadura pasiva. Sólo las formulaciones del Eurocódigo-2 (EC-2) [16] y FIP, predicen de forma segura la carga de rotura final, introduciendo ambas la contribución de la armadura pasiva y de la precompresión inicial. Por el contrario, la comprobación del Código Modelo (MC-90) [17] sólo tiene en cuenta la influencia de la armadura pasiva, estimando un valor demasiado conservador. El aspecto del cono de punzonamiento (fotografía 1) invita a pensar en un perímetro crítico (u) situado a $0,5d$ de la cara del pilar (d , canto útil), por lo que, a priori, debería optarse por la formulación propuesta por FIP. Según ésta, y de forma similar a EC-2 y EH-91, se restringe la longitud del perímetro resistente a punzonamiento, a $u \leq 11d$. En caso de superarse esta magnitud, las zonas de la sección crítica situadas frente al centro de las caras del pilar desarrollan una resistencia máxima igual a la convencional a cortante. Para las zonas a cortante se utiliza la siguiente ecuación:

$$V_{Rd} = 0,8 \cdot \tau_{Rd} \cdot K \cdot (1 + 50\rho_t) \cdot d \cdot b$$

y para las zonas a punzonamiento:

$$V_{Rd} = 1,6 \cdot \tau_{Rd} \cdot K \cdot (1 + 50\rho_p) \cdot d \cdot u$$

donde

$$\tau_{Rd} = 0,08 \sqrt{f_{ck}}, \text{ en N/mm}^2$$

$$K = 1,6 - d, \text{ con } d \text{ en m}$$

$$\rho_t = \sqrt{\rho_{t_x} \cdot \rho_{t_y}} \leq 0,008$$

$$\rho_{t_x} = \rho_{s,t_x} + \rho_{p,t_x}, \text{ y de forma similar, para } \rho_{t_y}, \text{ tomando}$$

$$\rho_{slx} = \frac{A_{sx}}{(c + 2d)h}, \text{ adimensional}$$

$$\rho_{plx} = \frac{P_{\infty, x}}{l_y h f_{sy}}, \text{ adimensional}$$

c, lado del pilar

$P_{\infty, x}$, precompresión creada por el pretensado en la dirección x

l_y , luz en la dirección y

f_{sy} , resistencia a tracción de la armadura pasiva

4.7. Incremento de tensión de la armadura activa

Nuevamente, las distintas recomendaciones presentan un amplio abanico de formulaciones que intentan predecir el incremento de tensión de la armadura activa no adherente. La formulación americana (ACI-ASCE) es el fruto de la experiencia aportada por numerosos ensayos, y se concreta en una expresión empírica que depende de la resistencia del hormigón, de la cuantía de armadura activa y de la razón h/l . Tal expresión no se ajusta a los valores observados en el ensayo, aunque ello es explicable dado que el incremento de tensión predicho lo es sólo en el caso de agotamiento por flexión, no por punzonamiento.

La relación hallada, durante todo el proceso de carga, entre la flecha medida y la tensión de la armadura activa (figura 11), se aproxima notablemente a la formulación compartida por la normativa alemana DIN-4227 [18] y FIP. Según ésta, el incremento de tensión ($\Delta\sigma_p$) depende, en primera aproximación, de las características geométricas del trazado del tendón (d_p , h_p , y L, longitud del tendón entre anclajes) y de la flecha medida en el centro del vano (a_u), tal como se puede apreciar en la figura 20. De esta forma, y distinguiendo entre vanos internos o extremos, se puede obtener $\Delta\sigma_p$ en el vano o sobre el pilar:

$$\text{Vano, } \Delta\sigma_p = \Delta L \frac{E}{L} \leq f_{py}$$

$$\text{Pilar, } \Delta\sigma_p = (\Delta L_1 + \Delta L_2) \frac{E}{L} \leq f_{py}$$

donde ΔL es el incremento de longitud del tendón uniformemente distribuido en la longitud L.

5. CONCLUSIONES

1. El comportamiento elástico lineal mostrado por la estructura bajo cargas de servicio finalizó para un valor de la carga total de 11 kN/m², lo que supone un 13% por encima de la carga nominal de servicio, o bien un valor de la sobrecarga variable, aplicada sobre toda la estructura, superior en un 27%. De ello se deduce que el criterio de dimensionamiento de la fuerza de pretensado fue correcto, en cuanto a condiciones de servicio se refiere.
2. La fisuración se inicia en la cara superior de la losa, junto al pilar central, para la carga total antes mencionada. Ello se corresponde con la distribución de esfuerzos de flexión obtenida en servicio, la cual, unida a la concentración de momentos negativos en la banda de pilares y a la difusión de tensiones de compresión introducidas por el pretensado, facilita la fisuración en dicha zona.
3. La redistribución de esfuerzos provocada por la fisuración inicial y la total ausencia de armadura pasiva en centro de vano, provocan tres únicas fisuras a flexión. Esta fisuración ocasiona un importante cambio de comportamiento estructural, pasando a ser éste marcadamente unidireccional. La presencia de tendones no adherentes da lugar a un mecanismo resistente de tipo mem-

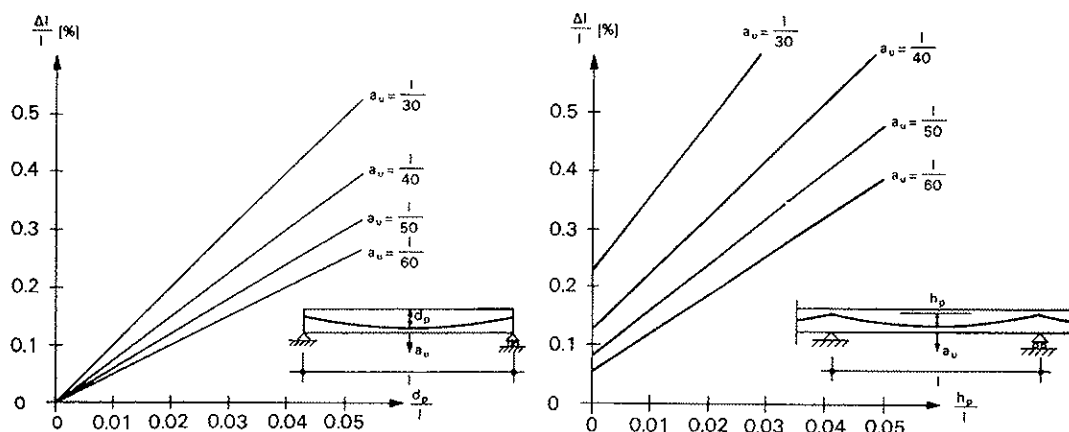


Figura 20. Método de cálculo del incremento de tensión en la armadura activa [12].

brana, caracterizado por un brusco incremento de las flechas y de la deformación del acero de pretensado.

4. La carga total que produce la rotura de la losa es de 18,1 kN/m², lo que supone un coeficiente de seguridad global de la estructura, entendido como la relación entre la carga última y la carga de proyecto, de 1,856. Este factor es inferior al que cabría esperar habiendo utilizado los criterios de proyecto habituales frente a flexión y punzonamiento. Ello es consecuencia del cambio de mecanismo resistente explicado arriba, lo que da lugar a una sollicitación a punzonamiento muy asimétrica y direccionada en el sentido longitudinal, y por ello mucho más desfavorable que la prevista.
5. El incremento máximo de tensión en el tendón de pretensado instrumentado es, en el momento anterior a la rotura, de 72,5 N/mm². Este incremento de tensión se muestra linealmente relacionado con la flecha medida en los vanos correspondientes al trazado del tendón.
6. La flecha máxima obtenida, justo antes de rotura, en la zona central de los recuadros, es de 21,2 mm, lo que representa una relación luz/230. Ello confirma que la fisuración producida, a pesar de estar concentrada, no provoca un mecanismo de colapso, manteniéndose en fase de post-fisuración una rigidez notable, debido al efecto membrana.
7. No se observa un aumento de la fisuración en las zonas de anclaje bajo los incrementos de carga hasta rotura. De ello se deduce que ha sido correcto el criterio de dimensionamiento de las armaduras pasivas de refuerzo en anclajes.
8. La previsión realizada mediante el método de los elementos finitos de lámina en régimen no lineal, en cuanto a $\Delta\sigma_p$, flechas y distribución de tensiones y reacciones, se ajusta bastante bien a la realidad. El cálculo realizado según este método, a pesar de trabajar con un modelo de fisuración distribuida, se aproxima correctamente a los fenómenos de cambio de rigidez.
9. Para garantizar el comportamiento previsto en proyecto, las losas deben incluir una armadura inferior, en las dos direcciones, en las zonas de momentos positivos. En las líneas interpilares, también se ha de colocar armadura superior, a base de barras dispuestas perpendicularmente al eje considerado. En ambos casos, una longitud de an-

claje de un tercio de la luz resulta adecuada.

10. Para controlar la fisuración inherente a la disposición de tendones planteada en este ensayo, debe colocarse una armadura perimetral, formada por 4 barras, dos superiores y dos inferiores, separadas por una distancia similar a las dimensiones de los pilares contiguos. También es recomendable disponer, al menos, dos tendones de pretensado en los bordes de la losa, que ayuden a evitar dicha fisuración.
11. De cara a evaluar la resistencia última a flexión es preciso realizar una estimación del incremento de tensión en los tendones no adherentes. Para su determinación se sugiere el uso de la formulación dada por FIP [10].
12. La comprobación de la seguridad frente a la rotura por punzonamiento, debe realizarse teniendo en cuenta la cantidad de armadura activa y pasiva colaborante en la resistencia. La formulación de ACI-ASCE [9] puede resultar insegura, lográndose mejores resultados con ecuaciones similares a la propuesta por FIP [10].
13. Un adecuado trazado de los tendones de pretensado a su paso por la conexión losa-columna, aumenta la respuesta frente a punzonamiento. Esto ocurre si se sitúa el punto de inflexión de los tendones en el cruce con la sección crítica y si se disponen tendones concentrados en bandas sobre las líneas de pilares.
14. La investigación realizada pone de manifiesto el satisfactorio comportamiento de las losas de hormigón pretensado con tendones no adherentes, tanto en rango de servicio como en rotura. Las características de este tipo de forjados hacen su utilización especialmente idónea en aquellos casos en que, existiendo cargas de importancia, se desee salvar luces considerables con cantos reducidos, manteniendo unos niveles óptimos de deformabilidad y fisuración.

AGRADECIMIENTOS

El presente artículo es el resultado parcial del proyecto de investigación PB87-0851, financiado por la Comisión Interministerial de Ciencia y Tecnología, del M.E.C. Asimismo, los autores desean agradecer a la CIRIT, de la Generalitat de Catalunya, y a las empresas Fomento de Construcciones y Contratas, Centro de Trabajos Técnicos e INTEMAC, su colaboración en el desarrollo de esta investigación experimental.

REFERENCIAS

1. MARTINEZ ABELLA, F., ROCA, P. y MARI, A.R., «Ensayos bajo cargas de servicio de una losa postensada con tendones no adherentes. Resultados experimentales y comparación con las predicciones analíticas», *Hormigón y Acero* n.º 187, pp. 31-55, Madrid 2.º trimestre 1993.
2. MARI, A.R., MURCIA, J., ROCA, P., VIVES, A. y ADELL, J.C., «Investigación teórica y experimental sobre el comportamiento de losas postensadas con tendones no adherentes para edificación. Planteamiento, objetivos, descripción de los ensayos y análisis estructural previo», *Hormigón y Acero* n.º 177, pp. 131-141, Madrid, 4.º trimestre 1990.
3. MARTINEZ ABELLA, F., «Investigación teórica y experimental sobre el comportamiento de losas de hormigón pretensado con armaduras postesas no adherentes», Tesis doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, julio 1993.
4. MARI, A.R., ROCA, P. y MARTINEZ ABELLA, F., «Experimental and analytical Study of a Post-Tensioned Flat Slab With Unbonded Tendons Under Vertical Service Loads», *FIP Notes* n.º 1993/4, pp. 5-9, Londres, 1993.
5. KINNUNEN, S., «Punching Of Concrete Slabs With Two-Way Reinforcement», *Kungliga Tekniska Hogskolan, Meddelande 41, Institutionen for Byggnadsstatik*, Estocolmo, 1963.
6. ROCA, P., «Un modelo de análisis no lineal para el estudio del comportamiento de estructuras laminares de hormigón armado y pretensado», Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 1988.
7. ZAHN, F.A. y GANZ, H.R., «Post-Tensioning in Buildings», *VSL Report Series 4.1*, VSL International Ltd., Berna, abril 1992.
8. «Post-Tensioned Flat-Slab Design Handbook», *The Concrete Society, Informe Técnico* n.º 25, Londres, enero 1984.
9. ACI-ASCE Committee 423, «Recommendations For Concrete Members Prestressed With Unbonded Tendons», *ACI Structural Journal*, pp. 301-318, Detroit, mayo-junio 1989.
10. FIP Commission On Practical Construction, «Recommendations For The Design Of Flat Slabs In Post-Tensioned Concrete (Using Unbonded And Bonded Tendons)», *Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP)*, Wexham Springs, mayo 1980.
11. «Design of Post-Tensioned Slabs», *Post-Tensioning Institute*, Glenview, 1977.
12. RITZ, P., MATT, P., TELLENBANCH CH., SCHLUB, P. y AEBERHARD, H.U., «Post-Tensioned Slabs», *Post-Tensioned Concrete In Building Constructions*, VSL International Ltd., Berna, enero 1985.
13. TAO XUEKANG, WANG YI, CHEM WENYI y LIU ZHIHAN, «Load Test Of Unbonded Partially Prestressed Flat Plate With Banded Tendons», *International Symposium on Modern Applications of Prestressed Concrete*, Beijing, septiembre 1991.
14. COMISION PERMANENTE DEL HORMIGON, «EH-91. Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa y armado», *Ministerio de Obras Públicas y Transportes*, Madrid, 1991.
15. COMISION PERMANENTE DEL HORMIGON, «EP-93. Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón pretensado», *Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente*, Madrid, 1993.
16. COMITÉ EUROPEO DE NORMALIZACION, «Eurocódigo n.º 2, Proyecto de estructuras de hormigón, Parte I: Prescripciones generales y prescripciones para edificación», *CEDEX*, Madrid, diciembre 1991.
17. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON, «CEB-FIP Model Code 1990», *Bulletin D'Information*, n.º 213/214, Lausanne, mayo 1993.
18. «Spannbeton, Bauteile Mit Vorspannung Ohne Verbund», *DIN 4227 Teil 6, German Code*, Entwurf, 1980.

RESUMEN

Este artículo es la continuación de los aparecidos en *Hormigón y Acero* en los números 177 y 187. Con él se completa la serie de artículos publicados en esta revista relativos al ensayo de una losa de hormigón pretensado, con armaduras activas no adherentes, de dimensiones 8,4 x 10,0 m² y sustentada sobre nueve pilares.

En primer lugar, se exponen los resultados del ensayo hasta rotura, que se alcanzó bajo una carga repartida, creciente, en los cuatro recuadros de la losa. Tal rotura se produjo por punzonamiento en el pilar central.

Las medidas tomadas durante el proceso de carga, han permitido describir detalladamente los fenómenos más característicos, que a su vez se han comparado con los resultados procedentes de un análisis numérico realizado por el método de los elementos finitos.

Fruto de esta experiencia, se recogen finalmente algunos de los aspectos más destacados que se deben considerar en el proyecto de este tipo de estructuras, incidiendo de forma especial en aquellos puntos que presentan alguna discrepancia entre las distintas recomendaciones internacionales.

SUMMARY

This paper is the continuation of papers No. 177 and 187 previously published in *Hormigón y Acero*. With this the series presented in this magazine on the testing of a prestressed concrete slab with unbonded tendons is completed. The slab was 8,4 x 10,0 m² and was supported by nine columns.

The paper describes the results obtained in the failure test performed with an increasing distributed load applied on the four panels of the slab. The failure was caused by punching at the central support.

The measurements obtained during the loading process allowed the detailed description of the most characteristic phenomena observed. These experimental results have been compared to numerical analysis based on the finite element method.

As a consequence of this study, some of the most remarkable aspects to be considered in the design of this kind of structures are presented. Special attention is given to aspects showing lack of agreement between international recommendations.

* * *

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC) CEMCO-95

XIII Curso de Estudios Mayores de la Construcción Madrid-España: del 17 de marzo al 30 de junio de 1995

Presentación del curso

El Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja anuncia la celebración del XIII CEMCO-95, que se desarrollará en los meses de marzo, abril, mayo y junio de 1995.

La matrícula está limitada a 30 asistentes iberoamericanos y a 20 asistentes españoles bajo la fórmula de seminarios sueltos o grupos de seminarios.

Lugar y duración del curso

Se impartirá en el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja:

C/Serrano Galvache, s/n. 28033 Madrid.

Tel.: 302 04 40 (212 y 237). Fax: 302 07 00.

Prefijo nacional: 91. Prefijo internacional: 34-1.

Comenzará el 17 de marzo y terminará el 30 de junio de 1995.

Cuota de inscripción

Para postgraduados iberoamericanos, la cuota de inscripción es de 300.000 pesetas para el curso completo de dieciséis seminarios. Dará derecho a participar en todas las actividades del curso, viajes incluidos, a recibir la documentación correspondiente y al beneficio de asistencia sanitaria, además de seguro de enfermedad, por fallecimiento e invalidez, que cubrirá la duración completa del curso.

El 50 por 100 de la cuota de inscripción deberá ingresarse, por transferencia, antes del 31 de enero de 1995. El 50 por 100 restante se ingresará antes del 28 de febrero de 1995, también por transferencia, en el:

BANCO ESPAÑOL DE CREDITO

Cuenta corriente nº 0030/1125/13/0870000/271

Nombre: CEMCO-95. CSIC (Instituto Eduardo Torroja)

Sucursal Urbana Potosí

C/Bolivia, 11

28016 Madrid

España

El incumplimiento de estos pagos y plazos imposibilitará la formalización de la matrícula en el CEMCO.

Inscripción

Los interesados en asistir al Curso CEMCO-95 deberán enviar la ficha de preinscripción debidamente cumplimentada antes del 15 de enero de 1995 a:

Secretaría de CEMCO-95:

Rosa M^a Rodríguez Beltrán

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja

Apartado 19002

28028 Madrid

España

Horario

Las actividades CEMCO se desarrollarán, fundamentalmente, de 9.30 h a 18.00 h., con interrupciones para tomar café (11.30 h. a 12.00 h.) y para almorzar (14.00 h. a 15.00 h.). Las clases teóricas serán de lunes a miércoles, y las prácticas, mesas redondas, exposiciones, conferencias, visitas, etcétera, se realizarán los jueves y viernes. Al inicio de cada semana se entregará a los participantes un programa-horario.

Visitas

Se han programado ocho visitas a obras, fábricas y entidades relacionadas con la construcción. Dichas visitas, tendrán lugar, normalmente, en la mañana de los viernes, ampliándose a la tarde en función de la distancia.

Viajes

Se han programado dos viajes de carácter técnico cultural. Los gastos de desplazamiento, hoteles y parte de la pensión alimenticia están cubiertos por la cuota de inscripción.

Conferencias

Como actividad complementaria de los seminarios, se está programando un ciclo de conferencias de interés general (científicas y culturales).

Diploma

A todos los participantes del CEMCO-95 que asistan a las clases teóricas y prácticas se les entregará un **Diploma** acreditativo.

PROGRAMA

Títulos de los temas y fechas de Seminarios CEMCO-95

S1. Integración de las aplicaciones informáticas para el proceso constructivo completo.
(20, 21 y 22 de marzo).

S2. La humedad en la edificación.
(27, 28 y 29 de marzo).

S3. Conservación del Patrimonio Histórico. Técnicas avanzadas aplicadas al diagnóstico y restauración de materiales.
(3, 4 y 5 de abril).

S4. Evaluación estructural. Patología, diagnóstico y soluciones de intervención.
(17, 18 y 19 de abril).

S5. Tecnología de reparación de estructuras de hormigón.
(24, 25 y 26 de abril).

S6. Características y durabilidad de conglomerantes hidráulicos.
(27, y 28 de abril).

S7. Hormigones de altas prestaciones y hormigones especiales.
(8, 9 y 10 de mayo).

S8. Pavimentos tratados con cemento.
(11 y 12 de mayo).

S9. Seguridad en la construcción.
(16, 17 y 18 de mayo).

S10. Intervención en el Patrimonio Histórico Monumental.
(22, 23 y 24 de mayo).

S11. La directiva comunitaria de productos de la construcción.
(29 y 30 de mayo).

S12. Sistemas de construcción no tradicionales. Documentos de Idoneidad Técnica.
(5, 6 y 7 de junio).

S13. Avances tecnológicos y aplicaciones en el campo de los materiales cerámicos, vidrios, fibras y composites en la construcción.
(12, 13 y 14 de junio).

S14. Construcción actual de muros de carga.
(19, 20 y 21 de junio).

S15. Las instalaciones mecánicas del edificio.
(22 y 23 de junio).

S16. Responsabilidad civil y seguro en edificación.
(26, 27 y 28 de junio).

Director del curso: **José Pedro Gutiérrez Jiménez**, Dr. Ing. de Caminos.

Coordinadora: **M^a Teresa Solesio de la Presa**, Lda. en Historia.

Comisión de directores de seminarios:

S1. **Alfonso Recuero Forníes y Olga Río Suárez**, Drs. Ings. de Caminos.

S2. **Angel Palomo Sánchez**, Dr. en Ciencias Químicas y **Antonio Ruiz Duero**, Dr. Arquitecto.

S3. **M^a Teresa Blanco Varela, Francisca Puertas Maroto y M^a Isabel Sánchez de Rojas**, Dras. en Ciencias Químicas.

S4. **José Pedro Gutiérrez Jiménez y Francisco Morán Cabré**, Drs. Ings. de Caminos.

S5. **Olga Ríos Suárez**, Dra. Ing. de Caminos y **M^a Cruz Alonso Alonso**, Dra. en Ciencias Químicas.

S6. **Sara Goñi Elizalde y Tomás Vázquez Moreno**, Drs. en Ciencias Químicas.

S7. **Antonio Ruiz Duerto**, Dr. Arquitecto y **Marcos Rubén Bollati Pato**, Ing. de Caminos.

S8. **Cecilio López Hombrados y Marcos Rubén Bollati Pato**, Ings. de Caminos.

S9. **Manuel Olaya Adán**, Ldo. en Ciencias Físicas y Dr. en Derecho.

S10. **M^a del Pilar de Luxán Gómez del Campillo**, Dra. en Ciencias Químicas.

S11. **M^a del Carmen Andrade Perdrix**, Dra. en Química Industrial y **Aurelio Alamán Simón**, Dr. Ing. Industrial.

S12. **Antonio Blázquez Morales**, Arquitecto.

S13. **Jesús M^a Rincón López**, Dr. en Ciencias Químicas.

S14. **Antonio Ruiz Duerto**, Dr. Arquitecto.

S15. **José Luis Esteban Sáiz**, Dr. Ing. Industrial.

S16. **Manuel Olaya Adán**, Ldo. en Ciencias Físicas y Dr. en Derecho y **Antonio Ruiz Duerto**, Dr. Arquitecto.

Viaducto sobre el río Gor

E. Javier Ayala (ICCP)
IBERINSA

José María Creus (ICCP)
ENTRECANALES Y TAVORA, S.A.

I. INTRODUCCION

El Viaducto sobre el río Gor está situado en la Autovía A.92, entre Guadix y Baza, salvando el valle del mismo nombre a 85 m de altura sobre su fondo.

Perteneciente al tramo de autovía Rambla del Grao - Rambla del Baul, fue puesto en servicio en diciembre de 1992.

En el presente artículo se comentan los aspectos más interesantes del planteamiento, proyecto y construcción del puente, con especial incidencia en las singularidades que lo diferencian de otros del mismo tipo. Se analizan, entre otras cosas, la integración del puente en el entorno; la realización del proyecto con criterios de diseño que faciliten la construcción y la organización de la obra; y los medios auxiliares utilizados.

2. PLANTEAMIENTO

2.1. Estudio de alternativas

Se consideró que el tablero de hormigón «in situ» con sección en cajón, era el más adecuado en este caso, por razones tales como las luces aconsejables (mayores de 50 m dada la altura de pilas), las dificultades de transporte y montaje de elementos prefabricados (accesos difíciles a la obra) y la durabilidad (clima severo en invierno, con altitud de 1200 m).

El estudio de tipologías se centró en aquellas que ofrecían ventajas desde el punto de vista económico y cumplían con las premisas anteriores:

Voladizos sucesivos, con canto variable, para luces grandes; y canto constante, construido por empuje, para luces más reducidas.

En relación a la distribución de luces, se estudiaron varias posibilidades (figura 1), contemplándose asimismo la resolución del tablero con un solo cajón, de grandes alas rigidizadas mediante apuntalamiento o nervado, o dos cajones independientes.

2.2. Elección de la solución

Pese a la gran altura de las pilas, la solución más ventajosa correspondía a la de luces más reducidas, resuelta, como se ha indicado antes, con un tablero empujado.

Respecto a la integración en el entorno, que en principio parecería más conseguida si las luces fuesen grandes, se pensó que podría resolverse adecuadamente, en esta solución de luces reducidas, manejando las proporciones de los elementos para eliminar sensación de pesadez y consiguiendo un efecto de esbeltez en las pilas variable con su altura. Hay muchos ejemplos de puentes con esta relación luz-altura máxima de pilas, en valles en «V», cuya incorporación al paisaje es perfecta. En la foto 1 podemos observar el efecto, sobre el entorno, de la distribución de pilas adoptada en nuestro caso.

En cuanto a la forma de resolver la sección transversal se eligió la solución de dos cajones independientes, por necesitar de medios auxiliares más reducidos y con reutilización, aparte de la ventaja que siempre supone no trabajar en solu-

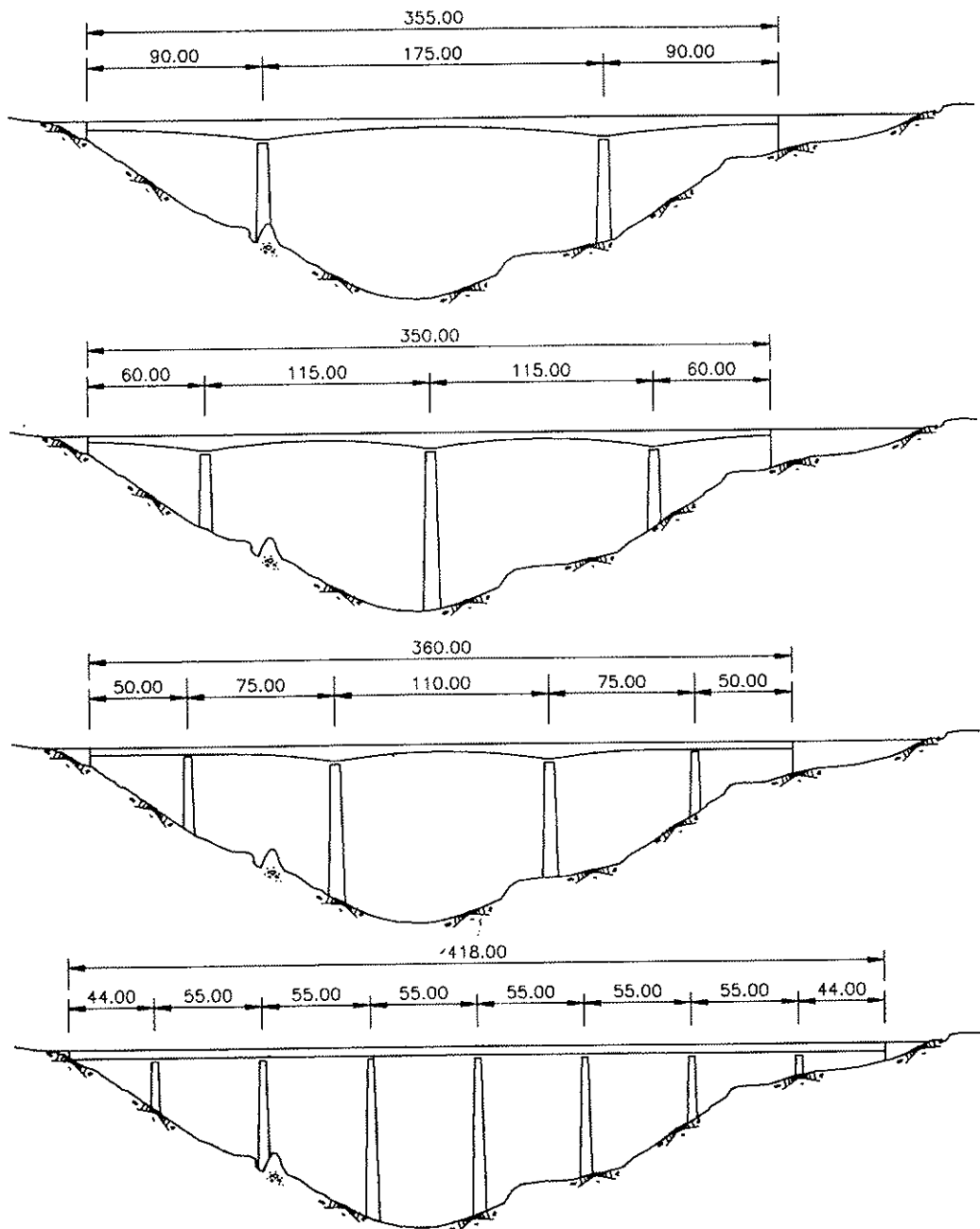


Figura 1. Alternativas estudiadas.

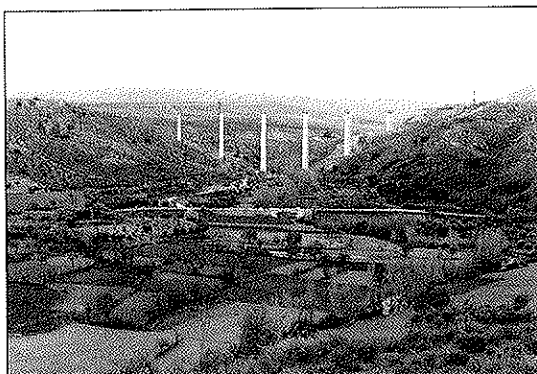


Foto 1. Vista del entorno.

ciones al límite, como sería el caso de un cajón con anchura de losa superior de 26 m.

