

Hormigón

Nº 187

Acero

ASOCIACIÓN
TÉCNICA
ESPAÑOLA
DEL
PRETENSADO

INSTITUTO
EDUARDO TORROJA
DE LA CONSTRUCCIÓN
Y DEL CEMENTO

COLEGIO OFICIAL
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 TENCICOS.** Centro de Documentación "Josep Renal".—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.
- 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).
- ECHO.**—De Hoeven, 15. B-3530 Houthalen (Bélgica).
- 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 POLITECNICA SUPERIOR DEL EJERCITO.** Departamento de Infraestructura.—Joaquín Costa, 6. 28006 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

nº 187

2º Trimestre 1993

CUOTAS ANUALES

	<u>ESPAÑA</u>	<u>EXTRANJERO</u>
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

Impreme: 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.
CONTROLEX.—Alicante.
CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.—Barcelona.
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIONES ARQUITECTONICAS.—Escuela Técnica
Superior de Arquitectura.—Sevilla.
DEPARTAMENTO DE MECANICA DE MEDIOS CONTINUOS Y TEORIA DE
ESTRUCTURAS.—Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y
Puertos. Universidad Politécnica. Madrid.
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS. Diputación Foral de Guipúzcoa. San Sebas-
tián.
DITECO, S.L.—Valencia.
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. U.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).
ESTRUCTURAS Y ENCOFRADOS RETICULADOS, S.A.—Alicante.
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).
HORMADISA, S.L.—Valga (Pontevedra).
IDEAM, S.A.—Madrid.
INBADELCA, S.A.—Baracaldo (Vizcaya).
INDUSTRIAS VEYGA, S.A.—Tarrasa (Barcelona).
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.
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.—Avila.
LABORATORIO GEOCISA. Biblioteca.—Coslada (Madrid).
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.—Madrid.
LABORATORIOS DEL SURESTE, S.L.—El Palmar (Murcia).
LAIN CONSTRUCCIONES.—Madrid.
LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).—Castellón de la Plana.
METALURGICA GALAICA, S.A.—Narón (La Coruña).
MINISTERIO DE DEFENSA. DIRECCION GENERAL DE INFRAESTRUCTURA.—Madrid.
MINISTERIO DE DEFENSA. DIRECCION DE INFRAESTRUCTURA DEL MANDO SUPERIOR DE APOYO LOGISTICO DEL EJERCITO.—Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS. DEMARCACION CASTILLA-LEON.—Valladolid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS. SERVICIO DE PUENTES Y ESTRUCTURAS.—Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES. DIRECCION GENERAL PARA LA VIVIENDA Y ARQUITECTURA. SUBDIRECCION GENERAL DE NORMATIVA BASICA Y TECNOLOGICA.—Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES. SUBDIRECCION GENERAL DE NORMATIVA TECNICA Y ANALISIS ECONOMICO.—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.
RUBIERA, S.A. FORJADOS Y CUBIERTAS.—León.
S.C.N., S.A.—Madrid.
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.
SOCIEDAD ESPAÑOLA DE AUTOMOVILES DE TURISMO (SEAT). Biblioteca.—Barcelona.
SPANDECK CATALANA, S.A.—Barcelona.
TECNICA Y PROYECTOS, S.A.—Madrid.
TECNOS, GARANTIA DE CALIDAD, 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 LA LAGUNA.—La Laguna (Tenerife).
UNIVERSIDAD DE OVIEDO. Biblioteca Universitaria.—Oviedo.
UNIVERSIDAD POLITECNICA. Hemeroteca.—Valencia.
VIGUETAS MUBEMI, S.A.—Torrente (Valencia).
VISANFER, S.A.—Totana (Murcia).
VORSEVI, S.A.—Ingeniería y Control de Calidad.—Sevilla.

EXTRANJERO

ABCP/LIBRIS.—EBSCO.—Rio de Janeiro (Brasil).
ASSOCIACAO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.—Sao Paulo (Brasil).
BIBLIOTECA DEL DIPARTIMENTO DI ENGEENNERIA STRUTTURALE.—Politécnico
d'Torino: Torino (Italia).
COLTENZA, S.A.—Santa Fé de Bogotá. D.C. (Colombia).
CONSULBAIRES. INGENIEROS CONSULTORES, S.A.—Buenos Aires (Argentina).
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).
SWETS SUBSCRIPTION SERVICE.—Lisse (Holanda).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE QUITO. Biblioteca.—Quito (Ecuador).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE VALPARAISO. Biblioteca Central.—Valparaiso (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.

hormigón y acero n. 187

índice

	Págs.
457-0-187 Influencia de la rugosidad y la cuantía de cosido en el comportamiento de las piezas compuestas solicitadas a flexión	9 - 30
Influence de la rugosité et de la quantité des armatures transversales dans le comportement des éléments composites soumis à la flexion. The influence of roughness and reinforcement ratio on the behaviour of flexural composite beams. <i>E. González Valle; J. Gálvez Ruiz; L. García Dutari y R. Alvarez Cabal.</i>	
457-8-166 Ensayos bajo cargas de servicio de una losa postensada con tendones no adherentes. Resultados experimentales y comparación con las predicciones analíticas	31 - 55
Essais sous charges d'exploitation d'un plancher dalle précontraint par monotorons gainés graissés post-tendus. Résultats expérimentaux et comparaison avec des prédictions analytiques. Service load tests of a post-tensioned flat slab with unbonded tendons. Experimental results and comparison with analytical predictions. <i>F. Martínez Abella; P. Roca Fabregat y A. Marí Bernat.</i>	
591-2-248 Puente mixto sobre el río Najerilla, en Arenzana (La Rioja)	57 - 75
Pont mixte acier-béton sur la rivière Najerilla à Arenzana (La Rioja). Steel-concrete composite bridge over the Najerilla river in Arenzana (La Rioja). <i>F. Millanes Mato y J.M. González Barcina.</i>	
591-2-249 Puente mixto sobre la glorieta de Arroyo Meaques en Madrid	77 - 94
Pont mixte acier-béton sur la Rond-Point de Arroyo Meaques à Madrid. Steel-concrete composite bridge over the Roundabout of Arroyo Meaques at Madrid. <i>J.F. Millanes Mato; J. García-Miguel Morales y J. Pascual Santos.</i>	
591-6-14 La cúpula autotensada o el triunfo de la levitación	95 - 112
La coupole autocontrainte ou le triomphe de la levitation. The autostressed dome or the triumph of lévitation. <i>F. Escrig y J. Pérez Valcárcel.</i>	
685-0-26 Estudio de la utilización de adición de cenizas volantes en la fabricación de hormigones	113 - 132
Étude de l'utilisation des cendres volantes ajoutées à la technologie du béton. Study on the utilization of addition of fly ashes in the concrete technology. <i>A. Leiro López y B. Mateos Sanz.</i>	

Normas que deben cumplir los artículos que se envían 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 incomprensión. 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.

NUEVA PUBLICACION
MANUAL H.P.7-92
RECOMENDACIONES PARA LA
CONSERVACION DE PUENTES
PRETENSADOS

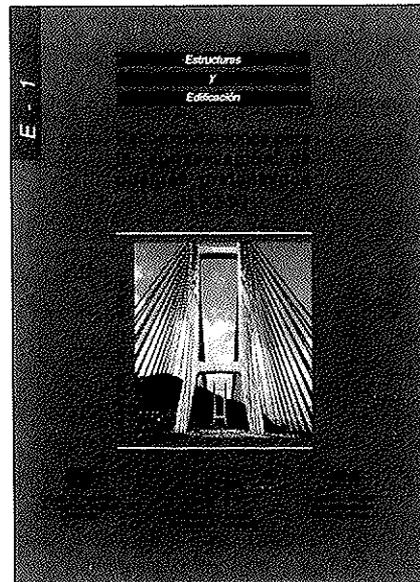
Continuando con la serie de Manuales que esta Asociación Técnica Española del Pretensado viene publicando, en los cuales se recogen las recomendaciones que se consideran idóneas para conseguir una adecuada realización de las obras pretensadas y su buen comportamiento a lo largo de su vida de servicio, 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.

Influencia de la rugosidad y la cuantía de cosido en el comportamiento de las piezas compuestas solicitadas a flexión

**Enrique González Valle
Jaime Gálvez Ruiz
Dres. Ingenieros de Caminos**

**Luis García Dutari
Ingeniero Civil
Cát. Edificación y Prefabricación. ETSICCP de Madrid.**

**Ramón Álvarez Cabal
Dr. Ingeniero Industrial.
Dpto. Mecánica Estructural y Construcciones Industriales. ETSII de Madrid**

1. INTRODUCCION

El desarrollo de la Construcción, su creciente industrialización y la incorporación de los sistemas de prefabricación han propiciado la aparición, y amplia difusión, de una tipología de piezas, para solicitaciones de flexión, conocidas como piezas compuestas. Se caracterizan por la presencia de dos fases de hormigonado, generalmente una prefabricada y la otra vertida "in situ". El empleo de una parte prefabricada aporta indiscutibles ventajas, entre las que caben destacar: reducción de los encofrados, reducción de cimbras o apeos provisionales, disminución de los plazos de ejecución y un mejor control de calidad en factoría que en obra. El empleo de una fase "in situ" permite reducir los pesos y volúmenes de transporte y la posibilidad de restablecer el monolitismo de la pieza acabada. Sin embargo, la presencia de una discontinuidad de hormigonado solicitada a tensiones tangenciales condiciona la resistencia y la rigidez de la pieza. En nuestra investigación abordamos el estudio de las piezas compuestas con armadura transversal de cosido.

Son numerosos los estudios y ensayos realizados —en las referencias (1), (7) y (8) se recogen muchos de ellos— y permiten distinguir dos etapas en el comportamiento de este tipo de piezas:

—La primera, hasta la rotura de la adherencia entre hormigones, en la que el comportamiento corresponde al de una pieza monolítica.

—La segunda, una vez rota la adherencia, en la que el comportamiento es el de una pieza compuesta propiamente dicha.

La primera de las etapas es muy frágil y se agota con corrimientos muy pequeños (0,13 mm), siendo muy sensible a la presencia de materiales interpuestos, que pueden inhibir este mecanismo (10); las piezas sin armadura de cosido agotan su capacidad resistente al romperse la adherencia. En la segunda de las etapas, la rugosidad de la superficie permite que se movilice el mecanismo de "corte-fricción" entre hormigones. Una vez iniciado el corrimiento relativo entre las caras de la discontinuidad, y debido a la rugosidad, una superficie intenta "cabalgar" sobre la otra, abriéndose la discontinuidad y traccionando la armadura

de cosido, que a su vez provoca la compresión de las caras de la discontinuidad y permite que se movilicen las tensiones tangenciales (Figura 1.a). A su vez, las barras de cosido movilizan el "efecto pasador" (Figura 1.b) (3).

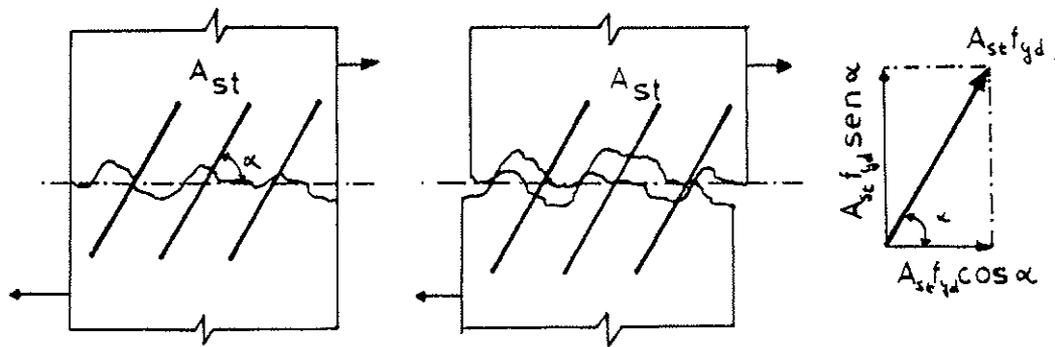
A igualdad de corrimientos, la tensión tangencial movilizada por la discontinuidad depende, entre otros parámetros, de la rugosidad y la cuantía de armadura de cosido; o lo que es lo mismo, para movilizar una determinada tensión tangencial, los corrimientos serán mayores o menores dependiendo de estos parámetros.

Hace aproximadamente cuarenta años (13) se inició el estudio de este tipo de uniones. Todas las investigaciones han teni-

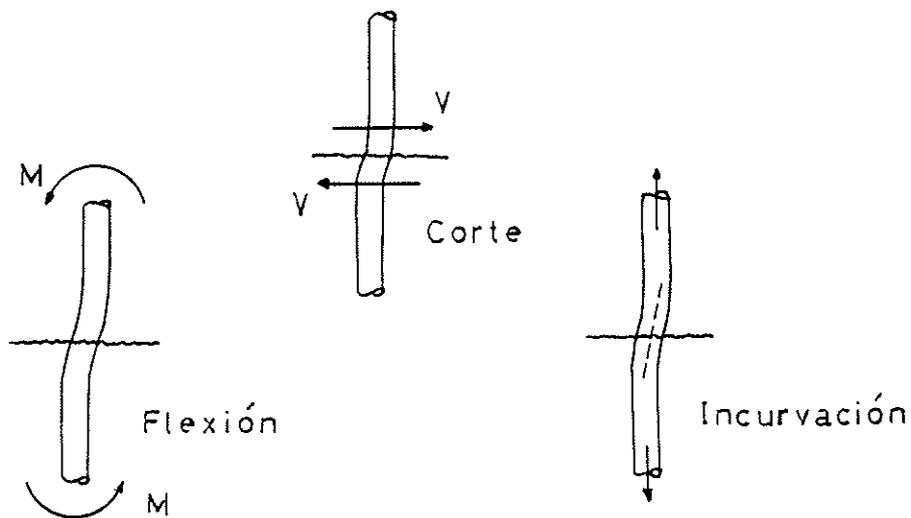
do un marcado carácter experimental y han puesto de manifiesto el complejo comportamiento de estas uniones, con un elevado número de variables, interdependientes unas de otras, y de carácter no lineal. Durante estos últimos años se han desarrollado una serie de modelos numéricos para caracterizar los mecanismos individuales de transmisión de tensiones tangenciales (1), (7) y (8).

Los parámetros que gobiernan el comportamiento de estas discontinuidades se pueden clasificar como dependientes de:

- Hormigón.
- Armadura de cosido.
- Tipo de sollicitación.



a) Mecanismo de "corte fricción"



b) Mecanismo "efecto pasador"

Fig. 1.

Las distintas Normas y Recomendaciones Técnicas recogen de modo simplificado estas investigaciones y estudios, establecen los métodos de cálculo de las tensiones que solicitan la discontinuidad y el modo de evaluar la resistencia a rasante de la unión. En estos aspectos, la Normativa Española presenta una importante laguna, y sólo la EF-88 (Art. 6.3.3) (12) recoge una especificación para forjados de viguetas.

El empleo de esta tipología de piezas en flexión hace necesario estudiar su particular comportamiento. Hasta la rotura de la adhesión en la discontinuidad, el comportamiento corresponde al de una sección monolítica, pero una vez rota existe un corrimiento relativo entre las dos fases de hormigón (3), que provoca una pérdida de rigidez en la sección (Figura 2). La magnitud de este corrimiento relativo, para movilizar las tensiones tangenciales que solicitan la discontinuidad, depende de las características de la unión.

No hemos encontrado ningún modelo que permita evaluar la deformabilidad de la pieza en función de los parámetros que gobiernan el comportamiento de la discon-

tinuidad. Juzgamos de interés cubrir este hueco, pues es común que piezas de este tipo superen, bajo sollicitaciones de servicio, el umbral de rotura de la adhesión en la unión, y resulta muy conveniente disponer de una herramienta que permita determinar correctamente los Estados Límite de Servicio por fisuración y deformación.

2. OBJETIVOS Y METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION

El objetivo de la investigación desarrollada es determinar cómo influyen en la flexibilidad de la pieza los principales parámetros que gobiernan el comportamiento de la discontinuidad (rugosidad, cuantía de armadura transversal, resistencia a compresión del hormigón y diámetro de las barras de cosido) una vez que ha perdido el carácter monolítico, por rotura de la adhesión entre las dos fases de hormigonado. El estudio se hace para cargas monotónicas, no abordando, intencionalmente, los aspectos relativos a la reología por cargas diferidas, ni a fatiga e histéresis por ciclos de carga.

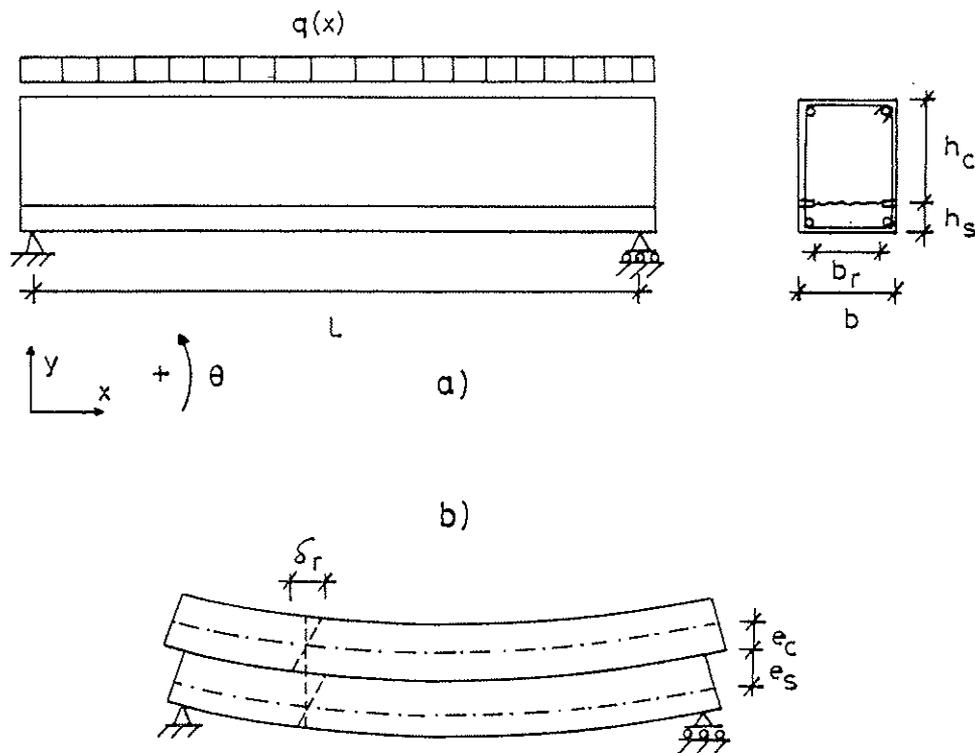


Fig. 2. Pieza compuesta.

Para conseguir este objetivo, la metodología empleada es:

—Desarrollo de un modelo de cálculo para evaluar la flecha; incorpora, en términos de rigidez, la formulación desarrollada para la transmisión de tensiones tangenciales. El modelo se contrasta con los resultados experimentales existentes (11) y (14).

—Estudio del comportamiento de la discontinuidad exenta, en función de los parámetros que gobiernan los mecanismos movilizados en la transmisión de tensiones rasantes. Esto permite determinar el grado de influencia de las distintas variables actuantes, comparar algunos de los modelos propuestos y seleccionar las variables significativas para el estudio de rigideces y flechas.

—Estudio paramétrico de flechas para las variables seleccionadas en el paso anterior. El estudio se hará para las piezas con las que se ha contrastado el modelo, lo que garantiza su correcto comportamiento y la posibilidad de comparar los resultados del modelo con algunos de los experimentales existentes.

—Ensayo de dos vigas, en laboratorio, para contrastar algunos de los resultados, dar fiabilidad a algunas de las hipótesis

adoptadas en el desarrollo del modelo y contemplar algunos aspectos que podrían haber pasado desapercibidos en la investigación numérica.

—Elaboración de las conclusiones, fundamentalmente en lo que se refiere a la influencia de los parámetros estudiados, frente al comportamiento en servicio.

