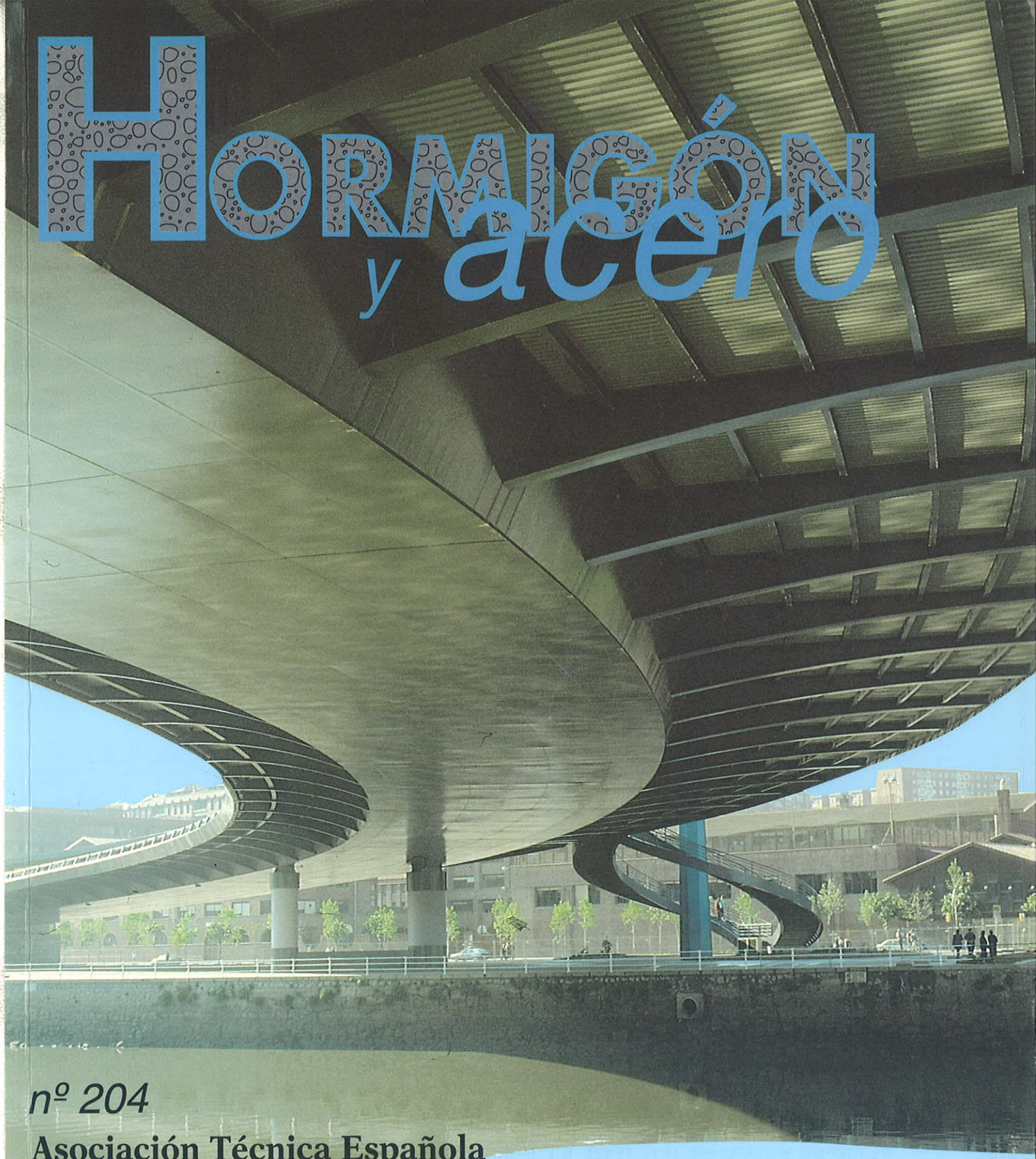
HORMIGÓN y acero



nº 204

Asociación Técnica Española del Pretensado

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

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

AGROMAN EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.–Avenida del Partenón, 4. 28042 Madrid.

ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).–Orense, 10. 28020 Madrid.

ARPO EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.–Avda. de la Innovación, s/n. Edificio Espacio, planta 3.ª, mód. 4-7. 41020 Sevilla.

AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.–Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.

AUXINI, S.A.–Velázquez, 134. 28006 Madrid.

CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L.–Grijalba, 9. 28006 Madrid.

CEMENTOS MOLINS, S.A.–C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Viçenc dels Horts (Barcelona).

COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.–Almagro, 42. 28010 Madrid.

COLEGIO DE INGENIEROS TECNICOS DE OBRAS PUBLICAS.–Miguel Angel, 16. 28010 Madrid.

COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.–Santa Eugenia, 19. 17005 Gerona.

COL.LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA.–Plaça Nova, 5. 08002 Barcelona.