3. PROYECTO

3.1. Descripción

En línea con lo indicado en el apartado anterior, la solución finalmente adoptada fue la de puente con tablero continuo, de sección en doble cajón, de canto constante, en hormigón postensado, construido por el método de empuje desde

un estribo, con ayuda de una nariz metálica, y con alzado longitudinal según la figura 2.

La cimentación se proyectó directa en una de las laderas y pilotada en la otra, dada la diferente geología del terreno a uno y otro lado del valle.

Se escogió el estribo situado en la ladera rocosa, como punto donde situar los gatos de empuje y punto fijo del tablero en servicio, anclándolo al terreno con 40 tendones de 6 \varnothing 0,6". La fuerza horizontal que tiene que resistir el estribo durante el empuje, alcanza sólo el 20% de la de servicio, dado el elevado grado sísmico de la zona (grado VIII).

Las pilas se diseñaron de dos fustes, cada uno soportando un cajón, con sección rectangular hueca, de espesor de pared 0,33 m y dimensión longitudinal variable, con 2,50 m en su parte superior y pendiente en las caras transversales del 2%.

Los apoyos son deslizantes, de neopreno confinado y teflón, capaces de transmitir transversal-

mente en las pilas los esfuerzos correspondientes. En estribos se disponen topes transversales, de neopreno zunchado y teflón, para guía del tablero. La fijación longitudinal de éste al estribo se realiza por medio de tendones de postensado, interponiendo elementos de neopreno zunchado en la junta entre ambos. Se disponen 12 tendones de 16 \varnothing 0,6" por cajón, en conductos con grasa anticorrosiva, ascendiendo la fuerza horizontal que hay que resistir a 2.000 t.

La entidad de las acciones transversales de origen sísmico, obligó a realizar un cálculo dinámico de la estructura completa, que dio como resultado unos torsos importantes en los vanos extremos del tablero y unos cortantes, en cabeza de pilas, mucho mayores en las pilas extremas, más cortas y, por lo tanto, más rígidas, que en las interiores.

El tablero tiene una pendiente transversal del 5%, siendo nula la longitudinal. La figura 3 muestra su sección transversal por el eje de pila. La relación canto-luz es cercana a 1/15. El radio de curvatura en planta es de 600 m.

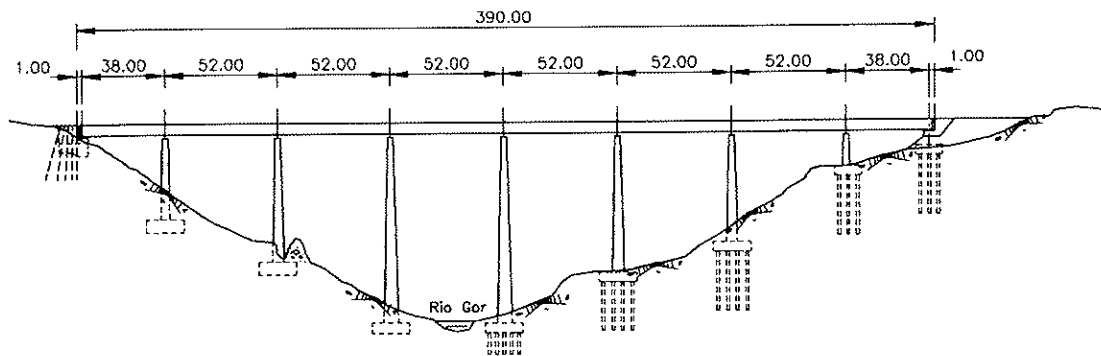


Figura 2. Sección longitudinal.

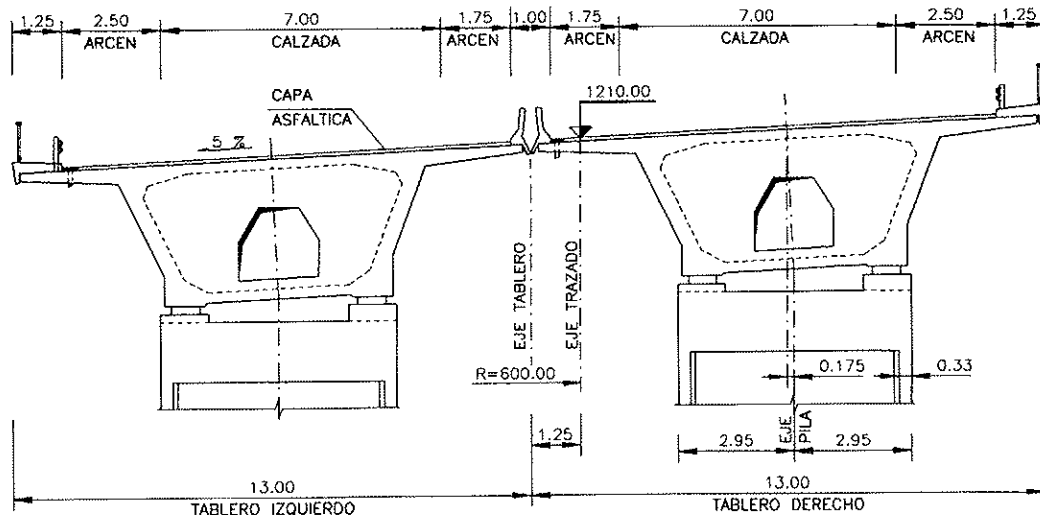


Figura 3. Sección transversal por pila.

Los dos cajones que conforman el tablero son iguales, salvo en lo que su radio de curvatura en planta les afecta. Los ejes transversales de pilas son radiales, por lo que las dimensiones longitudinales de uno y otro cajón difieren convenientemente. Cada cajón es simétrico respecto a su eje, inclinado un 5%, con la excepción de los tacones de las bandas de deslizamiento.

En la figura 4 se indican las dimensiones generales y espesores de la sección transversal del cajón, junto con la disposición de los tendones de postensado.

Los tendones situados en las losas superior e inferior se tesan y acoplan cada dos dovelas, disponiendo los anclajes alternados al 50% en cada frente de dovela. Su trazado es paralelo al eje longitudinal del cajón.

Las dos primeras dovelas, por estar sometidas durante la construcción a esfuerzos mayores que el resto, tienen unos tendones de refuerzo situados en las almas.

El cajón se ha proyectado para resistir las cargas de servicio con postensado axial, exclusivamente, no existiendo, por tanto, tendones de trazado sinusoidal que complementen los descritos en párrafos anteriores. El cajón se empuja con todo su postensado.

Esta disposición penalizaba la cuantía de acero activo en 2,5 kg/m², pero se consideró mayor la repercusión económica de las ventajas obtenidas con la simplificación introducida en la construcción.

En realidad, los tableros empujados tienen una rigidez tal, que gran parte del efecto del momento flector de postensado se pierde. Esta misma rigidez hace que, en nuestro caso, las deformaciones instantáneas sean pequeñas, y que las deformaciones diferidas no alcancen valores fuera de los habituales en tableros de puente.

Por otra parte, con esta disposición se dejan las almas del cajón libres de conductos de postensado.

3.2. Sistema constructivo del tablero

El tablero ha sido proyectado para ser construido por el método de empuje (foto 2), adoptándose criterios de diseño encaminados a facilitar lo más posible la construcción.

Se ha dividido todo él en dovelas de 26 m, correspondiendo dos dovelas a los vanos interiores y dovela y media a los extremos, de forma que el número de éstas es mínimo y en ninguna sección crítica, bien sea centro de vano o eje de apoyos, existen juntas de construcción.

La sección transversal es constante, sin resalto alguno, lo que simplifica grandemente el encofrado.

El diseño de la armadura de diafragmas interiores permite la ejecución de éstos en fase posterior al resto de la dovela.

Al no existir tendones de postensado de trazado curvo, se evitan las labores de enfilado, tesado e inyección posteriores a la finalización del empuje del tablero, que deberían ser realizadas desde dentro del cajón.

Los gatos de empuje se han ubicado sobre los contrafuertes del estribo, aprovechando que éstos son necesarios para resistir las fuerzas horizontales en servicio.

Los apoyos utilizados durante el empuje son los definitivos, con una chapa superior de acero inoxidable, para permitir el deslizamiento de las almohadillas de neopreno-teflón.

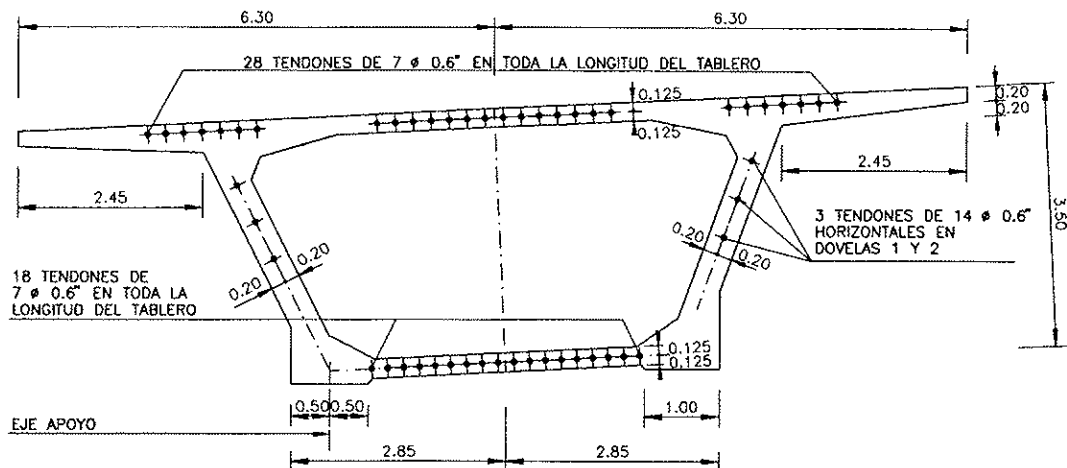


Figura 4. Dimensiones y postensado del cajón

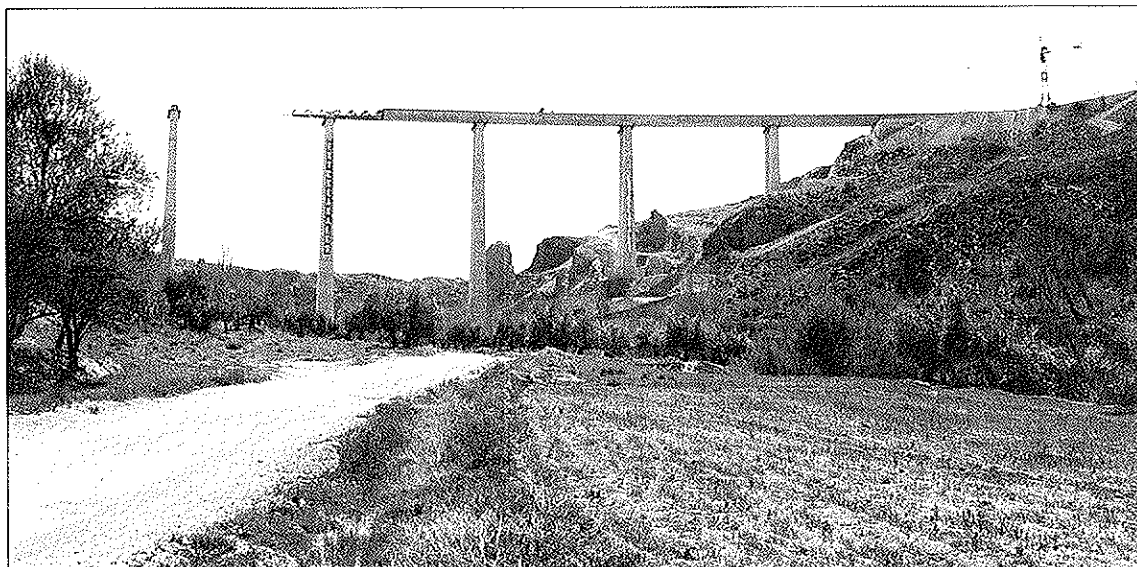


Foto 2. Avance del tablero.

3.3. Cuantías de materiales

Las cantidades de materiales del tablero, por metro cuadrado, son las siguientes:

Hormigón H-350.....	0,67 m ³ /m ²
Acero pasivo AEH-500	87 kg/m ²
Acero activo Grado 270.....	27 kg/m ²

4. CONSTRUCCION

4.1. Cimentaciones y Pilas

Al iniciar la ejecución de las cimentaciones se puso en marcha una intensa campaña de reconocimientos del terreno, con vistas a asegurar el cumplimiento de las exigencias que, en cuanto a asientos, presenta este tipo de estructuras.

Por asentarse las cimentaciones directas en una zona con agrietamientos y señales de karstificación de los niveles dolomíticos, y para asegurar su correcto apoyo, se procedió a realizar una malla de taladros, en toda la base de la zapata, inyectándolos con lechada de cemento, en varias pasadas.

Asimismo, se aseguró el correcto agarre en el terreno de los anclajes del estribo de lanzamiento, mediante ensayos de permeabilidad a presión. Si el resultado no era satisfactorio se procedía a inyectar el taladro y reperforarlo, lo que hubo de hacerse en un 70% de los casos.

En las cimentaciones profundas, para disminuir al máximo los asientos y aumentar la relación entre las resistencias de punta y de fuste, se utilizaron células de precarga, en las puntas de pilotes. Estas consistían en una cesta de grava, in-

yectada con lechada de cemento, con posterioridad a la ejecución del pilote, hasta alcanzar 60 kg/cm² de presión o levantar el pilote 2 mm (figura 5).

Las pilas se ejecutaron por el sistema de encofrados deslizantes, levantando a la vez los dos fustes por medio de moldes independientes, unidos por una pasarela. El ritmo de ascensión del molde fue de 4 m por día.

4.2. Tablero

El tablero se construyó entre enero y noviembre de 1992, ejecutando primero un cajón y posteriormente su gemelo, con reutilización de los medios auxiliares.

La ejecución comenzó con la construcción de la obra civil del parque de dovelas, y el montaje del encofrado y carretón de transporte de ferralla (foto 3 y figura 6).

En el montaje del parque se exigió una gran precisión tanto en el replanteo como en la nivelación de los carriles de deslizamiento, lo que redundó en que el empuje se hiciera sin grandes dificultades.

Las dovelas salían del parque, una vez abiertos los encofrados, apoyadas sobre placas de deslizamiento situadas bajo las almas. Estas se apoyaban en dos carriles, en lugar de uno, para asegurar una mayor indeformabilidad del encofrado en las bandas de deslizamiento de la base del tablero.

Se optó por dar 1 m más de longitud al parque que a la dovela, para que el extremo de ésta permaneciera siempre apoyada en él.

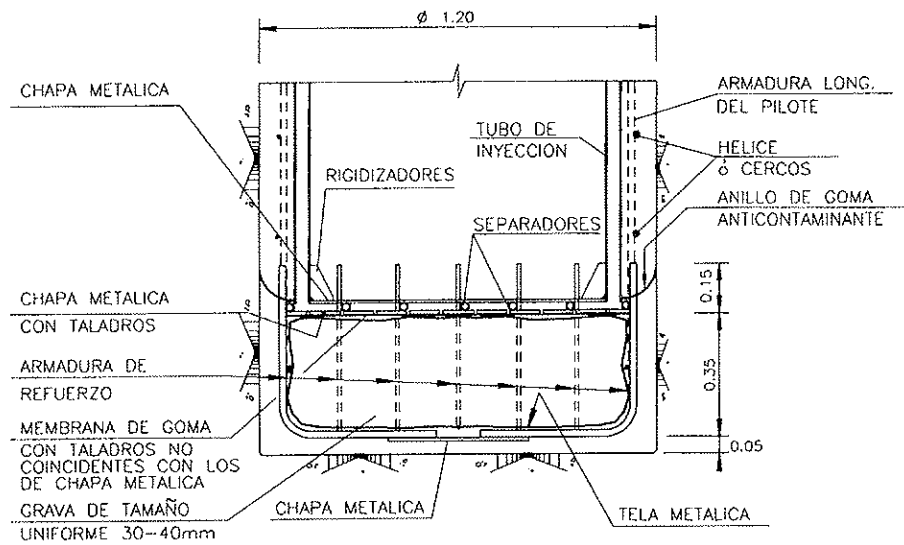


Figura 5. Cesta de grava.

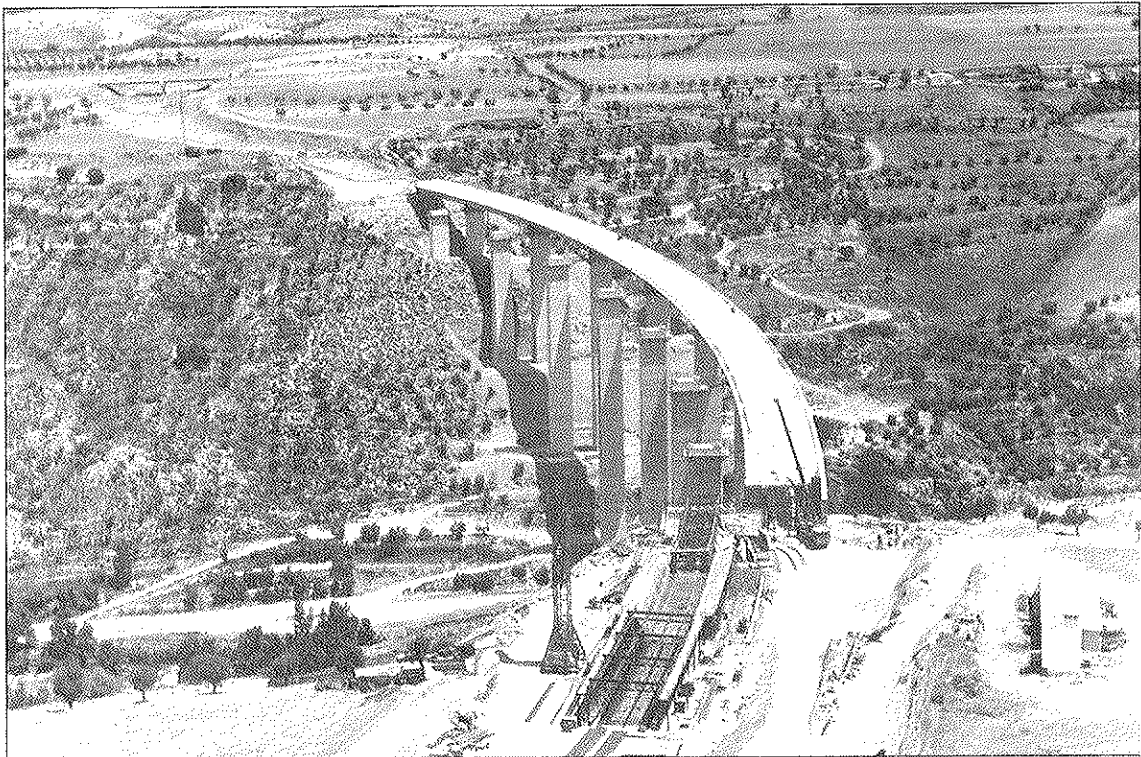


Foto 3. Puente y parque de fabricación.

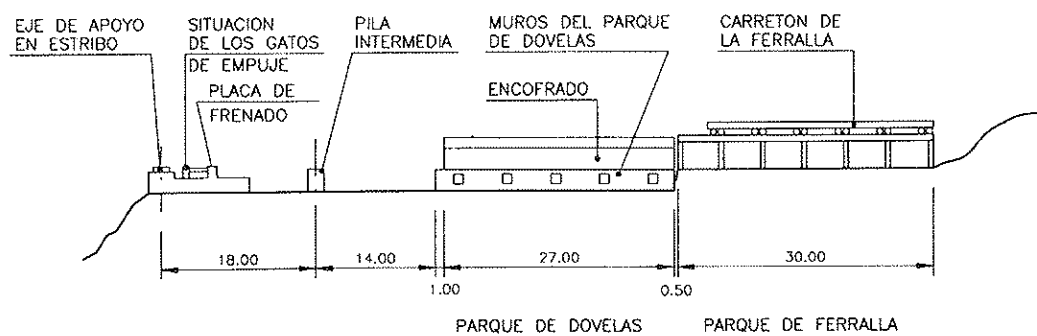


Figura 6. Parque de fabricación.

El encofrado montado en el parque permite la adaptación a los diferentes radios de los dos cajones, simplemente por ajuste de husillos.

Para ejecutar cada dovela se sitúa en el molde la ferralla de losa inferior y almas, por medio del carretón; se hormigona la losa inferior y se mueven sobre ella los carros de encofrado interior, procediendo posteriormente a completar el ferrallado y a hormigonar la losa superior y almas para, a continuación, realizar el tesado y empuje de la dovela a sección completa.

En las dovelas con diafragma, éste se ejecutaba con posterioridad al resto de la dovela, para no interferir con los carros de encofrado interior. Su hormigonado se realizaba, por medio de una ventana dejada al efecto en la losa superior, el mismo día en que se hormigonaban las almas y losa superior de la siguiente dovela.

Los carros de encofrado interior se colocaban, con el auxilio de la grúa torre, en su posición en la primera dovela, y ya no era necesario sacarlos hasta antes de ejecutar el diafragma final de cierre en la última.

Esta última dovela se ejecutaba en dos fases, una primera, de 24 m de longitud, por el sistema habitual, y una segunda, que consistía en el ferrallado, encofrado y hormigonado del diafragma final de cierre.

El equipo de empuje estaba formado por dos juegos de gatos conectados a una misma central hidráulica. Cada juego de gatos constaba de un gato de elevación, de 800 t de carga máxima, y dos gatos horizontales, de 155 t de fuerza máxima de empuje cada uno. El funcionamiento, ya conocido, se describe en la figura 7.

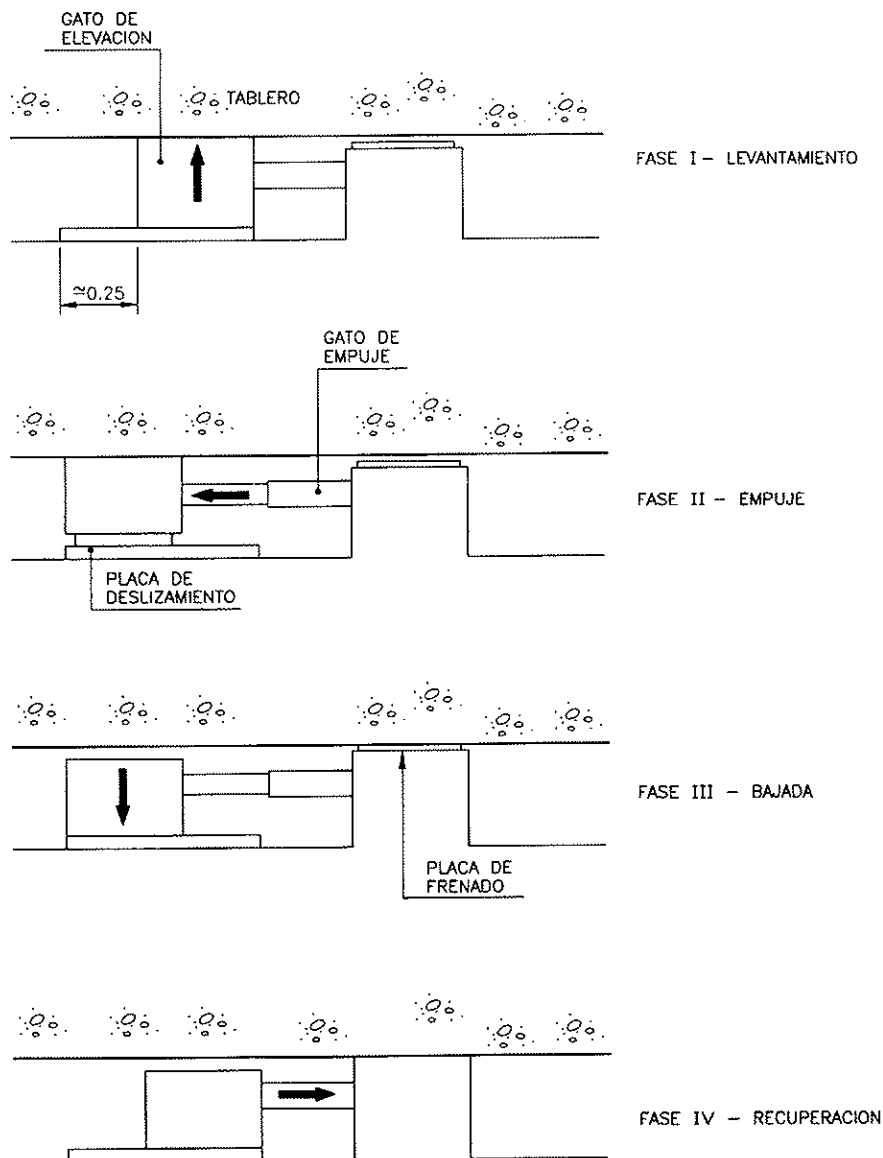


Figura 7. Funcionamiento de los gatos de empuje.

Este sistema ofrece una gran precisión en los movimientos, con posibilidad de efectuar el empuje a dos velocidades, cambiando de la una a la otra según se desee, y de dar marcha atrás si en algún momento así se requiere.

Al principio y final del lanzamiento, cuando el peso sobre el gato no era todavía suficientemente alto, se utilizaron cables de arrastre.

En el gráfico de la figura 8 se observa la variación de la fricción total a lo largo del proceso de

empuje, representando esta fricción total la suma de la que ofrece el arrastre sobre placas de deslizamiento de la dovela en el parque y la correspondiente a los aparatos de apoyo. Se representan sus valores en el inicio y final del movimiento, en cada empuje de dovela.

El ritmo de ejecución fue de una dovela por semana. En el gráfico de la figura 9 se puede contemplar el plan de trabajos semanal. El tiempo transcurrido entre el último empuje en el primer cajón y el primero en el cajón gemelo fue de un mes.

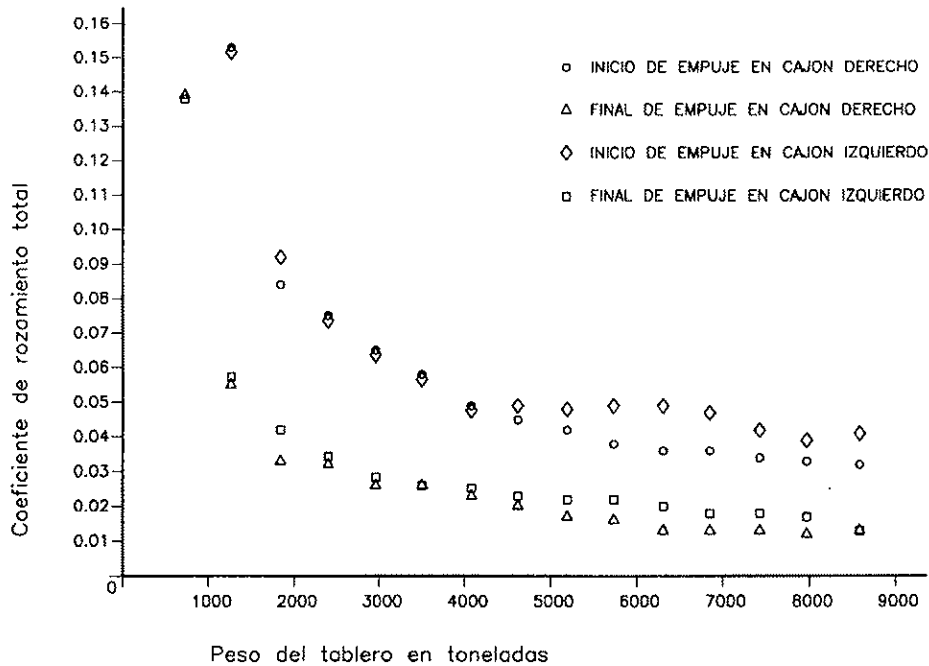


Figura 8. Coeficientes de rozamiento.

	LUNES	MARTES	MIÉRCOLES	JUEVES	VIERNES	SABADO	DOMINGO
EMPUJE	■						
POSICIONADO MOLDE EXTERIOR E INTRODUCCION FERRALLA PREF.		■					
ENCOFRADO Y HORMIGONADO LOSA INF.		■					
POSICIONADO ENCOFRADO INTERIOR			■				
FERRALLA LOSA SUPERIOR				■			
HORMIGONADO LOSA SUP. Y ALMAS					■		
DESENCOFRADO						■	
TESADO							■

Figura 9. Plan de trabajos para ejecución del tablero.

El guiado se realizó por medio de topes laterales con chapa de acero inoxidable, e inclusión de almohadillas de neopreno-teflón (foto 4). No se guió la nariz metálica.

La nariz de lanzamiento, consistente en una estructura metálica triangulada, de 32 m de longitud y 52 t de peso, fue ejecutada íntegramente en taller y transportada en una sola pieza a la obra.

La situación del equipo de empuje, por detrás del apoyo en el estribo, requirió la colocación, en la última dovela, de una estructura metálica, de 6,20 m de longitud, para posibilitar el arrastre final sin modificar la posición de los gatos.

4.3. Remates

Una vez terminado el empuje, se procedió a ejecutar la parte superior de los estribos, levantar el tablero pila por pila para retirar almohadillas y lámina de acero inoxidable de los apoyos, fijar éstos al cajón, tesar en 2.ª fase los anclajes al terreno del estribo de lanzamiento y fijar a éste el tablero.

5. PARTICIPANTES

El proyecto del puente fue desarrollado en la empresa consultora IBERINSA, con la particular

implicación de los ingenieros A. Martín Paredes, F. López Puerta y A. Moriñigo.