3. MODELO DE CALCULO

3.1. Ecuación de campo y resolución del sistema

En las referencias (8) y (9) se recoge en detalle lo aquí expuesto, por lo que nos limitaremos a hacer un resumen. En las Figuras 2, 3 y 4 se representa una pieza de hormigón armado compuesta, con armadura de cosido, solicitada a flexión simple y biapoyada. Una vez rota la adherencia entre hormigones, se puede considerar que la cabeza y la suela son dos elementos viga distintos a los que se aplica la ecuación de la elástica, conectados por la discontinuidad, que transmite tensiones tangenciales y normales. El deslizamiento relativo de las caras de la discontinuidad en una sección viene determinado por:

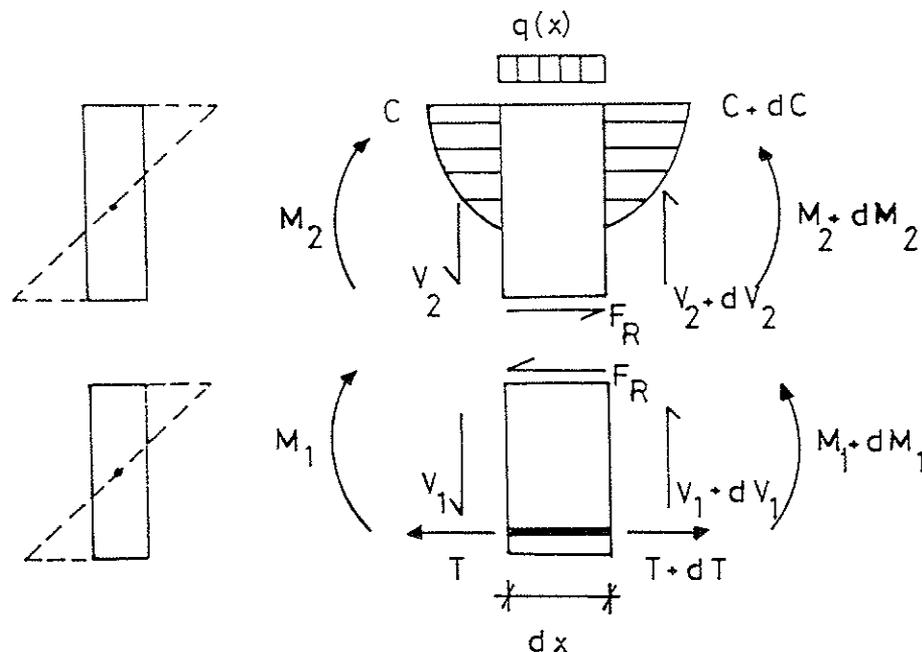


Fig. 3. Equilibrio de la rebanada.

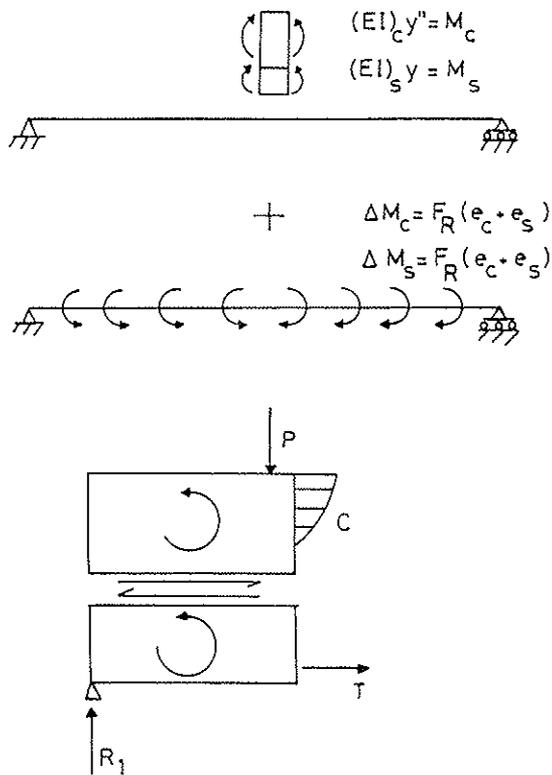


Fig. 4. Momentos actuantes una vez rota la adherencia.

$$\delta_r = y' (e_s + e_c) \quad (1)$$

La apertura de la discontinuidad se puede considerar despreciable al evaluar la flecha, puesto que la primera está en el rango de las décimas de mm y la segunda en el cm*. La ecuación de la elástica para cada fase es, por tanto:

$$\begin{aligned} (EI)_s y'' &= M - \Delta M_s \text{ (suela viga)} \\ (EI)_c y'' &= M - \Delta M_c \text{ (cabeza viga)} \\ \dots\dots\dots \\ (EI)^* y'' &= M - \Delta M \text{ (suma)} \end{aligned} \quad (2)$$

El criterio de signos para ΔM se recoge en la Figura 4.

$$\Delta M = F_R (e_s + e_c) \quad (3)$$

y queda, por tanto, como ecuación de campo:

* No se debe confundir esta simplificación con la evaluación de la apertura de la discontinuidad al establecer el equilibrio de tensiones en la discontinuidad, donde juega un papel decisivo.

$$(EI)^* y'' + F_R (e_s + e_c) = M \quad (4)$$

donde:

- (EI)* = Rigidez equivalente (suma de rigideces de cabeza y suelo).
- F_R = Fuerza rasante desde el punto de momento nulo a la sección.
- M = Momento exterior actuante en la sección.

e_c y e_s son la distancia de la discontinuidad al centro de gravedad de la cabeza y la suelo, respectivamente.

El razonamiento anterior es válido también para el caso en que la discontinuidad quede dentro de la zona comprimida, aunque aquí aparece la dificultad de evaluar la tensión rasante adecuadamente.

A partir de la ecuación de campo se obtiene la formulación débil correspondiente:

$$\int_0^l \psi \frac{d^2}{dx^2} [(EI)^* y''] + \int_0^l \psi \frac{d^2}{dx^2} [F_R (e_s + e_c)] = \int_0^l \psi q dx \quad (5)$$

se integra la ecuación por partes, dos veces, se deriva respecto de λ , por usar algoritmo incremental, se sustituye la flecha por su aproximación y se proyecta sobre las funciones de base, obteniéndose la siguiente ecuación matricial:

$$[K_G(a) - K_r(a) - C] \frac{da_j}{d\lambda} = P_0 \quad (6)$$

donde:

- $K_G(a)$ = Matriz de rigidez tangente.
- $K_r(a)$ = Matriz de rigidez equivalente debida a las tensiones tangenciales en la discontinuidad.
- C = Términos de contorno.
- a = Vector de desplazamientos nodales.
- P_0 = Vector de cargas, en el primer paso.

Se adopta el elemento finito barra con dos nodos y dos grados de libertad por nodo (desplazamiento vertical y giro). La deformación en la barra se calcula, a partir de los movimientos nodales, adoptando

como funciones de forma los polinomios de Hermite de tercer grado.

La matriz de rigidez global obtenida es complicada, lo cual, si bien no es irresoluble numéricamente, puede dar lugar a problemas de convergencia. El sistema discretizado se puede expresar del siguiente modo:

$$\psi(a) \equiv P(a) + f \equiv K(a)a + f = 0 \quad (7)$$

diferenciando respecto de λ :

$$\frac{dP}{da} \frac{da}{d\lambda} + f_0 \equiv K_r \frac{da}{d\lambda} + f_0 = 0 \quad (8)$$

el problema se puede resolver por el método de Euler:

$$a_{m+1} = a_m + \Delta a_m \quad (9)$$

correspondiendo Δa_m a la solución del sistema:

$$K_r(a_m) \Delta a_m = f_0 \Delta \lambda_m = \Delta f_m \quad (10)$$

donde m se refiere a los incrementos de λ o de la carga f .

El interés de emplear un método incremental reside en que, aparte de su simplicidad, los resultados intermedios obtenidos proporcionan una información muy útil sobre el comportamiento de la pieza en carga. El sistema de ecuaciones resultante en cada paso se resuelve por el Método de Gauss.

Las matrices de rigidez tangencial exigen conocer, en cada elemento, dM/dy . Como se ha visto, distinguimos dos fases en el proceso de carga. En la primera, el comportamiento es monolítico y la relación momento-curvatura corresponde a la sección completa; finaliza al romperse la adherencia entre hormigones. En la segunda, la relación momento-curvatura es suma de las correspondientes a la suela y la cabeza de la viga; esta fase se inicia con la rotura de adhesión y acaba con el agotamiento de la sección. Para la determinación de las leyes momento-curvatura de las vigas se han seguido las directrices del CEB (4). Una vez obtenida la relación momento-curvatura, se ajusta un polinomio de 4º grado, cuya derivada permite determinar la matriz de rigidez correspondiente a cada barra.

En piezas de hormigón armado, solicitadas a flexión simple, son habituales secciones como las recogidas en las Figuras 5 y 6, donde la cabeza de la viga no tiene armadura de tracción, lo que dificulta determinar su relación momento-curvatura. De modo simplificado, se asume la correspondiente a la inercia bruta, lo que es válido por ser una cabeza ancha y estar en zona comprimida; además, en la suma de rigideces, contribuye al total con un porcentaje bajo. En futuras investigaciones sería interesante determinar un coeficiente para evaluar la rigidez de la cabeza en función del tipo y forma de la sección.

3.2. Implementación de los modelos de transmisión de tensiones rasantes

Existen numerosos modelos para evaluar las tensiones tangenciales transmitidas por una discontinuidad de hormigón (1), (7) y (8); se han seleccionado los de Walraven (15) y de Bazant (2) por estar suficientemente contrastados experimentalmente, contemplar una serie de variables de interés en la presente investigación, y ser aptos para su implementación en un programa de elementos finitos.

Los modelos seleccionados para evaluar la transmisión de tensiones rasantes determinan la tensión por el mecanismo de fricción hormigón-hormigón, a partir del deslizamiento relativo en la discontinuidad para una apertura fijada de ella, lo que no es válido en el caso general. La aplicación de estos modelos ha requerido desarrollar un algoritmo iterativo que permita evaluar las tensiones al deslizarse progresivamente las caras de la discontinuidad; en cada paso es necesario establecer el equilibrio entre las tensiones normales a la discontinuidad y las tensiones en las barras de cosido, lo que permite conocer la apertura de la discontinuidad.

El criterio de **rotura de la adherencia** es claro en probetas "push-off", pues el corrimiento es casi uniforme, y corresponde a un valor aproximado del deslizamiento relativo de 0,13 mm, pero no lo es tanto en vigas, donde el deslizamiento varía de una sección a otra. Inicialmente se han obtenido buenos resultados, tanto estableciendo que se rompe la adhesión en toda la discon-

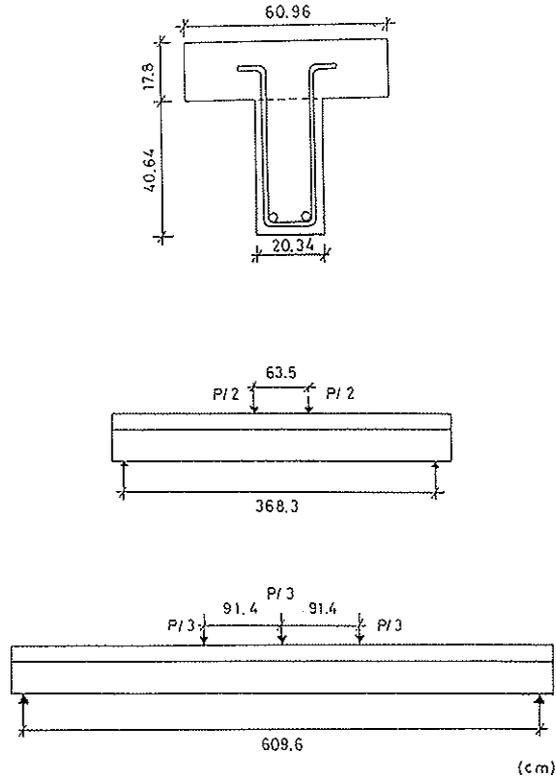


Fig. 5. Ensayos de Hanson (11).

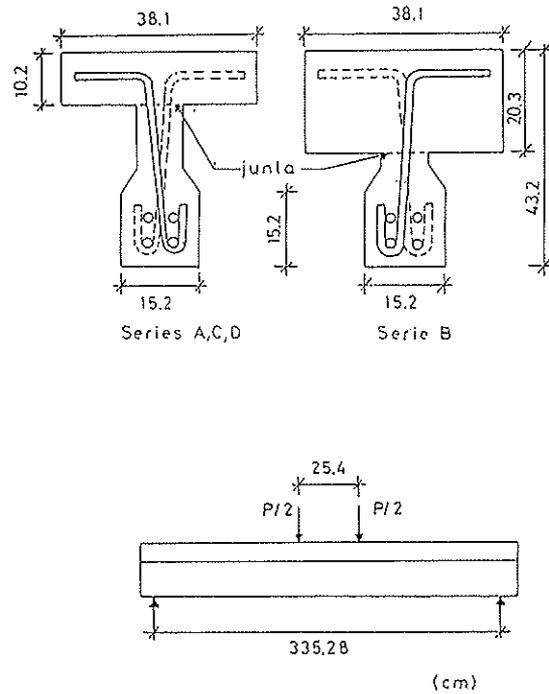


Fig. 6. Ensayos de Saemann y Washa (14).

tinuidad cuando se alcanza el valor de 0,13 mm para la media de los corrimientos en la discontinuidad, como cuando lo alcanza la sección de máximo corrimiento; posteriormente, se ha podido contrastar en laboratorio (8) que la rotura de la adhesión es prácticamente simultánea en toda la discontinuidad, cuando el corrimiento medio alcanza el valor crítico de 0,13 mm.

3.3. Verificación del modelo

Para la verificación del modelo se han seleccionado las colecciones de ensayos de Saemann y Washa (14) y Hanson (11), realizados con vigas de hormigón armado, biapoyadas (Figuras 5 y 6), solicitadas a flexión simple mediante cargas puntuales.

TABLA 3.1
Vigas de Saemann y Washa (14)

VIGA	LUZ (cm)	RUGOSIDAD	A. COSIDO (%)	$f_{ck, cabeza}$ kp/cm^2	$f_{ck, suela}$ kp/cm^2
2 - A	335,28	Intermedia	1,08	189	178
3 - C	335,28	Intermedia	0,54	216	215
8 - C	335,28	Intermedia	0,23	210	196
11 - C	335,28	Intermedia	0,13	202	208
2 - D	335,28	Intermedia	0,13	250	263

TABLA 3.2
Vigas de Hanson (11)

VIGA	LUZ (cm)	DISCONTINUIDAD	COSIDO (%)	$f_{ck, cabeza}$ kp/cm ²	$f_{ck, suela}$ kp/cm ²
BRS-I	368,3	Rugosa Adherente	0,46	220	315
RS-I	368,3	Rugosa No Adherente	0,46	145	292
BRS-II	609,6	Rugosa Adherente	0,34	176	347
RS-II	609,6	Rugosa No Adherente	0,34	220	329

De la colección de Saemann y Washa, interesan las vigas que se agotan por rasante y tienen un "vano de cortante" superior a 3. Las características y dimensiones de las vigas elegidas se detallan en la Tabla 3.1 y la Figura 6. Para la colección de Hanson, las vigas se han elegido con el mismo criterio; sus dimensiones y características se detallan en la Tabla 3.2 y la Figura 5.

Las Figuras 7 y 8 recogen, comparativamente, los resultados obtenidos por el programa y los resultados experimentales. Se puede observar que ajustan razonablemente. Se ha incluido también el comportamiento de la pieza monolítica, según el modelo de Branson, para su comparación, lo que permite observar la pérdida de rigidez una vez rota la adhesión.

4. ESTUDIO PARAMETRICO DE LA TRANSMISION DE TENSIONES RASANTES

Los modelos de transmisión de tensiones tangenciales adoptados son los de Walraven (15) y Bazant (2), a los que, de acuerdo con lo indicado en 3.2., se ha aplicado un algoritmo iterativo para conocer la apertura de discontinuidad a partir del equilibrio de tensiones normales a la discontinuidad. La combinación de las variables contempladas por los modelos de "corte-fricción" y "efecto pasador" de la armadura permite estudiar las variables indicadas en la Tabla 4.1.

La combinación de las variables supone un total de 4.840 casos distintos, que, con los dos modelos de "corte-fricción", dan

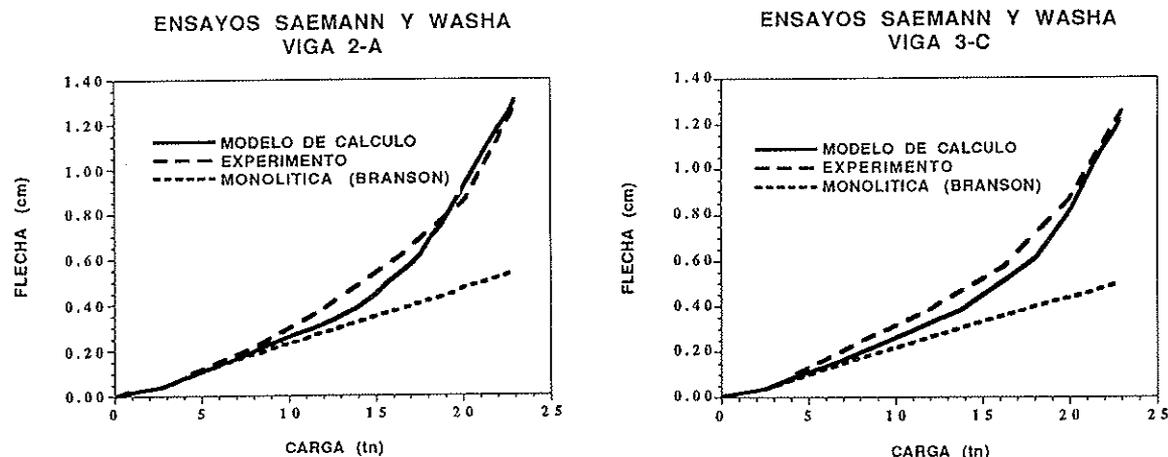


Fig. 7. Verificación experimental del modelo.

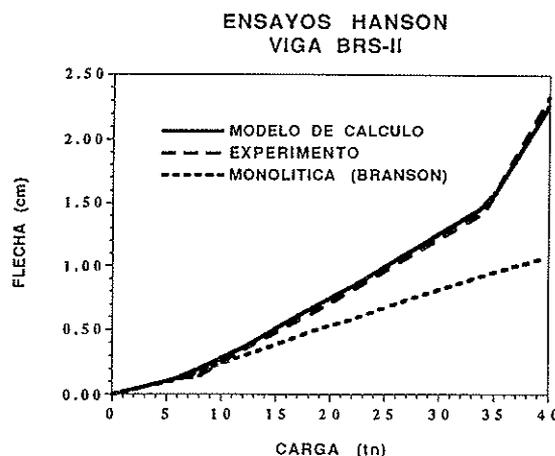
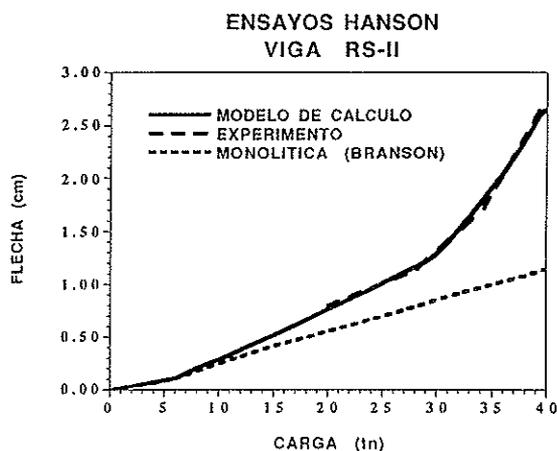


Fig. 8. Verificación experimental del modelo.

lugar a más de 9.000 tablas distintas. La rugosidad de la discontinuidad se contempla a través de la granulometría del hormigón; en todos los casos se ha supuesto una superficie de hormigonado libre con vibración interna.

En las Figuras 9 a 11 se recogen gráficamente algunos de los resultados. Del estudio paramétrico se puede concluir:

a) La **cuantía de armadura de cosido** (ρf_{yk}) tiene una influencia decisiva en las tensiones rasantes movilizadas. Incrementos del 0,2% en ρf_{yk} en la zona de servicio suponen aumentos medios de 5 a 6 kp/cm² en las tensiones movilizadas. El incremento es más acusado en la zona de bajas cuantías.

b) Los modelos de "corte-fricción" adoptados movilizan tensiones rasantes últimas muy similares, pero para corrimientos inferiores a 0,2 mm, el de Walraven es más rígido, con diferencias, en algunos casos, de hasta el doble en las tensiones movilizadas, para un mismo corrimiento a igualdad de parámetros.

c) El **diámetro de las barras de cosido** tiene una influencia despreciable en la tensión rasante total movilizada.