C.T.T. STRONGHOLD, S.A.–Aribau, 185. 08021 Barcelona.

CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.–Parque Empresarial La Moraleja. Avda. de Europa, 18. 28100 Alcobendas (Madrid).

DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.–Avda. de Tenerife, 4-6. Edificio Agua. 1ª planta. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).

DYWIDAG - SYSTEMS INTERNATIONAL, S.A.–Azor, 25-27. Polígono Industrial Matagallegos. 28940 Fuenlabrada (Madrid).

EMESA-TREFILERIA, S.A.–Apartado 451. 15080 La Coruña.

ENTRECANALES Y TAVORA, S.A. Biblioteca.–Cardenal Spinola, s/n. Edificio E. 28016 Madrid.

ESCUELA TECNICA-SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.–Ciudad Universitaria. 28040 Madrid.

ESTEYCO, S.A.–Menéndez Pidal, 17. 28036 Madrid.

ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S.A.–Arapiles, 14-4º Izda. 28015 Madrid.

EUROCONSULT, S.A.–Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).

FERROVIAL, S.A.–Príncipe de Vergara, 125. 28006 Madrid.

(Continúa en el int. de contraportada)

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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

Miembros del Comité de Redacción:
APARICIO, Angel C.
BURON, Manuel
CUVILLO, Ramón del
ELICES, Manuel
GONZALEZ VALLE, Enrique
JODAR, Juan
LOPEZ PALANCO, Rafael
LLOMBART, José Antonio
MARTINEZ MARTINEZ, Ramón
MORAN, Francisco
ORTEGA, Luis
PEREZ-FADON, Santiago
RIPOLL, Javier
RODRIGUEZ SANTIAGO, Jesús
SIEGRIST, Carlos
VILLAR, José Mª de

SERVICIO DE ESTUDIOS ESPECIALES

HORMIGÓN y acero

nº 204

2º Trimestre 1997

CUOTAS ANUALES

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

(Más 16% IVA para España)

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

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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

ESPAÑA

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

UNIVERSITAT DE GIRONA.–Girona.
UNIVERSITAT DE LLEIDA.–Lleida.
VORSEVI, S.A.–Ingeniería y Control de Calidad.–Sevilla.
V.S. INGENIERIA Y URBANISMO, S.L.–Sevilla.

EXTRANJERO

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

MIEMBRO CORRESPONDIENTE

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

* * *

AVISO IMPORTANTE

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

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

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

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

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

El autor del artículo cerrará la discusión contestanto 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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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

EL COMITE DE REDACCION

hormigón y acero nº 204

índice

Págs.

El estado del arte del pretensado 9-28
(Conferencia pronunciada en la Sesión de Apertura)
La précontrainte aujourd'hui
The state of the prestressed art.
J. Manterola

TEMA II.–INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

Estudio experimental de refuerzo a flexión, mediante recrecidos de hormigón armado, de forjados unidireccionales armados y pretensados 29-45
Etude expérimentel de renforcement à flexion, par recroîtrements de béton armé, de planchers armés et précontraintes.
Experimental study of the bending strengthening, by means of overlay of reinforced concrete, of reinforces and prestressed unidirectional floors.
I. Sirvent, M. J. de la Cruz, M. Baeza y R. Ybarra

Efecto del tamaño de probeta sobre la resistencia a la tracción medida con el ensayo brasileño 47-63
Effet d'échelle sur la résistance à la traction déterminée par essais de fendage sur éprouvettes cylindriques
Size effect on the cylinder splitting strength test.
C. G. Rocco, G. V. Guinea, J. Planas y M. Elices

TEMA III.–A.–REALIZACIONES DE PUENTES

Pasarela peatonal de acceso a la playa de El Postiguet (Alicante) . . 65-76
Passerelle piétonnière d'accés à la plage de El Postiguet (Alicante)
Access footbrige to Postiguet beach (Alicante)
R. Irlés, F. Irlés y F. J. Piñol

Prefabricación de puentes con tableros en losa pretensada continua. Realizaciones 77-83
Préfabrication de ponts en dalle précontrainte et continue. Exemples.
Prefabrication of continuous prestressed hollow slab bridges. Examples.
M. Burón, D. Fernández-Ordóñez y M. Peláez

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Tema IV.–Inspección, Mantenimiento, Reparaciones y Refuerzos

Vigas hueso. Sustitución de la estructura de cubierta de la nave de ensayos del Centro de Estudios Hidrográficos de Madrid **85-98**

Poutres caisson en forme d'ossature. Remplacement de la toiture du laboratoire d'essais du Centre d'Etudes Hidrographiques de Madrid

Hollow "Bones" beams. Replacement of the roof structure in the Hydraulic Laboratory Test Building at Madrid

J. Montaner Fraguet, J. López García y J. L. Lleyda Dionis

Artículos originales no presentados en la XVª Asamblea

Tema V.–Normativa

Ficha de características técnicas de un forjado nervado de hormigón armado **99-123**