La dirección de obra fue llevada a cabo por los ingenieros de la Junta de Andalucía P. Jiménez Moreno de Barreda y J. Bordallo Campos, con la asistencia de A. Pérez Vega.

La empresa constructora fue ENTRECANALES Y TAVOR, S.A., actuando como ingeniero jefe de obra J. M. Creus.

El sistema de pretensado, apoyos y gatos para empuje del tablero fueron suministrados por CTT.

En el control de la obra participaron A. Ortega por parte de OFITECO y F. Ortiz por parte de Laboratorio de la Junta de Andalucía.

RESUMEN

El Viaducto sobre el río Gor está situado en la Autovía A.92, en el tramo entre Guadix y Baza, salvando el valle del mismo nombre, a 85 m de altura sobre su fondo.

En el planteamiento de la obra se estudiaron diversas tipologías de puente, adoptándose finalmente la de puente con tablero continuo, de sección en cajón, de canto constante, de hormigón postensado, construido por el método de empuje, desde un estribo, con ayuda de una nariz metálica.

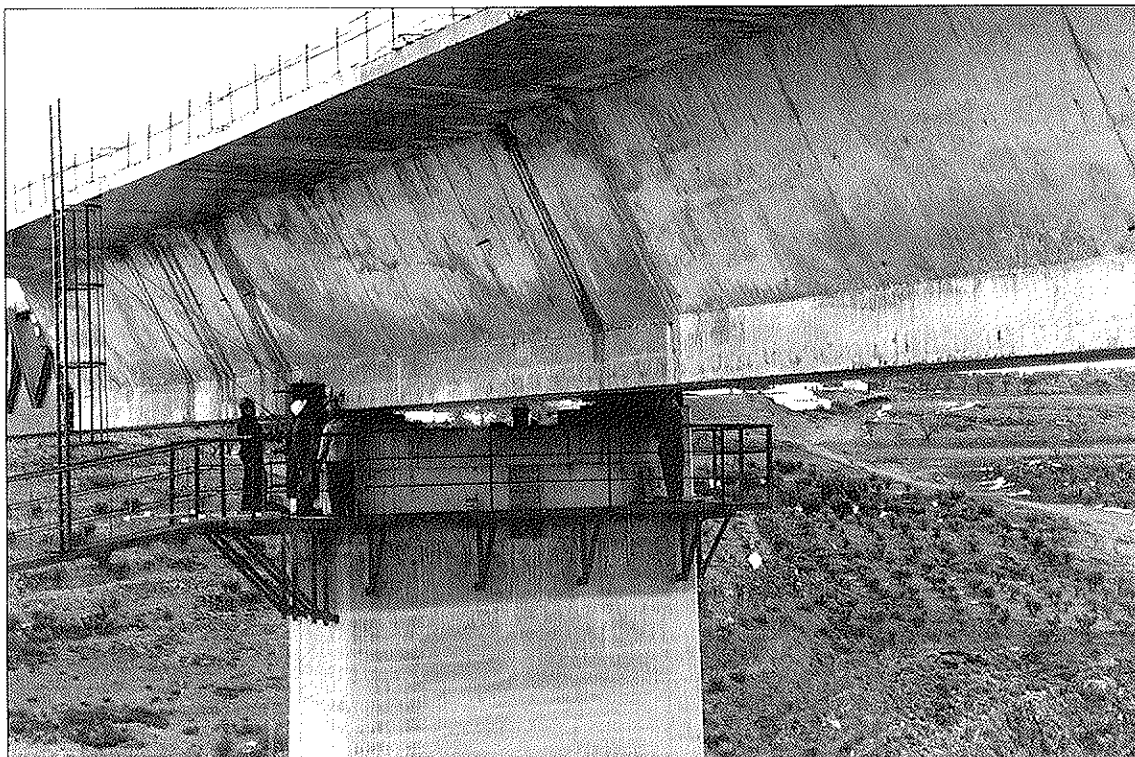


Foto 4. Paso del tablero por pila.

La estructura se ha resuelto por medio de dos tableros curvos independientes, de 600 m de radio, con 6 vanos interiores de 52 m, y vanos extremos de 38 m de luz, que completan los 388 m de longitud del puente.

En el presente artículo se comentan los aspectos más interesantes del planteamiento, proyecto y construcción del puente, con especial incidencia en las singularidades que lo diferencian de otros.

SUMMARY

The Gor River Bridge is located in the A.92

Highway, between Guadix and Baza cities. It crosses the walley 85 m high.

Different alternates were compared at the preliminary studies. A segmental prestressed concrete box girder bridge was finally selected.

Twin decks of 600 m radius, with 3,50 m depth, were launched from an abutment. A forward steel nose was used.

Total length of the bridge is 388 m, divided into 6 internal spans of 52 m and end spans of 38 m.

This paper deals with the most interesting aspects of the preliminary studies, final design and construction of the bridge, with particular incidence on singularities.

* * *

NUEVA PUBLICACION DEL MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, TRANSPORTES Y MEDIO AMBIENTE

"INDICES DE DISPOSICIONES RELACIONADAS CON LA EDIFICACION. Legislación de las Comunidades Autónomas"

Esta publicación mantiene la idea básica de recoger toda la normativa vigente relacionada con la edificación, pero en esta octava edición, y dado el enorme material normativo procedente de las Comunidades Autónomas, se ha considerado oportuno elaborar dos publicaciones independientes: una dedicada a la legislación del Estado, que se presentó el pasado mes de enero, y otra dedicada a la legislación de las Comunidades Autónomas, que es la que ahora se presenta.

Este trabajo, que actualiza la edición anterior, pone a disposición del profesional un índice selec-

tivo de la legislación vigente que afecta al sector de la edificación.

Ordenado alfabéticamente por Comunidades Autónomas, cada una de ellas se estructura en varios apartados, cuya denominación coincide con los apartados en los que se ordena la legislación del Estado.

Los interesados en adquirir este libro, deberán dirigirse, por escrito o telefónicamente, a:

"Centro de Publicaciones del Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente".

Paseo de la Castellana, 67
28071 Madrid
Tel.: 597 64 49

Puente del Arenal, en Córdoba

Julio Martínez Calzón
Dr. Ingeniero de Caminos

(MC-2 Estudio de Ingeniería. Madrid)

La estructura del puente se encuadra dentro de una línea tipológica desarrollada por el autor, en colaboración con José A. Fernández Ordóñez, en otras obras previas de gran importancia, consistente en la utilización combinada de grandes elementos de hormigón vinculados con dinteles mixtos, pretensados, en cajón, con doble acción mixta, y realizados mediante combinación de las técnicas de voladizos sucesivos con dovelas metálicas, y el posterior montaje de grandes subconjuntos metálicos, que cierran la estructura y permiten la ejecución final, sin apeos, del resto de la losa de hormigón del tablero.

En el caso presente, la macla de hormigón y acero estructural se intensifica al máximo, disponiéndose en una total interacción longitudinal y transversal, dando lugar a una gran viga continua especial, de canto estructural fuertemente variable. Sin embargo, al exterior, su visión presenta una expresión totalmente diferente, con un planteamiento de carácter postmoderno que, resaltando conceptos y aspectos formales básicos planteados en el diseño, apenas desvela el esquema estructural de la obra.

Los conceptos fundamentales que han presidido el diseño consisten en potenciar, por una

parte, un carácter de sencillez aparente (figura 1); y por otra, resaltar fuerte y decididamente la presencia del sistema metálico, a través de una marcada continuidad del mismo, con una clara separación respecto al sistema inferior de hormigón, con el cual se macla, mediante un apreciable retranqueo o escalonamiento transversal entre ambos materiales (figura 2).

De esta manera, se logra formalizar un elemento de gran continuidad y esbeltez, que se apoya levemente sobre dos grandes cálices de hormigón blanco, que impulsan el salto del acero a través de sus bordes superiores muy inclinados.

Otro de los aspectos planteados, que amplía el carácter postmoderno indicado, radica en una buscada modificación visual de la distribución de cantos a lo largo de la pieza metálica, con una disposición muy esbelta de sus vanos extremos, en un efecto como de alas de un vano central con leve variación en su canto, que le apartan de los diseños clásicos de la viga continua, en un intento —en general presente en nuestra obras— de crear una leve inquietud a través de las proporciones o de las angulaciones.

Esta disposición elegida es fruto también del intento de aprovechar, en la mejor manera posi-

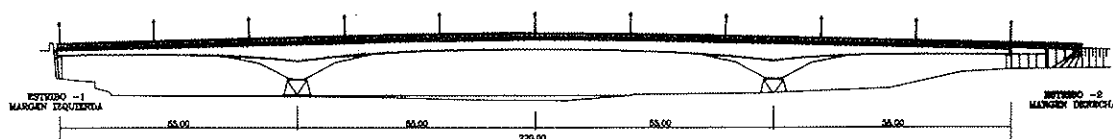


Figura 1. Alzado.

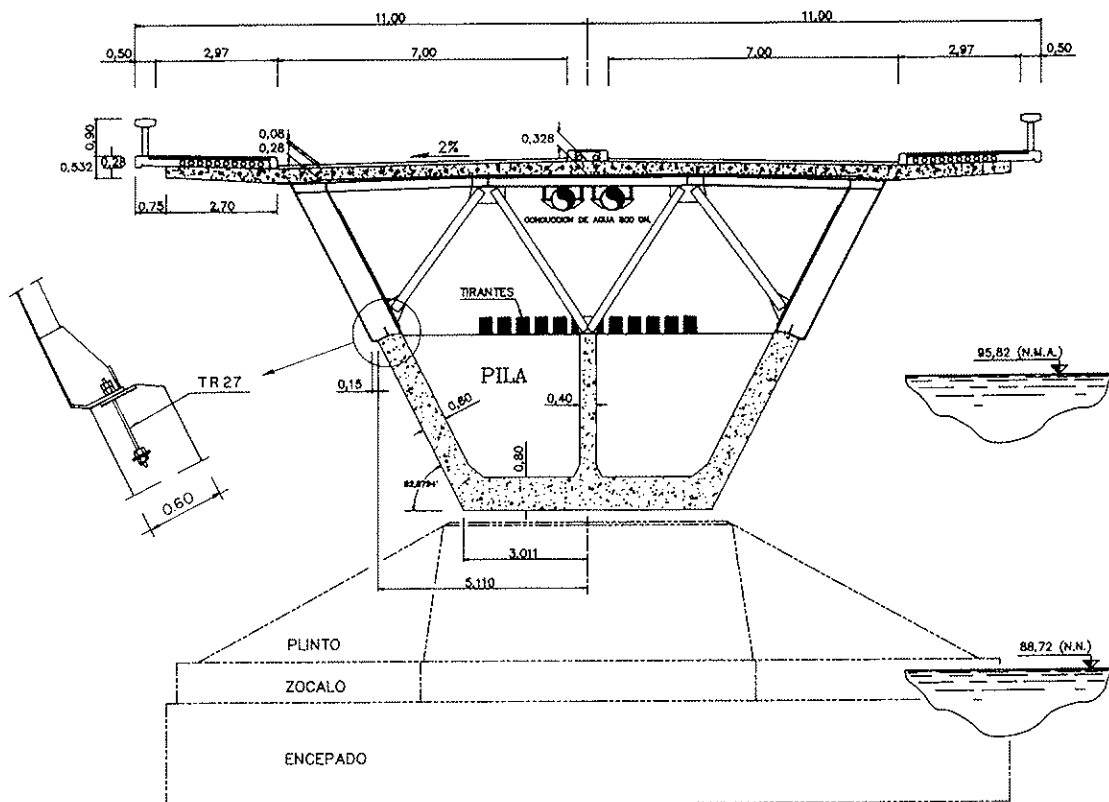


Figura 2. Sección por pila y detalle de retranqueo.

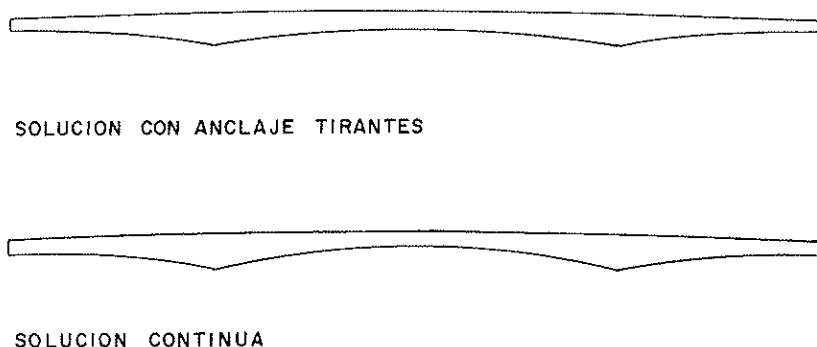


Figura 3

ble, el trabajo de los diferentes materiales, de forma que a pesar de las grandes esbelteces de los vanos ($L/24$ en el lateral y $L/36.7$ en el central) no se produzcan problemas dinámicos o de falta de confort del usuario; para lograr esto se incorpora el empleo de elementos de empotramiento elástico en las pilas, de manera de lograr que, bajo las acciones máximas en el vano central, éste se comporte con un apreciable empotramiento en sus extremos (figura 4) —con aprovechamiento de los sistemas inferiores de hormigón y del gran canto de estas zonas—y, a la vez, que la influencia de los grandes momentos negativos sobre los vanos laterales se reduzca notablemente, produciéndose un fuerte filtrado de los mismos hacia dichos vanos, permitiendo así su aligeramiento y la transformación de proporciones citada.

Para ello, los apoyos de la estructura en las pilas se desdoblan en dos grupos de elementos diferentes, separados 2,40 m entre sí (figura 5)

- Grupo de apoyos propiamente dicho (3 apoyos; dos de 3000 t y uno de 2200 t).
- Grupo de tirantes, constituidos por 12 barras de 75 mm de diámetro, de acero de alta resistencia A85/105, albergadas en tubos rellenos de grasa y con articulaciones esféricas en sus extremos para permitir los movimientos horizontales relativos entre tablero y plinto.

Esta disposición permite incrementar adicionalmente el carácter y esbeltez de los vanos laterales, llevando a cabo, en sus extremos, el desdo-

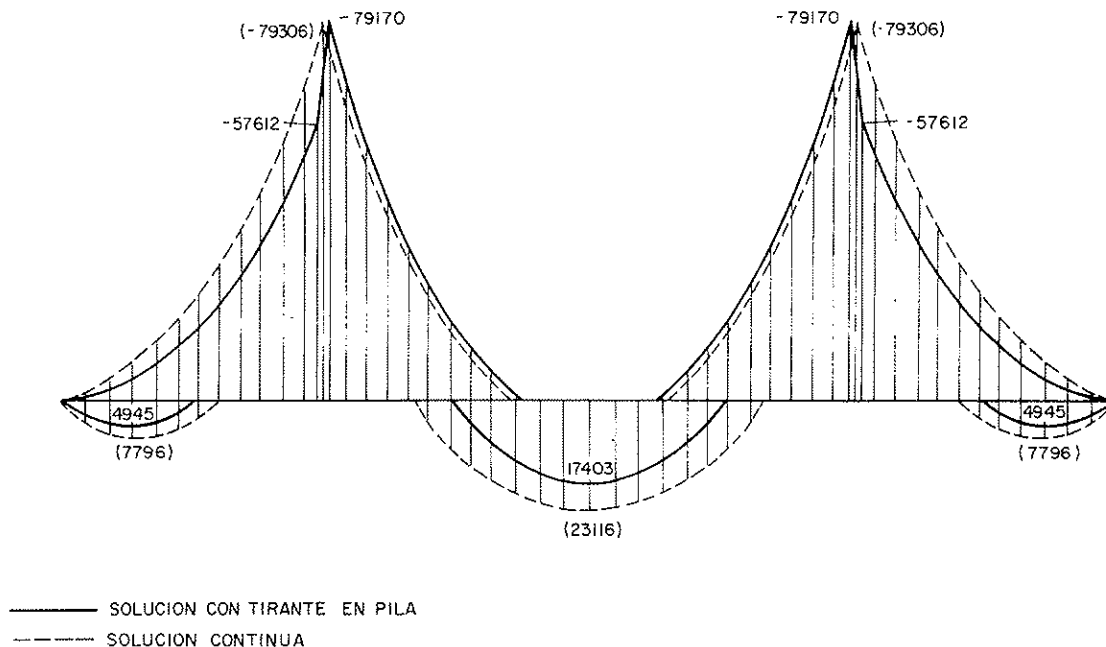


Figura 4. Envolventes momentos flectores mayorados.

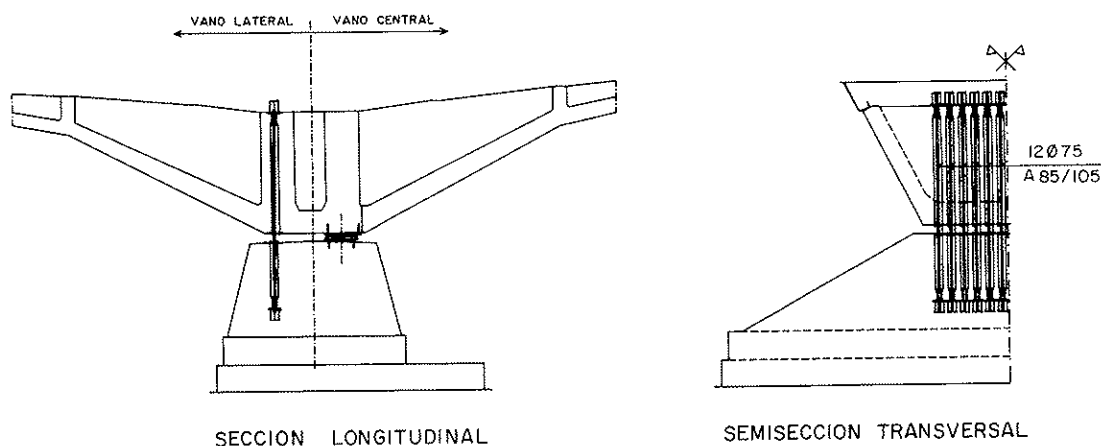


Figura 5. Disposición de tirantes y apoyos.

blamiento de la viga cajón única en dos elementos separados, lo cual permite, en los paseos de ribera situados bajo estos extremos, reducir el efecto de pesadez que produciría una gran superficie horizontal próxima, mediante el efecto de abovedamiento central que la solución adoptada ofrece y permitiendo a la vez la incorporación de iluminación artificial de estas zonas peatonales.

El sistema longitudinal y transversal de secciones (figura 6), muestra de manera clara la profunda interacción o macla efectuada entre los ma-

teriales para aprovechar al máximo sus aspectos resistentes y constructivos, supeditados y a la vez combinados, al orden y premisas fundamentales planteadas.

El proceso constructivo seguido fue el expuesto en la figura 7, donde puede apreciarse la favorable incidencia que ofrece la presencia del sistema de tirantes, a efectos de tener en todo momento una disposición de empotramiento favorable y garantizado frente a las acciones asimétricas en todas las fases de ejecución.

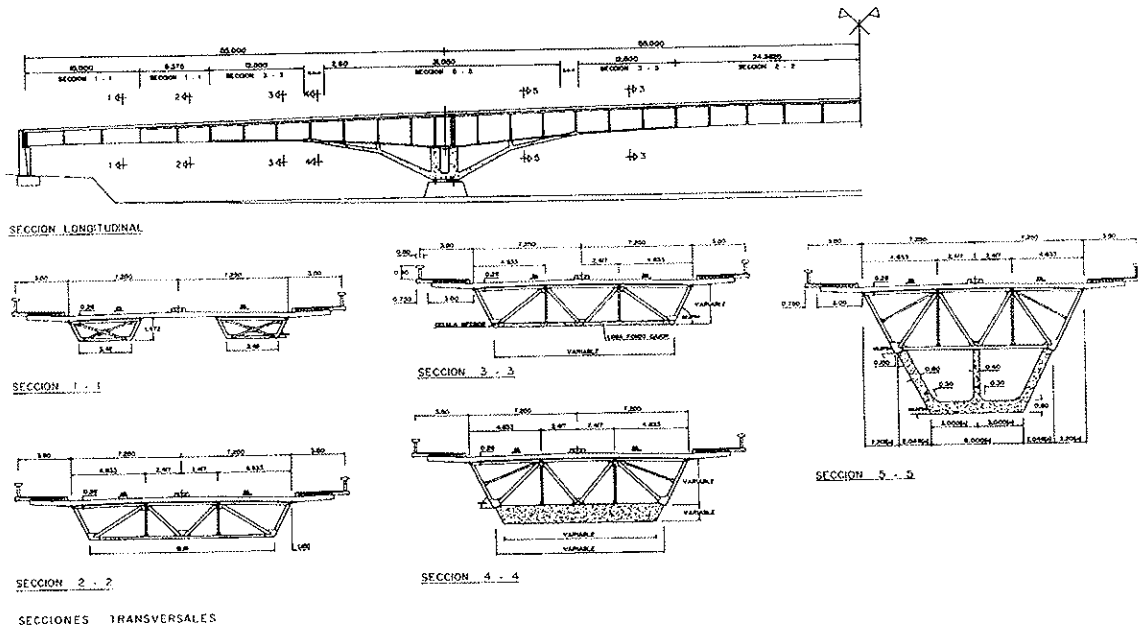


Figura 6

Finalmente, y como importante factor adicional, debe señalarse expresamente, como una particularidad y novedad totales, la inclusión de un recubrimiento de bronce, como protección activa y definitiva del acero, realizada mediante paneles de neopreno y aleación de bronce tipo CuSn6, que suave y debidamente tratados proporcionan a las superficies metálicas del puente una tonalidad levemente verdosa, variable en el tiempo hacia los tonos más profundos de bronce, para adecuar así la obra a aquella imagen que en su tiempo declamó para Córdoba la abadesa Hroswitha: «Joya brillante del mundo, ciudad magnífica y resplandeciente».

Control estructura metálica: Francisco Quintero
(Ingeniero de Caminos)

Estructura metálica:

MEGUSA (Sevilla)

Pretensado:

VSL Ibérica

Tirantes y barras de pretensar:

Mekano 4

Control:

PROINTEC

FICHA TÉCNICA

Proyecto y Dirección de Obra:

Julio Martínez Calzón (Dr. Ingeniero de Caminos)
José A. Fernández (Dr. Ingeniero de Caminos)

Colaboración en el Cálculo:

Olga Calvo Lucas (Ingeniera de Caminos)

Director del Proyecto:

Pedro García del Barrio (Arquitecto del Ayuntamiento de Córdoba)

Empresa Constructora:

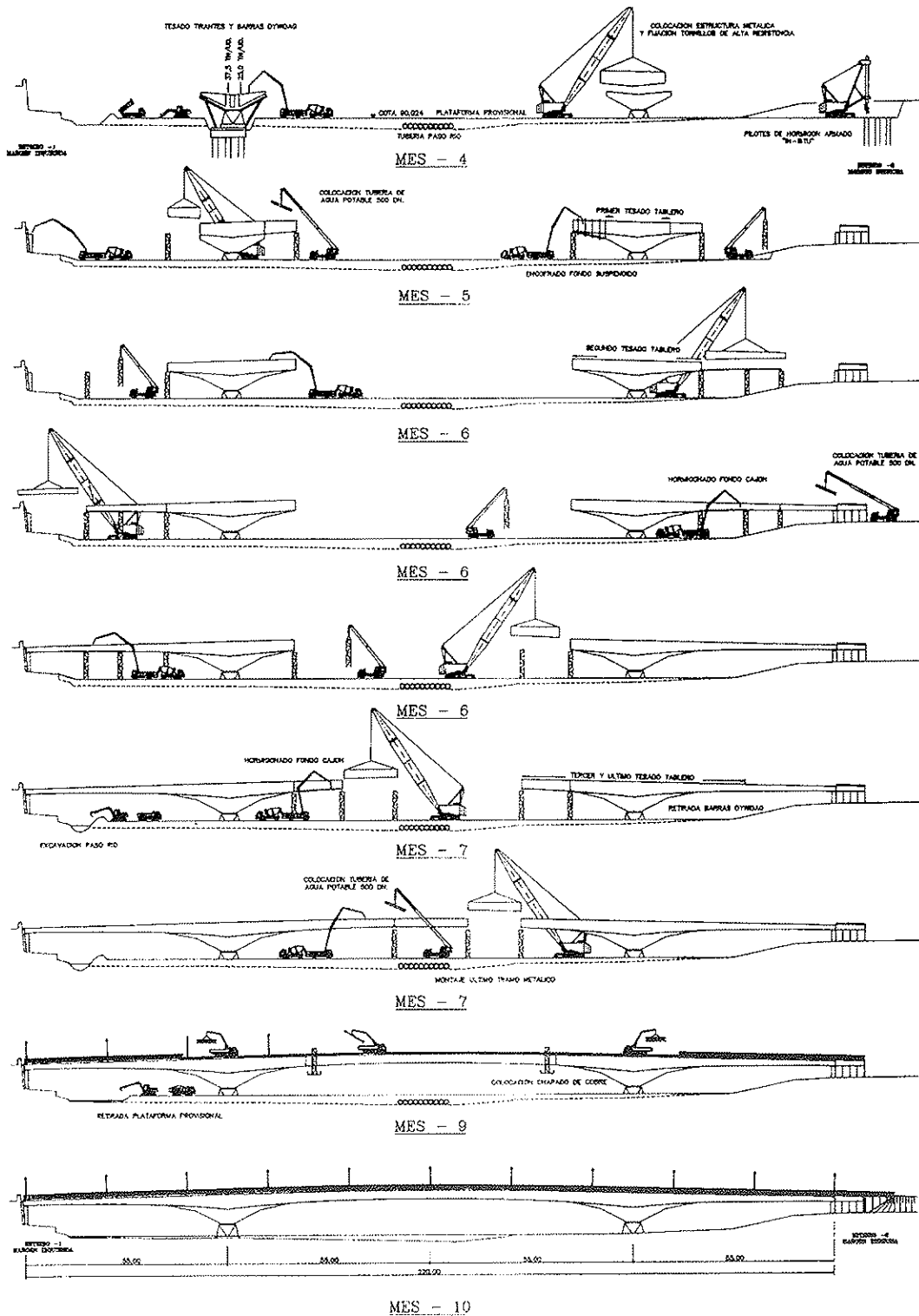
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES

Jefe de obra: Víctor Pulido (Ingeniero de Caminos)
Seguimiento y montaje: Miguel Martín (Ingeniero de Caminos)

Principales cuantías de materiales del Tablero y Pilas

S total = 4.857,6 m²

Hormigón blanco H-350	2651 m ³ ≡	0,545 m ³ /m ²
Acero estructural tipo A52d	776700 kg. ≡	160 kg/m ²
Acero estructural tipo A42b	63106 kg. ≡	14 kg/m ²
Armaduras pasivas AEH500	328803 kg. ≡	67,7 kg/m ²
Armaduras activas A 160/180	64772 kg. ≡	13,3 kg/m ²
Acero en tirantes y barras	6557 kg. ≡	1,35 kg/m ²



PROCESO CONSTRUCTIVO
 Figura 7. Proceso constructivo.

RESUMEN

Puente mixto, pretensado, continuo, de tres vanos, con luces de 55-110-55 m, de sección múltiplemente variable y con características especiales que ponen en juego apoyos de tipo semiactivo.

La estructura del puente se encuadra dentro de una línea tipológica desarrollada por el autor en otras obras previas de gran importancia, consistente en la utilización combinada de grandes sistemas de hormigón pretensado, vinculados de forma continua con dinteles mixtos, en cajón, con doble

acción mixta, y ejecutados mediante combinación de las técnicas de voladizos sucesivos, con dovelas metálicas, y montaje posterior de grandes subconjuntos, también metálicos.

En el caso presente, la macla hormigón-acero se dispone con total interacción, lográndose una intensa continuidad entre todos los elementos de las diferentes secciones.

El concepto fundamental planteado en el diseño, consiste en resaltar la presencia del sistema metálico, a través de una gran esbeltez visual y la utilización, por vez primera en el mundo, de una protección constituida por paneles de neopreno y cobre. Para ello, se incorporan grupos de barras verticales, activas, en las pilas principales, que efectúan una labor de empotramiento elástico en estos puntos y filtran los momentos máximos entre vanos central y laterales, garantizando flechas máximas admisibles.

SUMMARY

The work is a continuous prestressed composite bridge with three spans at 55-110-55 m with many variable cross sections. The bridge includes in the central supports semiactive devices with vertical bars acting as tendons anchorages to the piers, that fix favourably the central span, improving its slenderness without damage for the lateral spans.

The bridge structure is enclosed in a typological line developed by the author in other very important previous works. In this previous work large prestressed concrete elements are inserted in a continuous way with box girders with double composite action. In this bridge the steel-concrete blend is fully interactive and achieves a deep structural and visual continuity between all the materials and the different cross sections.

* * *

TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION

EL INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIO DE CATALUNYA (ITEC) ha publicado el segundo fascículo de la colección "Papeles de la Construcción", en el que se describen varias tecnologías presentadas por la empresa japonesa Taisei Corporation en el transcurso de la Jornada celebrada en "Construmat-93".

Estar al acecho de lo que hacen otros países en una determinada rama de la industria, tendría que ser una constante. Las industrias de la construcción habitualmente se excusan con el argumento de que ellas siguen una dinámica propia en cada país. Es cierto que la construcción tradicional, como el idioma, se ha ido adaptando a la manera de ser de los diferentes países y acaba siendo un elemento casi tan diferenciador como aquél; pero hoy en día hay dinámicas considerables que impulsan hacia la homogeneidad y la estandarización en la industria de los materiales. La intervención de arquitectos y de constructores en concursos internacionales y, sobre todo, las limitaciones que impone un espacio económico que hoy se extiende por todo el planeta, hacen que la tenden-

cia a uniformizar los sistemas de construir sea incuestionable.