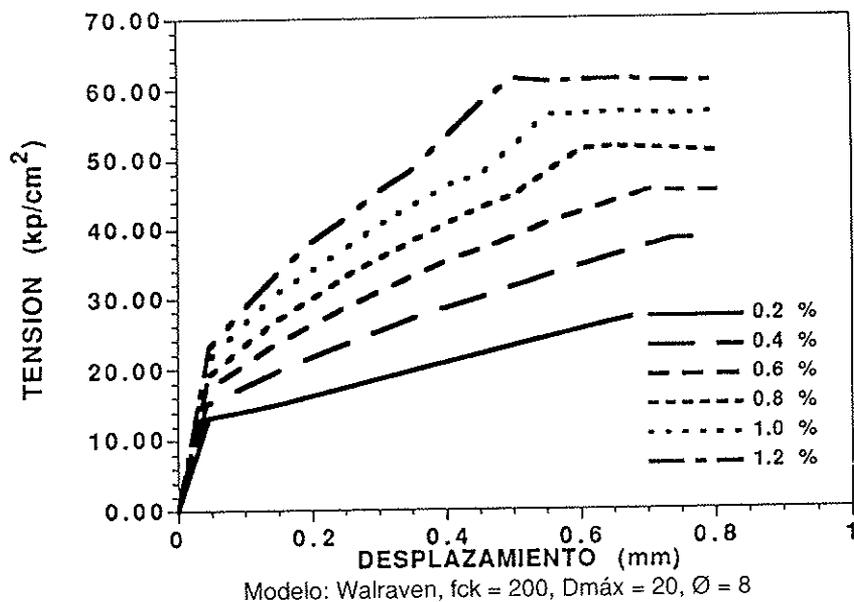
d) La **rugosidad de la discontinuidad** se ha contemplado a través de la granulometría y el diámetro máximo del árido. La influencia es baja para corrimientos inferiores a 0,2 mm, en el caso de Walraven, y 0,4 mm, en el de Bazant. El incremento medio,

TABLA 4.1.

Variables de estudio para la transmisión de rasantes

VARIABLE DE ESTUDIO	VALORES ESTUDIADOS
Cuantía geométrica de armadura de cosido	0,2% a 1,2% (incrementos 0,1%)
Diámetro de las barras	6, 8, 12 y 20 mm
Diámetro máximo del árido	10 a 30 mm (incrementos 2 mm)
Resistencia a compresión del hormigón	175, 200, 250, 300 y 400 kp/cm ²
Límite elástico de las barras	4100 y 5100 kp/cm ²

TENSIONES RASANTES



TENSIONES RASANTES

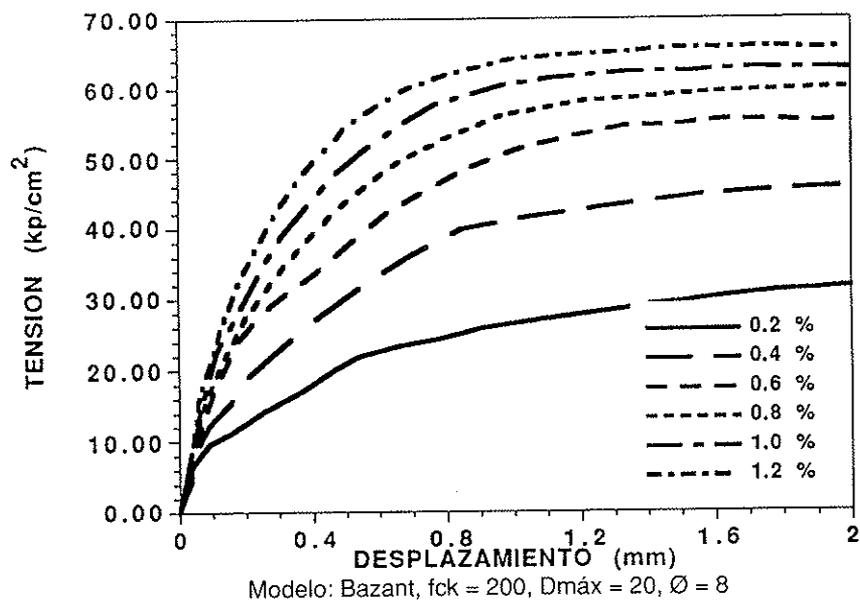
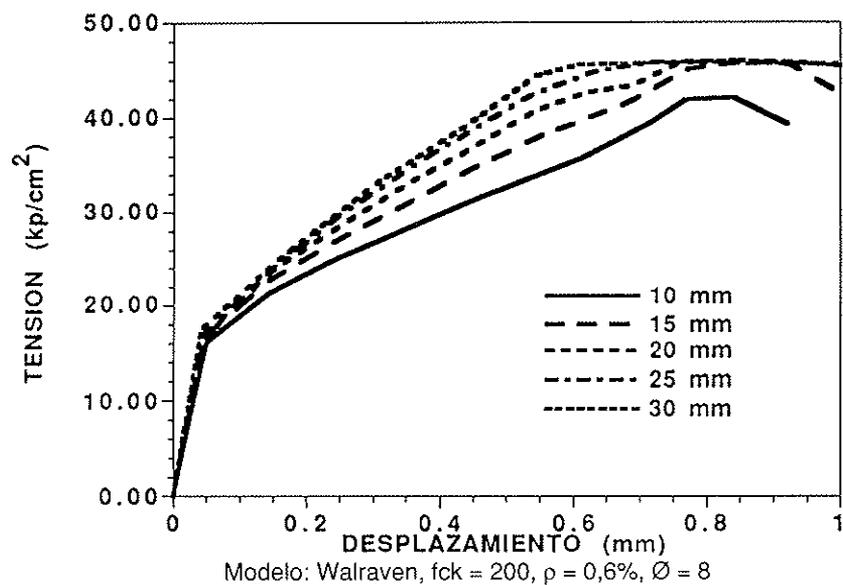


Fig. 9. Influencia de la cuantía de armadura transversal de cosido en la transmisión de tensiones rasantes a través de la "interface".

con el modelo de Walraven, es de 1,5 kp/cm^2 para aumentos de 5 mm en $D_{máx}$. Para el modelo de Bazant, y con solicitaciones de servicio, el incremento medio de la tensión rasante por cada 5 mm en $D_{máx}$ es de 0,3 kp/cm^2 . Con ambos modelos, el

incremento es más acusado en la zona de $D_{máx}$ menores. Este fenómeno se puede interpretar como el paso de la frontera entre una superficie lisa y una rugosa, que marca un salto apreciable en los valores de las tensiones tangenciales.

TENSIONES RASANTES



TENSIONES RASANTES

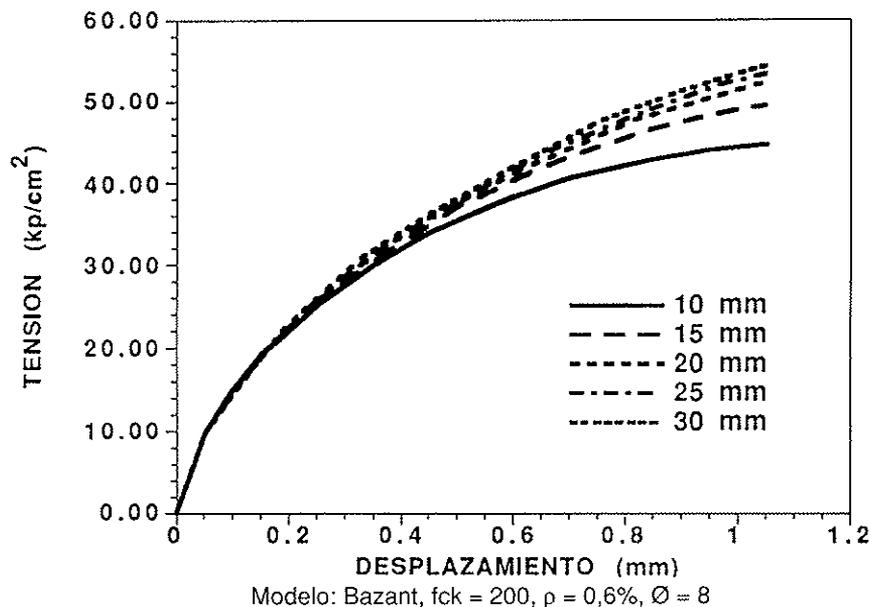


Fig. 10. Influencia del diámetro máximo del árido en la transmisión de tensiones rasantes a través de la "interface".

e) La **resistencia a compresión** del hormigón también es apreciable para corrimientos superiores a 0,1 mm. Con ambos modelos, y para solicitaciones de servicio, se han observado incrementos de 4 kp/cm^2 ,

para aumentos de 100 kp/cm^2 en la resistencia a compresión del hormigón. Los incrementos son más acusados en la zona de cuantías altas de armadura de cosido.

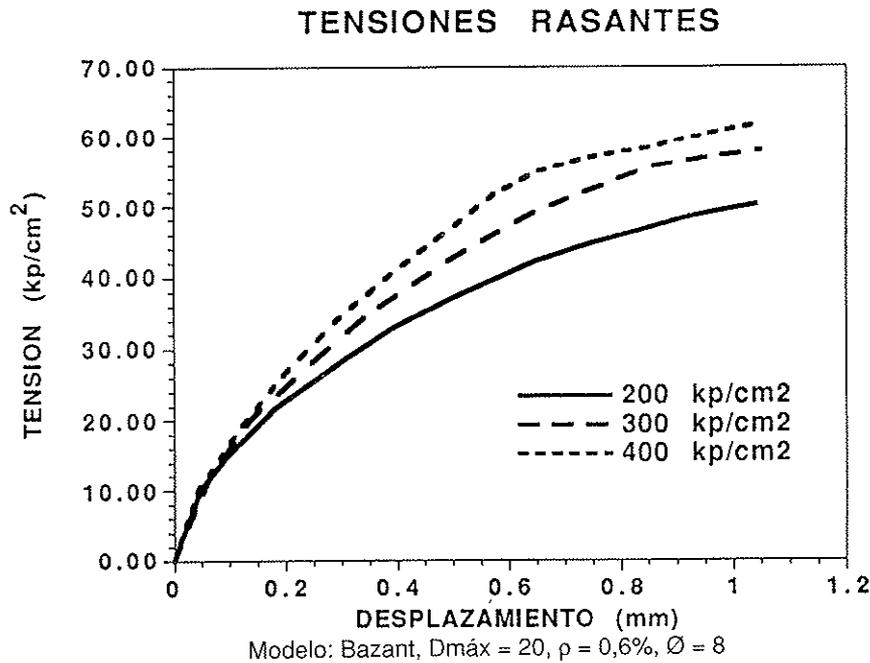
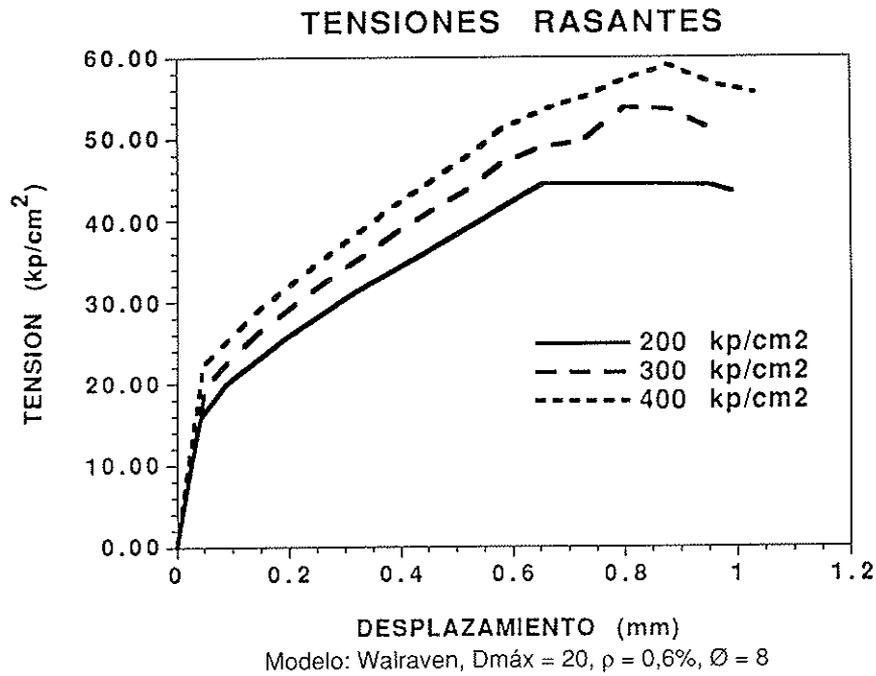


Fig. 11. Influencia de la resistencia a compresión del hormigón, en la transmisión de tensiones rasantes a través de la "interface".

5. ESTUDIO PARAMETRICO DE FLECHAS Y RIGIDECES PARA DISTINTAS CARACTERISTICAS DE LA DISCONTINUIDAD

Una vez seleccionadas las variables significativas en el paso anterior se procede al

estudio de su incidencia en el comportamiento en flexión de las piezas compuestas.

Para el estudio paramétrico, se han adoptado las vigas de Saemann y Washa (14) (Figura 6), las de Hanson (11) (Figura 5) y las de los ensayos realizados en la presente investigación (8) (Figura 17). La ventaja es

doble: por un lado el modelo ha sido contrastado con los resultados correspondientes a estos ensayos y, por otro, los resultados obtenidos en el estudio se pueden comparar con algunos de los experimentales disponibles. El estudio se realizó con cargas puntuales, pues sólo para ellas se tienen resultados experimentales que permitan contrastar los resultados.

Las variables seleccionadas para el estudio se recogen en la Tabla 5.1. La rugosidad se contempla a través de la granulometría y del diámetro máximo del árido.

vigas estudiadas, y frente a solicitaciones de servicio, se han observado incrementos medios del 30 al 35% en la rigidez, al pasar de hormigones de la gama baja (200 kp/cm²) a los de la gama alta (400 kp/cm²). Con el modelo de Walraven los mayores incrementos corresponden a los hormigones de más baja calidad, mientras que con el modelo de Bazant la relación es casi constante, con independencia de la resistencia a compresión del hormigón (f_{ck}).

d) El **diámetro máximo del árido** influye de manera distinta según el modelo de

TABLA 5.1.
VARIABLES DE ESTUDIO

VARIABLE DE ESTUDIO	VALORES ADOPTADOS
ρf_{yk} ($f_{yk} = 4.100 \text{ kp/cm}^2$)	0,2% a 1,2% (incrementos 0,2%)
Resistencia a compresión del hormigón	200 a 400 kp/cm ² (incrementos 50 kp/cm ²)
Diámetro máximo del árido	10 a 30 mm (incrementos 5 mm)

La combinación de variables da lugar a 150 tipos de discontinuidad distintas, en un estudio hecho con 3 vigas distintas y 2 modelos de mecanismo "corte-fricción", lo que supone un total de **900** tablas distintas.

Las Figuras 12 a 14 recogen gráficamente algunos de estos resultados. Del estudio paramétrico se puede concluir:

a) La incidencia de las variables estudiadas en el comportamiento en flexión de las piezas compuestas corresponde a las previsiones hechas a partir de los resultados obtenidos en el Apartado anterior para las discontinuidades exentas, en cuanto a dispersión de resultados se refiere.

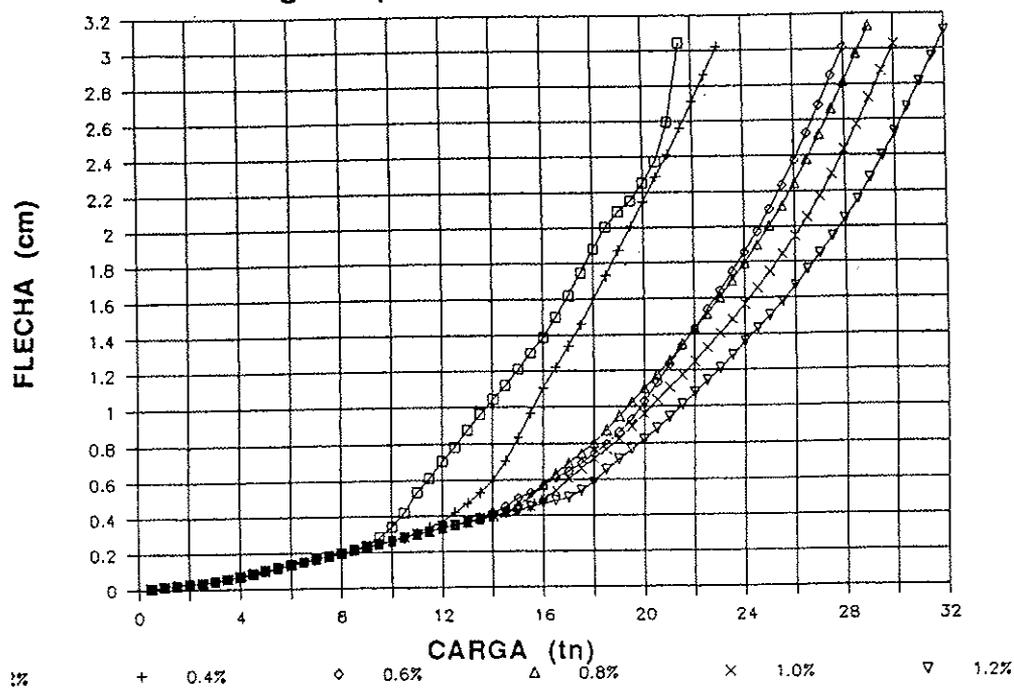
b) El modelo de Walraven, para la transmisión de tensiones tangenciales, da lugar a piezas más rígidas que las implementadas con el modelo de Branson y, en general, se adecua mejor a los resultados experimentales en las vigas estudiadas.

c) La **influencia de la resistencia a compresión** del hormigón es clara. Para las

"corte-fricción" adoptado. Con el modelo de Walraven, y también para solicitaciones de servicio, se han apreciado incrementos medios del 15 al 20% en la rigidez, al pasar de un D_{max} de 10 mm a uno de 30 mm; los mayores incrementos se dan para D_{max} menores. No se ha apreciado sensibilidad en la rigidez, frente a esta variable, al emplear el modelo de Bazant.

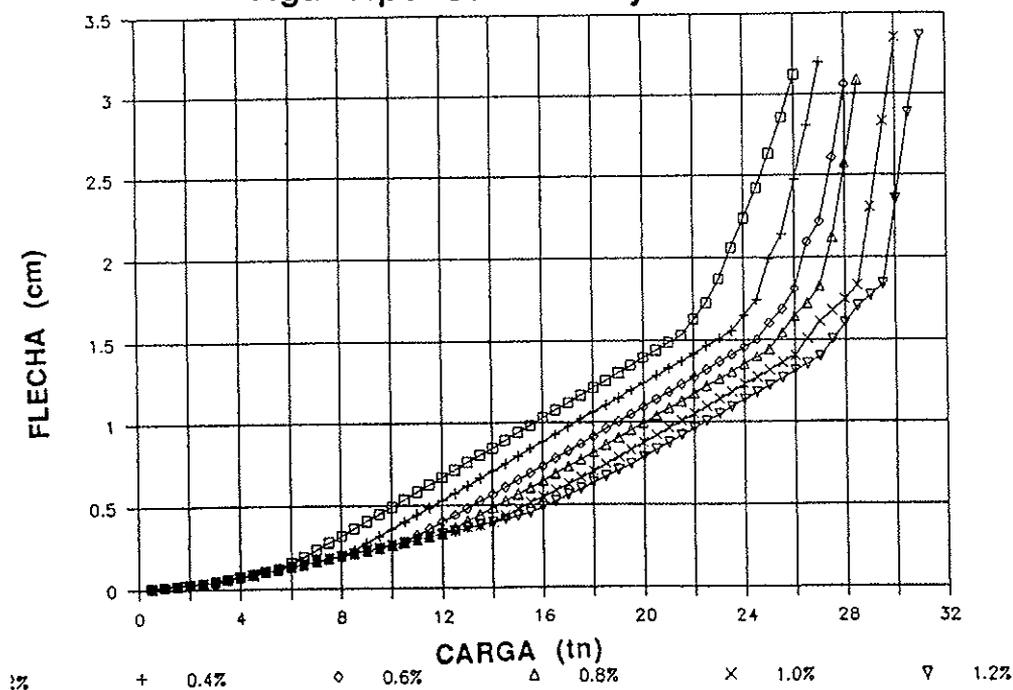
e) La **cuantía de armadura** de cosido (ρf_{yk}) presenta también una marcada incidencia en la flexibilidad de las piezas. Para los casos en que se ha empleado el modelo de Walraven, se manifiesta una marcada diferencia entre las uniones con baja cuantía de armadura de cosido ($\rho < 0,6\%$) y las de cuantía alta ($\rho > 0,6\%$). Ello se debe a la presencia de bielas de compresión que contempla este modelo en las uniones con cuantía de cosido elevada. En las piezas estudiadas, y con cargas de servicio, se han apreciado incrementos medios de la rigidez de las piezas del 30 al 35% al pasar de bajas cuantías (0,2%) a cuantías elevadas de cosido (1,0%).