Document de charactéristiques téchniques de un plancher nervuré de béton armé

Document of technical characteristics of a reinforced concrete ribbed floor

J. A. Lahuerta y C. Sanz

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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

1. CONDICIONES GENERALES

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

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

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

2. PRESENTACION DE ORIGINALES

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

2.1. Título

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

2.2. Resumen y palabras clave

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

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

2.3. Gráficos y figuras

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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

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

2.4. Fotografías

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

2.5. Tablas y cuadros

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

2.6. Unidades

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

2.7. Fórmulas, letras griegas, subíndices y exponentes

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

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

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

2.8. Referencias bibliográficas

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

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

Referencias de Artículos publicados en Revistas

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

Referencias de Libros

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

3. PRUEBAS DE IMPRENTA

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

El estado del arte del pretensado

Conferencia pronunciada en la Sesión de Apertura de la XVª Asamblea Técnica Nacional de la ATEP

Javier Manterola
Ingeniero de Caminos

El pretensado ha cumplido siempre una doble misión. Es, en primer lugar, una acción que introducimos en la estructura con el fin de modificar el efecto de otras acciones exteriores que queremos contrarrestar. Esta acción es permanente o casi constante, pues sólo experimenta una pequeña variación en el tiempo como consecuencia de las deformaciones de fluencia y retracción del hormigón y la relajación del acero.

La segunda misión es la de armadura. Una vez realizada la inyección, el pretensado acompaña al hormigón en su deformación. La adherencia entre hormigón y acero convierte al pretensado en una armadura más de la estructura.

Es una doble función que ha permitido el formidable paso de la estructura de hormigón armado a las modernas esbelteces y posibilidades actuales. Su empleo ha pasado, desde hace muchos años, a la rutina de cualquier proyectista cuando se enfrenta a estructuras de suficiente luz como para que su deformación y fisuración deba ser controlada.

Sin embargo, esta situación, totalmente consolidada, está experimentando una evolución interesante. Su misión como acción va incrementándose, abriendo nuevas posibilidades, a la vez que su misión como armadura pasiva se reduce. Del pretensado interior adherido se ha pasado al pretensado exterior, de éste al pretensado extradorsal y de éste último al tirante. Todo un camino en el que el pretensado, antes oculto en el interior del hormigón, pasa al exterior produciendo un cambio en la tipología estructural.

Como ejemplo de la situación en que se encuentra hoy en día el pretensado, voy a utilizar exclusivamente a los puentes; y no porque el pretensado tenga a los puentes como único campo de aplicación, sino porque es aquél en el cual el pretensado ha tenido que esmerarse para solventar los problemas que, de forma siempre creciente, el puente le iba presentando.

PRETENSADO INTERIOR

Del pretensado interior adherido, solución que tendrá buen futuro en un país tan seco como el nuestro, siempre que realicemos una inyección cuidadosa y no permitamos una fisuración importante en el hormigón, sólo voy a hablar de aquellos casos en que el pretensado, además de actuar como contrarresto de la flexión exterior, funciona como tirante de estructuras traccionadas axialmente. En el puente de

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

ferrocarril de Vitoria, de 64 m de luz, preparado para el tren de alta velocidad, el dintel de hormigón pretensado controla su tracción y flexión por un pretensado que discurre a lo largo del dintel, Fig. 1. En el pórtico de las Rozas, de 50 m de luz, la componente inclinada de las pilas delanteras se transmite al dintel por medio de los puntales inclinados, donde de nuevo es recogida por el pretensado a la vez que éste resuelve también su flexión, Fig. 2. Es una aplicación de la solución que realizamos por primera vez, en 1988, en el arco de Arriondas, de 80 m de luz, Fig. 3 y 4, para evitar transmitir cargas horizontales al terreno, y que posteriormente se ha utilizado ampliamente. En este último caso, el pretensado del tirante se aloja dentro de la viga metálica del dintel y se comporta como un claro pretensado exterior.