Este fascículo es una "mirada" hacia el Japón y a sus técnicas de construir. Una ojeada hacia un sistema constructivo que considera aspectos de industrialización, de monolitismo, (a causa de los sismos) y de robótica, muy por encima de lo que habitualmente hacemos nosotros. Sin embargo, se debe constatar que no hay nada que no hubiésemos podido desarrollar nosotros en nuestro marco tecnológico. Sólo ha faltado, para estar al mismo nivel, invertir un poco más de cero en investigación sobre métodos constructivos.

Los interesados en obtener esta publicación, deberán dirigirse a:

INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA
CONSTRUCCIO DE CATALUNYA
Wellington, 19
08018 Barcelona
Tel.: (93) 309 34 04
Fax: (93) 300 48 52

Puentes continuos prefabricados. Realizaciones

Manuel Burón Maestro
David Fernández-Ordóñez Hernández
Miguel Peláez Ruiz

Ingenieros de Caminos
Departamento Técnico de Pacadar

La prefabricación como tecnología de construcción de puentes, ofrece a proyectistas y constructores la oportunidad de garantizar la máxima calidad, el menor plazo de ejecución, el mejor precio y una gran dignidad estética en sus obras. La aplicación de los métodos industriales a la fabricación de elementos resistentes de hormigón armado y pretensado que realizamos en PACADAR nos garantiza un proceso interno de aseguramiento de la calidad que, junto al uso de encofrados especiales y los tratamientos superficiales mediante pinturas adecuadas, nos permite prefabricar aquellos puentes en que el grado de exigencia es máximo, tanto en los aspectos funcionales y técnicos, como en los formales y estéticos.

Todo ello nos ha llevado a dar soluciones prefabricadas que superan los límites impuestos por el transporte y el montaje más elemental que se realiza utilizando grandes grúas. Actualmente estos límites determinan la longitud máxima de los elementos prefabricados, situándola en el entorno de los 47 m, y por tanto, también determinan la máxima luz salvable con un elemento prefabricado sin realizar ningún tipo de unión en obra.

Superada la tipología correspondiente a un elemento prefabricado trabajando isostáticamente, nacen los puentes continuos prefabricados, cuyos tableros están constituidos por varios elementos fabricados en la factoría, que al unirse en obra forman el elemento finalmente resistente.

Al realizar uniones en obra, es posible materializar tableros continuos, con la consiguiente disminución de los momentos flectores que disminuyen los tableros isostáticos y, sobre todo, resolver cualquier longitud del vano (Figuras 1 y 2).

Las uniones entre las diferentes piezas prefa-

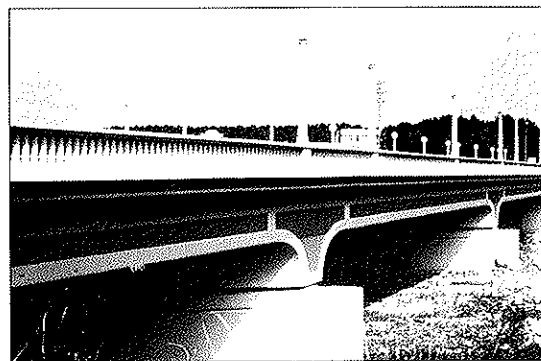


Fig. 1.

bricadas se realizan mediante juntas húmedas, de pequeño espesor, y postesado exterior (Figura 3).

Las juntas húmedas, de pequeño espesor, solamente exigen un reducido volumen de hormigón para cerrarlas en obra y son posibles utilizando cementos especiales, áridos finos seleccionados y aditivos específicos que permiten obtener hormigones de muy alta resistencia y adherencia sin retracción simultánea. Además, así se permite que



Fig. 2.

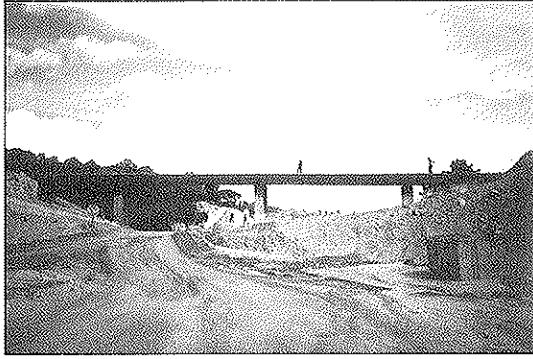


Fig. 3.

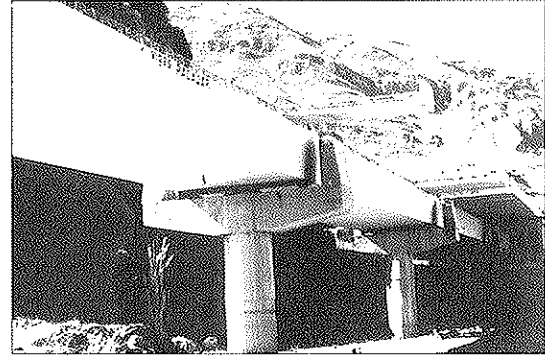


Fig. 5.

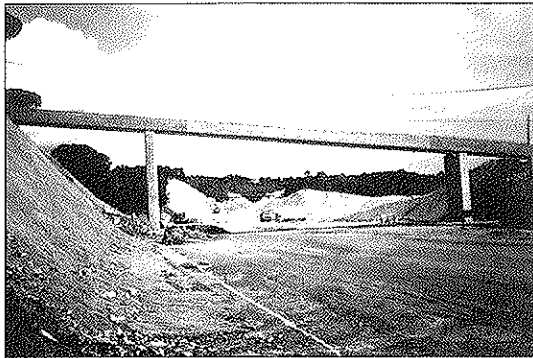


Fig. 4.

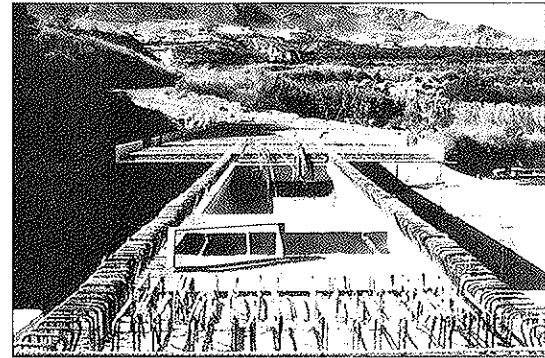


Fig. 6.

la junta pueda resistir las tensiones introducidas por el postesado, pocas horas después de ser cerrada (Figura 4).

El postesado exterior permite situar los cables que cosen las juntas, por el exterior de la sección de hormigón, con el consiguiente ahorro de espesores en las paredes de la misma, especialmente en las almas.

En este tipo de puentes, la sección del tablero suele ser unicelular o policelular, prefabricándose cada una de las células, en forma de viga-cajón o de dovela, en hormigón armado y pretensado (Figura 5).

Los cables de postesado exterior discurren por el interior de cada célula, de modo que los cables quedan protegidos de la intemperie y, además, su colocación y tesado son realizados cómodamente desde el interior de aquélla.

Los anclajes y los desviadores están situados en las piezas prefabricadas hormigonadas con hormigón de alta resistencia, por lo que la operación de tesado puede realizarse inmediatamente después de montadas las vigas y cerradas las juntas.

Los cables de postesado exterior van alojados en vainas de PHD que, posteriormente al tesado, son inyectadas con mortero de cemento. La durabilidad de estos cables es superior a la del postesado tradicional, ya que están protegidos de la in-

temperie por la sección completa de hormigón (Figura 6).

El puente sobre el río Ter, en Gerona; ejemplo de puente continuo de canto variable. Tiene cinco vanos, con luces de 30, 42, 60, 42, 30 m, respectivamente. Las longitudes de las piezas prefabricadas son de 25, y 32 m las piezas de canto constante, y 10 m las piezas de canto variable (Figura 7).

Las piezas de canto variable, con alzado en ala de gaviota se sitúan sobre las pilas, siendo completamente estables en la fase de montaje. Las piezas de canto constante se montaron sobre apeos provisionales que se retiraban tras la ejecución de las juntas y el postesado de unión correspondiente.

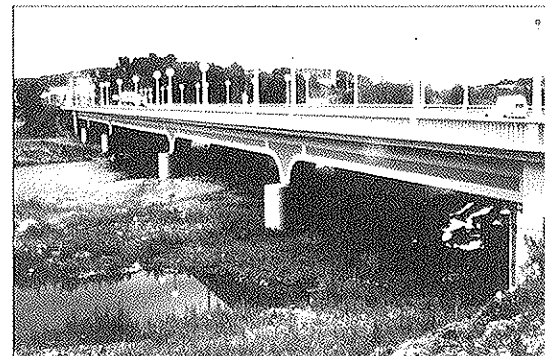


Fig. 7.

En sección transversal, la anchura del tablero es de 22 m, correspondiendo 17,50 m a la calzada y el resto a dos aceras de 2,25 m cada una. La sección resistente está formada por cuatro células que se prefabricaron con sección cajón, completándose la sección compuesta definitiva con el hormigonado en obra de la losa superior del tablero de 0,25 m de espesor.

El tablero tiene un esviaje de 53,5°, lo que proporciona a la pieza de canto variable una geometría muy expresiva. Los moldes que sirvieron de encofrados reproducían, en la superficie del hormigón, las molduras que separan las zonas pintadas con diferentes colores.

Este puente, tanto por su belleza como por la tecnología utilizada en la construcción de su tablero, ha sido especialmente destacado en la jornada dedicada a nuevas tecnologías dentro del programa "Plan General de Carreteras: Experiencia e Innovaciones" presentado por el Ministerio de Obras Públicas y Transportes al término del 1er Plan de Carreteras.

Actualmente están en fase avanzada de montaje puentes continuos de canto constante, con longitudes de tablero, sin juntas, de 80 m, 64 m y 140 m, divididas, respectivamente, según el tipo de puente, en:

- 4 vanos de 15-25-25-15 m; 10-17-17-11; y 12-18, 5-18, 5-12 m.
- 3 vanos de 15, 34, 15 m.
- 7 vanos de 20 m.

y en fase de fabricación, puentes continuos, de canto continuamente variable, de 3 vanos de 18, 36, y 18 m, respectivamente (Figuras 8 y 9).

En todos estos casos se ha evitado el uso de apeos provisionales para las piezas prefabricadas, ya que cada una de ellas apoya directamente sobre las pilas, o sobre los voladizos de las vigas adyacentes, en el caso de la viga central del vano de 34 m (Figuras 10 y 11).

Todos los tableros son unicelulares, siendo el elemento prefabricado una viga cajón. La anchura del tablero es de 8 ó 10 m, según los casos.

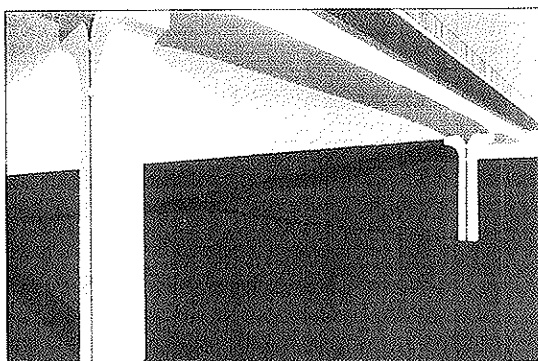


Fig. 8.

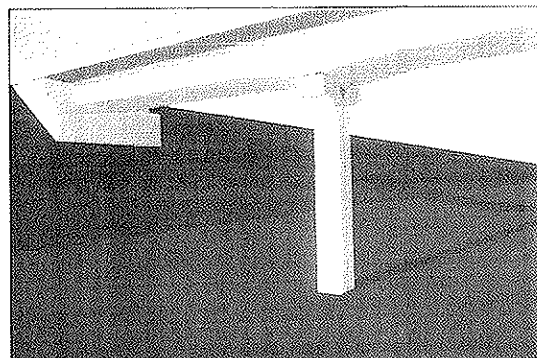


Fig. 9.

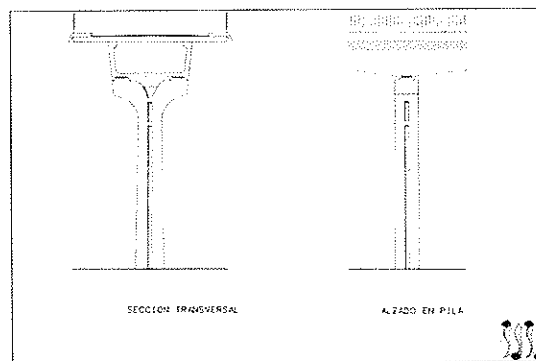


Fig. 10.

La unión de vigas cajón permite, en los puentes continuos, conducir todos los esfuerzos de torsión hasta los estribos, liberando de tal efecto a la reacción sobre las pilas y permitiendo la disposición de apoyo único, sobre pila única situada en el eje longitudinal del puente. Esta solución no es la más económica pero, en uno de los puentes anteriormente citados, ha permitido aprovechar las pilas existentes sobre las que se apoyaba un antiguo tablero de anchura igual a la mitad del que ahora se está construyendo.

La prefabricación de puentes continuos permite superar los límites de los tableros isostáticos y cubrir el rango de luces importantes, hasta llegar a los puentes atirantados prefabricados, que como el puente de Alcoy (132 m de vano) y el Puente

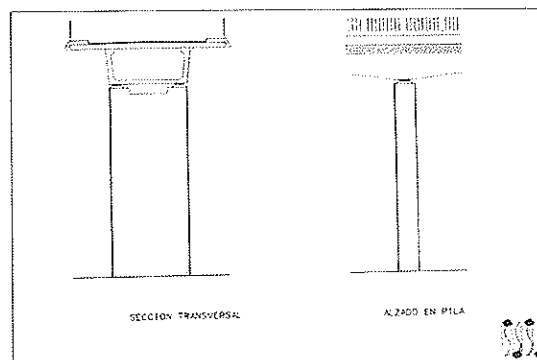


Fig. 11.

del Centenario (264 m de vano), se sitúan en las grandes luces (Figura 12).

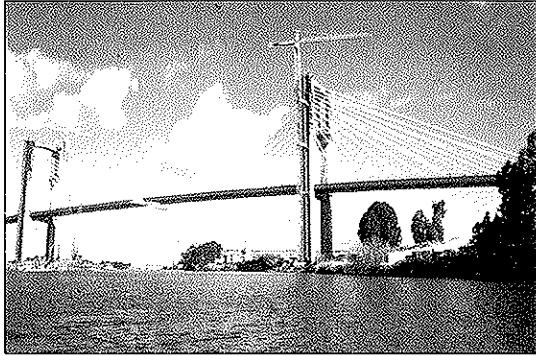


Fig. 12.

RESUMEN

Se muestran realizaciones de puentes continuos, prefabricados en factoría mediante elementos de sección cajón, de hormigón pretensado, y unidos, durante el proceso de montaje en obra, mediante la utilización de postesado exterior, para obtener un tablero continuo, tanto en casos de tablero continuo de canto constante, como en casos de tablero continuo de canto variable.

SUMMARY

Several construction examples of Precast Prestressed multiple span bridges are shown. Built with box beam elements, prestressed in the factory and later connected with each other by means of an external prestressing, thus forming a multiple span bridge. Constant and variable depth bridge examples are shown.

* * *

Simposio IABSE sobre "Cómo prolongar la vida útil de las estructuras" San Francisco, CA, EE.UU., 23-25 agosto 1995

Los edificios y los puentes de diseño moderno presentan frecuentemente signos de deterioro debido a la corrosión, a grietas pronunciadas, a la dudosa resistencia del terreno y a otras acciones que exigen reparaciones o refuerzos. Un estudio exacto del comportamiento de una estructura puede revelar que ésta no tiene ningún margen en caso de fallos o no puede garantizar un comportamiento aceptable. En áreas de actividad sísmica muchos puentes y edificios presentan configuraciones o detalles que pueden fallar durante un terremoto. Un cambio en el uso de los edificios existentes implica, generalmente, intervenciones importantes en su estructura.

Los propietarios consideran que los costos son exorbitantes cuando se trata de mantener o reparar edificios existentes, especialmente cuando estas reparaciones interfieren con el uso normal de la edificación. Por este motivo, los ingenieros deben planificar y diseñar los nuevos edificios para que tengan una larga vida útil, sean fáciles de mantener y reparar y se adapten a los cambios de utilización y a los avances de la tecnología.

El Simposio ofrece la oportunidad a las

Administraciones públicas, propietarios, ingenieros e investigadores de todo el mundo, de intercambiar experiencias y conocimientos en lo referente a estos problemas de ingeniería.

El programa técnico tratará cinco temas, relativos a edificios y puentes:

- Evaluación de las estructuras existentes.
- Control y mantenimiento para prolongar la vida útil de las estructuras.
- Reparación y refuerzo de las estructuras existentes.
- Refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico.
- Criterios de diseño y construcción.

Los interesados en solicitar información suplementaria y la Invitación Preliminar deberán dirigirse a:

IABSE Secretariat
ETH-Hönggerberg
CH-8093 Zurich
Suiza
Tel.: (int. + 41 1) 633 26 47
Fax: (int. + 41 1) 371 21 31

Realizaciones de BBR en España

José Manuel López Saiz
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos

José Manuel Illescas Villa
Ingeniero Industrial

El sistema BBR, tradicionalmente de gran calidad siguiendo los estándares de la industria suiza, ha seguido en los últimos años un proceso de reducción de costes mediante un programa de investigación que le permite actualmente ofrecer unos productos de aplicación sencilla y económicamente muy atractivos, manteniendo la calidad del sistema.

Se describen brevemente, a continuación, las características principales de los anclajes y gatos de tesado.

ANCLAJES

Los anclajes son muy compactos. Todos sus componentes (cuñas, núcleos de anclaje, placas de apoyo y trompetas) han ido evolucionando, reduciéndose tamaños y pesos, de modo que su colocación resulta muy simple. La posibilidad de elección entre placas de apoyo circulares o cuadradas, permite, en muchos casos, una mayor proximidad de los anclajes y, por lo tanto, una mejor utilización de las secciones en la zona de situación de los mismos. La introducción de trompetas de polietileno reduce considerablemente el peso y mejora la manejabilidad de éstas, sobre todo en el caso de tendones potentes. La eficacia de los anclajes está corroborada por numerosos ensayos. (Foto 1).

GATOS DE TESADO

La característica principal de los gatos BBR de última generación es su reducido tamaño (espacialmente en la zona cercana al anclaje), de modo que no sea necesario un cajetín de tesado de dimensiones mayores que la placa de apoyo. Se requiere muy poca sobrelongitud de tendón para bloqueo en el gato, ya que el dispositivo de bloqueo de los cordones está situado en el interior del mismo. El bloqueo y desbloqueo de las cuñas de dicho dispositivo es automático.

Las reducidas dimensiones (diámetros y longitud) y peso, unido a la automatización del proceso, redundan en una gran velocidad de operación, lo que no sólo permite disminuir costes, sino que además favorece los plazos de la obra cuando las operaciones de tesado influyen, de forma apreciable, sobre el ciclo de los trabajos (puentes por voladizos sucesivos, puentes empujados, puentes de muchos vanos con cimbra autoportante, etc.). (foto 2).

ANCLAJES DE CONTINUIDAD

Los anclajes de continuidad BBR, permiten acoplar tendones de un modo sencillo, rápido y seguro. En la parte central del acoplador se anclan los cordones de la unidad inicial, mientras que en la corona exterior lo hacen los cordones del siguiente tendón, con lo que se consigue la continuidad.

El sistema de anclaje de los torones del segundo cable está diseñado con sencillez (foto 3).

El anclaje se realiza mediante cuñas preinstaladas en el acoplador, que se mantienen apretadas por la acción de unos muelles apoyados en la parte posterior, de modo que se garantice el per-

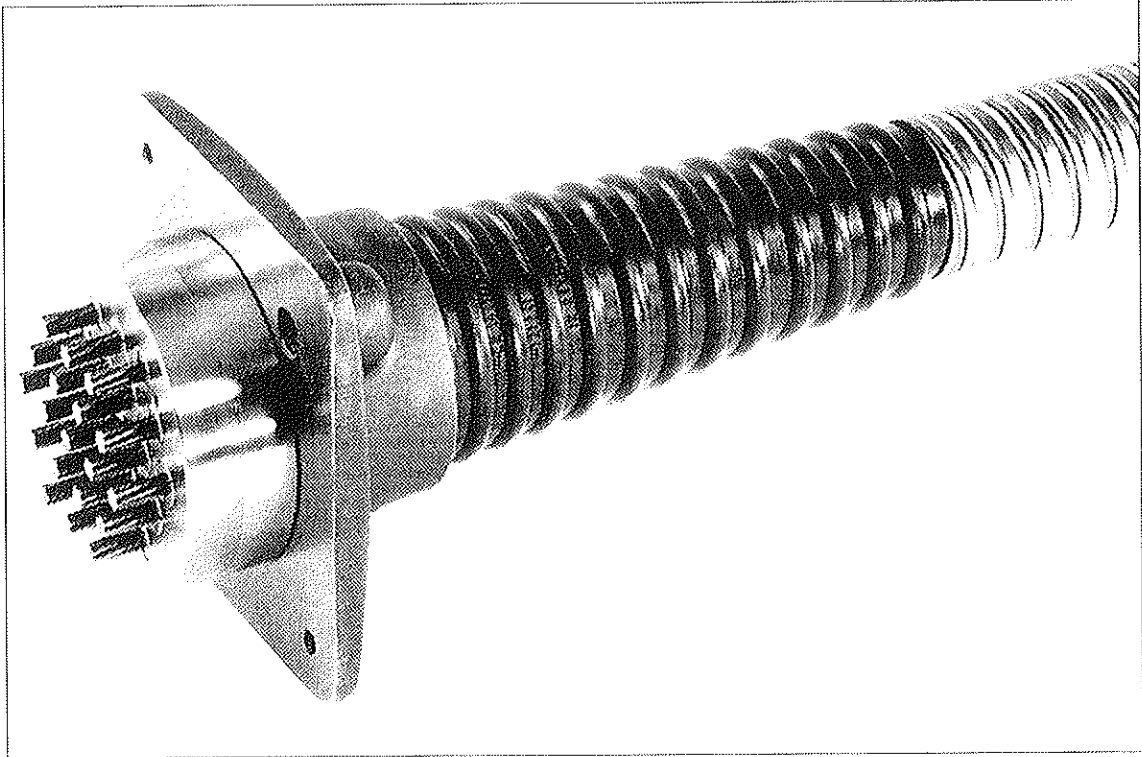


Foto 1

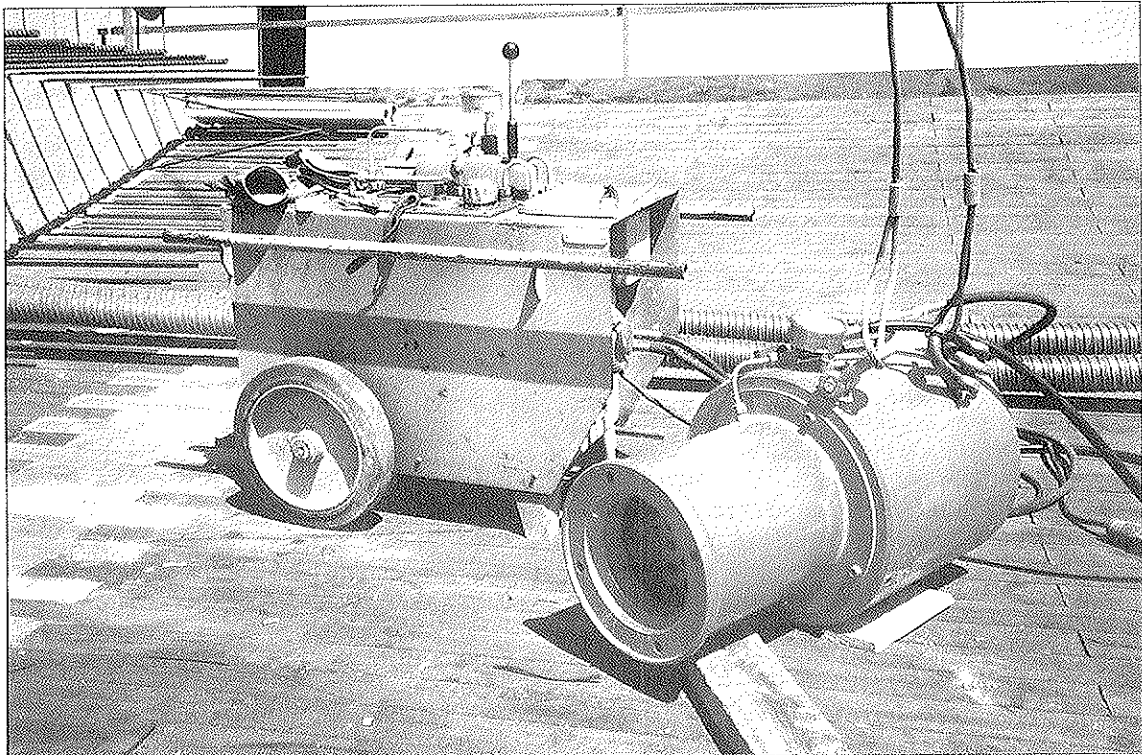


Foto 2

fecto gripado de los cordones. Los conjuntos cuña-muelle se mantienen en su alojamiento, sellado hasta el momento de la introducción de los cordones y protegidos con grasa, de forma que la cuña tenga una movilidad sin restricciones dentro del agujero cónico.

El posicionado de los torones es muy fácil. Se marca el torón, con pintura, a una distancia del extremo igual a la longitud del mismo que ha de quedar dentro de la cuña. Mediante la enfiladora, el cordón es empujado hasta llegar cerca del acoplador, donde un operario lo recoge y lo coloca en

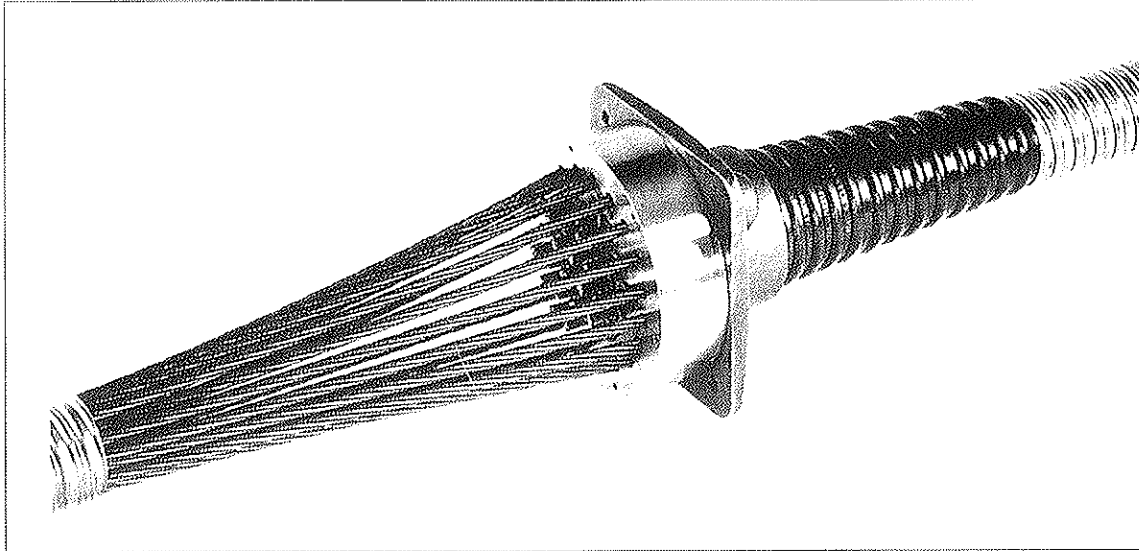


Foto 3

su posición final, lo que se comprueba viendo que la marca del torón ha llegado hasta la superficie del anclaje. El cordón ya está anclado, aunque, como medida de comprobación, se tira ligeramente de él con la enfiladora en reversa, antes de proceder al enfilado del siguiente. (Foto 4).

Este sistema abarata sensiblemente el coste de los anclajes de continuidad y reduce el tiempo necesario para colocar los cables (se acopla durante el enfilado, sin apenas requerir tiempo adicional). Esta reducción de tiempo es de gran interés en la

ejecución de puentes continuos, empujados o ejecutados con cimbra autoportante.

Con esta tecnología se han realizado una serie de obras en estos últimos años. Pasamos, a continuación, a explicar brevemente una selección de éstas. Casi todas, si no todas, se han visto o se verán en detalle a lo largo de estas jornadas; por lo que nos limitaremos a dar una descripción breve de las estructuras y de las unidades de pretensado empleadas en las mismas, así como las características especiales, si las hubiera.



Foto 4

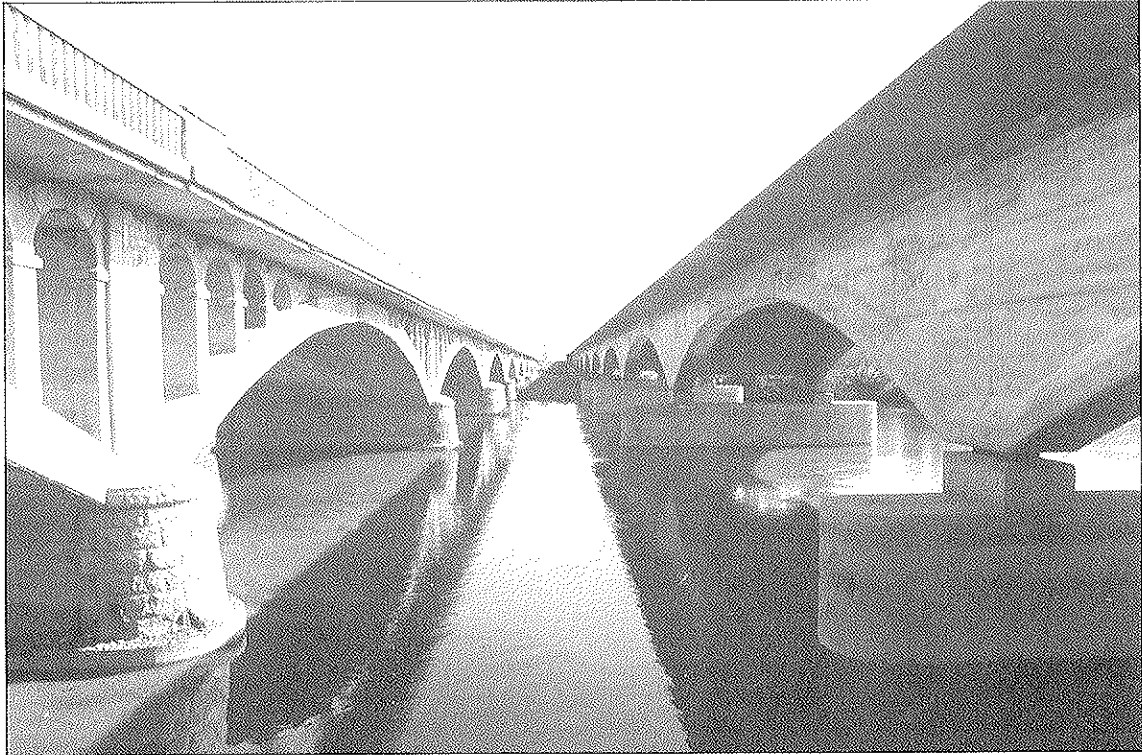


Foto 5. Puente sobre el río Esla, en Benavente.
Unidades 3100,6", 1500,6" y 1000,6".