CARGAS-FLECHAS Viga Tipo Saemann y Washa



Modelo: Walraven, $f_{ck} = 200$, $D_{m\acute{a}x} = 20$, $\emptyset = 8$

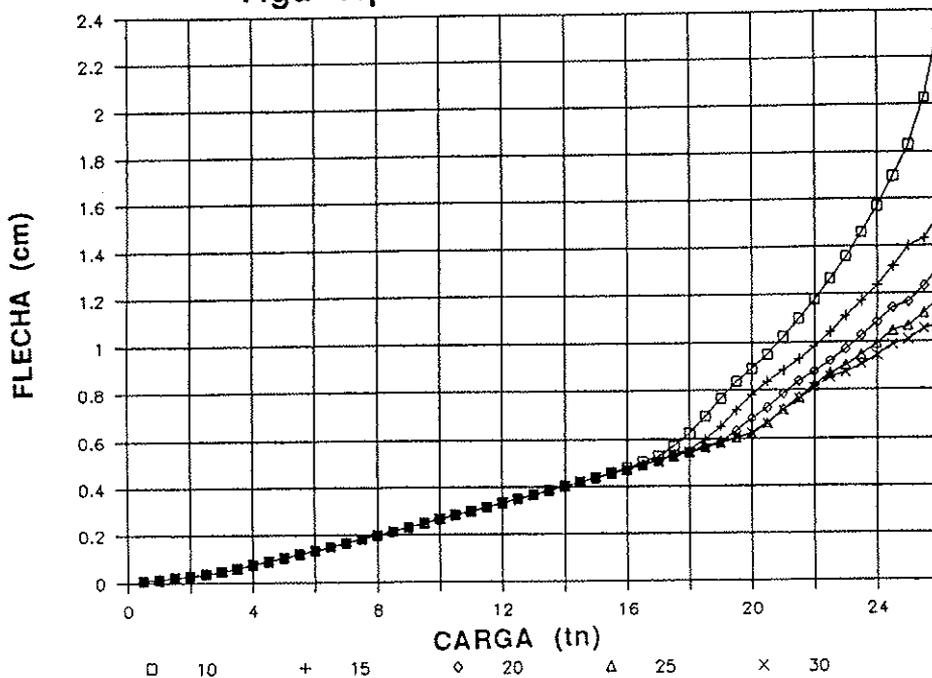
CARGAS-FLECHAS Viga Tipo Saemann y Washa



Modelo: Bazant, $f_{ck} = 200$, $D_{m\acute{a}x} = 20$, $\emptyset = 8$

Fig. 12. Influencia de la cuantía de armadura transversal de cosido en la flecha de una viga compuesta, biapoyada, solicitada a flexión.

CARGAS-FLECHAS Viga Tipo Saemann y Washa



CARGAS-FLECHAS Viga Tipo Saemann y Washa

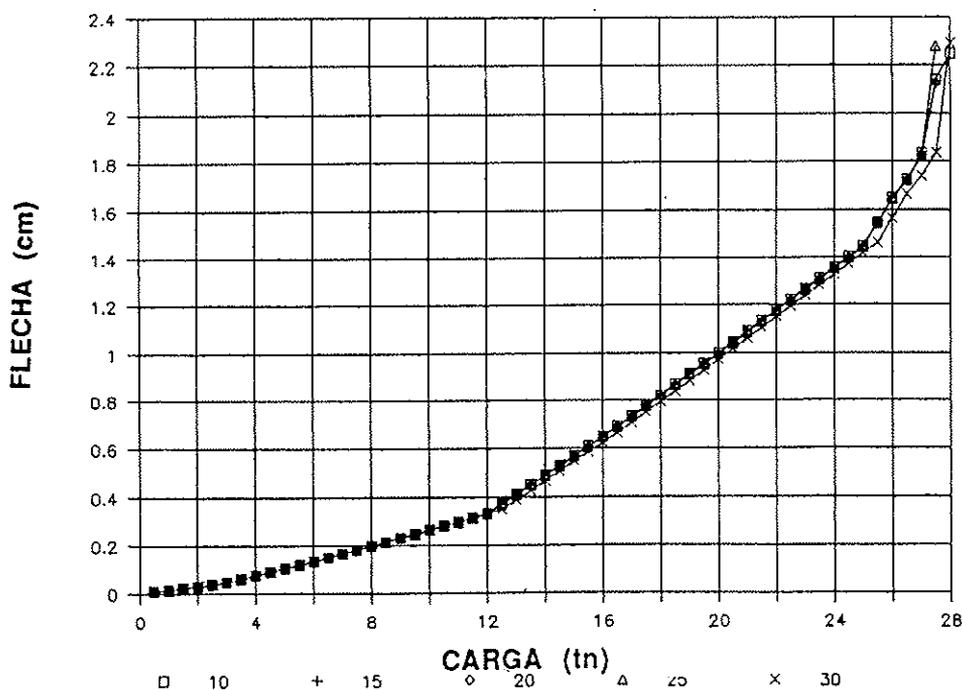
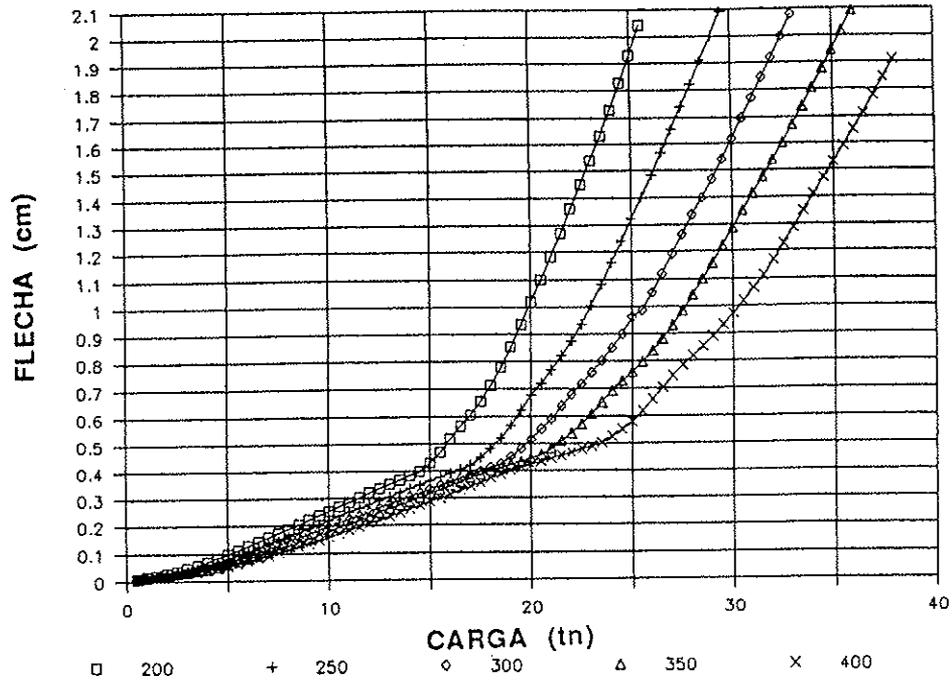


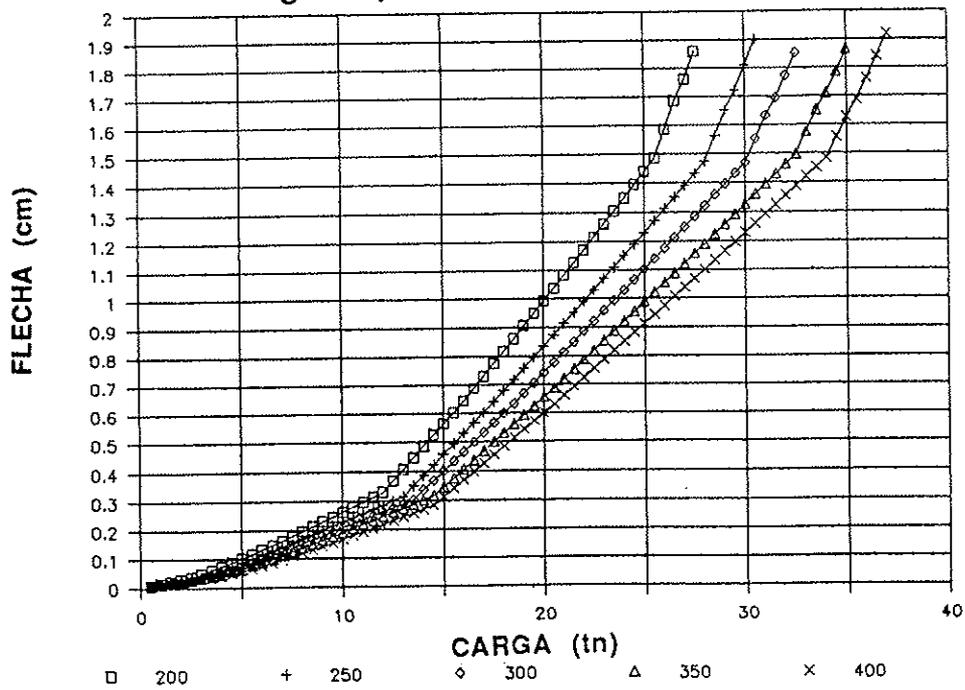
Fig. 13. Influencia del diámetro máximo de árido en la flecha de una viga compuesta, biapoyada, solicitada a flexión.

CARGAS-FLECHAS Viga Tipo Saemann y Washa



Modelo: Walraven, $D_{m\acute{a}x} = 20$, $\rho = 0,8\%$, $\varnothing = 8$

CARGAS-FLECHAS Viga Tipo Saemann y Washa



Modelo: Bazant, $D_{m\acute{a}x} = 20$, $\rho = 0,8\%$, $\varnothing = 8$

Fig. 14. Influencia de la resistencia a compresi3n del hormig3n en la flecha de una viga compuesta, biapoyada, solicitada a flexi3n.

f) Se hace notar que los parámetros estudiados tienen una clara incidencia en la determinación de la tensión de rotura de la adhesión en la discontinuidad, que marca el paso del comportamiento como pieza monolítica a pieza compuesta, de acuerdo con el criterio del deslizamiento relativo de 0,13 mm (0,05 pulgadas) establecido por Hanson (11) y Saemann y Washa (14).

6. ENSAYOS DE LABORATORIO

Junto a la investigación numérica desarrollada, se han ensayado dos vigas en laboratorio, lo que ha permitido verificar algunas de las hipótesis hechas en la confección del modelo de cálculo y observar aspectos no contemplados por el modelo. La disposición de los ensayos se recoge en la Figura 17 y la Foto 1, y las características de las vigas en la Tabla 6.1.

TABLA 6.1.

Características de las vigas ensayadas

VARIABLE	VIGA I	VIGA II
f_{ck} suela (Kp/cm ²)	250	200
f_{ck} cabeza (Kp/cm ²)	200	200
f_{yk} cosido (Kp/cm ²)	5.100	5.100
A. Cosido (%)	0,9	0,8
$D_{m\acute{a}x}$ árido (mm)	20	20
Posición cercos	Recubr. Mínimo	Fig. 17

En las dos vigas la rugosidad de la discontinuidad es la obtenida por vibración interna del hormigón; cabeza y suela fueron hormigonadas con una diferencia de 7 días, y se impidió la adherencia en la mitad de la discontinuidad para garantizar la rotura por rasante.

En la viga I se han medido, para cada escalón de carga, la flecha en la sección central y los corrimientos en los extremos derecho e izquierdo de la viga. La carga se ha aplicado mediante escalones de 3 t, con estabilización de la flecha en cada uno, hasta rotura.

En la viga II se han medido la flecha en la sección central y los corrimientos a una distancia a los apoyos igual al 1/4 de la

luz. La viga se ha sometido a dos ciclos de carga mediante escalones de 5 t, con descarga total entre el primer y segundo ciclo. En el segundo se llevó hasta rotura.

Las figuras 15 y 16 recogen algunos de los resultados de los ensayos. De su estudio se puede concluir:

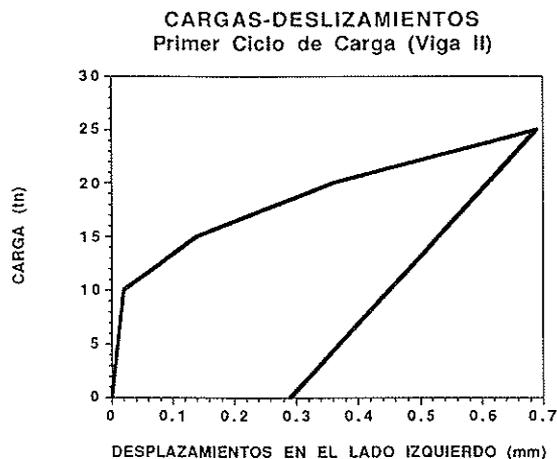


Fig. 15. Corrimientos en el lado izquierdo de la discontinuidad, en la viga II.

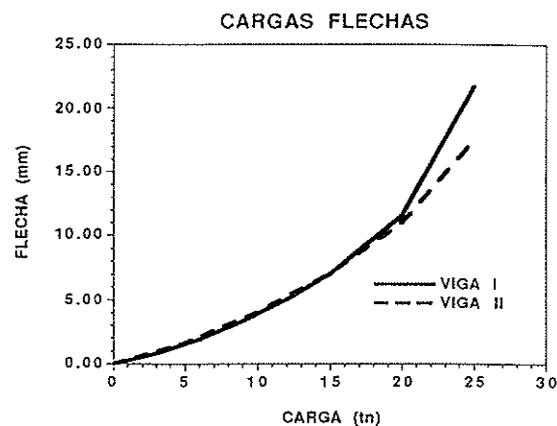


Fig. 16. Gráfico de cargas-flechas en las dos vigas ensayadas.

a) Los gráficos carga-deslizamiento en la discontinuidad, ponen de manifiesto la clara existencia de un punto de rotura de la adhesión, a partir del cual, la movilización de tensiones exige unos corrimientos muy superiores a los previos a ese punto. En las dos vigas ocurre para el escalón de carga en el que se alcanza el corrimiento relativo de 0,13 mm (0,05 pulg.). La rotura de la adhesión es prácticamente simultánea a ambos lados de la viga.

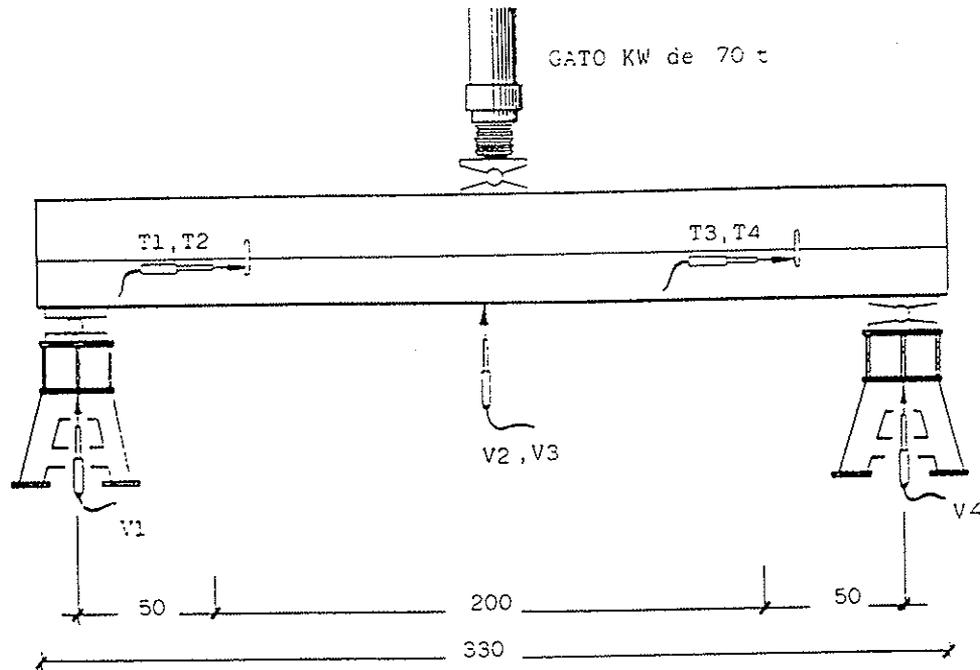
b) En las dos vigas se ha medido el corrimiento relativo en la discontinuidad (véase

Foto 2), en secciones distintas, y el punto de rotura de la adhesión corresponde prácticamente a iguales corrimientos y tensiones, lo que hace suponer que la rotura de la adhesión ocurre simultáneamente a lo largo de una buena parte de la superficie de la discontinuidad, con la consiguiente redistribución de tensiones a lo largo de la misma. (Véase Foto 3).

b) Los gráficos carga-deflexión ponen de manifiesto la rotura de la adhesión por una pérdida de rigidez y aumento de la flecha.

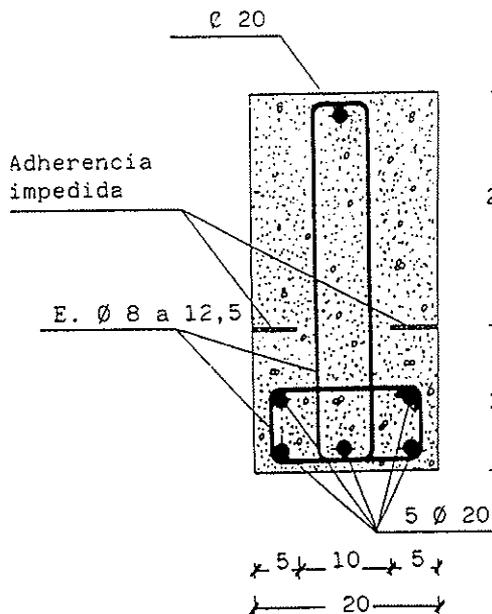
c) Los gráficos carga-flecha ponen de manifiesto la rotura de la adhesión por una pérdida de rigidez y aumento de la flecha.

DISPOSICION DEL ENSAYO



Códigos: V1 a V4 y T1 a T4 : Transductores inductivos LVDT.

Cotas en cm.



DESCRIPCION DE LA VIGA

HORMIGON

H-200
 $f_{c_{real}} = 190 \text{ Kp/cm}^2$

ACERO

$f_{yk} = 5100 \text{ Kp/cm}^2$
 $f_{y_{real}} = 6041 \text{ Kp/cm}^2$
 $\gamma_f = 1,60$
 $\gamma_c = 1,50$
 $\gamma_s = 1,10$

Fig. 17. Disposición de los ensayos.

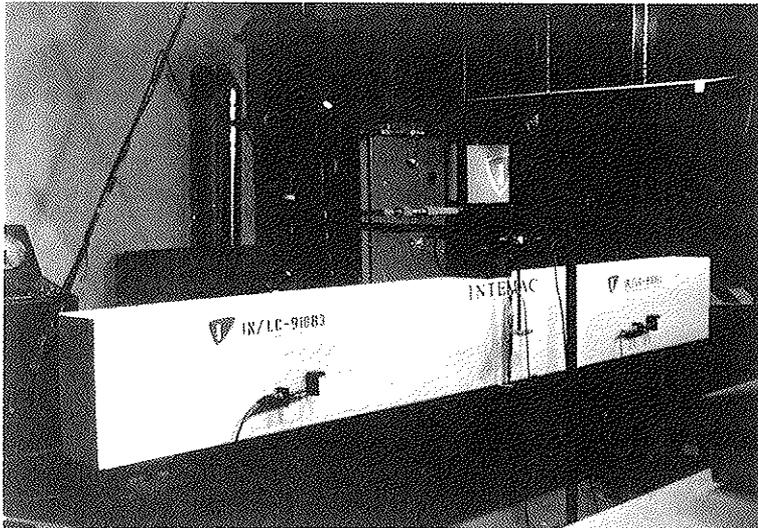


Foto 1. Disposición del ensayo (Viga II).

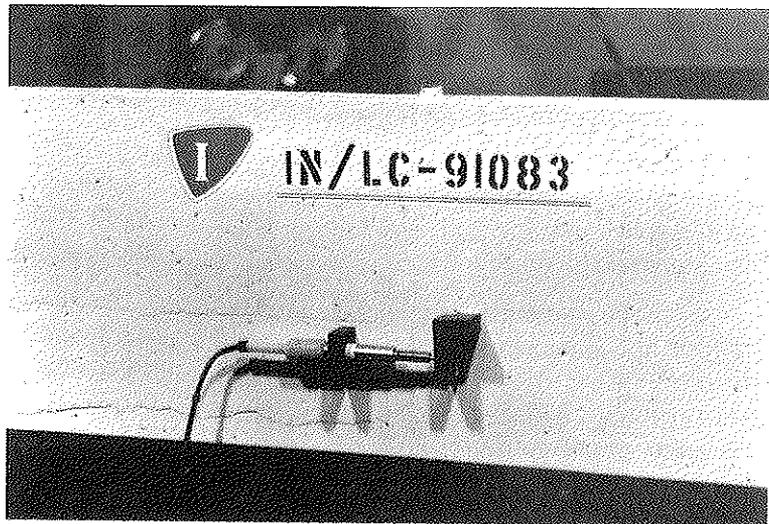


Foto 2. Detalle del transductor para la medida de corrimientos en la "interface".