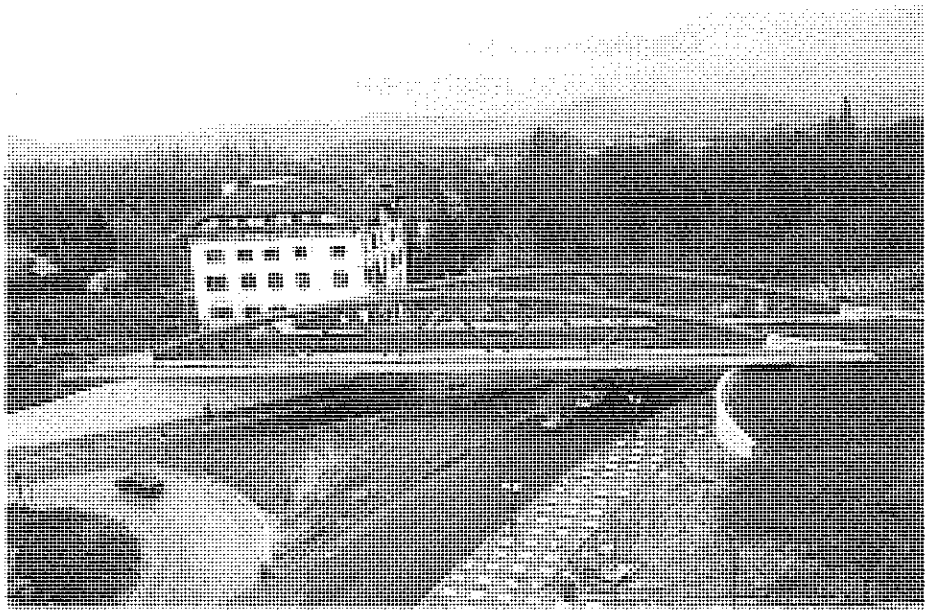


Fig. 1. Puente de ferrocarril, en Vitoria. C.F.C. S.L.

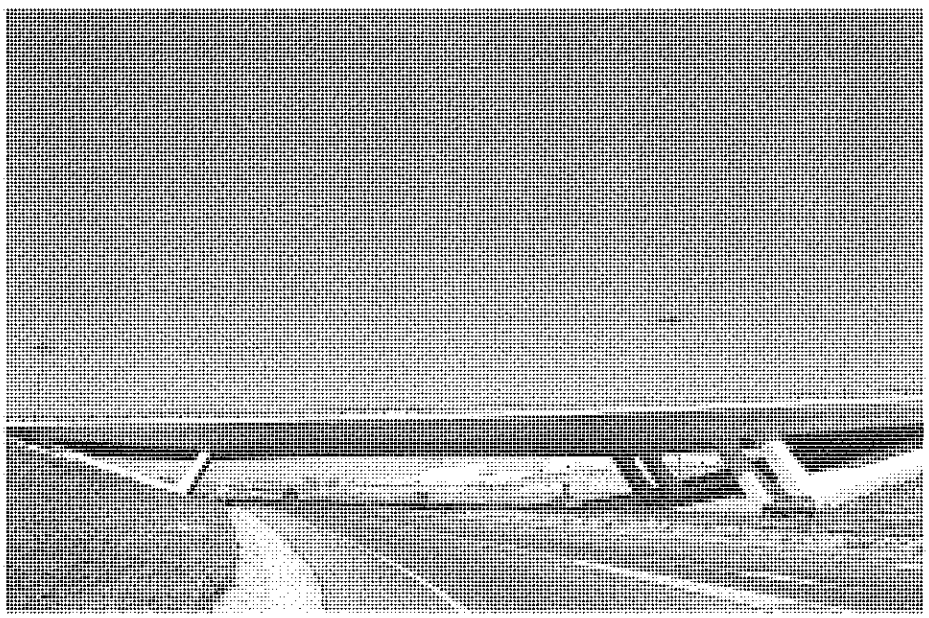


Fig. 2. Puente de las Rozas. Madrid. C.F.C. S.L.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

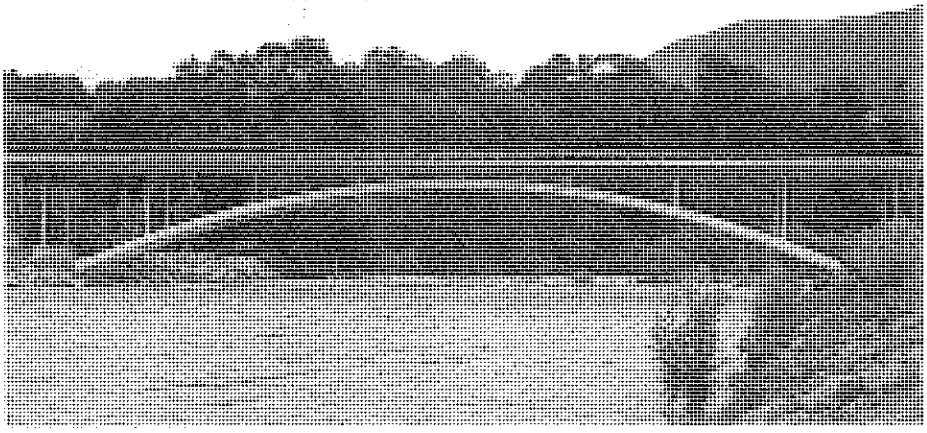


Fig. 3. Puente de Arriondas. Asturias. C.F.C. S.L.