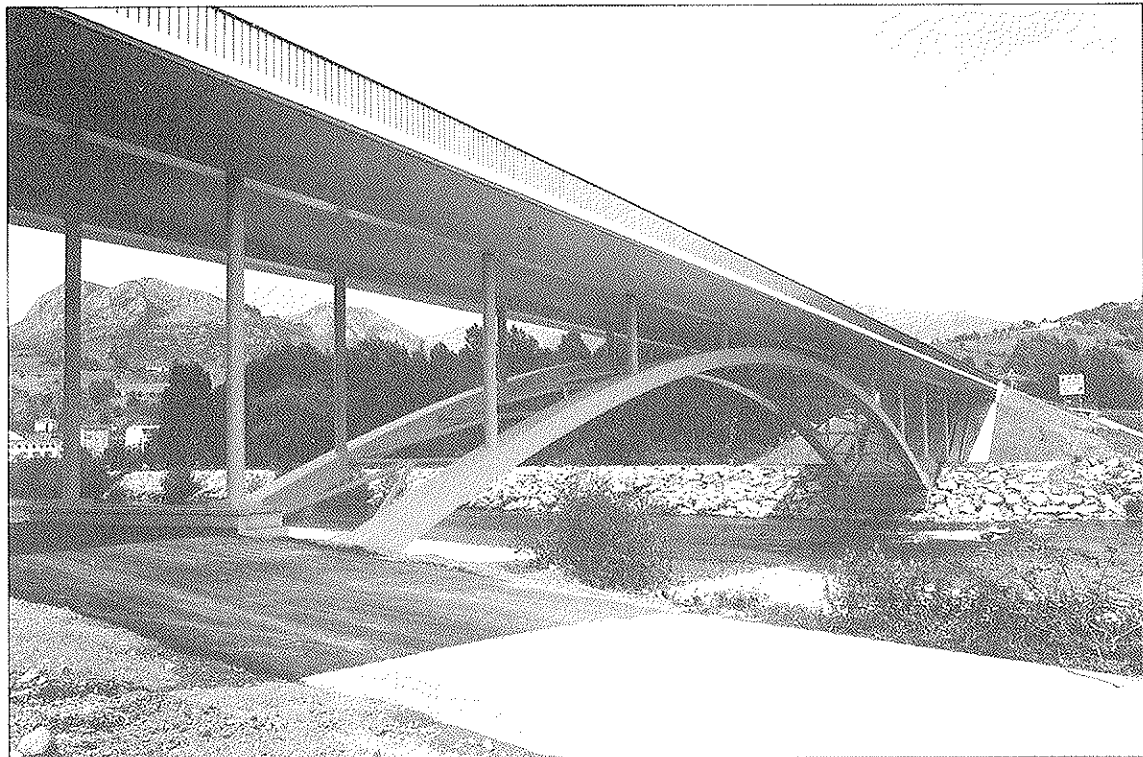
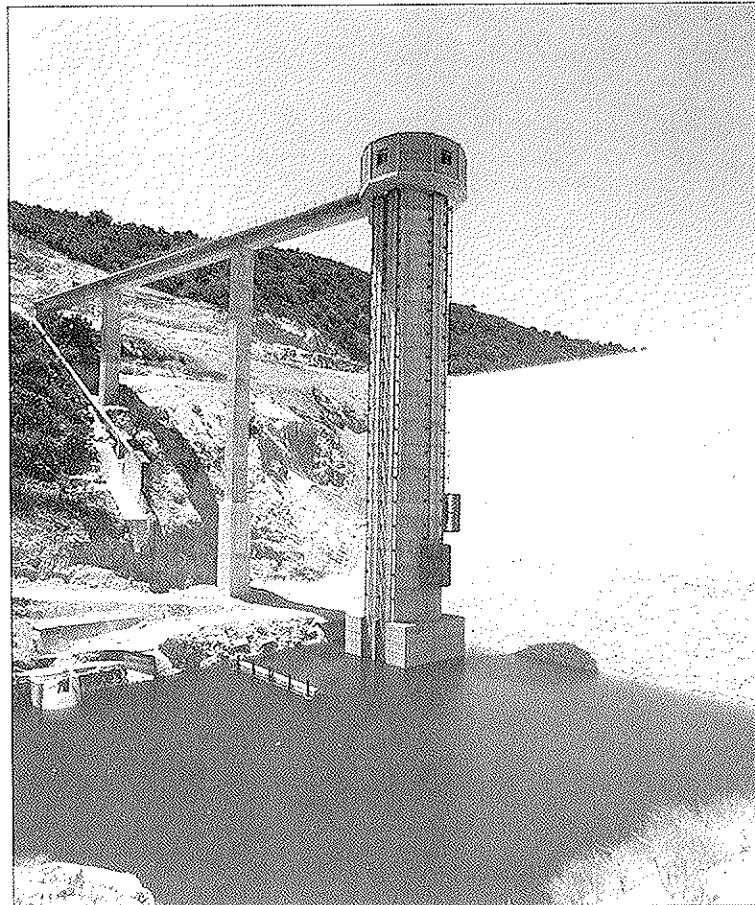


Foto 6. Puente sobre el río Sella, en Arriondas.
Unidades 1900,6", 1200,6". Pretensado exterior 1200,6".



*Foto 7. Puente en el Centro de Transportes de Coslada.
Unidades 1900,6" y 1200,6".*



*Foto 8. Pasarela Torre de Toma, de la Presa de Guadalquivir (Cádiz).
Unidades 1200,6" y 3000,6".*

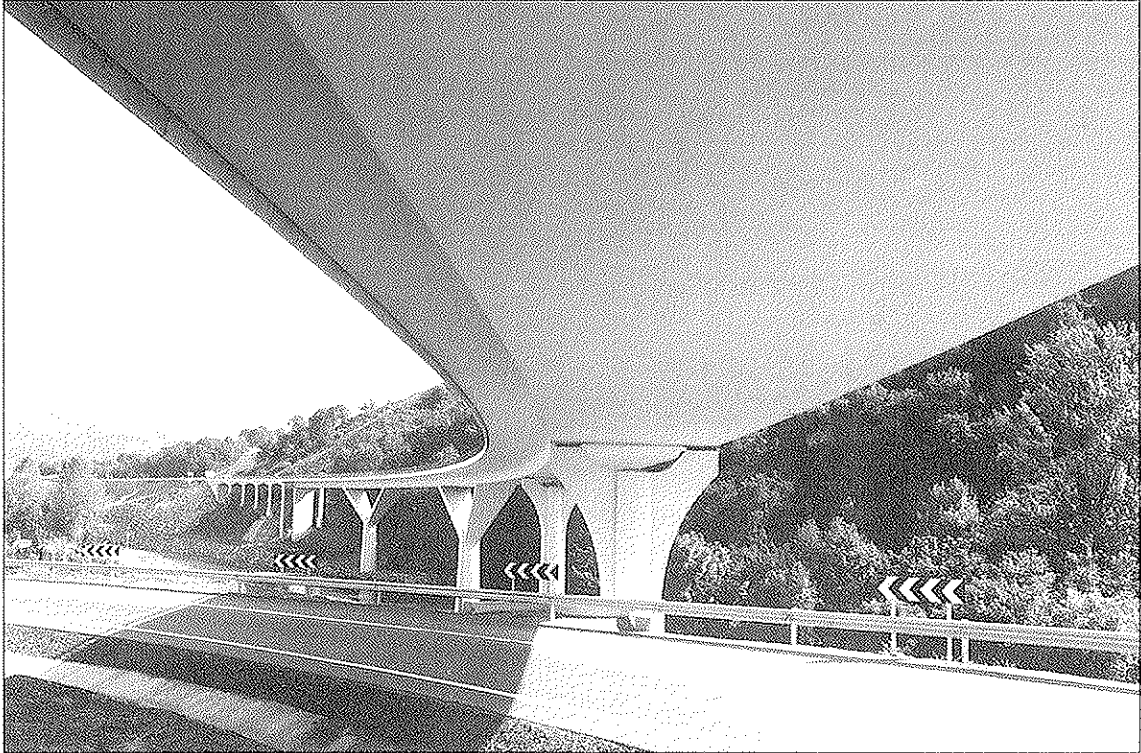


Foto 9. Puente sobre el río Piloña (Asturias).
Unidades 1700,6".



Foto 10. Centro Comercial Méndez Alvaro, en Madrid.
Vigas postesadas con unidades 2400,6" y 1900,6".

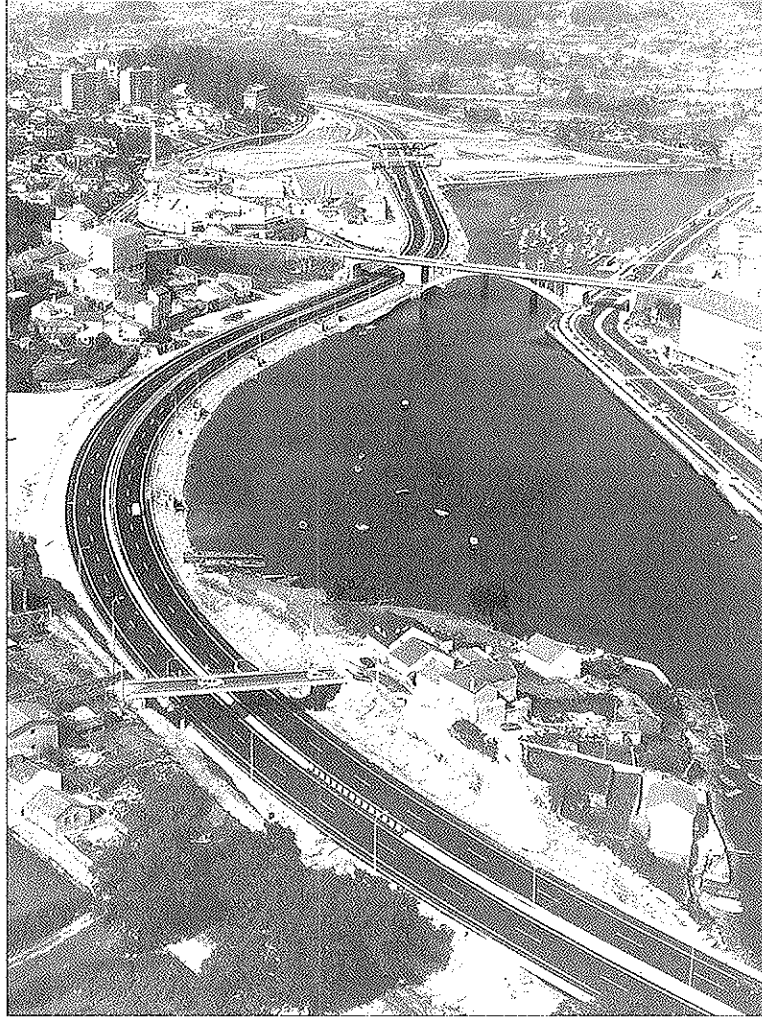
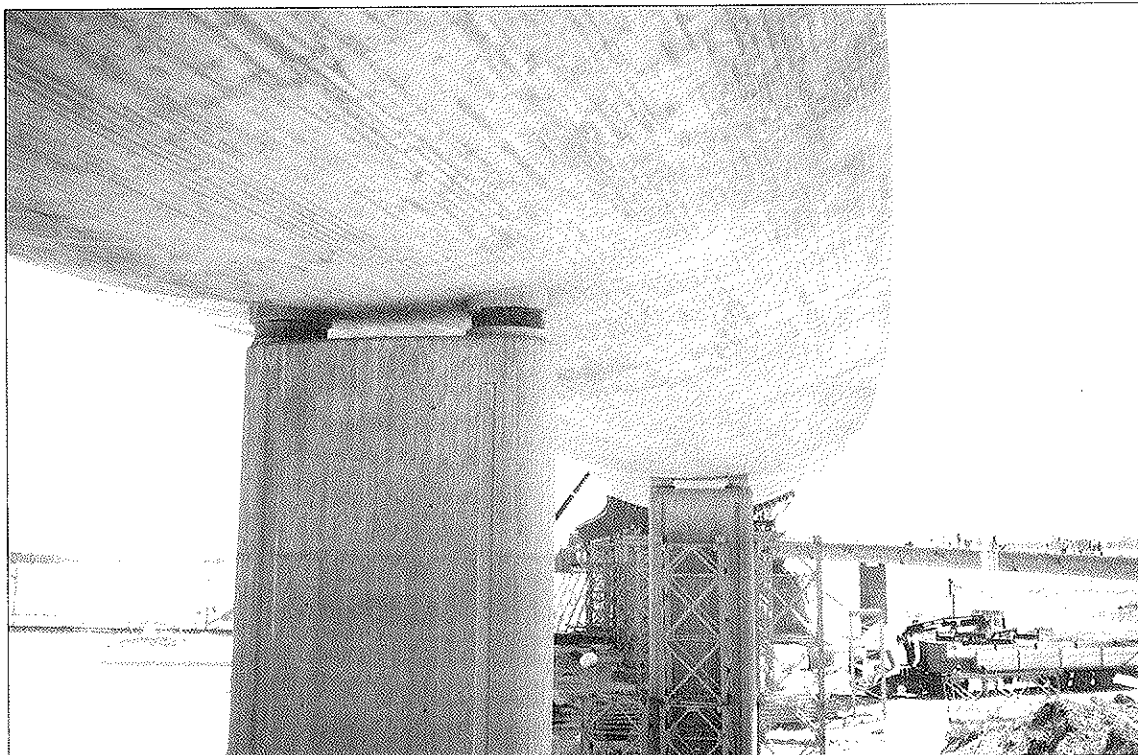


Foto 11. Varias estructuras en la Autopista del Atlántico, a su paso por Pontevedra.
Unidades 1500,6", 1200,6" y 1200,5".



*Foto 12. M-40 Distribuidor Norte. Varias estructuras.
Unidades 1900,6 y 900,6".*



*Foto 13. Puente IV sobre el río Guadiana, en Badajoz.
Unidades 2400,6", 1900,6" y 1200,6".*

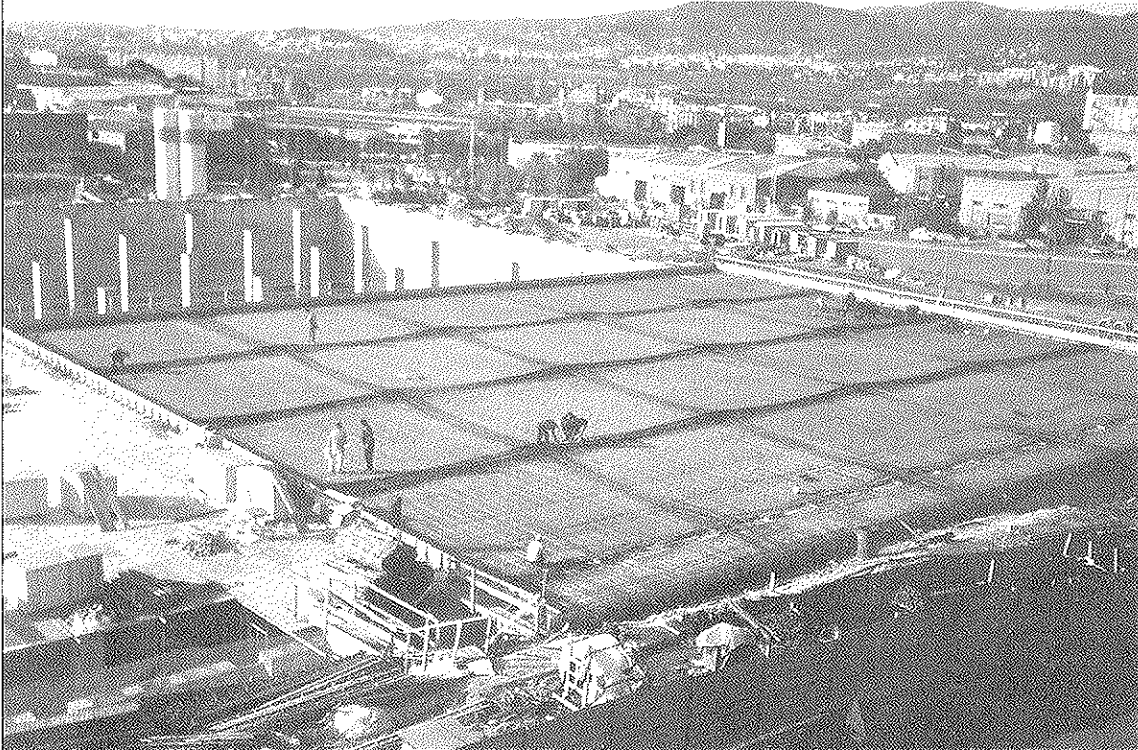


Foto 14. Depósito de agua de San Juan Despí, en Barcelona.
Cubierta de 17.000 m², postesada con monocordones no adherentes.
Unidades BBR CONA SINGLE 1Ø0,6".

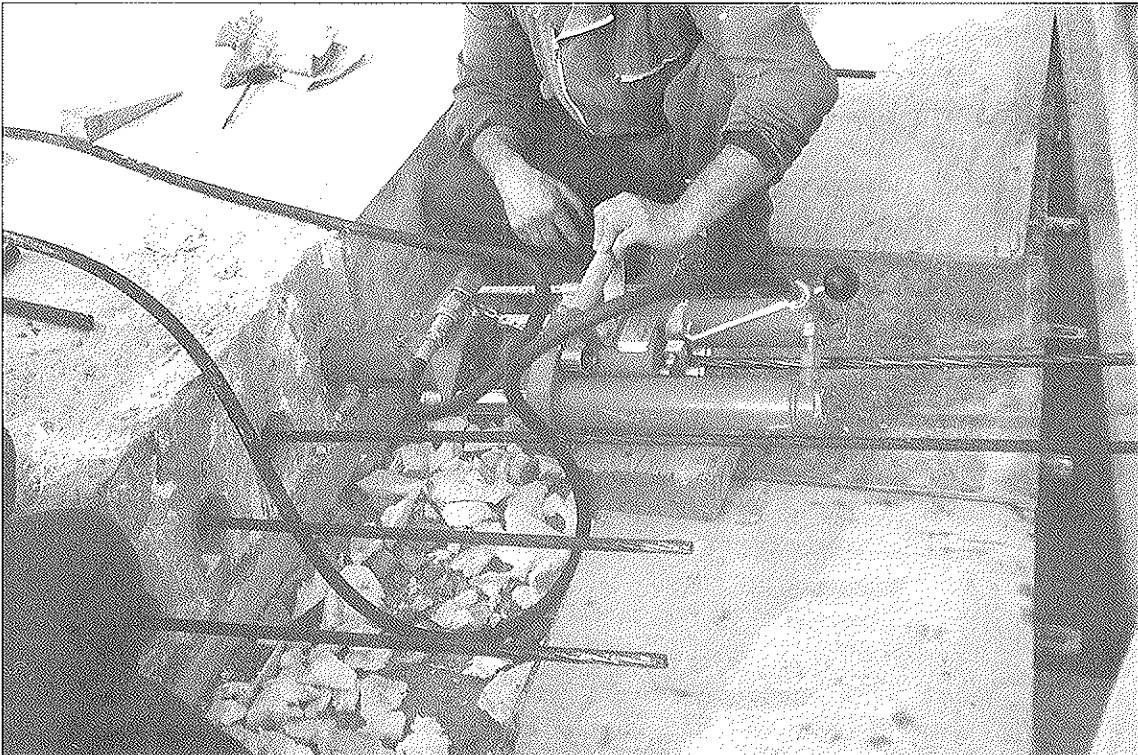
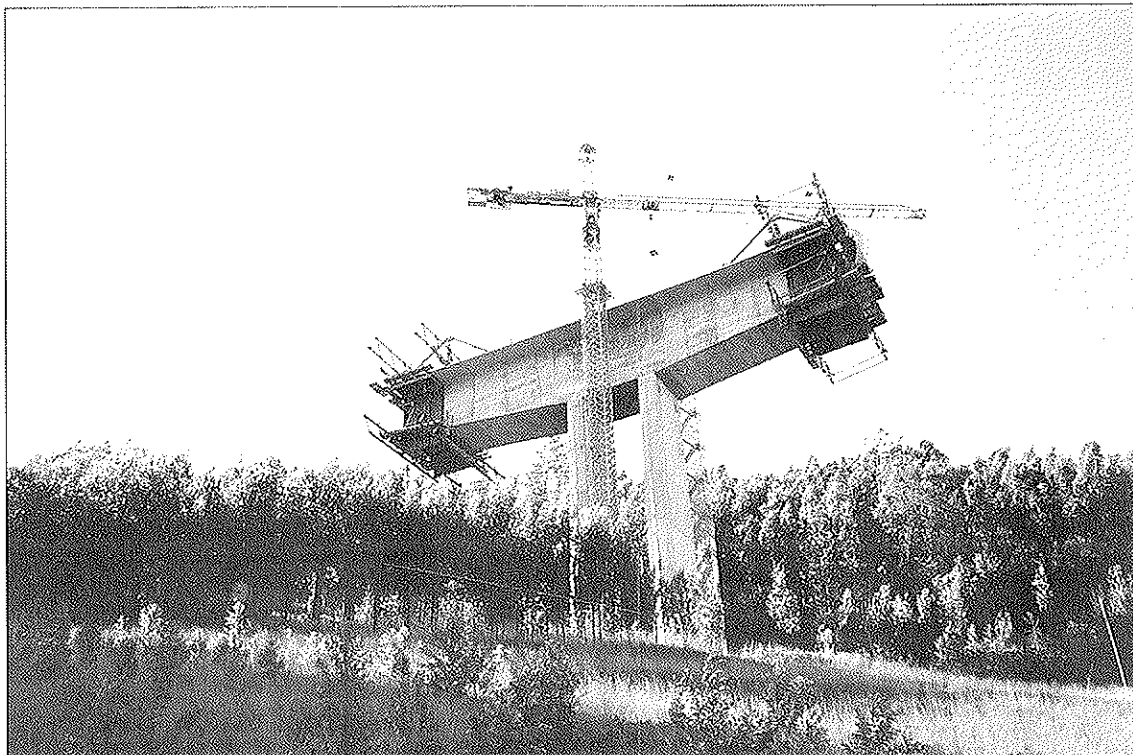


Foto 15. Detalle del tesado: gato U-24.



*Foto 16. Viaducto del Esqueiro, en Asturias.
Puente por voladizos sucesivos, con vanos de 150 m.
Unidades 1200,6" y 1900,5".*



*Foto 17. Distribuidor Oeste, en Madrid. Varias estructuras.
Unidades 1900,6", 1200,6", 700,6", 2400,5" y 1200,5".*

A pesar de que la mayoría de las estructuras se han hecho con anclajes para torones de 0,5" ó 0,6", el sistema BBRV (alambres Ø7 con anclaje por medio de botones recalcados) se sigue empleando, ya que es muy interesante cuando se quieren soportar fuerzas muy variables cíclicamente o para la utilización de cables cortos, en

los cuales las pérdidas por entrada de cuñas son importantes y, sobre todo, mal controlables. También resulta interesante este sistema para pretensado exterior, ya que ofrece unos anclajes, regulables y destesables, muy compactos, que no requieren sobrelongitud de cable para dichas regulaciones.

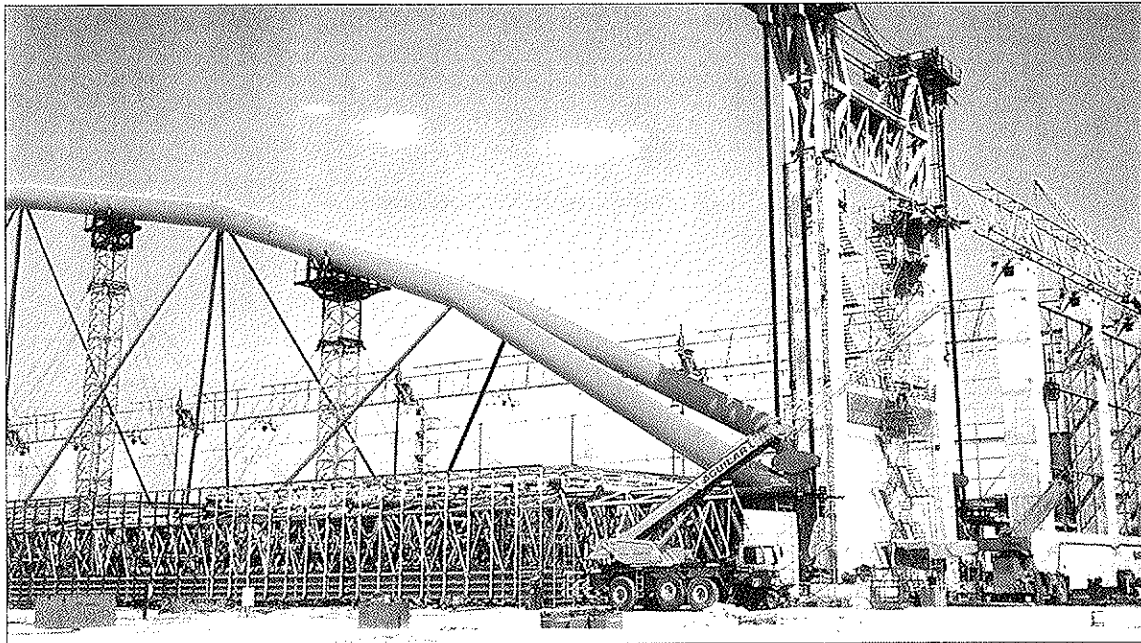


Foto 18. Hangar n.º 6 de Iberia, en el Aeropuerto de Barajas. Tirantes BBRV.

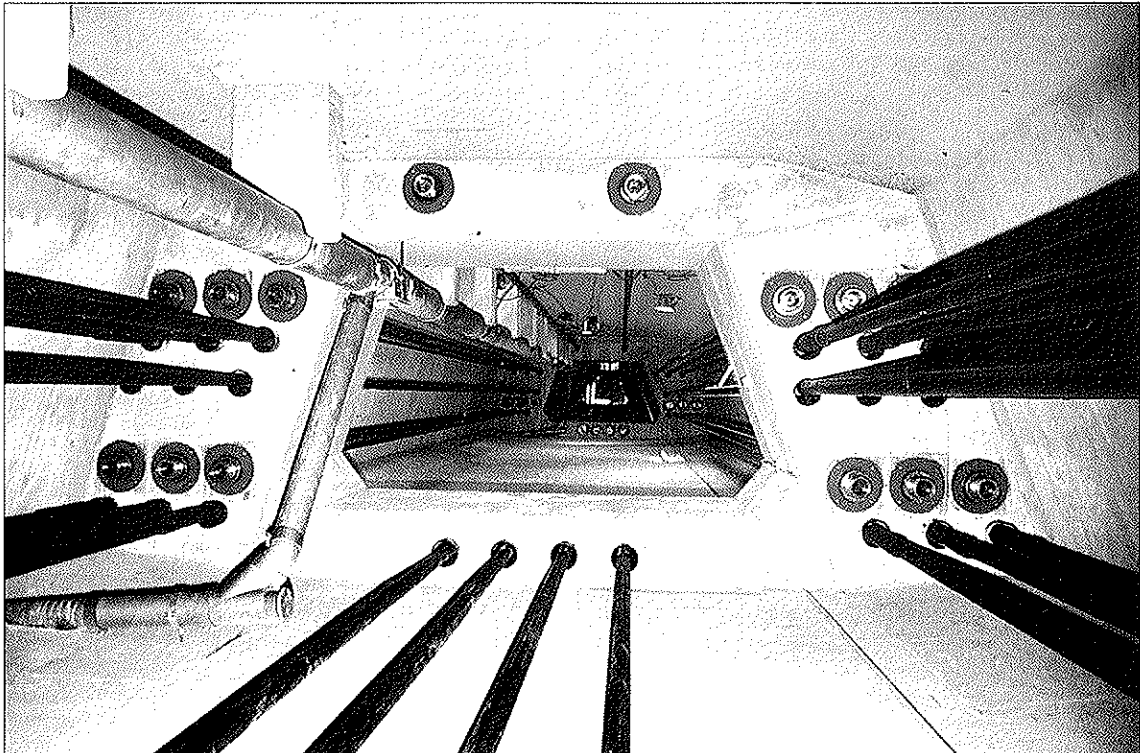


Foto 19. Puente de Berbke (Alemania).