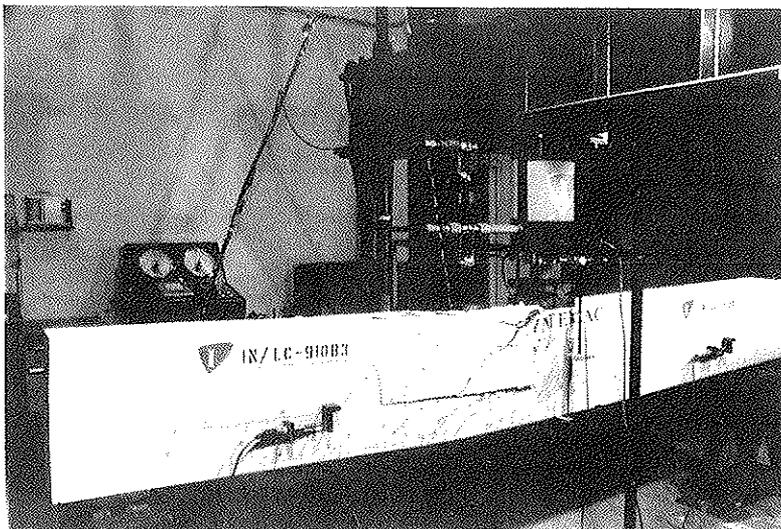


Foto 3. Rotura de la pieza ensayada (Viga II).

7. CONCLUSIONES

7.1. Relativas a las tensiones tangenciales

La cuantía de armadura de cosido ($\rho_{f_{yk}}$), la resistencia a compresión del hormigón y el diámetro máximo del árido afectan de modo claro a las tensiones tangenciales movilizadas por la unión, tanto en condiciones de servicio como frente a tensiones rasantes últimas. Frente a solicitaciones de servicio se han observado incrementos medios en las tensiones rasantes movilizadas de:

a) 28 kp/cm², al pasar de 0,2% al 1,2% en la cuantía geométrica de cosido.

b) 8 kp/cm², al pasar de 200 a 400 kp/cm² en la resistencia característica del hormigón.

c) 7 kp/cm², al pasar de 5 a 30 mm en el diámetro máximo del árido con el modelo de Walraven, y 1,5 kp/cm² para la misma variación con el modelo de Bazant.

El diámetro de la armadura de cosido, para una misma cuantía, no parece afectar a las tensiones movilizadas, con los modelos de cálculo empleados.

Los modelos empleados para la evaluación de tensiones tangenciales por el mecanismo de "corte-fricción" establecen tensiones rasantes últimas muy similares, pero presentan grandes diferencias frente a corrimientos pequeños (inferiores a 0,3 mm), en ocasiones, de valores próximos al doble. El modelo de Walraven alcanza la tensión rasante última para corrimientos del orden de 0,5 mm, mientras que el de Bazant lo hace para 1,0 mm o superiores, y las previsiones del Model Code lo establecen para deslizamientos de aproximadamente 2,0 mm.

7.2. Relativas a la flexión de vigas y modelo de cálculo

Se ha desarrollado un modelo de cálculo sencillo y rápido que permite evaluar la flecha en piezas compuestas solicitadas a flexión. Ajusta razonablemente con los resultados experimentales existentes. Ha sido empleado para evaluar la influencia de las características de la discontinuidad en el comportamiento en flexión de piezas com-

puestas. Se han empleado las formulaciones de Walraven y Bazant, con resultados satisfactorios; el modelo permite el empleo de otras formulaciones, basta con su sustitución en la subrutina correspondiente.

Los parámetros resistencia a compresión del hormigón, cuantía de armadura de cosido ($\rho_{f_{yk}}$) y diámetro máximo del árido (medida indirecta de la rugosidad) influyen claramente en la deformabilidad de las piezas, una vez rota la adhesión en la discontinuidad, que establece la pérdida de monolitismo de la viga.

Para las piezas estudiadas, y frente a solicitaciones de servicio, se han observado incrementos medios en la rigidez de las vigas de:

a) 30 a 35%, al pasar de 0,2 a 1,0% en la cuantía geométrica de armadura de cosido.

b) 30%, al pasar de 200 a 400 kp/cm² en la resistencia característica del hormigón.

c) 15 a 20%, al pasar de 10 a 30 mm en el diámetro máximo del árido, con el modelo de Walraven. El modelo de Bazant se ha mostrado insensible frente a esta variable.

Lógicamente, la combinación de estos parámetros puede aumentar o disminuir, de forma decisiva, la rigidez de la pieza.

La incidencia de estos parámetros es decisiva en la evaluación de la tensión crítica que establece la pérdida de monolitismo en la pieza.

8. AGRADECIMIENTOS

El presente artículo es resumen de la Tesis Doctoral "Influencia de la Rugosidad y la Cuantía de Armadura Transversal en el Comportamiento de las Piezas Compuestas Solicitadas a Flexión", leída en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos de Madrid, realizada por Jaime Gálvez Ruiz y dirigida por el Prof. E. González Valle. El desarrollo del modelo numérico ha sido dirigido por el Prof. R. Alvarez Cabal.

Los ensayos fueron realizados y financiados por el Laboratorio Central del Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC), bajo la dirección del

Prof. J. Fernández Gómez, Dr. Ingeniero de Caminos, a quien manifestamos nuestro agradecimiento por su inestimable colaboración.

Así mismo, agradecemos al Ministerio de Educación y Ciencia la concesión, durante un año, de una beca FPI para la realización de esta investigación.

9. REFERENCIAS

1. ASCE. "Shear Transfer", Finite Element Analysis of Reinforced Concrete. State of Art Report, New York 1982, pp. 205-308.
2. BAZANT, Z. y GAMBAROVA, P. "Rough Cracks in Reinforced Concrete", Journal of Structural Division, ASCE, VOL. 106, ST 4, Apr. 1980, pp. 2015-2035.
3. CALAVERA, J., "Cálculo, Construcción y Patología de Forjados de Edificación", 4ª ed., INTEMAC, Madrid 1988, 678 pp.
4. CEB-FIP., "Manual of Buckling and Instability", The Construction Press, London 1978, 135 pp.
5. CEB-FIP, "Model Code 1990", Bulletin d'Information nº 203, 204 y 205, July 1991.
6. CEB. "Application of the Finite Element Method to Two-Dimensional Reinforced Concrete Structures", Bulletin nº 159, Paris, June 1983, 90 pp.
7. CEB. "Interface Behaviour", Chapter nº 5 of Bulletin d'Information nº 210, Lausanne, August 1990.
8. GALVEZ RUIZ, J. "Influencia de la Rugosidad y la Cuantía de Armadura Transversal en el Comportamiento de las Piezas Compuestas Solicitadas a Flexión", Tesis Doctoral, Univ. Politécnica de Madrid, Noviembre 1992.
9. GONZALEZ VALLE, E.; GALVEZ RUIZ, J.; ALVAREZ CABAL, R., "Modelo de Cálculo No Lineal para la Evaluación de Flechas en Piezas de Hormigón Compuestas Solicitadas a Flexión", II Congreso Métodos Numéricos en Ingeniería, La Coruña 7-11 Junio 1993.
10. GONZALEZ VALLE, E., "Estudio Experimental del Comportamiento de Juntas entre Hormigones "In Situ" y Prefabricados con Distintos Tratamientos en la Union", Tesis Doctoral (Tomo I), Univ. Politécnica de Madrid, Junio 1988, 240 pp.
11. HANSON, N. "Precast-Prestressed Concrete Bridges 2. Horizontal Shear Connections", Journal of PCA, May 1960, pp. 38-58.
12. MOPU, "Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Forjados Unidireccionales de Hormigón Armado o Pretensado", EF-88, Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, 1988.
13. SAMUELY, F.J., "Some Recent Experience in Composite Precast and In Situ Concrete Construction with Particular Reference to Prestressing", Proc. of the Institution of Civil Engineers. Part III, London 1952, pp. 222-279.
14. SAEMANN, J.C. y WASHA, G. "Horizontal Connections Between Precast Beams and Cast-in-Place Slabs", Journal of the ACI, VOL. 61, nº 11, Nov. 1964, pp. 1383-1409.
15. WALRAVEN, J.C. "Aggregate Interlock: A Theoretical and Experimental Analysis", Tesis Doctoral, Delft University Press 1980, 197 pp.

RESUMEN

En la presente investigación se estudia el comportamiento de las "interfaces" en piezas compuestas, con armadura de cosido, y se analiza cómo influyen las características de la discontinuidad en el comportamiento en flexión simple de este tipo de secciones al ser solicitadas por cargas monotónicas. Se desarrolla un modelo de cálculo para la evaluación de flechas en vigas compuestas, implementado en un programa de ordenador, y sus resultados son contrastados experimentalmente, encajando de forma razonable. Se hace un estudio paramétrico de las variables seleccionadas para "interfaces" exentas, comprobando la influencia de la rugosidad, cuantía de armadura transversal de cosido y resistencia a compresión del hormigón, en las tensiones rasantes movilizadas. Para las variables seleccionadas en el paso anterior se realiza el estudio de su influencia en la rigidez de las piezas com-

puestas solicitadas a flexión. Se han ensayado, además, dos vigas en laboratorio, que han permitido verificar alguna de las hipótesis realizadas en el desarrollo del modelo de cálculo y observar aspectos no contemplados por el modelo teórico. Por último, se establecen las conclusiones, fundamentalmente en lo que se refiere al comportamiento en servicio de las piezas compuestas.

SUMMARY

The present investigation studies the per-

formance of joints in composite structural elements with reinforcement across the interface, and analyses the influence of shear transfer parameters on the behaviour of flexural beams upon monotonic loading. The deflection of a composite beam is computed by a numerical model; the output of program fits properly the experiments. The roughness, reinforcement ratio and compressive strength of concrete affect the shear transfer at the interface and the deflection and stiffness of the beams. Two rectangular section beams were tested to verify the model. Finally, conclusions are summarized, focussed on service loads.

* * *

SEMINARIOS TORROJA Tecnología de la Construcción y de sus Materiales Ciclo nº 15: Otoño de 1993

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, frene 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 quinto ciclo, correspondiente al otoño de 1993, son los siguientes:

21 Octubre:
Enrique **González Valle**
Dr. Ingeniero de Caminos, INTEMAC
Germán **González-Isabel**
Ingeniero Técnico de O.P., INTEMAC

“Hormigones de Alta Resistencia: Aspectos diferenciales de su reología y de su comportamiento estructural”.

4 Noviembre:

Juan Carlos **López Agüi**
Ingeniero de Caminos, IECA

“Investigación y solución práctica de casos de durabilidad de hormigones”.

18 Noviembre:

Marcos **Bollati Pato**

Ingeniero de Caminos, Instituto Eduardo Torroja

“Nuevas metodologías para determinar el comportamiento de conglomerantes y aditivos en hormigones”

2 Diciembre:

Luis **Paradinas Riestra**

Ingeniero Industrial, IBERDROLA

“Investigación y Desarrollo en IBERDROLA”.

16 Diciembre:

Angel **Palomo Sánchez**

Dr. en Ciencias Químicas, Instituto Eduardo Torroja

“Sistemas comentantes avanzados: cementos alcalinos”

Ensayos bajo cargas de servicio de una losa postensada con tendones no adherentes. Resultados experimentales y comparación con las predicciones analíticas

**Fernando Martínez Abella
Pere Roca Fabregat
Antonio Mari Bernat**

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

1. INTRODUCCION

El presente artículo constituye la continuación del publicado en la revista Hormigón y Acero nº 177, titulado "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" [1]. En este artículo se presentan los resultados de los ensayos realizados bajo cargas de servicio, se explica la metodología utilizada para la interpretación de las medidas obtenidas y su utilización para la deducción de variables estructurales no directamente medibles, se comparan los resultados con los análisis estructurales previamente realizados y se extraen conclusiones, tanto del comportamiento estructural como de los criterios de proyecto y métodos de cálculo utilizados.

Los resultados del ensayo bajo carga creciente hasta rotura serán objeto de un próximo artículo.

Previamente a la descripción de los resultados, conviene dar un breve repaso a las características esenciales del modelo ensayado.

2. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA, ACCIONES, CRITERIOS DE PROYECTO E INSTRUMENTACION

La estructura consiste en un modelo experimental de losa bidireccional maciza, de hormigón pretensado, con armaduras postesas no adherentes, ensayado hasta rotura en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la Universidad Politécnica de Catalunya. Sus dimensiones totales son $10 \times 8,4 \text{ m}^2$, y consta de dos vanos, tanto en dirección longitudinal como transversal, formando cuatro recuadros iguales de 21 m^2 de superficie y distancias entre ejes de pilares de 4,8 m y 4,0 m. El canto de la losa es de 14,0 cm, resultando así una esbeltez de canto/luz, $h/l = 1/34$. El modelo representa, a escala 2/3, un prototipo mayor, cuya luz máxima sería de 7,5 m y su canto de 21 cm. Los pilares del modelo, arriostrados mediante perfiles metálicos, simulan la rigidez que proporcionaría un sistema más real de pilares superiores e inferiores, de 3,0 m de altura (en el prototipo), como parte de la estructura de un edificio.

Se utilizó hormigón de 35 N/mm^2 de resistencia a compresión uniaxial, a los 28 días, y armaduras pasivas de acero de 510

N/mm² de límite elástico. La armadura pasiva principal consiste en grupos de barras de 10 mm de diámetro, colocadas superiormente de forma concentrada sobre los pilares. No se dispuso ninguna armadura inferior en centros de vano de los recuadros, ni siquiera mínima. El perímetro se reforzó con un zuncho de armadura, variable entre 4 y 6 barras de 10 mm y estribos de 8 mm (a distinta separación), con la finalidad de absorber los efectos producidos por la fuerza de pretensado en zonas de anclaje.

Las cargas gravitatorias consideradas fueron las siguientes: peso propio (3,5 kN/m²); carga muerta adicional de equivalencia de escala entre prototipo y modelo: 1,75 kN/m²; sobrecarga variable total: 4,5 kN/m². Con estas cargas se realizaron distintos ensayos en servicio y un ensayo hasta rotura, simulándose, en este último caso, la actuación de una sobrecarga uniforme indefinidamente creciente.

El pretensado, introducido mediante tendones no adherentes, cada uno de los cuales está formado por un solo cordón de 0,5", se distribuye según indica la figura 1, de tal modo que en la dirección longitudinal (de mayor luz) los tendones se hallan concentrados en bandas sobre ejes de pilares, mientras que se disponen equiespaciados en la dirección transversal. Este esquema conjuga la simplicidad constructiva con la obtención de un estado de bicompresión en casi toda la losa.

Se adoptaron los siguientes criterios de proyecto, objeto de esta investigación:

(1) Considerar los criterios de dimensionamiento del pretensado en clase II. Complementariamente, se aseguró una precompresión media mínima, bajo la acción única del pretensado, de 1 N/mm².

(2) Adoptar los valores medios de los coeficientes de seguridad establecidos por la Instrucción EP-80 [2], en las comprobaciones a rotura.

(3) No incluir, de manera premeditada, armadura inferior de vano, incluso mínima a flexión, con objeto de estudiar las consecuencias que ello tiene en la fisu-

ración y en la carga última. Considerar la contribución resistente del acero de pretensado no adherente, en estado límite último, a través de un incremento de tensión en la armadura activa, valorado en 1 N/mm², según la fórmula de la norma inglesa BS-CP 8110-1985 [3]. Para ello, se aceptó, por razones de seguridad a rotura, introducir un pretensado ligeramente superior al estrictamente necesario en servicio.

(4) Considerar en la comprobación frente a punzonamiento los efectos favorables de pretensado, estudiado su influencia sobre el ángulo de la superficie de rotura potencial, tales como la existencia de una componente ascendente de fuerza que equilibra a la carga exterior y la contribución resistente de la armadura pasiva de flexión, utilizándose para ello el método de cálculo de la instrucción inglesa citada.

(5) Aceptar la formación de unos bulbos localizados de tracciones, producidos por los efectos de difusión de la fuerza de pretensado introducidos por la banda de tendones. Utilizar una armadura de refuerzo especial, en forma de zuncho perimetral, para restringir la posible formación de fisuras.

Además de la normativa citada, se ha seguido, en aspectos específicos, las recomendaciones de FIP [4], de ACI-ASCE Committee 423 [5] y The Concrete Society [6].

La actuación de una carga repartida se simuló en el ensayo a través de un sistema de 16 puntos de carga (formando una malla de 4 x 4 puntos) en cada uno de los cuadrantes, todos ellos accionados desde un dispositivo, construido de forma que se garantizase un reparto isostático entre todos los puntos. Los cuatro gatos hidráulicos iban conectados a un distribuidor único que, junto con una válvula y un manómetro, permitía, abriendo y cerrando aquélla, introducir diferentes hipótesis de carga y conocer su valor.

Se midieron las reacciones verticales mediante células de carga, de 450 kN, dispuestas bajo cada pilar. Las reacciones horizontales se obtuvieron a través de la

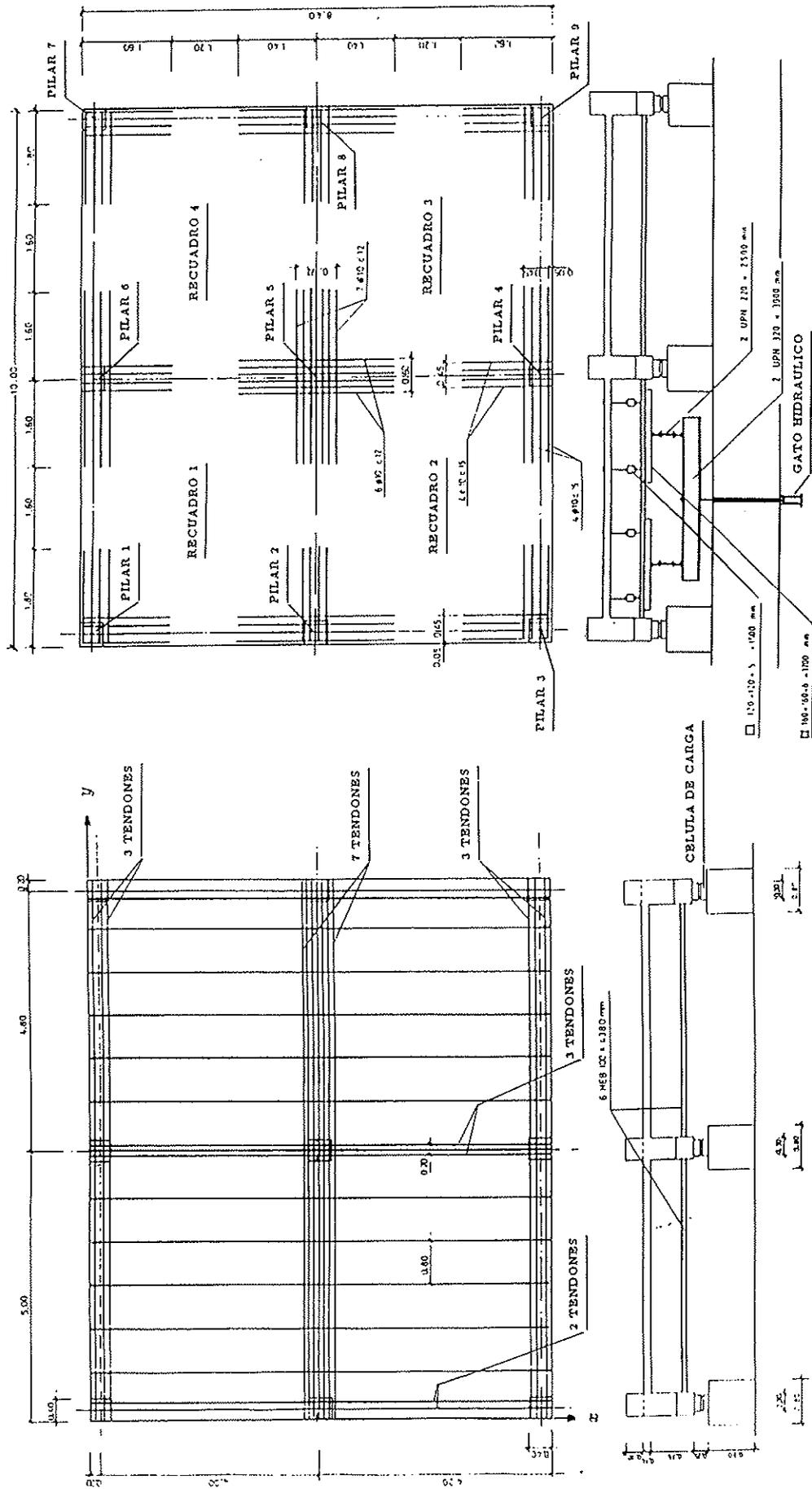


Fig. 1. Geometria, nomenclatura, armaduras y sistema de carga.

deformación de los tirantes, instrumentados con galgas extensométricas. La fuerza de pretensado en los tendones, tanto en el proceso de tesado como bajo la aplicación de cargas exteriores, se midió con células de carga colocadas en los anclajes. Los incrementos de tensión en los tendones se midieron a través de galgas pegadas en los alambres después de efectuado el tesado, gracias a una ventana inferior situada, aproximadamente, en el punto más bajo del trazado de un tendón longitudinal. Se obtuvieron las deformaciones del hormigón en dos direcciones, en los paramentos superior e inferior, en un total de 40 puntos, a través de galgas extensométricas y extensómetro mecánico. También se pegaron galgas en 17 puntos de la armadura pasiva. La carga aplicada por los gatos se medía a través del control de presión de éstos y se comprobaba mediante la suma de reacciones.