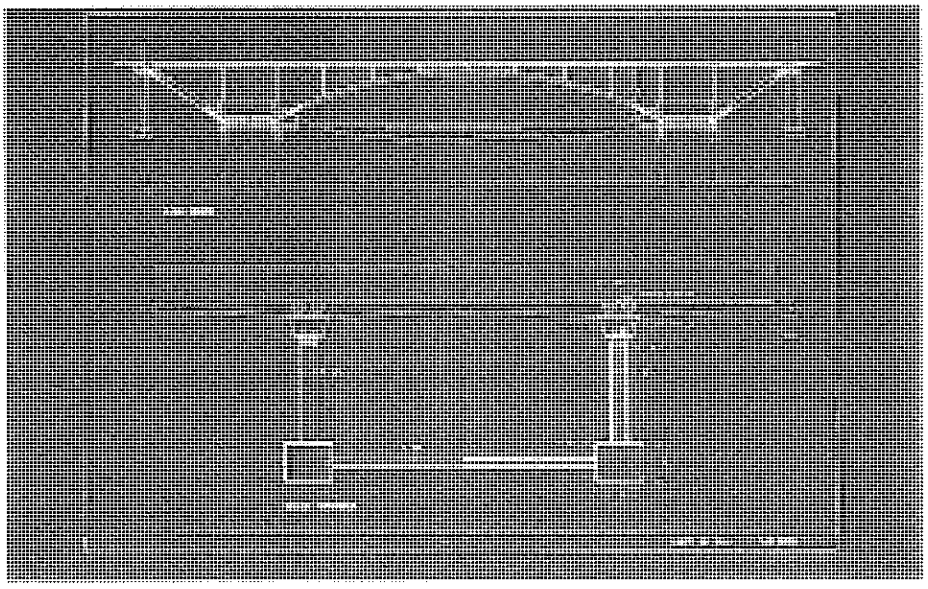


Fig. 4. Puente de Arriondas. Mecanismo de transmisión del empuje del arco al dintel.

PRETENSADO EXTERIOR

La primera variante del pretensado interno es el pretensado exterior y conviene recordar, para empezar, el puente de Almarail, sobre el río Duero, de Eduardo Torroja y Alfredo Paez, de 1955, que con tres vanos de 20 m + 30 m + 20 m, constituye el primer caso de pretensado exterior en España. El acero no se protegió durante dos años y, posteriormente, se le recubrió con mortero de cemento. Su comportamiento ha sido bueno hasta hoy en día. No se puede decir lo mismo de otros puentes de la época en los que también se utilizó el pretensado exterior y en los que una protección insuficiente o inexistente los ha dejado en condiciones muy difíciles, pero que aún cumplen su misión.

El pretensado exterior no ha tenido en España casi ninguna repercusión. No sé si la prospección del grado de deterioro de los cables ha estado bien hecha; pero no se conocen casos de averías importantes en puentes con pretensado interno adherido. Nos ha venido de fuera, de Francia, principal motor de esta tecnología, a la cual han

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

seguido otros países que han tomado los problemas de conservación con mucha seriedad. Se ha llegado al caso de Inglaterra que tiene establecida una moratoria que impide la utilización del pretensado adherido, hasta que no se lleguen a conclusiones respecto de su control.

El pretensado exterior prospera cuando se pretende controlar el estado de conservación del pretensado y la posibilidad de su sustitución, hecho este último no siempre previsto en muchos casos. Junto con esta ventaja evidente que no es posible cuando el pretensado es interior, existen otras no tan importantes pero sí reales: la reducción de los espesores de las almas y las cabezas donde se aloja, la simplificación de su trazado y la total desaparición de las pérdidas de pretensado entre desviadores.

Estas ventajas han primado en muchos países sobre los claros inconvenientes que también presenta. La respuesta resistente es peor: pérdida de excentricidad del pretensado en estados avanzados de deformación, si no se disponen desviadores especiales en el centro de la luz. La falta de compatibilidad de deformación entre el hormigón y los cables impide el agotamiento del pretensado, aun en estados de carga última y grandes deformaciones, lo que ha conducido a que en las normativas habituales no se permita aumentar la carga del acero de pretensado en estado límite último. En los ensayos realizados en rotura, el incremento de carga en el acero no pasa del 5% al 8% de la carga de servicio.

En servicio, este incremento es insignificante. En la Fig. 5, representamos dos disposiciones relativas entre pretensado y dintel. En *a* representamos el dintel con un canto normal de 5 m para salvar 100 m de luz. El pretensado puede estar o no inyectado. En *b* representamos ese mismo dintel con un canto mucho más pequeño, 2 m y una inercia de dintel del orden del 11% de la anterior. A ambos dinteles se les somete a una carga exterior, uniformemente repartida, de 4,8 t/ml. En *c* observamos la variación de carga del pretensado. Los resultados son evidentes. Con pretensado no adherido el incremento de carga es pequeñísimo, mayor en el caso de viga