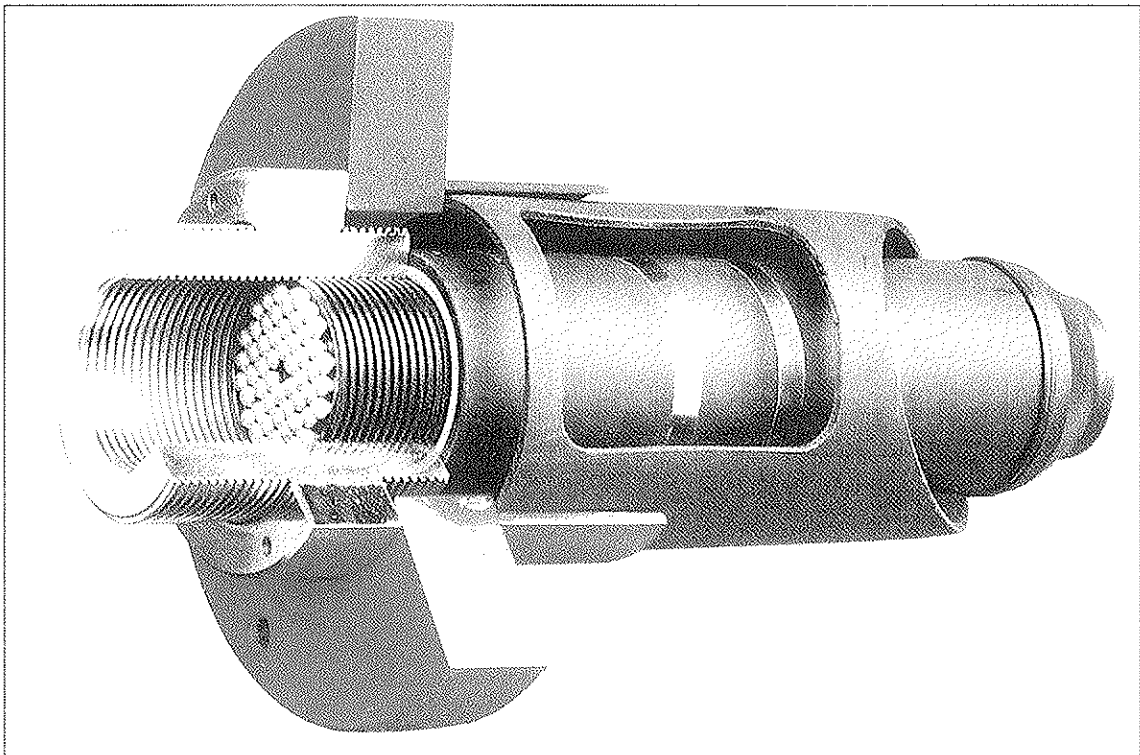


Foto 20. Pretensado exterior BBRV.

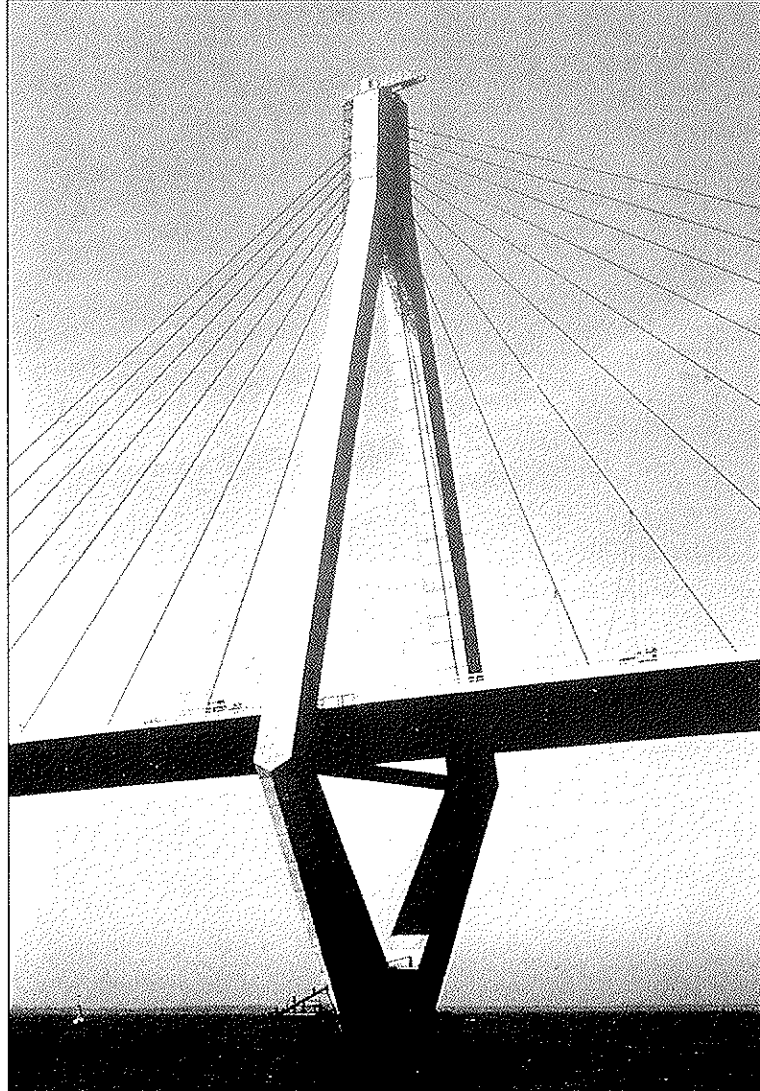


Foto 21.

Puente atirantado de Faroe, en Dinamarca.

Tirantes HIAM (máx. 277Ø7).

BBR dispone de 3 sistemas de anclaje para tirantes:

- DINA: alambres (montaje en fábrica).*
- HIAM: alambres o cordones (montaje en fábrica).*
- CONA STAY: cordones (enfilado in situ).*

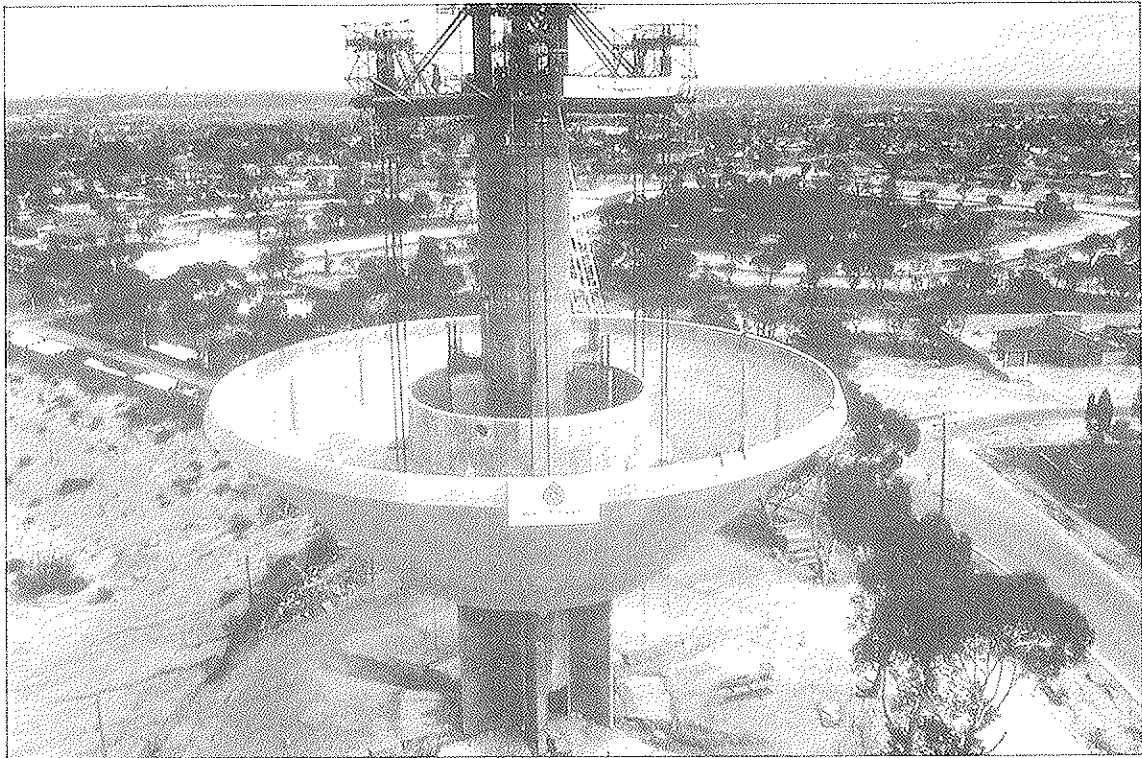


Foto 22. Elevación del depósito de agua de Yokine, en Australia, mediante cables BBRV y gatos de 600 t.

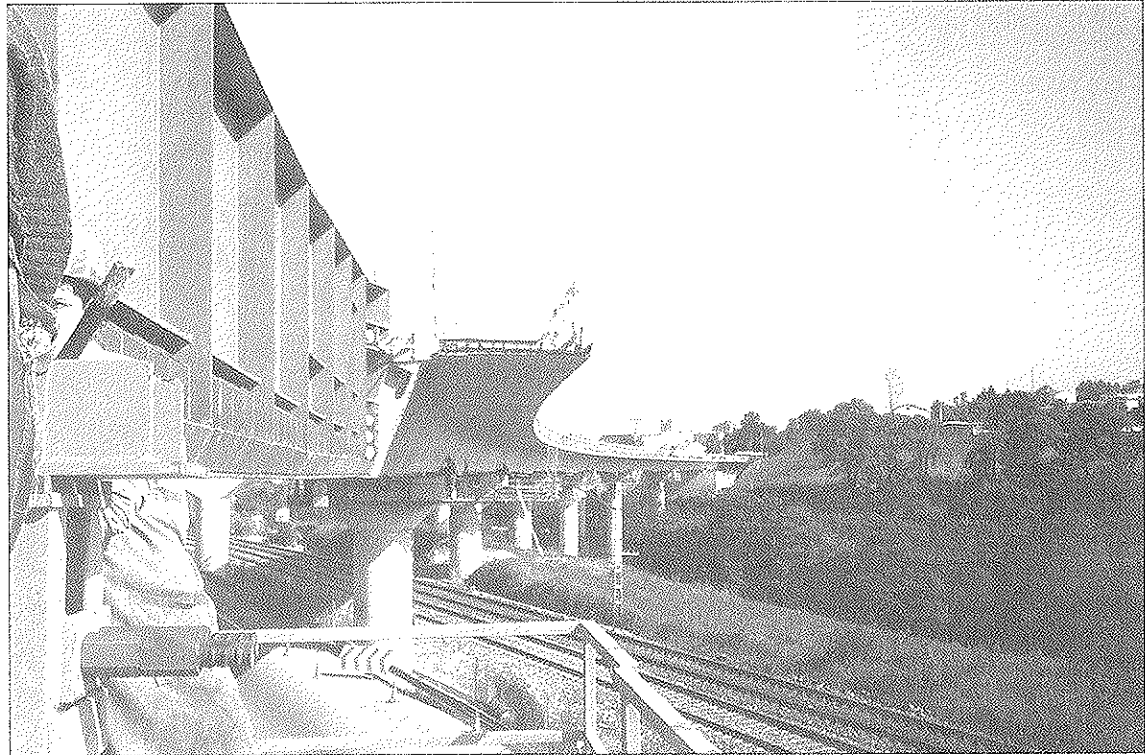


Foto 23. Empujado del Viaducto de El Cueto, en Asturias.

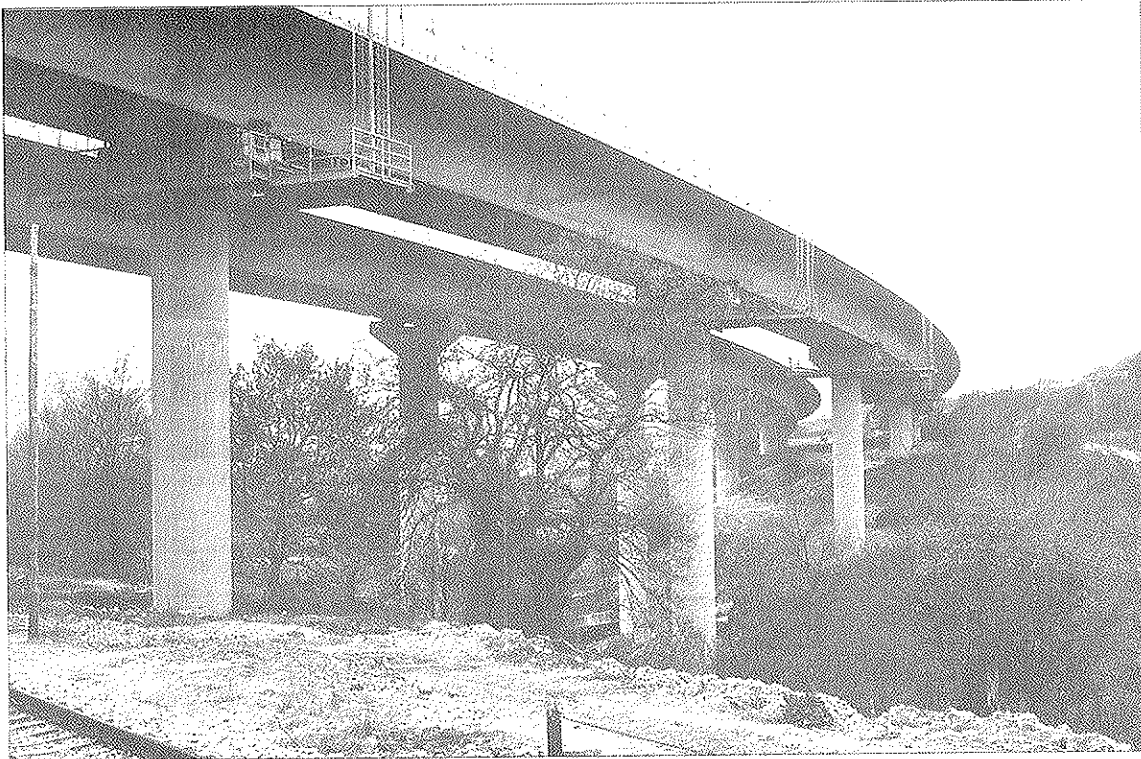


Foto 24. Viaducto de El Cueto, en Asturias. Puente curvo, empujado, de 344 m de longitud (luz máx.: 52 m.). Unidades de pretensado 2400,6", 1900,6", 1500,6", y 1200,6".

Como se ve en las últimas fotografías, la licenciataria de BBR en España también está en disposición de elevar o descender grandes cargas, y además, se ha introducido en el campo de los puentes empujados, suministrando no sólo el pretensado, sino haciendo todo el proceso de empujado de un puente.

De esta forma, nuestro equipo ha empujado el Viaducto de El Cueto. Tras un estudio cuidadoso de todo el proceso, éste se llevó a cabo con éxito, sin problemas dignos de mención. En cuanto a las experiencias obtenidas en este puente, cabe señalar que, por primera vez, se han empleado apoyos definitivos, como apoyos de deslizamiento durante la ejecución, en un puente curvo. El hecho de que los apoyos puedan girar, unido a la flexibilidad del dintel, puede crear unos esfuerzos horizontales lo suficientemente elevados como para dificultar el guiado del puente, debido al giro de los apoyos, si las almohadillas de deslizamiento no están totalmente centradas. Por ello, hay que tener mucho cuidado con el centrado de dichas almohadillas y controlar durante el empuje las desviaciones de trayectoria en todas las pilas, intro-

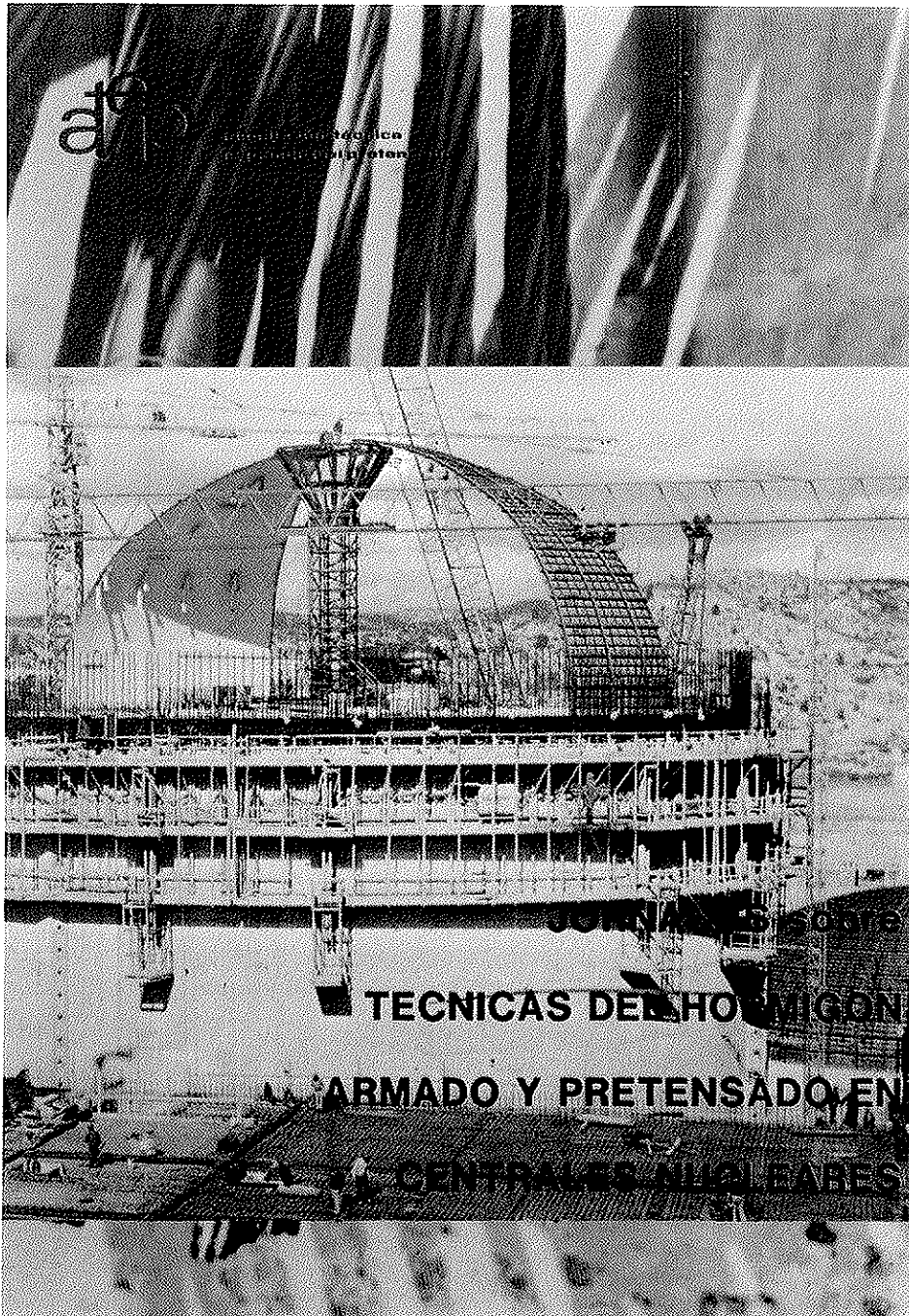
duciendo, si se precisan, puntos de guiado adicionales.

RESUMEN

Se exponen diversas realizaciones de puentes pretensados con el sistema BBR, así como las variaciones de este sistema en los últimos tres años. Se hace una referencia especial al Viaducto de «El Cueto» que ha sido, también, empujado por el equipo que aplica el sistema BBR en España.

SUMMARY

This report contains selected references of spanish bridges prestressed with BBR Technology in last 3 years and a presentation of the new developments of this system. «El Cueto» bridge is remarked. This bridge has been constructed by means of incremental launching method. Prestressing and launching was carried out by the Spanish licensee of BBR.



**JORNADAS
sobre
TECNICAS
DEL
HORMIGON
ARMADO
Y
PRETENSADO
EN
CENTRALES
NUCLEARES**

EDITADO POR:



**asociación técnica
española del pretensado**

Precio del ejemplar: 3.000 ptas.

Estructuras de la autovía de Extremadura, N-V; P.K. 334,0 al 395,0. Variante de Mérida y Mérida (Oeste) - Badajoz

Guillermo Ontañón Carrera
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. INTECSA

José Magnet Iñiguez
Ingeniero Industrial. INTECSA

INTRODUCCION

La tipología de las estructuras de la Autovía de Extremadura, en la Variante de Mérida y Mérida (Oeste)-Badajoz, corresponden a los siguientes tipos:

- Pasos Superiores, de losa, para anchos de 7,50 m y 11,00 m.
- Pasos Superiores, especiales, de losa.
- Puente de Voladizos sucesivos, sobre el río Guadiana (Variante de Mérida).
- Pasos Inferiores, de Vigas.

PASOS SUPERIORES DE LOSA

Pasos superiores de ancho 7,50 m

Este tipo de estructura se emplea para el cruce, sobre la Autovía, de los pasos de caminos.

El tablero es una losa pretensada, con luces de 14,00 - 20,00 - 20,00 y 14,00 m. Su sección transversal es un núcleo central, con forma trapezoidal, de bases 3,50 m y 4,50 m, con alas voladas 1,50 m, de espesor variable de 0,30 a 0,17 m, siendo el canto total de la losa de 1,00 m.

El postesado de la losa se realiza mediante 7 cables, de 12 \varnothing 0,6", de acero calidad 270 según normas ASTM A-416 y tensión de rotura 190 kg/m². El acero de las armaduras pasivas es AEH-500, de límite elástico 5100 kg/cm², y la resistencia característica del hormigón, a los 28 días, en probetas cilíndricas, es de 350 kg/cm².

El tesado de los cables se realizó en dos fases, con resistencia del hormigón al 70% de la final y para el 65% de la fuerza de pretensado, en una primera fase, y con tesado final a los veintiocho días.

El apoyo del tablero de las estructuras losas de ancho 7,50 m, es mediante pila única circular, de \varnothing 1,00 m y estribos altos de hormigón, en el caso de cimentación directa mediante zapatas, para diferentes profundidades y tensiones del terreno. En el caso de cimentación profunda mediante pilotes, el apoyo es de pila-pilote, con diámetros de 1,00 m y 1,50 m, y los estribos son pórticos formados por dintel y dos pilotes de \varnothing 1,50 m, con los aparatos de apoyo dispuestos en el eje de los pilotes y suficientemente separados para evitar el anclaje del tablero en los estribos.

El número total de este tipo de estructuras ejecutadas, es de nueve.

Pasos superiores de ancho 11,00 m

Los pasos superiores de ancho 11,00 m, se emplean para cruce de la Autovía en zonas urbanas y enlaces.

El tablero es una losa pretensada, con luces de 14,00 - 20,00 - 20,00 y 14,00 m. Su sección transversal es un núcleo central, con forma trapezoidal, de bases 5,00 m y 6,00 m, con alas voladas 2,50 m, de espesor variable de 0,30 a 0,17 m, siendo el canto de 1,00 m.

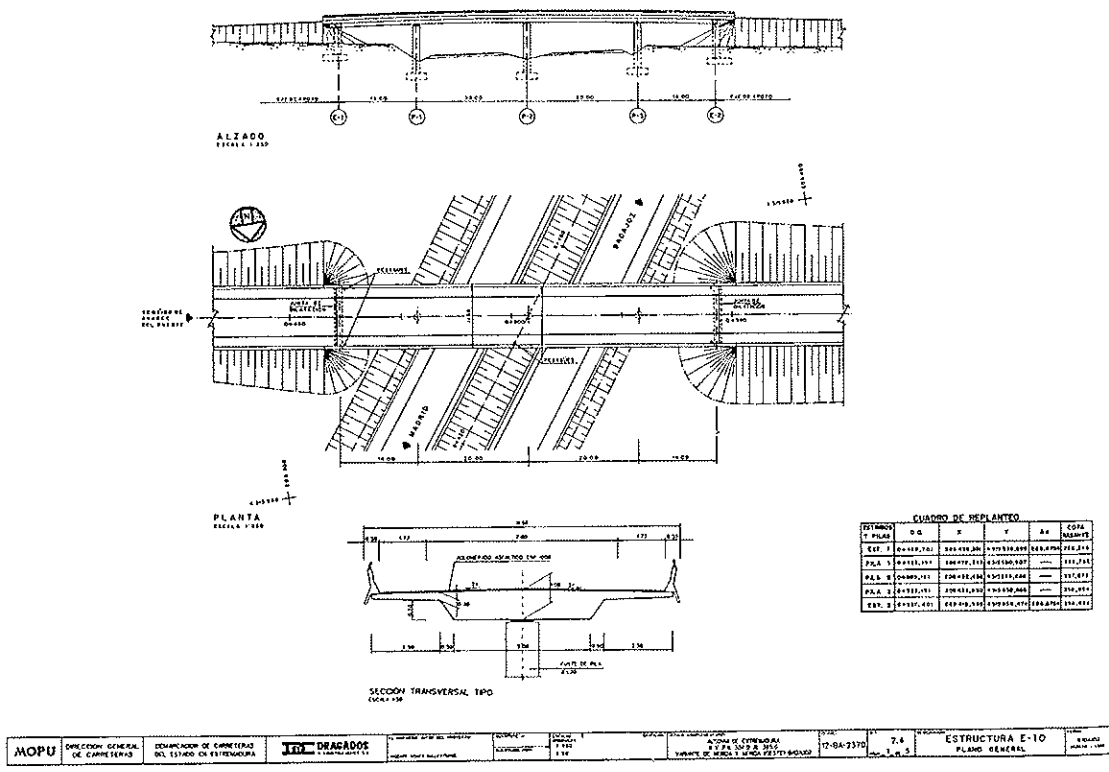


Figura 3.

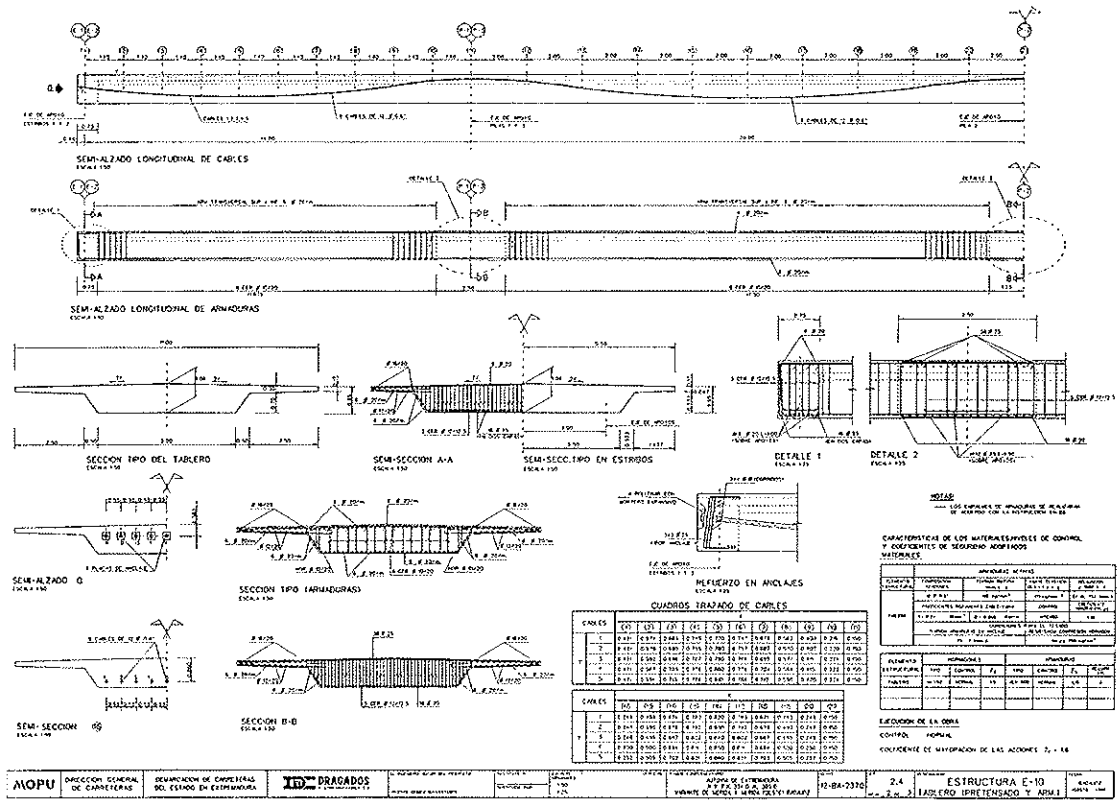


Figura 4.

Los materiales y secuencias de tesado es igual que en los de ancho 7,50 m, estando formado el pretensado por 9 cables de $12 \varnothing 0,6"$.

Los tableros de este tipo se apoyan sobre pilas únicas, circulares, de $\varnothing 1,20$ m, cimentadas sobre zapatas o sobre encepados de pilotes de $\varnothing 1,25$ m, y estribos altos en el caso de cimentación directa o estribos formados por dintel y dos pilotes de $\varnothing 1,50$ m.

El número total de estas estructuras de ancho 11,00 m ejecutadas es de ocho.

Pasos superiores especiales de losa

El cruce de la carretera Mérida-Cáceres sobre la Autovía, se realiza mediante dos Pasos Superiores de losa, E-6 y E-7.

- Estructura E-6, con luces de 19,18 - 28,30 - 28,30 y 19,80 m, ancho 11,60 m, canto 1,20 m, pretensado de 13 cables, de $15 \varnothing 0,6"$, y planta con radio circular. Su sección transversal es un núcleo central, con forma trapezoidal, de bases 5,00 m, y 6,28 m, con alas voladas 2,37 m, de espesor variable. Las pilas son únicas circulares, de $\varnothing 1,20$ m, cimentadas sobre encepado, con cuatro pilotes de $\varnothing 1,50$ m; y sus estribos están formados por dintel rectangular, de

$1,75 \times 0,80$ m, con espaldón de espesor 0,30 y dos pilotes de $\varnothing 1,50$ m.

- Estructura E-7, con luces de 17,00 - 25,00 - 25,00 - 17,00 m, ancho 11,10 m, canto 1,20 m, y pretensado de 13 cables de $12 \varnothing 0,6"$ y planta recta.

En la carretera de Badajoz - Cáceres se encuentra la estructura E-8. Es una losa pretensada con 12 cables de $12 \varnothing 0,6"$, con luces de 17,00 - 25,00 - 17,00 m, ancho 11,10 m, y canto 1,20 m.