Se midieron flechas en 16 puntos, 8 de ellos en el contorno de la losa, donde, por su accesibilidad, se dispusieron relojes comparadores, y 8 en puntos interiores, a través de LVDT, que medían electrónicamente los desplazamientos verticales.

3. PROCESO DE CARGA

Los ensayos bajo cargas de servicio se plantearon de cara a estudiar el comportamiento estructural de la losa bajo diversas hipótesis de carga. En cada uno de ellos se aplicó la carga permanente en la totalidad de la superficie, y las diversas hipótesis de carga se lograban introduciendo la sobrecarga, según los 6 casos de carga que se muestran en la Figura 2.

La sobrecarga se introdujo en 2 escalones, de $2,5 \text{ kN/m}^2$ y $2,0 \text{ kN/m}^2$, sobre los cuadrantes correspondientes a la hipótesis estudiada. Tres fases de carga eran, pues, necesarias para alcanzar en cada ensayo el valor y distribución de sollicitaciones previstos. En cada etapa, se llevaba un estricto control de la acción aplicada por el gato, a través de la suma de reacciones bajo pilares, medidas electrónicamente, lo que permitía corregir la presión ejercida por la bomba.

La coordinación de cada uno de los 6 ensayos se llevó a cabo a través de un programa de control desarrollado a tal efecto, implementado en un ordenador que se encontraba conectado al sistema de adquisición de datos. Dicho programa

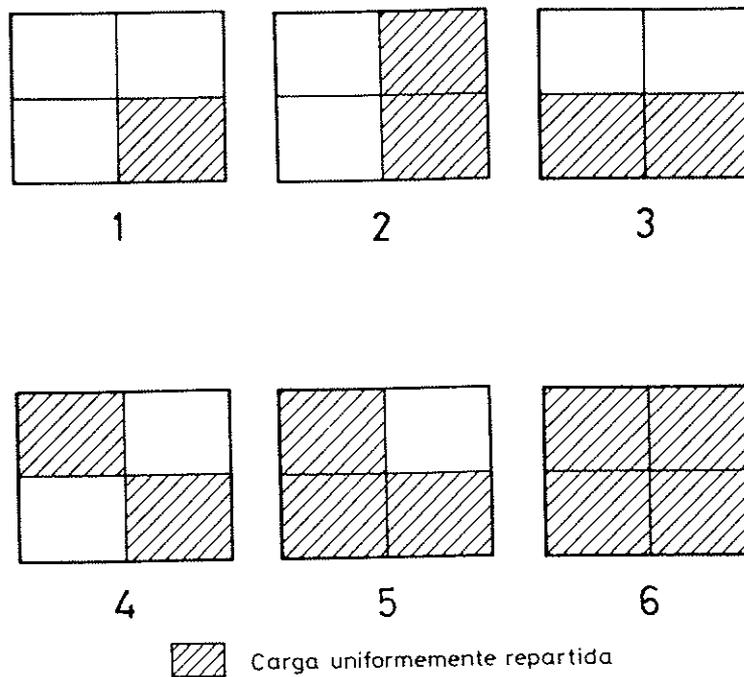


Fig. 2. Hipótesis de carga consideradas en servicio.

realizaba las lecturas electrónicas de referencia y las almacenaba. A continuación, permitía la aplicación de la carga, proporcionando la suma de reacciones y realizando las lecturas bajo carga. Además, aportaba información sobre la evolución de las medidas de reacciones con el tiempo, avisando cuando la estabilización de las mismas (variación porcentual de 0,5%) se había producido.

Posteriormente, se tomaban las medidas manuales (extensómetros mecánicos, relojes comparadores) cuyos datos se introducían en el ordenador y, finalmente, se adquiría una nueva medida electrónica bajo carga.

La descarga se producía en un solo escalón, tras el cual se volvía a tomar un nuevo conjunto de medidas para conocer valores residuales.

4. SISTEMATICA PARA LA INTERPRETACION DE RESULTADOS

Tal como se ha descrito en el apartado 2, se obtuvo una gran cantidad de información experimental, la cual debió ser sintetizada para su adecuada interpretación. Pero además, el carácter superabundante de aquella permitió contrastar, por diversas vías, la coherencia de los resultados experimentales. Así, por ejemplo, las leyes de momentos flectores por unidad de longitud, en ambas direcciones, pueden ser obtenidas partiendo de flechas o de deformaciones del hormigón, y ambas, por sí solas comparables, deben coincidir con los momentos globales dados por las deformaciones de los tirantes.

Para ello se utilizó un método combinado experimental-analítico. A partir de las flechas medidas (en 16 puntos, más las nueve flechas nulas en los apoyos), es posible, por interpolación, conocer la flecha en cualquier punto de la losa, con bastante aproximación, imponiendo una serie de restricciones matemáticas que emulan la respuesta física de la losa.

Suponiendo la losa constituida por un material elástico, isótropo y homogéneo,

se sabe que, en cualquier punto de la misma, se satisface la siguiente relación:

$$m_{xx} = D \left(\frac{1}{r_x} + \nu \frac{1}{r_y} \right) = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)$$

$$m_{yy} = D \left(\frac{1}{r_y} + \nu \frac{1}{r_x} \right) = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \quad (1)$$

$$m_{xy} = -D (1 - \nu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = -\frac{G \cdot h^3}{6} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

donde:

$\frac{1}{r_x}$ y $\frac{1}{r_y}$ son las curvaturas en la dirección x e y , respectivamente.

$w(x, y)$ es la flecha en un punto de coordenadas (x, y) .

E , G , ν son el módulo elástico longitudinal y transversal y el coeficiente de Poisson, respectivamente.

D es la rigidez elástica de la placa, de valor

$$D = \frac{E \cdot h^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (2)$$

h es el canto de la placa.

Por otra parte, si conocemos el campo de deformaciones superiores e inferiores del hormigón en las dos direcciones de referencia, podemos aceptar, en rango elástico, una variación lineal de las mismas con el canto, de forma que:

$$\epsilon_n(z) = \epsilon_{mn} + \frac{1}{r_n} \cdot z = \frac{\epsilon_{sn} + \epsilon_{in}}{2} + \frac{\epsilon_{sn} - \epsilon_{in}}{h} \cdot z \quad (3)$$

donde:

$\epsilon_n(z)$ es la deformación, de la dirección n , en una fibra situada a la cota z sobre el plano medio.

ϵ_{sn} es la deformación de la fibra superior, en la dirección n .

ϵ_{in} es la deformación de la fibra inferior, en la dirección n .

ϵ_{mn} es la deformación de la fibra media, en la dirección n .

$\frac{1}{r_n}$ es la curvatura en la dirección n .

Integrando para todo el canto de la placa las tensiones, cuya expresión es:

$$\sigma_x = \frac{E \cdot z}{1 - \nu^2} \left(\frac{1}{r_x} + \nu \frac{1}{r_y} \right) \quad (4)$$

$$\sigma_y = \frac{E \cdot z}{1 - \nu^2} \left(\frac{1}{r_y} + \nu \frac{1}{r_x} \right)$$

y teniendo en cuenta la ecuación (3), se obtienen los momentos flectores m_{xx} , m_{yy} :

$$m_{xx} = \frac{Eh^2}{12(1 - \nu^2)} [(\epsilon_{sx} - \epsilon_{ix}) + \nu(\epsilon_{sy} - \epsilon_{iy})] \quad (5)$$

$$m_{yy} = \frac{Eh^2}{12(1 - \nu^2)} [(\epsilon_{sy} - \epsilon_{iy}) + \nu(\epsilon_{sx} - \epsilon_{ix})]$$

Se pueden, por tanto, obtener los campos de momentos flectores m_{xx} , m_{yy} a partir de flechas [ecuaciones (1)] o a partir de deformaciones [ecuaciones (5)]. Los momentos torsores m_{xy} deben, sin embargo, determinarse a partir de flechas. La doble derivación de la superficie deformada se ha realizado numéricamente, mediante el mismo programa de interpolación utilizado para definir la superficie a partir de los puntos medidos [7].

Los valores de f_c , f_{ct} , E y ν se obtuvieron de ensayos, tanto sobre probetas convencionales moldeadas el día del hormigonado como sobre probetas testigo extraídas durante la demolición de la losa. Los valores medios obtenidos fueron:

$$f_c = 36 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ct} = 3,5 \text{ N/mm}^2 \\ E = 30,8 \text{ kN/mm}^2 \quad \nu = 0,23$$

Se ha podido comprobar, para los ensayos en servicio, que los momentos por unidad de longitud calculados, bien a partir de flechas medidas, bien directamente a partir de deformaciones medidas, en las zonas no afectadas por las condiciones de borde, son bastante parecidos, con diferencias que oscilan entre el 5% y el 15%. En las zonas de pilares, para hipótesis de carga asimétricas, suele haber saltos de momentos, fruto del empotramiento que vincula placa y losa, lo cual no es posible reproducir mediante la interpolación. Por esta razón, se ha

optado por dar, en estos puntos, los valores discretos obtenidos de las deformaciones.

Otra medida de la coherencia de los datos experimentales es el hecho de que el comportamiento lineal de la placa (como se verá más adelante), permite obtener las diversas hipótesis de carga mediante sucesivas superposiciones de la hipótesis 1, eso es, un solo recuadro cargado.

La armadura pasiva también ha contribuido notablemente a la aceptación o rechazo de algunos datos, ya que a nivel sección constituye un tercer punto para definir el giro y la posición del plano de deformación.

Los tirantes de arriostramiento de la base de los pilares proporcionan información sobre las reacciones horizontales en apoyo. Por equilibrio de momentos del soporte es posible obtener los momentos flectores en la cabeza del mismo, que son la diferencia de momentos flectores existentes en la losa, a ambas caras del soporte, más los momentos torsores en las mismas. Este hecho ha servido, en algún caso, para comprobar los momentos obtenidos a través de la ley de flechas o deformaciones.

5. DESCRIPCIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA LOSA BAJO CARGAS DE SERVICIO

Bajo las seis hipótesis de carga consideradas, el comportamiento de la losa puede asimilarse, totalmente, al de una placa delgada de material elástico, isotropo y homogéneo, esto es, presenta un comportamiento lineal tal como se considera habitualmente en servicio para estas estructuras. Ello lo corroboran los resultados obtenidos, de entre los cuales se seleccionan los más relevantes.

Fisuración: Destaca la ausencia total de fisuras generadas por esfuerzos de flexión o cizalladura. Sí aparecen, sin embargo, algunas fisuras de carácter local y poca entidad, bajo los anclajes de los tendones transversales de pretensado, en dirección paralela a los tendones, las cuales no evo-

lucionan con la aplicación de la carga. Igualmente, aparece alguna fisura longitudinal, en los bordes de la placa, entre las bandas de tendones concentrados, antes de aplicar la carga muerta y la sobrecarga. Estas fisuras son debidas a las tracciones creadas por la apertura de las compresiones de pretensado y corroboran la necesidad de armadura de borde. El pequeño tamaño, en anchura y longitud, de las fisuras, así como la falta de evolución de las mismas, permiten calificar de muy poco significativos sus efectos estructurales.

La figura 3 muestra la distribución de esfuerzos axiales obtenida a través de un análisis, por el método de los elementos finitos, realizado previamente, en el cual se detectan las bolsas de tracciones con posibilidad de fisuración.

Deformabilidad: La reducida magnitud de las flechas medidas y la recuperación casi total de las mismas tras la descarga, pone de manifiesto la elasticidad del comportamiento y la gran rigidez de estas estructuras en situaciones de servicio. En la tabla 1 se muestra la flecha máxima obtenida en cada hipótesis de carga, así

Tabla 1
Flechas máximas y flechas remanentes medias, obtenidas en las distintas hipótesis de carga

Hipótesis de carga	Flecha máxima (mm)	Flecha remanente (mm)
1	2,67	0,044
2	2,91	0,066
3	2,47	0,063
4	2,53	0,032
5	2,72	0,031
6	2,94	0,063

como la flecha remanente media. Ambas son incrementales, tomando como estado inicial la situación de peso propio y pretensado, cuyos datos no están recogidos en el ensayo. No obstante, dado que las

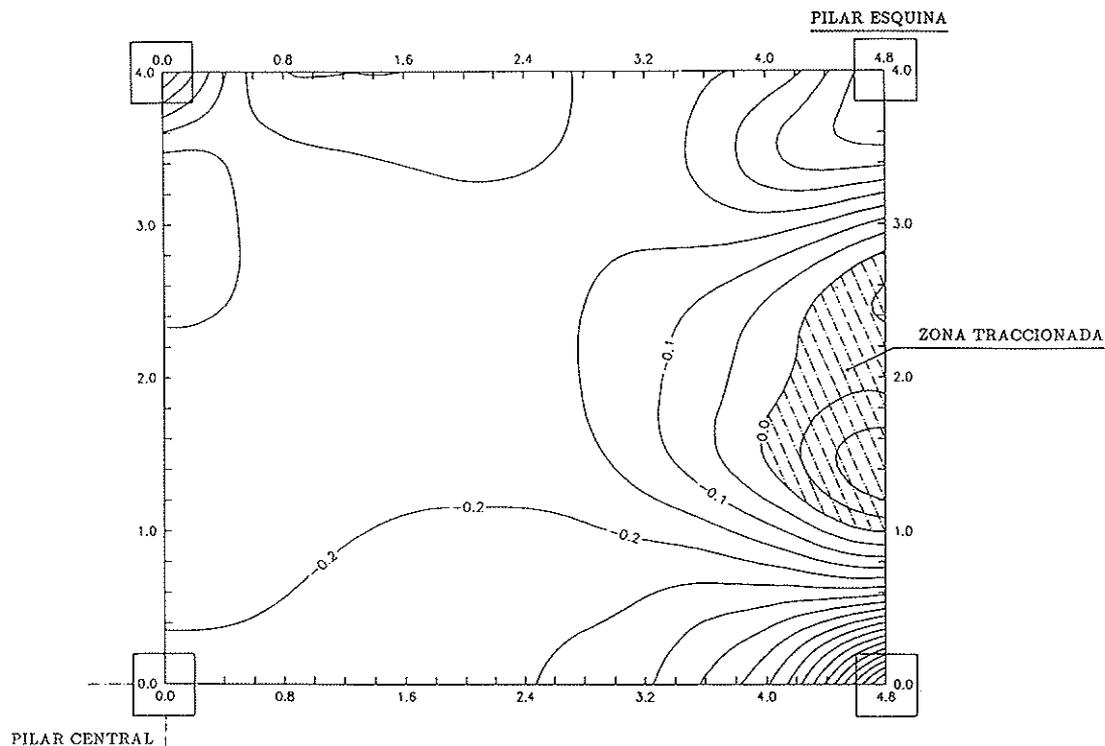


Fig. 3. Distribución de esfuerzos axiales (en MN/m) originados por la concentración en banda de los tendones de pretensado.

cargas de desviación del pretensado compensaban el peso propio y parte de la sobrecarga, en la situación de vacío se produjeron pequeñas contraflechas. Las flechas remanentes oscilan en torno al 5% de las máximas por lo que, dado el reducido valor de las mismas, resultan inapreciables.

Las figuras 4, 5, 6, 7 muestran las curvas de nivel de la superficie deformada de la losa, en las hipótesis de carga 1, 2, 3 y 6, respectivamente. La figura 8 muestra la curva $p - \delta$ en el centro de cada panel, para la hipótesis de carga 6, observándose un claro comportamiento lineal.

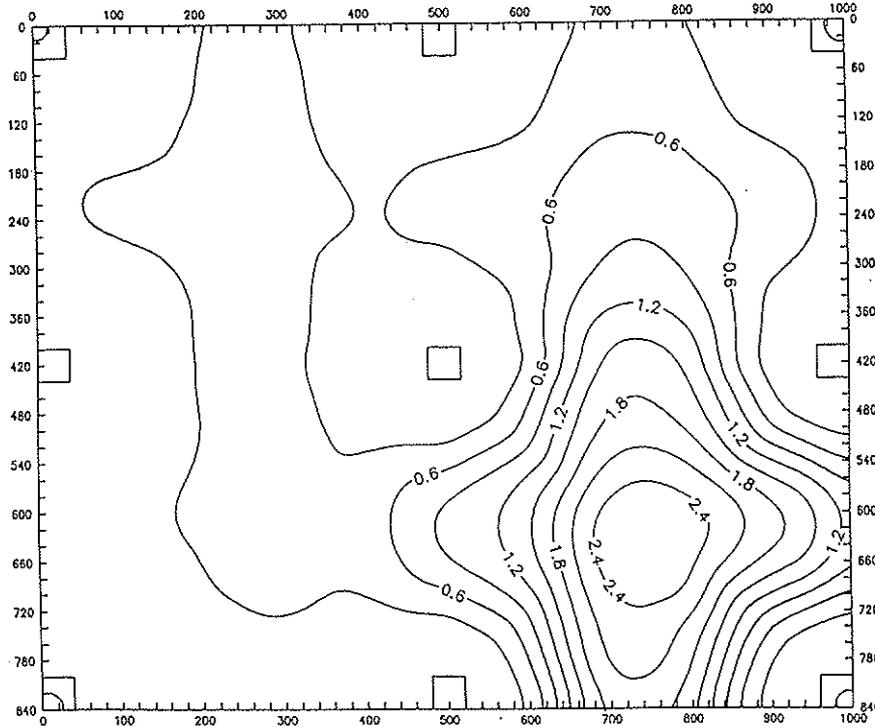


Fig. 4. Superficie deformada bajo la hipótesis de carga 1 (flechas en mm).

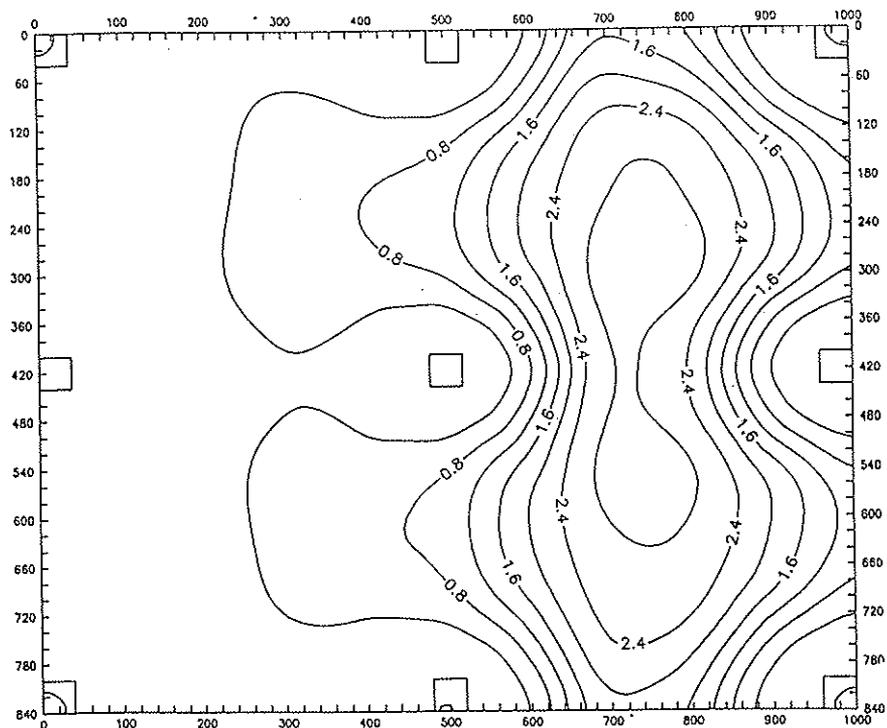


Fig. 5. Superficie deformada bajo la hipótesis de carga 2 (flechas en mm).