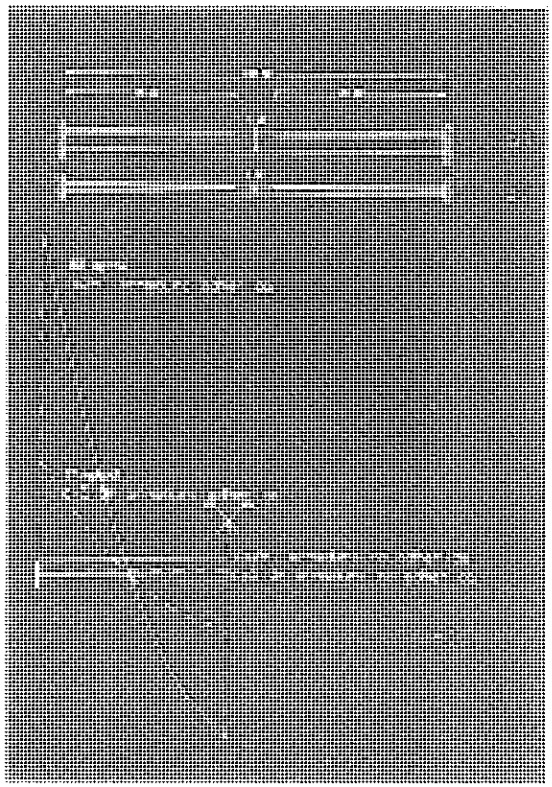


Fig. 5. Variación de la carga del pretensado según esté adherido o no al hormigón.

flexible que en el de viga rígida. Con pretensado adherido el incremento de carga es mucho mayor y además se acopla a la curvatura de la viga - momentos negativos en apoyos, con incremento de las tracciones en el pretensado, y momentos positivos en el centro del vano, con disminución de las tracciones en el pretensado. No obstante, en ambos casos el incremento de carga del pretensado en servicio siempre es muy pequeño, 383 Kp/cm² frente a los 10.000 a 12.000 Kp/cm² a que normalmente está sometido el acero.

Esta falta de eficacia del pretensado no adherido en incrementar su carga con la deformación de la viga, se acentúa conforme el pretensado es más largo, razón ésta por la cual en un viaducto de acceso al segundo puente del Severn, actualmente en construcción, se prohíbe utilizar cables de más del 40% de la longitud del vano total, sin conexión al hormigón, para mejorar la respuesta del acero en rotura.

Por otro lado, el pretensado exterior está más expuesto al fuego que el pretensado interior. Los desviadores son costo-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

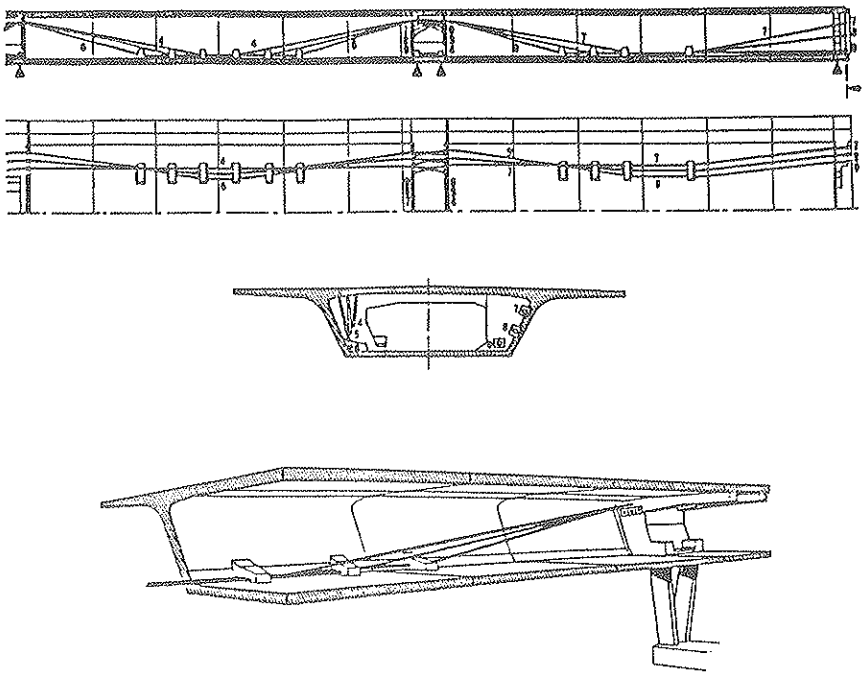


Fig. 6. Puente de Long Key. Disposición del pretensado interior no adherido.

sos, ya que crean grandes esfuerzos de flexión en ellos mismos y en las losas y almas próximas. Los diafragmas transversales, más aptos que los desviadores locales para flexibilizar la disposición de los cables a lo largo del dintel, producen más complicaciones constructivas. El peso de estos elementos llega a ser considerable. Finalmente, todos los dispositivos se encarecen cuando se trata de hacer pretensado exterior sustituible.

Este hecho ha reducido su utilización idónea a puentes de luces cortas y medias, cuyos vanos se pretensan de una sola vez. Es el caso de los puentes de Florida, Long Key, Fig. 6 y 7, extraordinariamente largo, 3,7 km, con luces de 36 m y 11,74 m de ancho, y el Seven Mile, de 12,3 km de longitud y luces de 43,2 m. Ambos se han construido por dovelas prefabricadas, apoyadas en una cimbra de vano completo y cosidos de una sola vez para evitar anclajes intermedios.