La sección transversal de las E-7 y E-8 es un núcleo central, con forma trapezoidal, de bases 4,80 m, y 6,00 m, con alas voladas 2,27 m, de espesor variable de 0,30 a 0,18 m.

Sus tableros se apoyan sobre pilas únicas, circulares, de $\varnothing 1,20$ m, cimentadas con zapatas y estribos altos de hormigón armado.

En la carretera de Mérida a Sevilla y al cruzar sobre la Autovía, se encuentra la estructura E-15. El tablero, de losa pretensada, de luces 17,00 - 29,00 - 25,00 y 17,00 m, tiene un ancho de 11,60 m, canto 1,20 m, y planta con radio circular. El pretensado, sección transversal y pilas es idéntica a la de la estructura E-6. Varía con respecto a ésta en su cimentación, ya que es directa, mediante zapata y, por consiguiente, los estribos son altos, con aletas belgas.

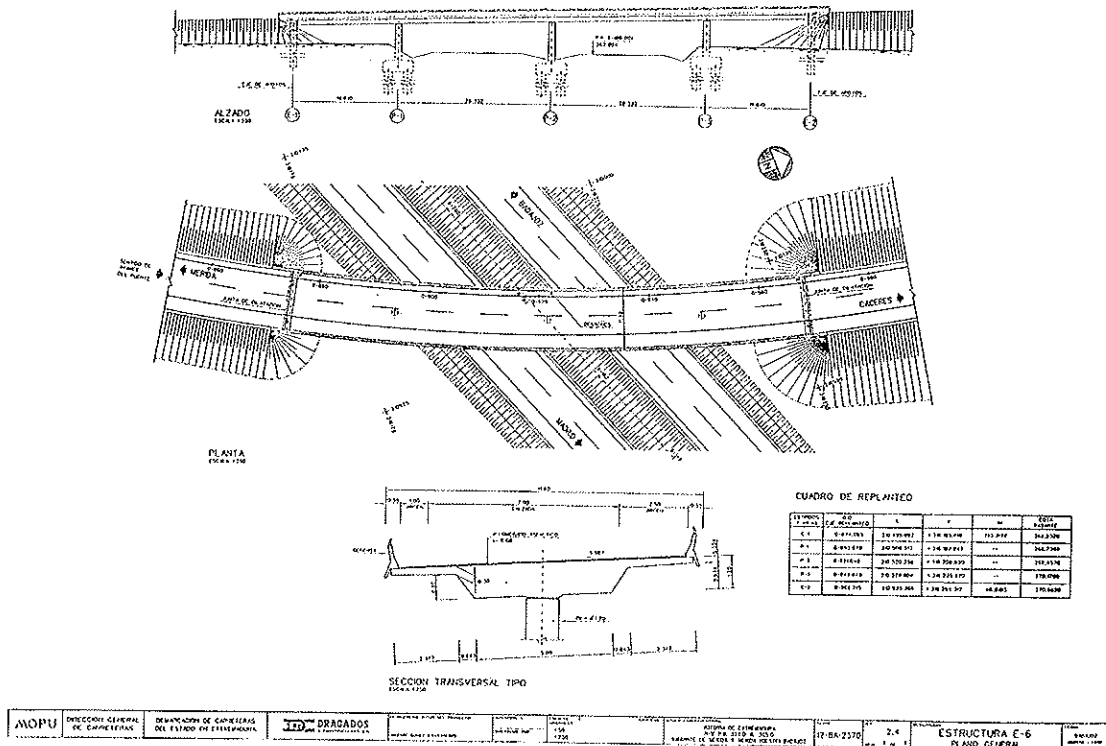


Figura 5.

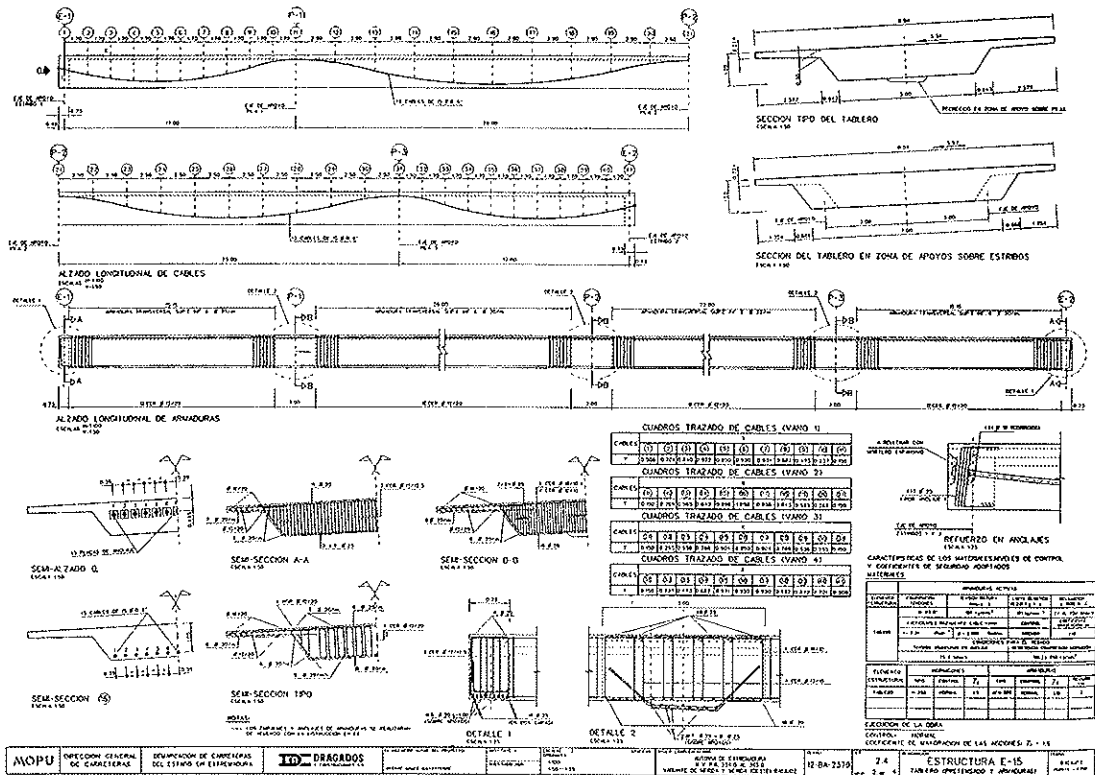


Figura 8.

Las estructuras E-9 y E-33, situadas cerca de zonas urbanas, tienen un ancho de 13,10 m, con aceras de 1,00 m. Es una losa pretensada con 20 cables de 15 ϕ 0,6", de dos vanos de 25,00 m, de luz y canto de 1,00 m. El cuerpo central de su sección transver-

sal es trapezoidal, con bases de 6,54 m y 7,50 m, con alas voladas 2,50 m, de espesor variable de 0,30 a 0,19 m. El tablero está apoyado sobre dos pilas centrales, circulares, de ϕ 1,00 m, cimentadas sobre zapatas, y estribos altos con muros vueltos.

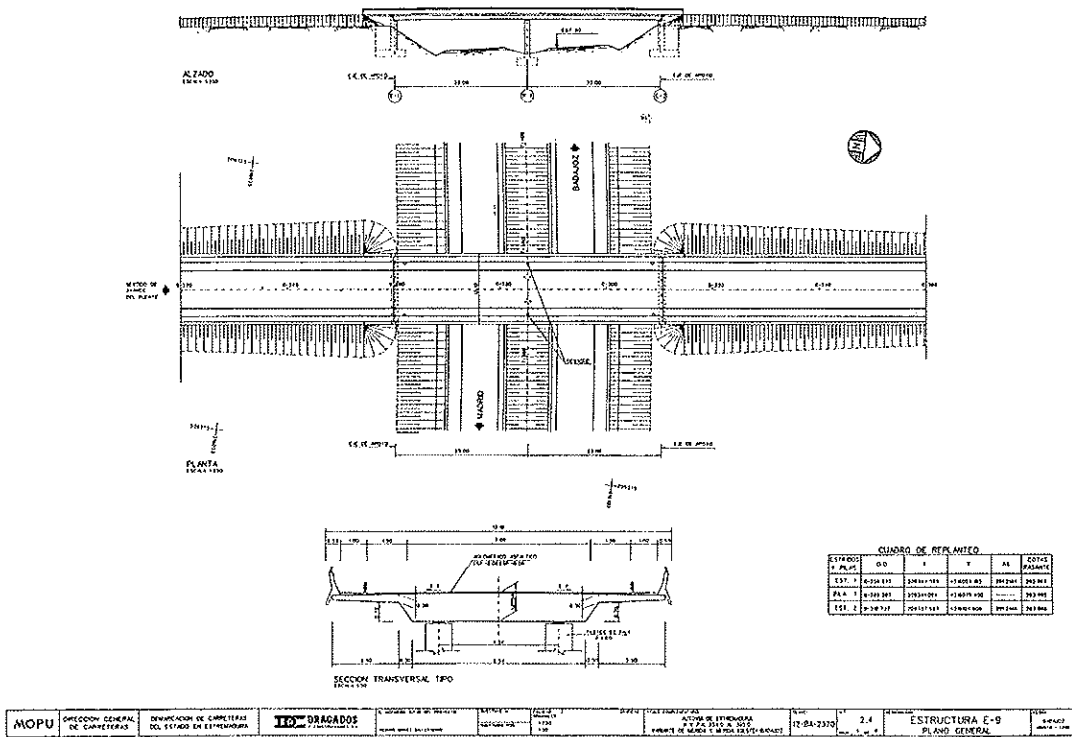


Figura 9.

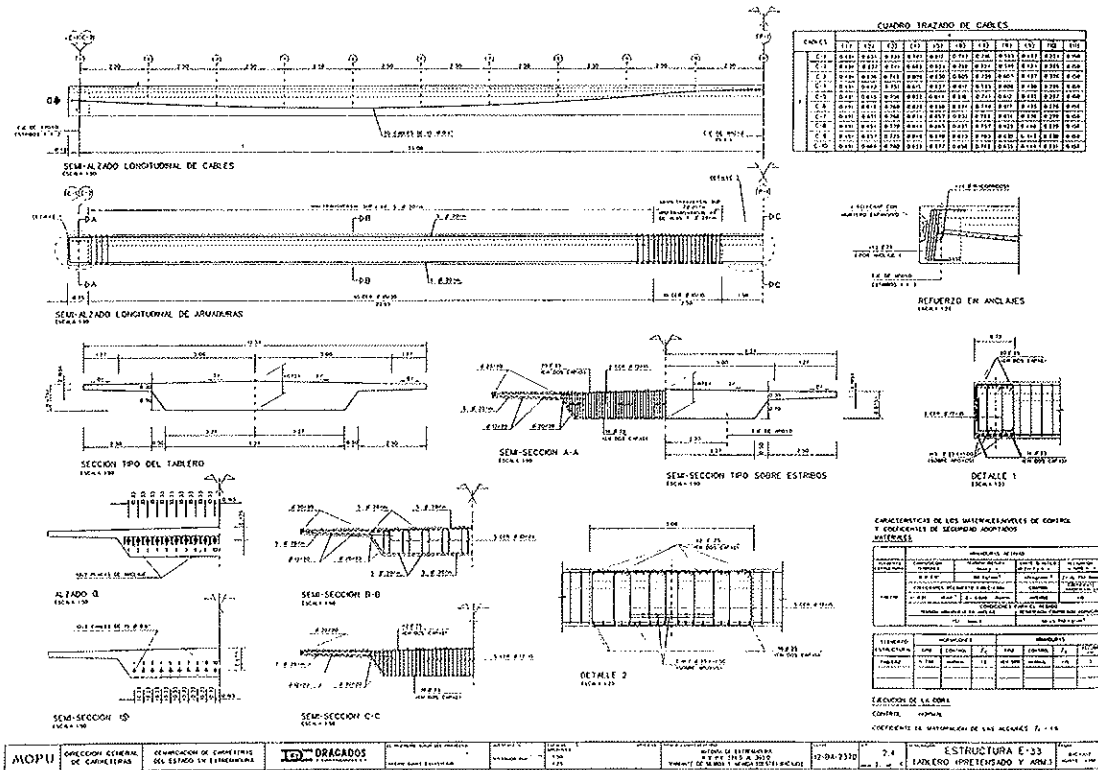


Figura 10.

La estructura E-13, situada en el Polígono Industrial, cruza la Autovía, con un ancho de 15,10 m, con aceras de 2,00 m. Es semejante a la E-9 en

su sección transversal, luces y número de vanos, pilas y estribos. El pretensado está formado por 24 cables de 15 ϕ 0,6".

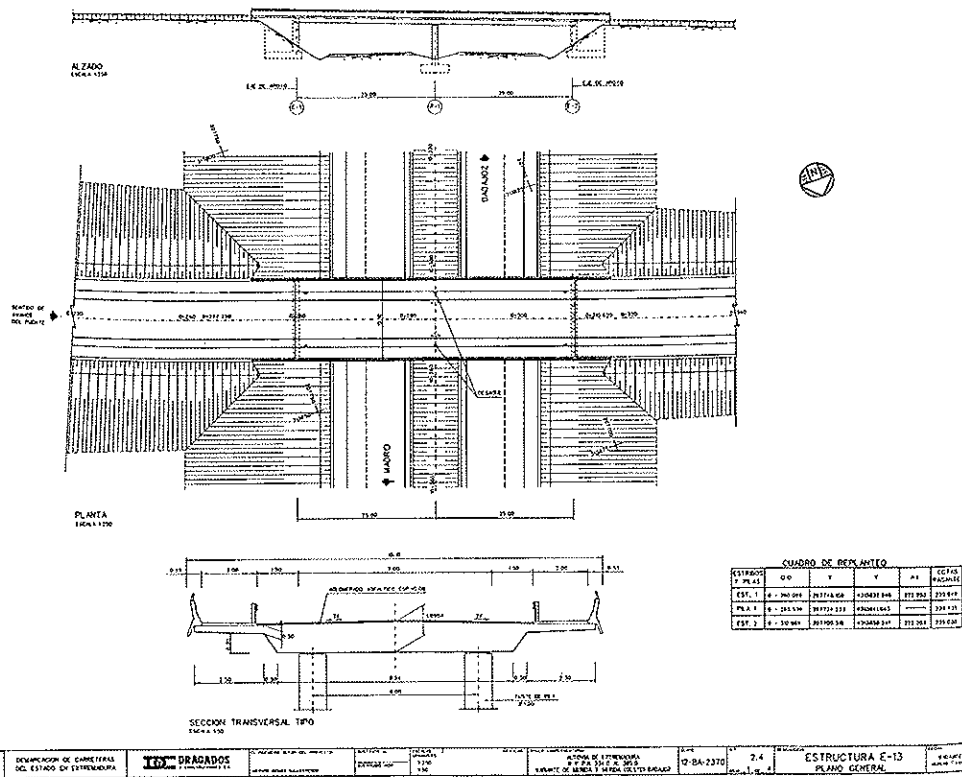


Figura 11.

Las estructuras E-14 y E-28, aunque están incluidas en este apartado, son de las de tipo de Pasos Superiores ancho 7,50 m, ya que lo único que varía son sus luces de 14,00 - 20,00 - 23,00 y 18,00 m, en la E-14, y de 14,00 - 20,00 - 23,00 y 20,00 m, en la E-28, por necesidades de un carril y de paso sobre un canal de riego, respectivamente, variando el número de cables de pretensado a 8 de 12 ϕ 0,6".

PUENTE DE VOLADIZOS SUCESIVOS, SOBRE EL RIO GUADIANA (VARIANTE DE MERIDA)

1. DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

El Puente de Mérida, ubicado sobre el río Guadiana, pertenece al tramo «Variante de Mérida» que forma parte común de la Autovía N-V en construcción y de la futura Autovía N-630.

Básicamente, la obra está constituida por dos puentes gemelos, uno por calzada, de 552,0 m de longitud. Longitudinalmente, se dividen en tres vanos centrales de 100 m, que salvan el cauce normal del río; dos vanos laterales de 60 m; otros

dos de 46 m y uno de 40 m, únicamente en la margen izquierda. La planta es recta y la rasante horizontal.

Cada tablero tiene una anchura total de plataforma de 13,60 m, que se distribuye en tres carriles de 3,50 m de anchura, dos arcenes laterales de 1,50 y 1,00 m de anchura, respectivamente, y dos resguardos laterales, de 30 cm, en los que se anclan las barreras rígidas que limitan lateralmente las calzadas. Estructuralmente, la sección transversal es un cajón monocelular, de hormigón pretensado, de 6,90 m de ancho y canto variable, con un mínimo de 2,30 m en vanos laterales y claves de los vanos principales, y un máximo de 5,25 m sobre pilas centrales. La anchura total de la calzada se consigue añadiendo al cajón dos voladizos laterales.

El espesor de la losa inferior del cajón es de 25 cm en los vanos laterales, y se incrementa linealmente, hasta alcanzar 57,5 cm, en los 23,5 m situados a ambos lados de las pilas principales. En la unión con las almas, se dispone de cartelas de 1 m de anchura, en las que se recrece la losa inferior 30 cm. La losa superior es uniforme siempre y tiene un espesor mínimo de 25 cm en el eje del tablero, que se incrementa hasta alcanzar 65 cm en la unión con las almas, a través de cartelas de 1 m de anchura en el interior del cajón y de 80 cm en el exterior del mismo. El espesor de la losa superior en el extremo de los voladizos laterales es

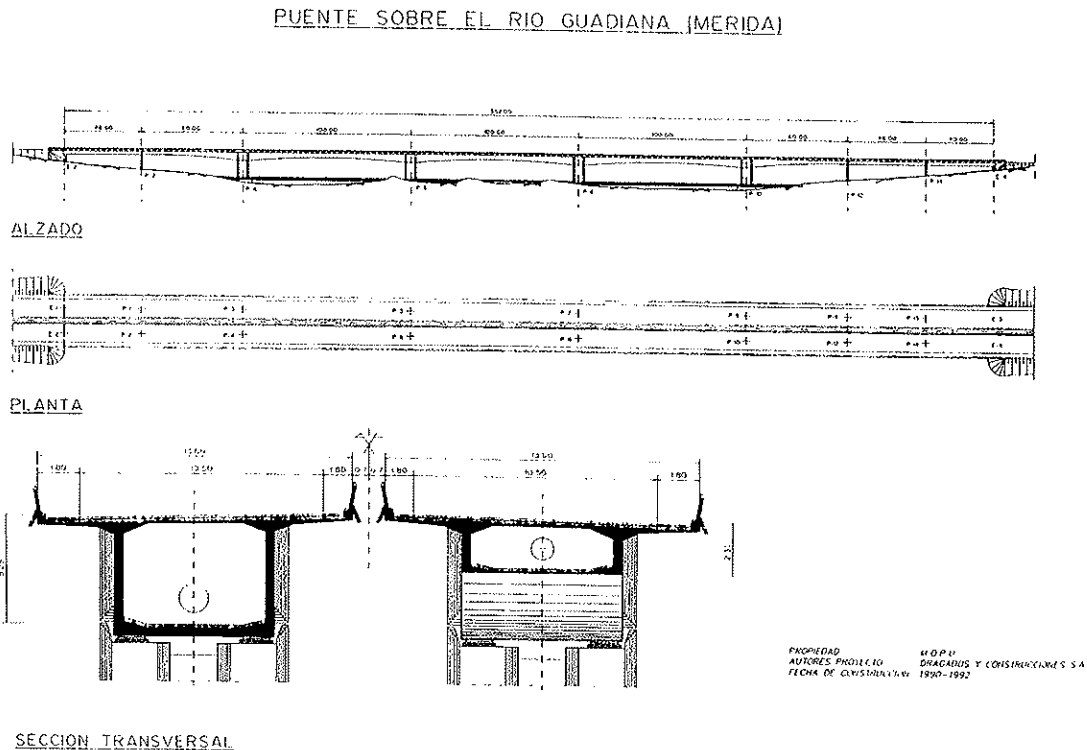


Figura 12.

de 20 cm, variando linealmente hasta alcanzar 35 cm en el inicio de la cartela de transición con el alma. El espesor de las almas es de 40 cm en toda su longitud, excepto los puntos de anclaje de los tendones de alma de los vanos laterales.

Las pilas están constituidas por un fuste las tres extremas, y por dos, las cuatro centrales, prismáticos, de hormigón armado, de 8 m de anchura total y espesor máximo de 1 m. La sección presenta un rehundido en su zona central, donde se alcanza un espesor mínimo de 50 cm. En coronación, destaca la zona de apoyo del tablero (dos apoyos por fuste) de la parte central, en la que se ha configurado una plataforma a un nivel ligeramente inferior, con el objeto de facilitar la instalación, si fuese necesario, de gatos para efectuar un levantamiento del tablero, recalce del mismo o sustitución de los aparatos de apoyo. La cimentación

de las pilas es profunda, mediante pilotes de 1,5 m de diámetro (8 pilas centrales y 4 en pilas laterales), excepto las pilas 13 y 14 cuya cimentación es directa.

Los estribos son elementos de hormigón armado, con cimentación directa, en la que se empuñan dos soportes de tipo pantalla, de 80 cm de espesor y canto variable, separados 6,00 m entre ejes. En coronación de estas pantallas se dispone un cargadero, cajeadado con la misma forma que el tablero en que apoya este último. Como en las pilas, se ha previsto una plataforma central, situada a un nivel ligeramente inferior al de los apoyos, para facilitar la colocación de gatos. La transición del terraplén a la estructura se amortigua mediante losas de hormigón armado, apoyadas en el murete de guarda de los estribos y situadas 75 cm por debajo de la plataforma.

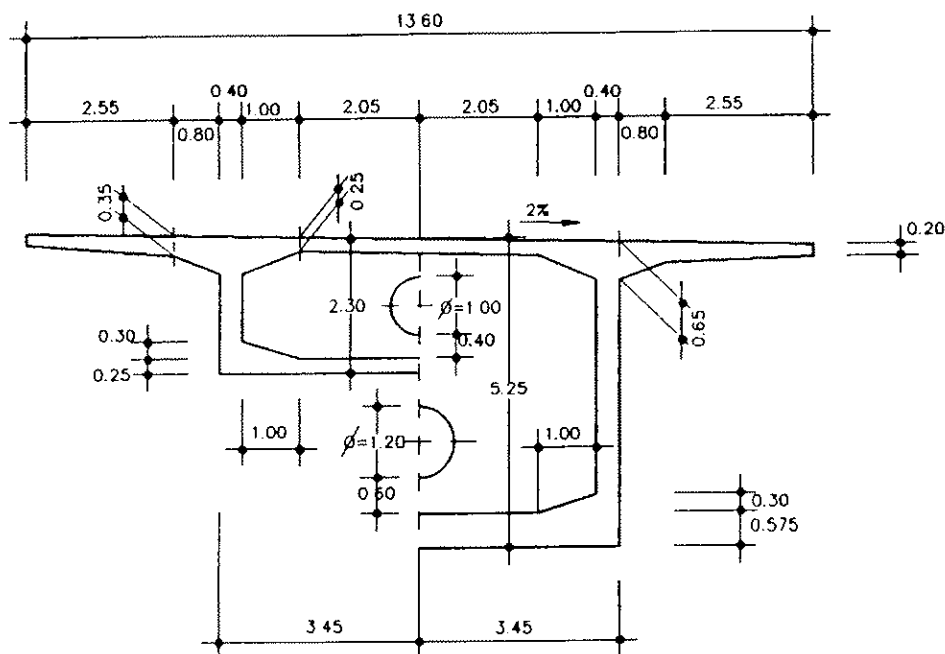


Figura 13. Sección transversal del tablero.

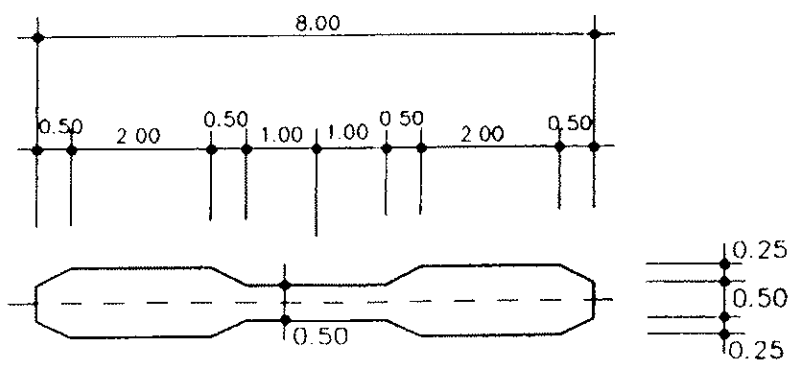


Figura 14. Sección transversal de la pila.

2. SISTEMA CONSTRUCTIVO

La construcción del viaducto se inició rellenando el cauce del río Guadiana, para crear dos penínsulas, una en cada margen, unidas entre sí mediante un puente provisional de vigas de 20 m. Desde esta plataforma se procedió a ejecutar los pilotes y encepados.

Los pilotes se excavaron y hormigonaron mediante camisa de chapa hincada en el terreno, gracias a un vibrador hidráulico de gran potencia (el PTC 110 H1, de 560 HP y 120 t de fuerza de tiro), y recuperada posteriormente en el proceso de hormigonado. Los encepados se hormigonaron aprovechando la época de desembalse de la presa de Montijo, al estar éstos bajo la cota de lámina de agua en la zona de influencia de la misma.

Las pilas del viaducto, de una altura media de 14,41 m se hormigonaron mediante encofrado trepante, de 5 m de altura, equipado con doble plataforma de trabajo y carros de desplazamiento para facilitar el desencofrado.

En la ejecución del tablero se distinguen dos zonas. La de los vanos laterales, hormigonada sobre cimbra, con carros de encofrado apoyados en la misma; y la de los vanos centrales, de 60 y 100 m, hormigonados mediante el sistema de voladizos sucesivos, con carro de avance.

La ejecución del tablero, en la zona de avance en voladizo, necesita previamente la realización de un tramo de tablero situado encima de las pilas, que denominamos «cabeza de pila». En este caso, la longitud de dicha cabeza de pila fue de 11 m. El número de carros de avance que se utilizaron fue de cuatro, es decir, se avanzó simultáneamente desde dos cabezas de pila, ambas de un mismo viaducto. De esta forma, se terminó uno de los viaductos en el mínimo tiempo posible, sirviendo desde entonces al tráfico de obra.

3. ANCLAJES PROVISIONALES EN CABEZA DE PILA

El hecho de que el esquema estático del viaducto fuera de viga continua, simplemente apoyada en las pilas, planteaba la necesidad de asegurarse frente a desequilibrios durante la construcción de los voladizos. La distribución «asimétrica» del pretensado superior del tablero, obligaba a un desfase de una dovela en un brazo, respecto al otro. Imprevistos durante la ejecución podían imponer el avance no simétrico de los carros. Ráfagas de viento, sobrecargas asimétricas e incluso variaciones en el peso propio de un brazo respecto al otro, podrían desequilibrar la T en construcción. Para salvar cualquier eventualidad de este tipo, se proyectó, desde un principio, el empotramiento elástico provisional, en la cabeza de pila, de la T en construcción.

Este empotramiento se materializó cosiendo la cabeza de pila al encepado de la misma, mediante 8 tendones de 15 cables de 0,6", tesados a 175 t cada uno. La situación de los tendones era: dos por cada alma del cajón y a ambos lados de las pilas dobles.

El anclaje inferior en el encepado era pasivo, del tipo semiadherente, con manguito de extrusión y vaina de 150 mm; y el superior, activo, de placa y cuñas. El cable de 0,6" era de tipo standard, sin protección, debido a su corta vida útil.

Los cables se colocaban antes del hormigonado del encepado, y se enfilaban por las almas del cajón y tesaban al disponer los carros para el hormigonado de 3.^a dovela.

4. EJECUCION DE LA CABEZA DE PILA

Para el hormigonado de las cabezas de pilas se concibió una estructura metálica que, colgando de soportes cosidos a la pila con barras de pretensar, permitía la colocación de un entramado de vigas metálicas, tablonos y forro, conformando la plataforma de trabajo y el encofrado de fondo de la primera fase de hormigonado.

En cada uno de los voladizos, de 3 m de longitud, se dispusieron 4 cerchas, dos debajo de cada alma del tablero. Las cerchas eran triangulares, para trabajar en voladizo, con su lado menor apoyado sobre la cara de la pila. Sus montantes y diagonales dobles permitían situar por su interior el soporte, la barra y el gato hidráulico de tesado. El husillo situado en el nudo inferior permitía situar la cercha en su posición correcta. En el plano superior de cada pareja de cerchas, en la vertical de cada nudo de la estructura, se situaban las vigas balancín, con cuñas de desencofrado en su centro, sobre las que se apoyaban las vigas maestras.

En el plano horizontal entre las pantallas que forman las pilas, se apoyaba la viga balancín directamente sobre los soportes, que formaban pareja, e intercalándose dos cuñas de desencofrado, se situaban las vigas maestras que mantenían el entramado de vigas, tablonos y forro.

El apoyo del conjunto se lograba con cerchas metálicas, unidas a unas piezas especiales embebidas en el hormigón de las pantallas mediante un bicono y una barra pasante de fuste a fuste. El bicono aseguraba la transmisión de las cargas verticales debidas al hormigonado; mientras la barra recogía la tracción derivada de los voladizos. El hecho de ser pasante la barra a tracción proviene de la necesidad de no comunicar a los fustes de las pilas esfuerzos de importancia en su coronación. Las barras se tesaron a 24 t, para prevenir posibles deformaciones en el voladizo, lo que obligó a situar entre pantallas un juego de punta-

les horizontales para recoger dicha carga. De esta forma, las barras entre las dos pantallas, junto con los puntales de arriostramiento, formaban un todo monolítico antes del hormigonado.

El hormigonado se realizó en tres fases: losa inferior, almas y losa superior. Para la ejecución de esta última se dispusieron perfiles HEB 300, de 12,00 m de longitud, apoyados en ventanas practicadas en las almas del tablero, como soporte de su encofrado. Para el desencofrado se dejaron cuñas en todos sus apoyos, realizándose el desmontaje de la estructura con el empleo de trácteles desde la cabeza de pila ejecutada.