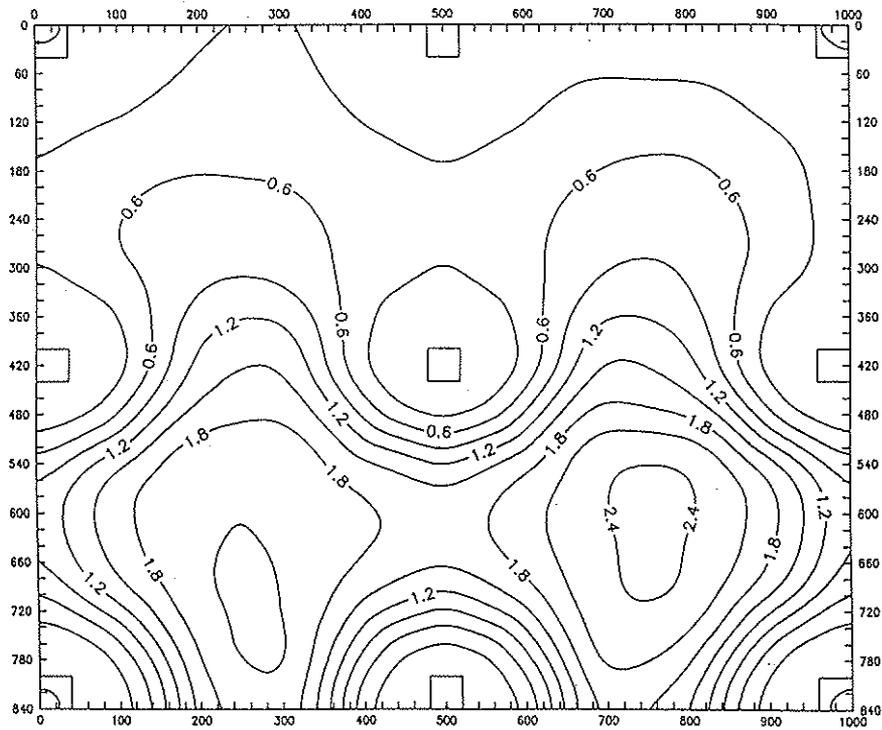


Fig. 6. Superficie deformada bajo la hipótesis de carga 3 (flechas en mm).

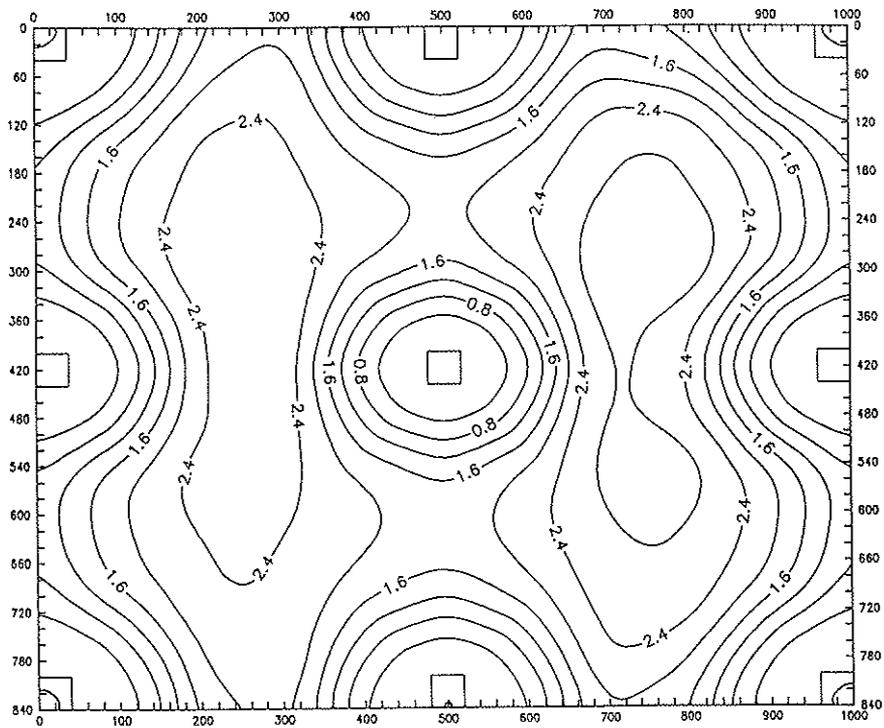


Fig. 7. Superficie deformada bajo la hipótesis de carga 6 (flechas en mm).

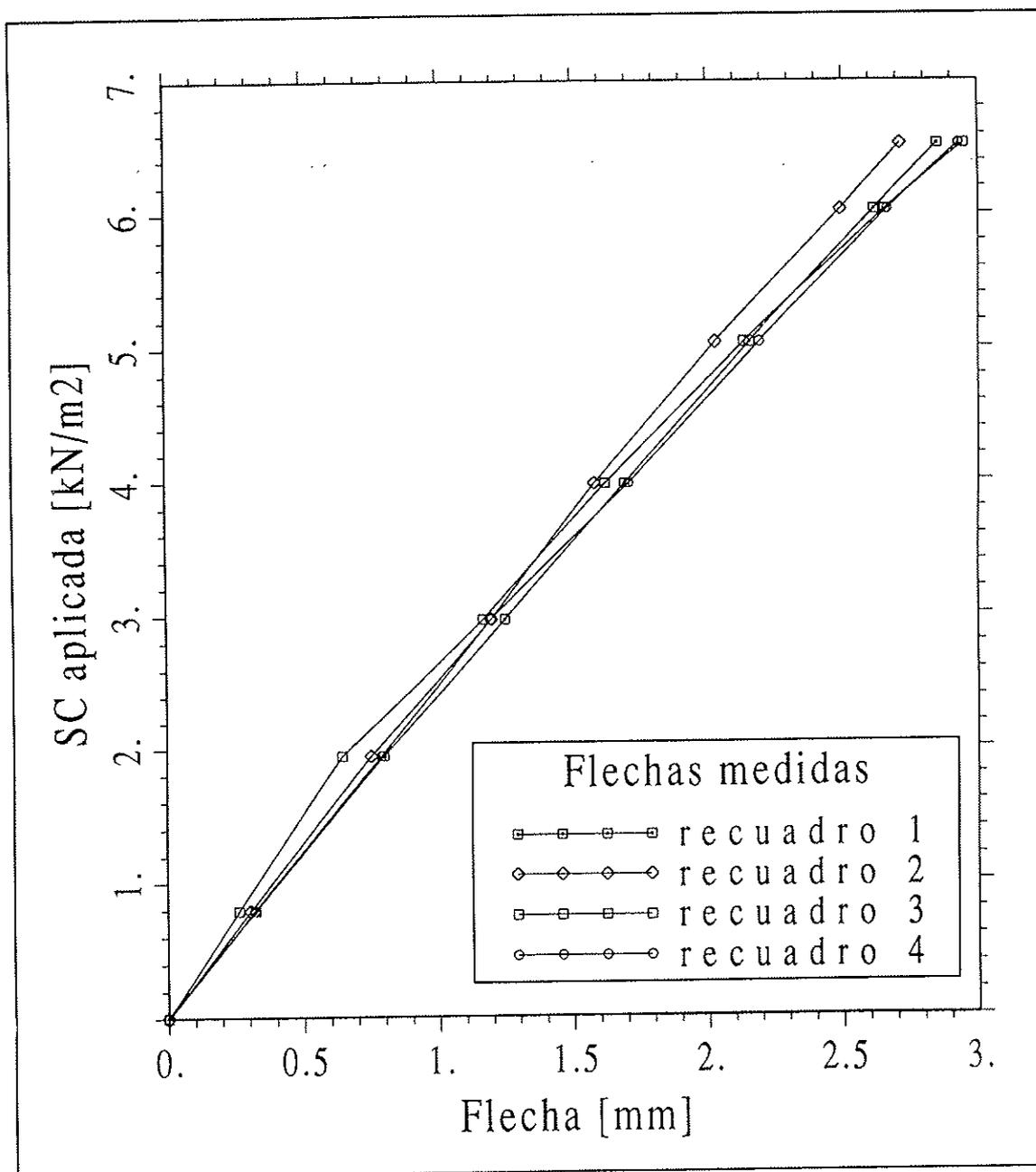


Fig. 8. Relación entre la sobrecarga aplicada y la flecha en el centro de cada recuadro, en la hipótesis de carga 6.

Distribución de reacciones: Del valor y evolución de las reacciones obtenidas para cada hipótesis, puede comprobarse, de nuevo, el comportamiento lineal de la losa. Así como en el caso de flechas sólo fue posible medir los incrementos de flecha a partir del estado permanente, si se conocen, sin embargo, las reacciones debidas a peso propio y pretensado, o

estado de referencia. En la tabla 2 se adjunta el valor de los incrementos de reacciones verticales en cada apoyo, para las seis hipótesis de carga. Hay que tener en cuenta que la reacción medida bajo peso propio y pretensado incluye, además, el peso de pilares y elementos accesorios, tales como sistema de cargas, etc., que no puede despreciarse.

Tabla 2
Reacciones, en kN, para las diversas hipótesis de carga

Apoyo	PP + PRET + Est. Metál. + Pilares	C. MUERTA Hasta 1,75 kN/m ²	HIP1	HIP2	HIP3	HIP4	HIP5	HIP6	
1		23,29	4,90	-0,20	-1,62	-2,06	23,44	21,22	20,18
2		52,83	11,75	-1,46	-2,21	23,22	24,11	48,62	48,31
3		17,64	4,92	-1,68	-1,60	20,62	-2,73	20,36	20,25
4		57,68	12,00	25,41	23,50	49,01	24,91	50,01	49,38
5		127,84	27,88	28,18	55,44	55,37	58,17	88,27	114,66
6		55,89	11,70	-1,55	23,51	-2,59	24,17	22,49	48,14
7		19,84	4,73	-1,84	20,00	-1,80	-2,50	-3,08	19,46
8		53,67	11,44	24,30	46,22	22,73	23,83	21,88	47,07
9		19,68	4,82	22,54	20,21	20,65	22,33	20,85	19,84
TOTAL		428,36	94,14	93,70	183,45	185,15	195,73	290,62	387,20
q (kN/m ²)		—	—	4.462	4.368	4.408	4.660	4.613	4.609

En esta tabla se observa un comportamiento homogéneo, sin anomalías o asimetrías inducidas. Por ejemplo, en la hipótesis 2, los pilares 7 y 9 deben presentar reacciones muy similares, al igual que

los pilares 1 y 3, como así ocurre. En la hipótesis 4 las reacciones en los pilares 1 y 9 son muy parecidas, al igual que en los pilares 3 y 7.

CARGA HIPOTESIS 1 KN/m ²	HIPOTESIS 1 a	HIPOTESIS 1 b	HIPOTESIS 1 c	a + b + c	CARGA HIPOTESIS a + b + c KN/m ²	a + b + c corregido	a + b + c experimental
4.462					4.660		
4.462					4.613		

Fig. 9. Verificación experimental del principio de superposición.

Igualmente, se puede comprobar que cualquier hipótesis puede obtenerse, con buena aproximación, como combinación lineal de la hipótesis 1. Así, por ejemplo, en la figura 9 se muestra cómo, a partir de la hipótesis 1, se obtienen las reacciones de las hipótesis 4 y 5, con errores casi despreciables excepto en las reacciones pequeñas, en las que el error relativo no es significativo. A fin de establecer la comparación de forma correcta, hay que tener en cuenta la carga real aplicada en los diferentes ensayos, como se explicita en la figura 9.

La verificación de la validez del principio de superposición es un resultado muy relevante, habida cuenta de las dificultades que encierra un trabajo experimental

de este calibre, e indica la linealidad del comportamiento estructural.

La figura 10 muestra la evolución del valor medio de las reacciones bajo los pilares de esquina, de centro de caras y del pilar central, en la hipótesis 6. Se observa claramente que no existen redistribuciones de reacciones, así como una trayectoria lineal de las curvas.

Una primera aproximación a la estimación del ancho de los pórticos virtuales, puede hacerse a partir de las reacciones medidas, conocida la carga aplicada en cada escalón. Así, la figura 11 muestra, para la hipótesis 6, la evolución del ancho de los pórticos virtuales, en ambas direcciones, obtenido mediante un criterio de proporcionalidad entre la suma de

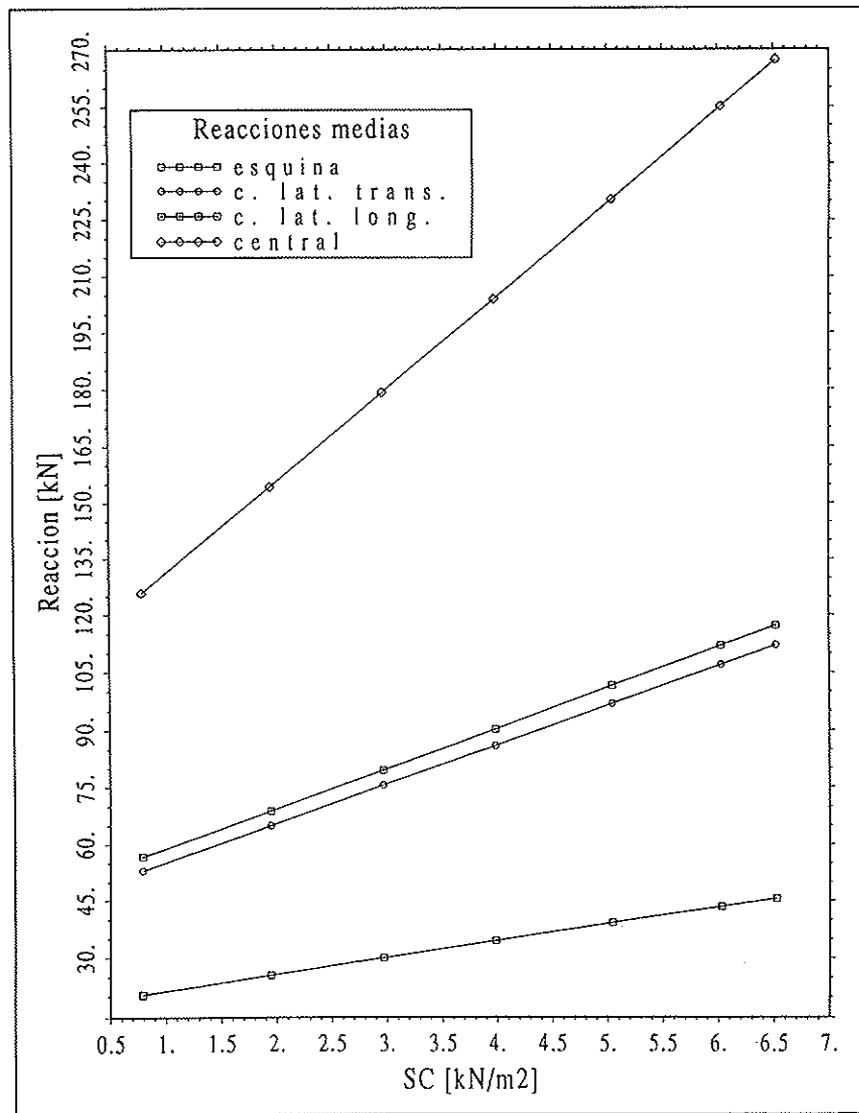


Fig. 10. Evolución de las reacciones, con la sobrecarga aplicada, en la hipótesis de carga 6.

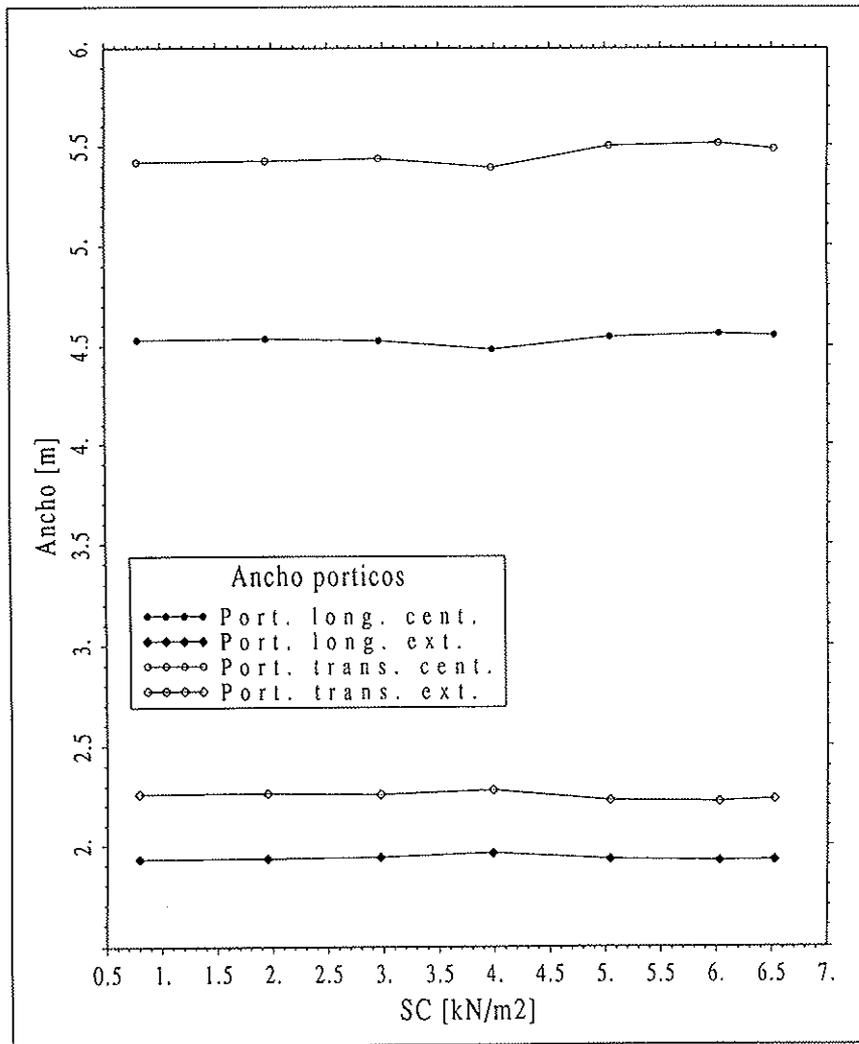


Fig. 11. Evolución del ancho de los pórticos virtuales, obtenido a partir de las reacciones.

reacciones del pórtico y la carga total aplicada. De acuerdo con esta figura, el ancho del pórtico virtual central sería de 4,55 m, aproximadamente, en sentido longitudinal y de 5,4 m en sentido transversal.

Esfuerzos: Tal como se ha explicado en el apartado 4, a partir de la deformada experimental se obtienen esfuerzos en la losa, para cada hipótesis de carga. A modo de ejemplo, se muestra en las figuras 12, 13, 14, 15, 16 y 17 los momentos flectores, m_{xx} , m_{yy} , y los momentos torsores m_{xy} , en las hipótesis 2 y 6. En el caso de momentos torsores, las líneas $m_{xy} = 0$ dividen la losa en pórticos “independientes”, lo que justifica el uso del método de los pórticos virtuales. La figura 17 mues-

tra claramente esta separación, dando lugar a los anchos presentados en la tabla 3.

En la tabla 4 se muestran los valores máximos de m_{xx} y m_{yy} , así como las tensiones de tracción máximas en cada hipótesis de carga, en las secciones de vano y apoyo.

Estas tensiones de tracción son incrementos sobre el estado permanente. A ellas habría que añadir las tensiones previas de peso propio y pretensado, las cuales pueden deducirse a partir de consideraciones de linealidad, comprobándose, como es de esperar por el tipo de diseño realizado, que no superan en ningún caso la resistencia a tracción del hormigón.