Un futuro prometedor se abrirá, a nuestro entender, cuando se realice la conjunción de tres condiciones. Utilización de hormigones de alta resistencia, que proporcionan espesores pequeños, sin dificultar el hormigonado. Prefabricación total de vanos completos, de luces cortas y

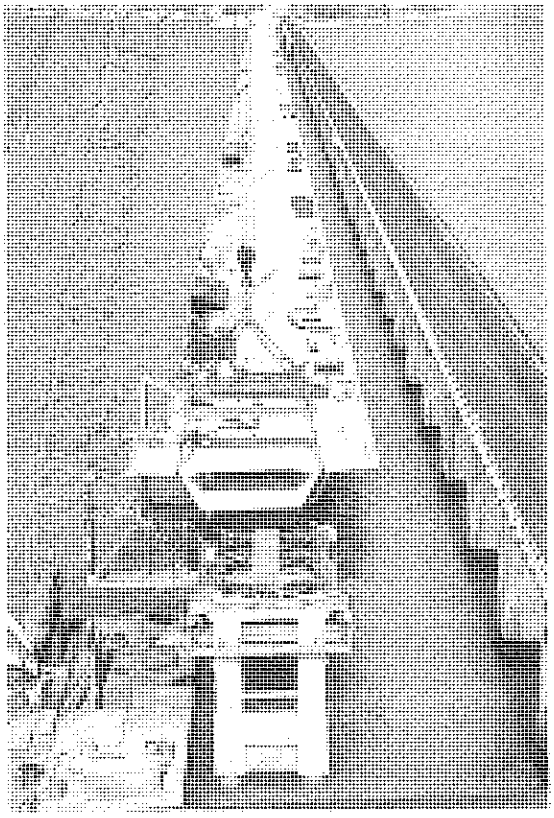


Fig. 7. Construcción del puente de Long Key.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

medias, 30 m a 50 m, montados con medios más poderosos de los que normalmente se utilizan en la actualidad y que cada vez son más frecuentes. Finalmente el pretensado exterior.

La tendencia a dar continuidad entre vanos tiende a reducirse en estos puentes prefabricados. La continuidad, que desaparece para los puentes de ferrocarril, se dispone, en algunos casos de puentes de carretera, únicamente en la losa superior. Por otro lado, se ve un abandono progresivo de la dovela clásica, de 3 m ó 4 m de longitud, para montar elementos mayores, para lo cual se necesitan medios de montaje potentes.

En el segundo cruce del Tajo, en Lisboa, y en su viaducto central, de 7 km de longitud, se están realizando 81 vanos, de 78,62 m de luz, divididos en 9 viaductos. El procedimiento de construcción se separa algo de lo que acabamos de decir, ya que la luz elegida es bastante mayor de la citada y el peso de los elementos que hay que mover alcanza las 2000 t, valores más próximos al viaducto de acceso al Gran Belt y al puente de Northhumberland, que maneja elementos prefabricados gigantes de 8000 t. Se prefabricaron los vanos dividiéndolos en dovelas de 10 m de longitud que se unían, en un banco fijo, para formar la unidad completa que se trasladaba y montaba por medio de una gran grúa flotante. El pretensado de este viaducto es mixto, pretensado interior y pretensado exterior. Al puente se le da continuidad en apoyos, con pretensado exterior, una vez se han montado dos vanos adyacentes.

Este futuro, no sé si exactamente en las mismas condiciones que las descritas, parece próximo, y será sin duda un campo claro de aplicación del pretensado exterior.

Más difícil lo tiene, por ahora, su uso en puentes de grandes luces, construidos por avance en voladizo. La gran cantidad de anclajes intermedios necesarios ha hecho que, salvo en algún caso especial, los puentes de este tipo utilicen un pretensado interno adherido en su mayor parte y sólo una pequeña parte de pretensado sea exterior.

En el puente de la Isla de Re o en el puente de Cheviré, todo el pretensado superior de los voladizos es interior y adherido, así como gran parte del pretensado inferior, central, de continuidad, Fig. 8. Exterior, sólo es parte del pretensado de continuidad. Que yo sepa, únicamente en los viaductos de acceso al segundo puente del Severn, Fig. 9, de 4179 m de longitud, con vanos de 98 m de luz y 12,7 m de anchura, y que están construidos por avance en voladizo con dovelas prefabricadas de 200 t, se ha utilizado el pretensado exterior; y eso debido a la moratoria inglesa.

La dovela prefabricada se defiende peor que el voladizo hormigonado "in situ" ante el pretensado exterior. La ausencia de armadura pasiva pasante en la junta y la obligatoria integración de la deformación entre desviadores del pretensado exterior, deja indefensa la sección cuando se sobrepasa la carga de descompresión. Se necesita entonces aumentar la fuerza de pretensado para no llegar a esa situación, cosa que no pasa con el hormigonado "in situ" con su armadura pasante.