5. EJECUCION DE LOS VOLADIZOS

5.2. Pretensado asimétrico. Carros de avance. Cables de reserva

Como ya se ha mencionado anteriormente, los vanos de 100 m y la mayor parte de los de 60 m, se ejecutaron por el sistema de avance en voladizo. Se realizaron un total de 8 Tes con carros de avance. Cada brazo de las Tes, estaba dividido en 9 dovelas, una de 4 m (la primera), dos de 4,5 m y seis de 5 m, siendo el peso de la dovela más pesada de 125 t, aproximadamente.

Los esfuerzos crecientes de flexión a los que se ven sometidos las ménsulas en su proceso constructivo, obliga a la aplicación de un esfuerzo de pretensado variable en función de la longitud de las mismas. Para ello, la losa superior del tablero fue proyectada con un pretensado longitudinal consistente en 36 tendones de 15 cables de 0,6". Dichos tendones nacían y morían, de dos en dos, en los distintos frentes de las dovelas. Es decir, los 36 tendones atraviesan la cabeza de pila. Los dos primeros tienen sus anclajes pasivos en uno de los frentes de ésta y sus anclajes activos en el frente de la primera dovela del brazo opuesto. En este frente se sitúan también dos anclajes pasivos de otros dos tendones, que cruzan la parte de la T construida y sitúan sus anclajes activos en el frente de la dovela siguiente del otro brazo; y así sucesivamente.

Esta distribución de tendones para momentos negativos, en la que la dovela N de un brazo se ancla a la dovela N + 1 del otro, es la que denominamos «pretensado asimétrico», frente a aquella distribución en la que la dovela N de un brazo ancla con la de mismo orden del otro («pretensado simétrico»). El tipo de pretensado superior influye, como es lógico, en el orden de ejecución del ciclo de hormigonado.

La ejecución de cada dovela del voladizo se realizó gracias a los carros de avance: una estruc-

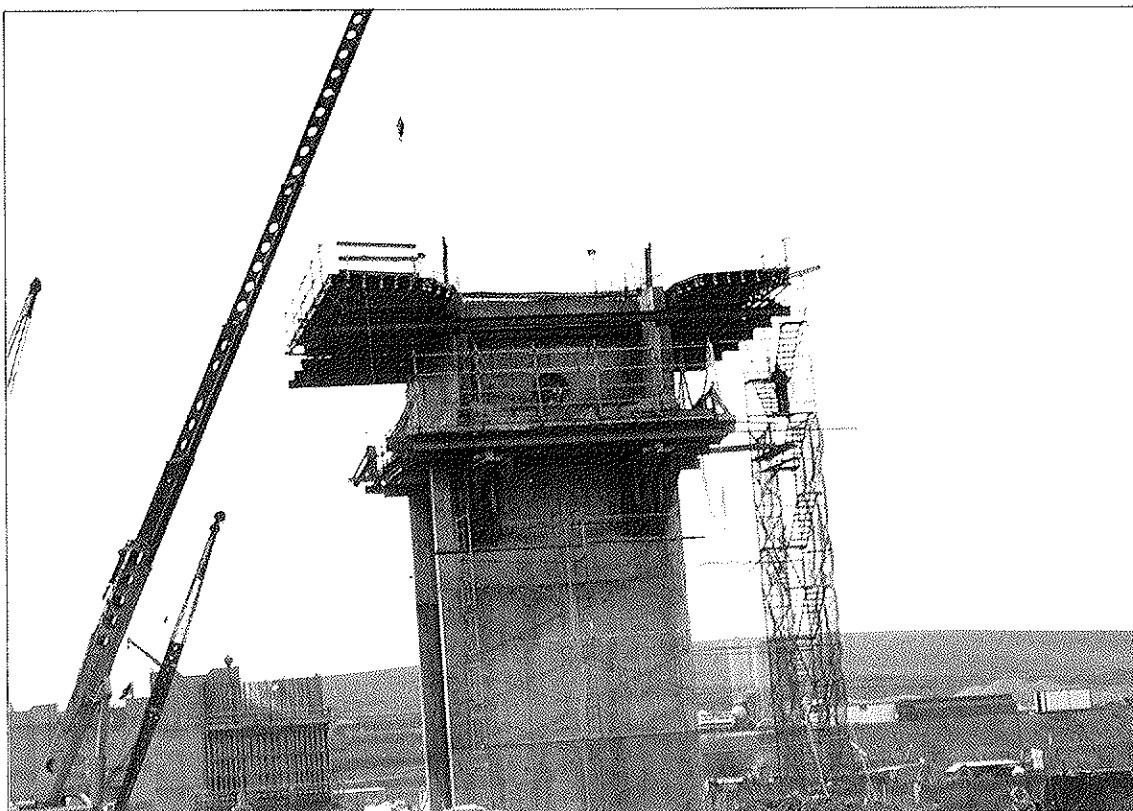


Foto 1. Cabeza de pila.

tura metálica, que, apoyándose en la parte de tablero ya construida, proporciona unos puntos de cogida para el encofrado en el frente de la dovela que se va a hormigonar. De esta forma, el peso de la nueva dovela se transmite a la última construida, mediante amarre directo a la misma de los encofrados, y a esa estructura. Los carros de avance, tenían un peso unitario de 58 t, admitiendo dovelas de hasta 180 t. La longitud máxima de dovela se limitó, en este caso, a 5 m, siendo el máximo posible de 6 m.

El encofrado interior fue estudiado en detalle, para su adaptación a las variaciones de canto de las sucesivas dovelas, así como a la aparición de tacones de anclaje en losa superior y almas.

El ciclo de construcción de dovelas se componía de las siguientes fases, para cada carro:

- Avance de carro y nivelación.
- Encofrado.
- Ferrallado y colocación de vaina.
- Hormigonado.
- Pruebas de rotura, enfilado y tesado.

Estas operaciones están interrelacionadas en los carros de una misma T, quedando el esquema

de trabajos semanal, para las dos parejas de carros, como se indica en el Cuadro 1.

La regularidad en la ejecución de dovelas (una dovela por carro de avance a la semana) se cumplió durante toda la obra.

Ante cualquier eventualidad en el proceso de avance en voladizo descrito anteriormente, el pretensado superior de las ménsulas se completaba con 4 conductos que posibilitaban la colocación de otros tantos tendones de 15 \varnothing 0,6", caso de ser necesario. Dichos conductos o cables de reserva se situaron también en el pretensado inferior de centro de vano. Ninguno de los cables de reserva llegó a ser utilizado.

5.2. Control de deformaciones.

Deformada final a $t = 0$ y $t = \infty$

El proceso evolutivo de la construcción del tablero por avance en voladizo, requería un tratamiento extremadamente cuidadoso en cuanto a la fijación de las cotas de rasante de cada sección. El estudio se inició en la fase de proyecto, teniendo en cuenta los valores teóricos de las deformaciones elásticas de las ménsulas sucesivas, los valores de la fluencia y retracción del hormigón, y la

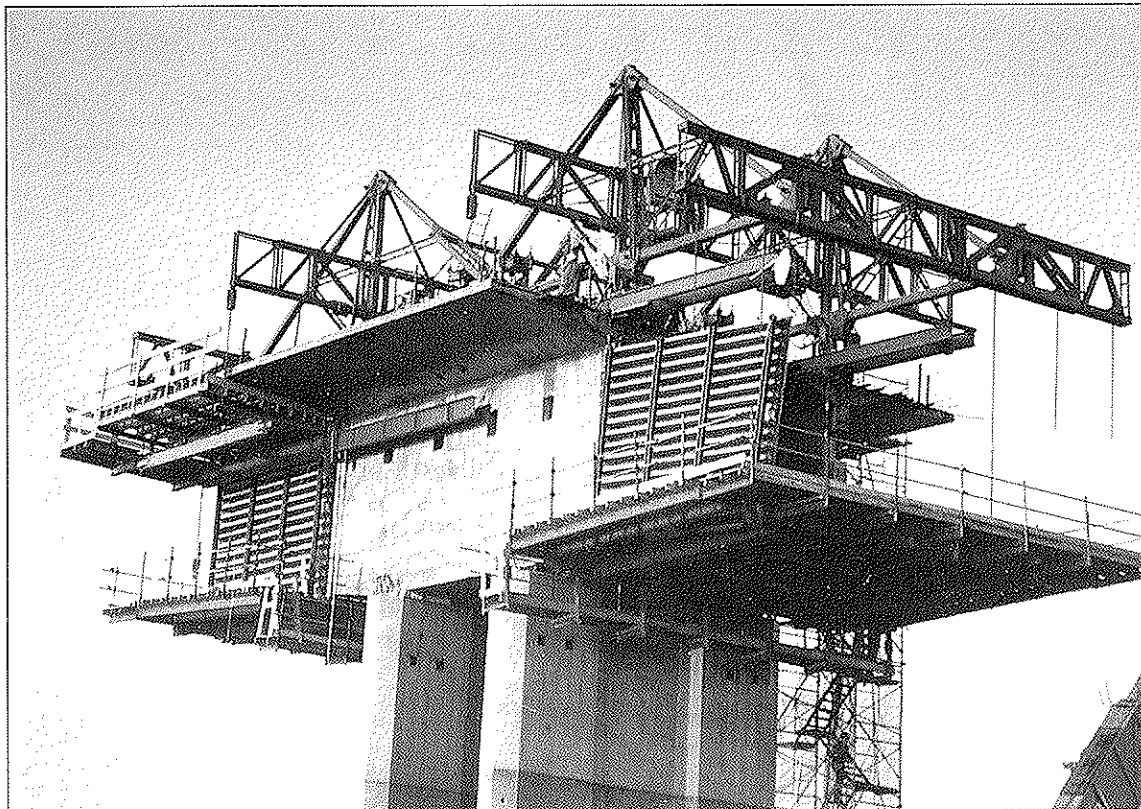


Foto 2. Carros de avance.

Cuadro 1

	PAREJA CARRO T - 5		PAREJA CARRO T - 7		
	G - 1	G - 2	G - 1	G - 2	
LUNES	M	Rotura probeta Tesado	Colocación de tubos pasantes y anclajes carros	Rotura probeta Tesado Avance carro	Hormigonado
	T	Avance carro	—	Encofrado	—
MARTES	M	Encofrado	Hormigonado	Montaje de ferralla, colocación de vainas	—
	T	Encofrado	—	Remates encofrado	—
MIERCOLES	M	Montaje de ferralla, colocación de vainas	—	Colocación de tubos pasantes y anclajes carros	Rotura probeta Tesado Avance carro
	T	Remates encofrado	—	—	Encofrado
JUEVES	M	Colocación de tubos pasantes y anclajes carros	Rotura probeta Tesado Avance carro	Hormigonado	Montaje de ferralla, colocación de vainas
	T	—	Encofrado	—	Remates encofrado
VIERNES	M	Hormigonado	Montaje de ferralla, colocación de vainas	—	—
	T	—	Remates encofrado	—	—

relajación de la armadura activa, tanto en construcción, de acuerdo con un plan de obra prefijado, como durante la vida útil de la estructura. Se determinaron las cotas a las que había que situar las sucesivas dovelas, partiendo de la estructura terminada y recorriendo el proceso constructivo en orden inverso.

De este estudio teórico se obtuvieron, para ayuda a la ejecución, unos cuadros de contraflechas, que incluían la correspondiente a la deformación del carro.

Durante el proceso constructivo, los valores reales de la contraflecha, en cada frente de dovela, se obtuvieron añadiendo a los teóricos, aquellos sumandos propios de la ejecución. Tales sumandos dependían: del gradiente térmico existente por solemamiento entre la losa superior e inferior de la sección transversal del tablero; de la diferencia real de pesos entre los brazos de una misma T; de la divergencia entre los valores teóricos y reales de las características de deformabilidad del hormigón, y de los errores de posicionamiento en dovelas anteriores.

6. CIERRE DE CLAVES. RASANTE DEFINITIVA

Para nivelar los frentes de las dovelas que concurren a una clave determinada, se diseñó y dispuso un mecanismo, a tal efecto.

Los movimientos que las variaciones y gradientes de temperatura y el peso propio de la dovela de cierre producían en los extremos de los voladizos, obligaron a bloquear éstos durante el hormigonado del cierre, evitando la aparición de fisuras y grietas inaceptables en las paredes y losa inferior de la dovela de clave.

Por otro lado, el acortamiento elástico que producía el pretensado en los dinteles, y los efectos diferidos de retracción y fluencia, originaban en las pilas unas deformaciones impuestas, inevitables. Era, por tanto, conveniente producir en los dinteles una cierta apertura que redujera esos efectos, de modo que se obtuviera sobre las pilas un sistema de esfuerzos y deformaciones más equilibrado entre el estado inicial, al finalizar la obra, y el definitivo, a tiempo infinito, tras el completo desarrollo de los fenómenos reológicos.

El conjunto de operaciones previstas para actuar sobre la estructura en los sentidos antes explicados, constituyó lo que se denominó cierre de claves. Una vez retirados los carros de avance, se colocó una estructura auxiliar de nivelación de claves y se procedió a la corrección y ajuste de cotas. Posteriormente, y actuando con gatos en el centro de gravedad de la sección de hormigón, se abrió la clave. Tras la apertura, se colocaron unos perfiles metálicos de bloqueo y se tesaron dos cables de pretensado. Las operaciones de cierre terminaron con el hormigonado y tesado, según el orden establecido en el Proyecto.

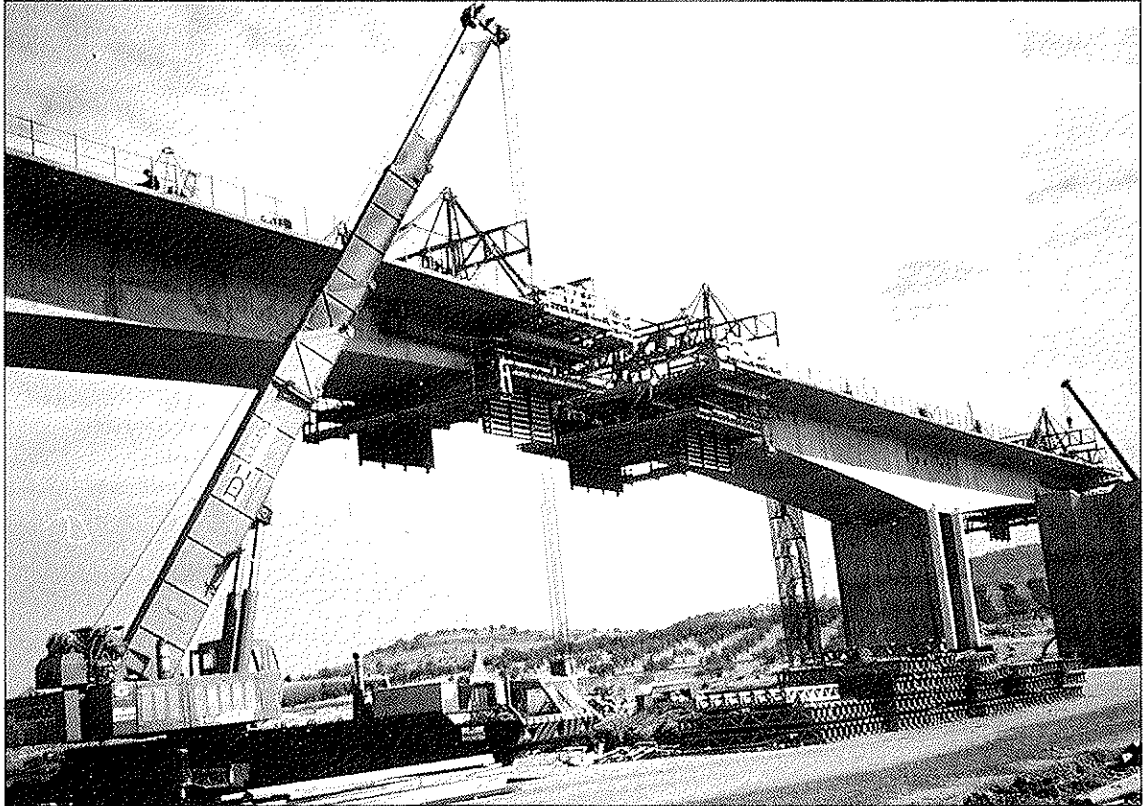


Foto 3. Fases del proceso constructivo

Los cierres con los vanos laterales no necesitaron apertura, nivelándose mediante contrapesos y bloqueándose con puntales referidos al terreno. A las pocas horas de hormigonado (≈ 12 h) se tesaron dos cables de continuidad, a los $2/3$ de su carga final, evitando así la aparición de fisuras.

PASOS INFERIORES DE VIGAS

Los tableros de este tipo de estructuras, en la Autopista, se resuelven mediante vigas prefabricadas, pretensadas, con sección doble - T. Una vez estudiadas las diferentes estructuras, se unificaron las luces, para 16,00 y 21,00 m, y el canto de la viga en 1,20 m. La losa de compresión es de 0,25 m de espesor y entre vigas se colocaron placas de encofrado perdido, para su hormigonado.

En todas las estructuras, las juntas de dilatación se dispusieron en los estribos, suprimiéndose las juntas en pilas. Los tableros se disponen en las calzadas de la Autovía, quedando libre la mediana.

La estructura E-2, sobre el arroyo de Albarregas, tiene 3 vanos de 16,00 - 21,00 y 16,00 m, con anchos de 11,56 m y 15,10 m, siendo diferente el

número de vigas por vano, en función del ancho y la luz.

La estructura E-5, sobre el arroyo Arquillos y una antigua conducción romana, es de un solo vano, de 21 m de luz, con ancho de calzadas de 11,56 m, con cinco vigas por cada una. El tablero se apoya sobre estribos altos, con muros en vuelta, con cimentación directa mediante zapatas.

En los cruces de la autovía sobre los canales de riego, existen tres estructuras de un solo vano de 21 m de luz en las estructuras E-21 y E-26, y de 16 m, en la E-23, con cinco vigas por calzada en cada una de ellas. Estos tableros se apoyan sobre un dintel pilotado, acompañado con aletas.

La estructura E-36, sobre el río Guadajira, está resuelta con 3 vanos de 21,00 m. En la calzada con sentido de circulación hacia Badajoz, el número de vigas es de cinco, para un ancho de 11,56 m; mientras que en el sentido hacia Madrid, el número de vigas por vano es distinto y han de abanicarse, pues tiene ancho variable, por incorporación de una nueva calzada.

La estructura E-39, sobre el río Endrín, con tres vanos de 16,00 m y cuatro vigas, está situada sólo sobre una calzada, ya que la autovía, en esta zona, se desdobra de la N-V aprovechando la estructura existente.

La estructura E-43, sobre el río Limonetes, además de los tres vanos de 21,00 m, con cinco vigas para ancho de 11,56 m, por cada calzada, tiene dos ramales con el mismo número de vanos y con cuatro vigas, para ancho de 9,00 m.

En la estructura E-44, sobre la carretera de La Albuera y canal de riego, los tableros de cada cal-

zada tienen luces de 16,00 - 21,00 - 21,00 y 16,00 m, con cinco vigas y cuatro vigas, para ancho de 11,56 m.

Los tableros de todas estas estructuras se apoyan en pórticos formados por dintel de sección rectangular, de 1,50 x 1,00 m, y fustes circulares de ϕ 1,00 m, cimentados sobre pilotes o zapatas, y

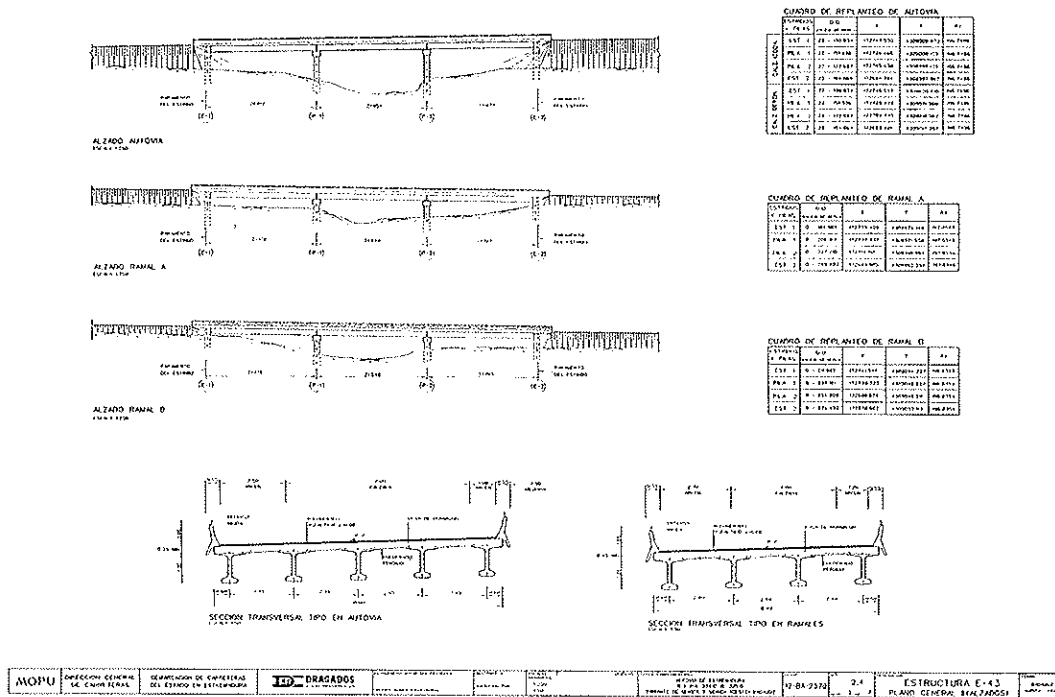


Figura 19.

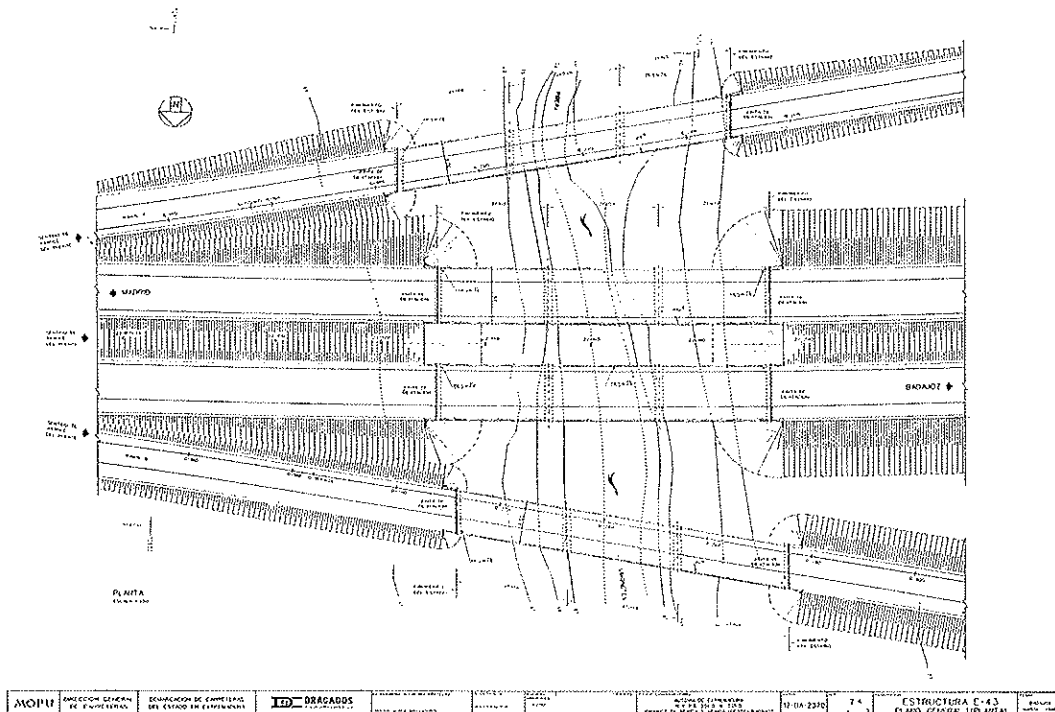


Figura 20.

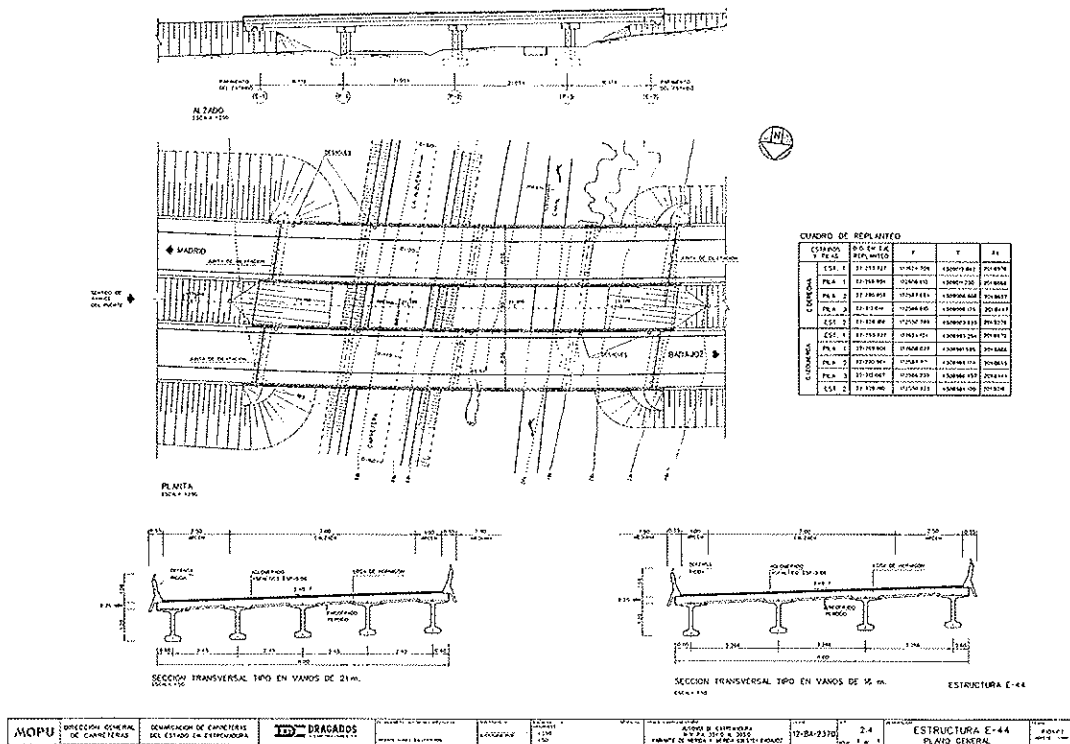


Figura 21.

estribos del mismo tipo, o con estribos perdidos sobre terraplén, en los casos de cimentación mediante zapatas.

Existen otras diez estructuras, para pasos inferiores de caminos de ancho entre 8,00 y 12,00 m libres, donde los tableros se resuelven mediante vigas prefabricadas, pretensadas, de 0,80 m de canto, losa de 0,25 m y apoyados sobre estribos prefabricados.

RESUMEN

Las estructuras que se proyectan para dicho tramo de la Autovía de Extremadura, se clasifican en los siguientes grupos:

- Pasos Superiores, de losas de ancho 7,5 m y luces 14-20-20-14 m.
- Pasos Superiores, de losas de ancho 11 m y mismas luces que las anteriores.
- Pasos Superiores, de losas de diferentes anchos, luces y número de vanos.
- Puente de voladizos, s/río Gadiana, de 552 m, repartidos en vanos de 46, 60, 100, 100, 60, 46 y 40 m.

- Pasos Inferiores, de vigas prefabricadas, pretensadas, para diferentes luces.
- Obras de fábrica para drenaje, pasos de caminos y encauzamiento de canales, mediante pórticos o marcos prefabricados.

SUMMARY

The structures designed in this paper could be classified in the following groups:

- Paving-flag overpasses (7,5 m of width) and lights 14-20-20-14 m.
- Paving-flag overpasses (11 m of width) and the same lights that above.
- Paving-flag of different width, lights and number of spans.
- Flying bridges over river Gadiana (552 m) distributed in spans of 46, 60, 100, 100, 60, 46 and 40 m.
- Underpasses of precast prestressed beams for different lights.
- Factory works for Drainage, Path crossing and Cannals guiding by bents or precast frames.

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 (Gerona).
- FREYSSINET, S.A.**—General Perón, 24. 28020 Madrid.
- GRACE, S.A.**—Apartado 523. 08080 Barcelona.
- HUARTE, S.A.—Oficina Técnica.**—Avda. General Perón, 40-C-4.º. 28020 Madrid.
- IBERDROLA, S.A. Servicio Formación.**—Referencia 3001. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
- IBERDROLA, S.A. Servicio Formación.**—Referencia 8501. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
- IBERICA DE ESTUDIOS E INGENIERIA, S.A. (IBERINSA).**—Avda. de Burgos, 11. 28036 Madrid.
- 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.
- INTERNACIONAL DE INGENIERIA Y ESTUDIOS TECNICOS (INTECSA). Biblioteca.**—Orense, 70. 28020 Madrid.
- JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA, S.A.**—Príncipe de Vergara, 103. 28006 Madrid.
- LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES. CEDEX.**—Alfonso XII, 3. 28004 Madrid.
- MECANOGUMBA, S.A.**—Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
- PACADAR, S.A.**—Hermosilla, 57. 28001 Madrid.
- PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.**—Apartado 138. 36600 Villagarcía de Arosa (Pontevedra).
- PRETENSADOS DEL LOURO, S.A.**—Polígono Industrial Atios. 36400 Porriño (Pontevedra).
- 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).
- SIKA, S.A.**—Carretera de Fuencarral, 72. Polígono Industrial. 28100 Alcobendas (Madrid).
- TECPRESA, S.A.**—Velázquez, 105. 28006 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.**—Paseo de la Castellana, 117-2.º dcha. 28046 Madrid.

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**