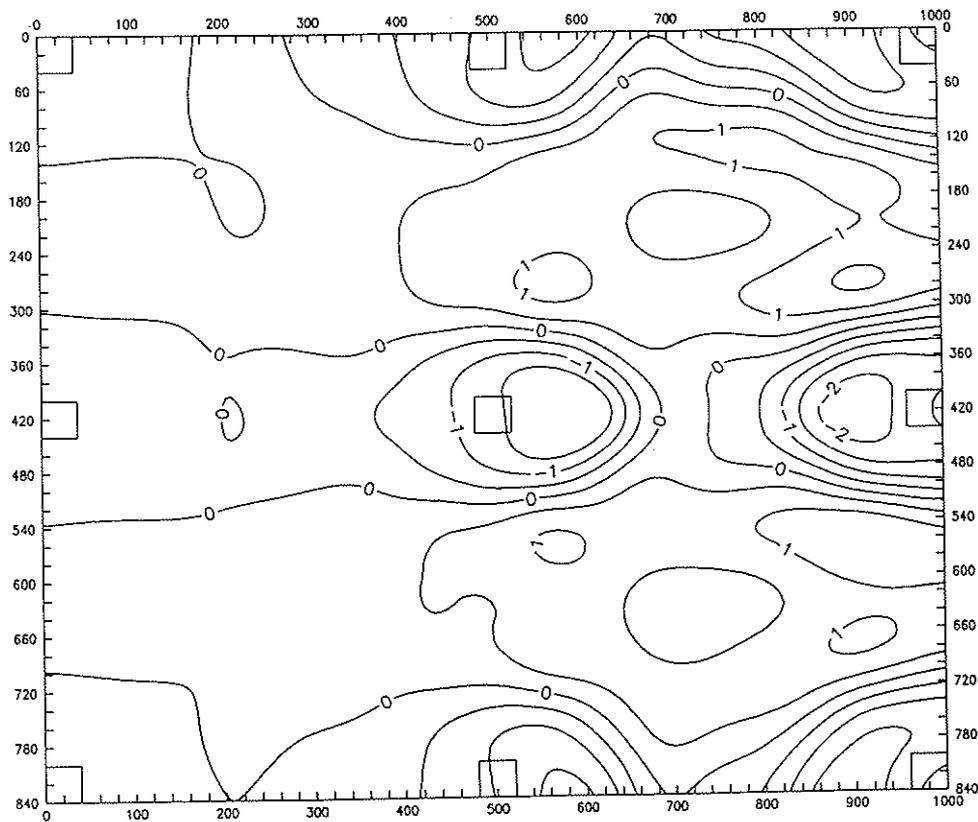


Fig. 12. Distribución de momentos flectores, por unidad de ancho (en $m \times t/m$), en la dirección x , en la hipótesis de carga 2.

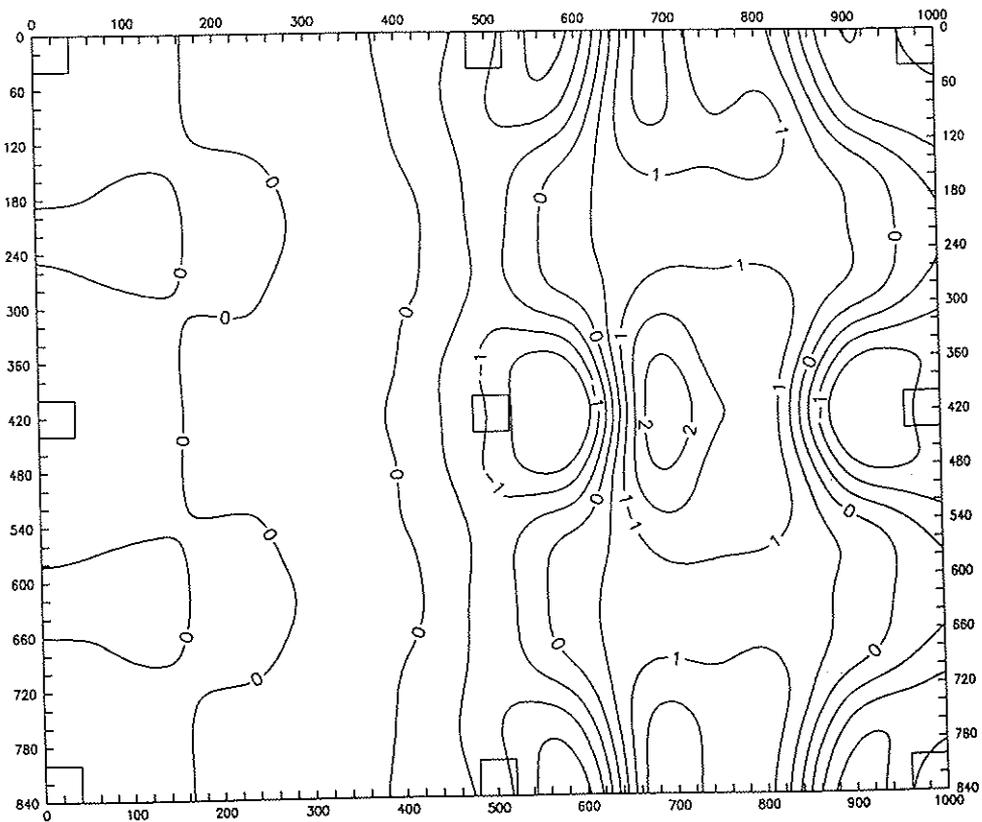


Fig. 13. Distribución de momentos flectores, por unidad de ancho (en $m \times t/m$), en la dirección y , en la hipótesis de carga 2.

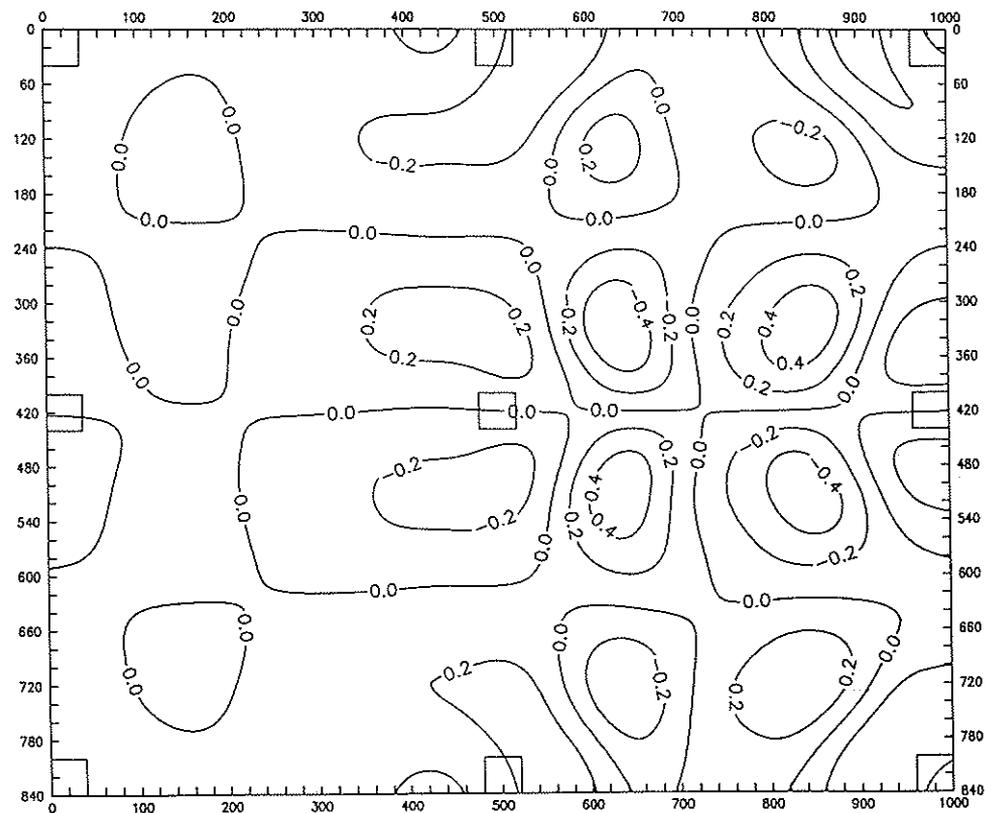


Fig. 14. Distribución de momentos torsores, por unidad de ancho (en $m \times t/m$), en la hipótesis de carga 2.

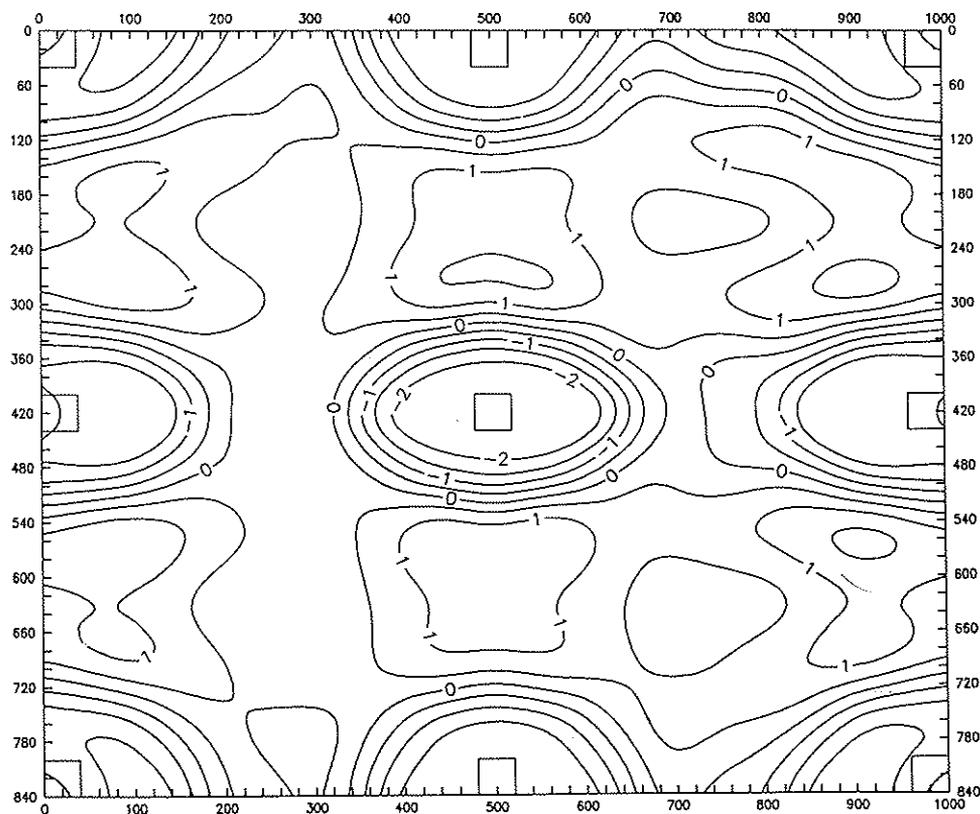


Fig. 15. Distribución de momentos flectores, por unidad de ancho (en $m \times t/m$), en la dirección x , en la hipótesis de carga 6.

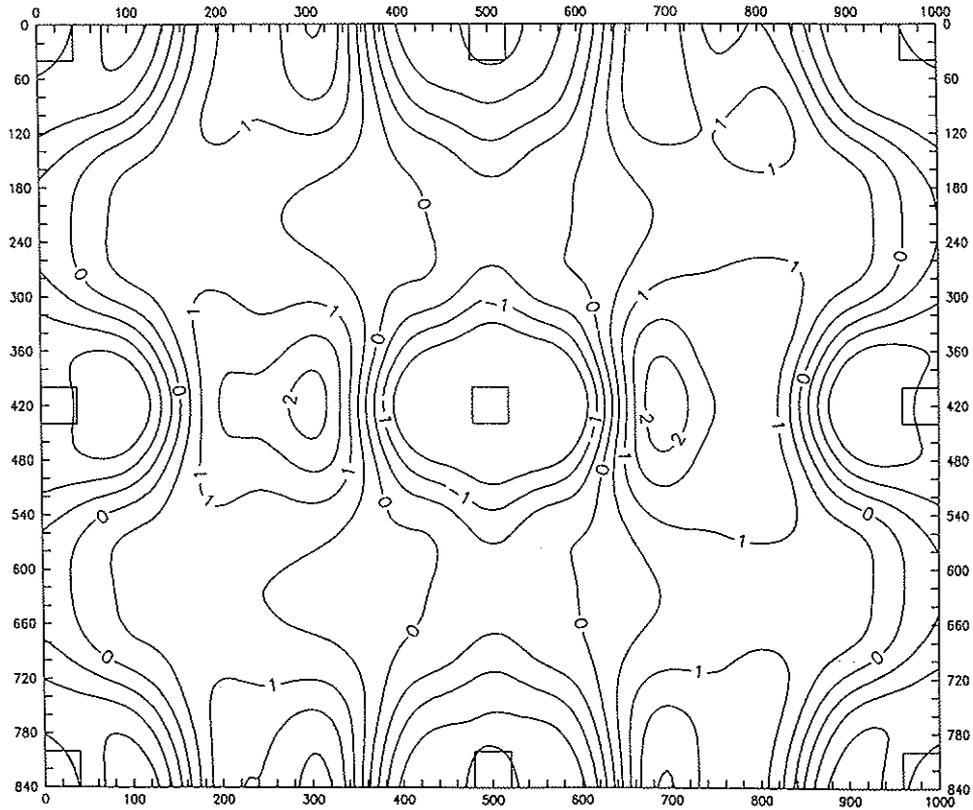


Fig. 16. Distribución de momentos flectores, por unidad de ancho (en $m \times t/m$), en la dirección y , en la hipótesis de carga 6.

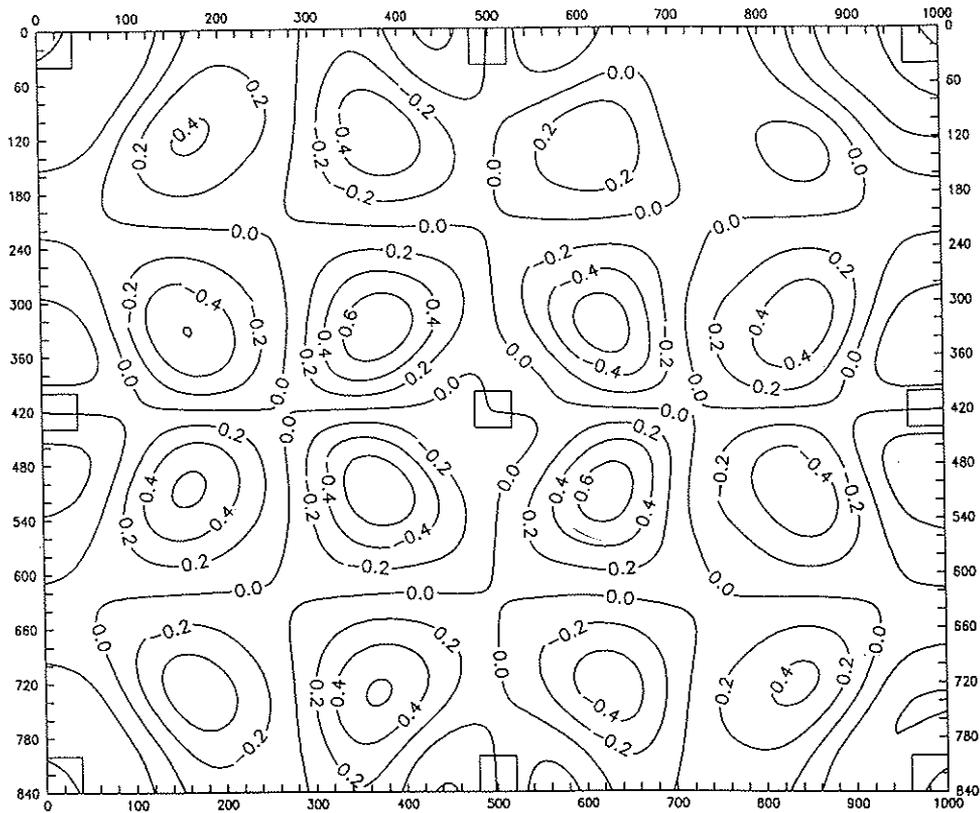


Fig. 17. Distribución de momentos torsores, por unidad de ancho (en $m \times t/m$), en la hipótesis de carga 6.

Tabla 3
Ancho de pórticos virtuales

Ancho del pórtico virtual (m)	Dirección longitudinal		Dirección transversal	
	Pórtico exterior	Pórtico central	Pórtico exterior	Pórtico central
Experimental (de flechas)	1,95 (23,2%)	4,55 (53,6%)	2,30 (23%)	5,4 (54%)
Experimental (de reacciones)	2,15 (25,6%)	4,10 (48,8%)	2,60 (26%)	4,8 (48%)
Valores de proyecto	2,10	4,20	2,50	5,00

Tabla 4
Esfuerzos (en $kN \times m$) y tensiones (en N/mm^2)

Ensayo	m_{xx} vano	m_{xx} pilar	m_{yy} vano	m_{yy} pilar	$\sigma_{c,max}$ vano	$\sigma_{c,max}$ apoyo
1	20	-21	20	-16	5,3	5,7
2	12	-21	20	-22	5,3	5,6
3	15	-31	18	-18	4,5	6,5
4	12	-19	18	-18	5,3	3,2
5	12	-30	20	-27	5,3	6,2
6	12	-36	20	-34	5,3	6,5

Pérdidas de pretensado: Las pérdidas por rozamiento y penetración de cuña se conocen en 2 tendones, uno longitudinal y otro transversal, gracias a 4 células de carga colocadas en los respectivos extremos. La fuerza de pretensado se introdujo en cuatro escalones, en cada uno de los cuales se medía la fuerza en el anclaje activo y en el pasivo. Tras anclar y producirse la penetración de cuña, se volvió a medir la fuerza de pretensado. Por fin, a lo largo del tiempo, se tomaron mediciones que proporcionan las pérdidas diferidas. A modo de resumen se presenta la tabla 5.

Las pérdidas por rozamiento durante el tesado, oscilan entre el 6,3% para los ten-

dones longitudinales y 2,8% para los transversales, lo cual sugiere un valor medio entre 0,33 y 0,40%/ml. Según los valores adoptados en el proyecto ($\mu = 0,08$, $k = 0,003 m^{-1}$), las pérdidas por rozamiento esperadas eran de un 6,4% y un 5,7%, para los tendones longitudinales y transversales. Puede observarse que si bien longitudinalmente se consigue gran exactitud, transversalmente las pérdidas medidas han sido bastante inferiores. Ello puede ser debido a los valores de k y μ adoptados y al trazado del pretensado real en obra, el cual, con toda seguridad, fue más tendido (debido a movimientos durante el hormigonado).

La penetración de cuña para el caso

Tabla 5
Pérdidas de pretensado

Escalón/Instante	T. longitudinal (kN)		T. transversal (kN)	
	Anclaje activo	Anclaje pasivo	Anclaje activo	Anclaje pasivo
Primer escalón	39,92	36,06	38,83	38,12
Segundo escalón	79,96	73,40	78,08	76,19
Tercer escalón	118,68	110,76	119,07	116,51
Cuarto escalón	139,58	130,83	138,32	134,49
Después de anclar	113,75	117,89	120,17	122,93
$\Delta t = 450$ días	103,50	107,00	108,20	111,06

estudiado, supuso unas pérdidas entre el 13% y el 18%, lo que equivale a una penetración de cuña de 9,7 mm, en el anclaje activo. Este valor es muy superior al previsto en proyecto (5 mm), aspecto cuya explicación requiere estudios más detallados.

Las pérdidas diferidas oscilan entre un 8,7% y un 9,7% de la fuerza de pretensado, tras las pérdidas instantáneas. Este valor se corresponde con el que puede deducirse simplemente considerando la tensión media permanente de pretensado, la retracción producida a partir del instante de tesado ($\epsilon_{cs} \approx 0,002$), un coeficiente de fluencia de 2,5 y un valor de relajación, a los 450 días, de $\rho = 0,04$.

El valor final de las pérdidas de pretensado, con respecto a la fuerza de tesado inicial, antes de anclar, se puede cifrar en el 30% para los tendones longitudinales y el 25% para los transversales.

Incrementos de tensión en los tendones: En las hipótesis de carga en servicio, el incremento de tensión en el tendón instrumentado fue muy reducido, siendo su valor máximo de 8 N/mm², lo cual concuerda con las hipótesis de cálculo en fase de proyecto.

6. COMPARACION CON LAS PREDICCIONES ANALITICAS

El cálculo preliminar de la losa, de cara al proyecto de la misma, se realizó mediante el método de los pórticos virtuales, utilizando el programa ADAPT [8]. Con dicho modelo se dimensionaron las armaduras activas y pasivas necesarias para satisfacer los criterios descritos en el apartado 2 y se dispuso de una información muy valiosa (reacciones, esfuerzos cortantes, tensiones en el hormigón, etc.), para el proyecto del resto de detalles de la losa.

Los ensayos en servicio se simularon mediante un análisis por emparrillado espacial, discretizando toda la estructura, incluidos los pilares, con un total de 554 barras y 297 nudos (figura 18). Dicho análisis se llevó a cabo mediante el programa PCF3D [9] para el análisis lineal y no lineal de entramados tridimensionales de hormigón armado y pretensado. Con dicho modelo se simuló el proceso de carga en cada hipótesis, introduciendo, en un primer paso, el peso propio, las cargas muertas debidas a elementos auxiliares y los efectos del pretensado. En un segundo escalón de carga, se sumó la