En el caso de comparar el pretensado interno y adherido con el pretensado exterior, para su uso en puente de dovelas prefabricadas, es mejor este último por estar mejor protegido ante las posibles aberturas de las juntas cuando la solicitación sobrepasa la carga de descompresión.

En España se ha construido, por avance en voladizo de dovelas prefabricadas, el puente de Lekeitio, de 96 m de luz principal y 11,4 m de anchura. Unicamente el pretensado inferior de continuidad se ha realizado por pretensado exterior.

Si bien en la construcción de puentes en avance en voladizo, el pretensado exterior no ha conseguido imponerse, donde ha encontrado un buen acomodo es en los puentes empujados. El proceso constructivo impone, en este caso, una ley de momentos flectores muy cambiante, poco definida en cuanto a situación, con secciones que pasan por momentos flectores de signo contrario según sea la fase en que se encuentra el proceso de empuje. El pretensado exterior puede acoplarse bien a esta situación cambiante, sin más pérdidas de eficacia que las ya conocidas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

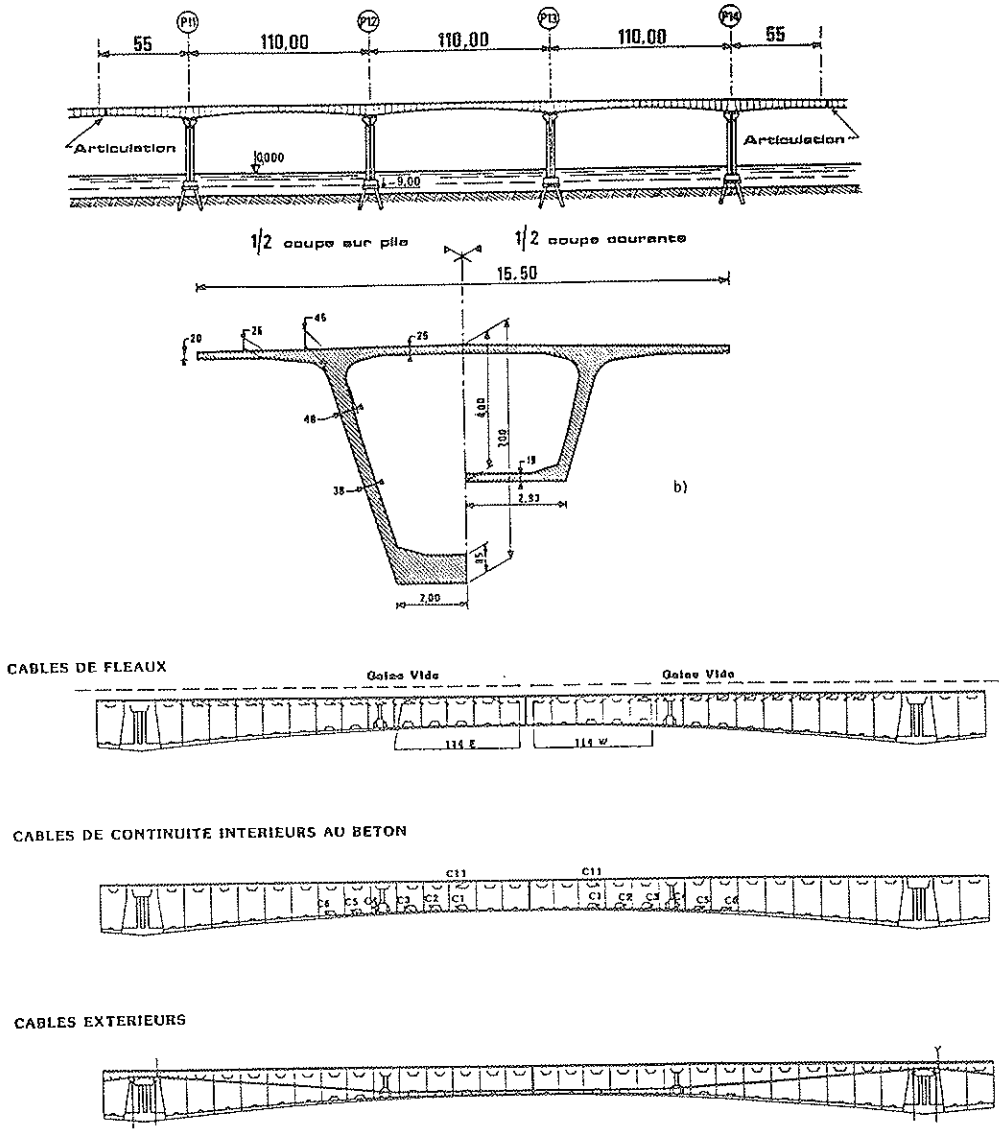


Fig. 8. Puente de la isla de Re. Pretensado adherido y no adherido.

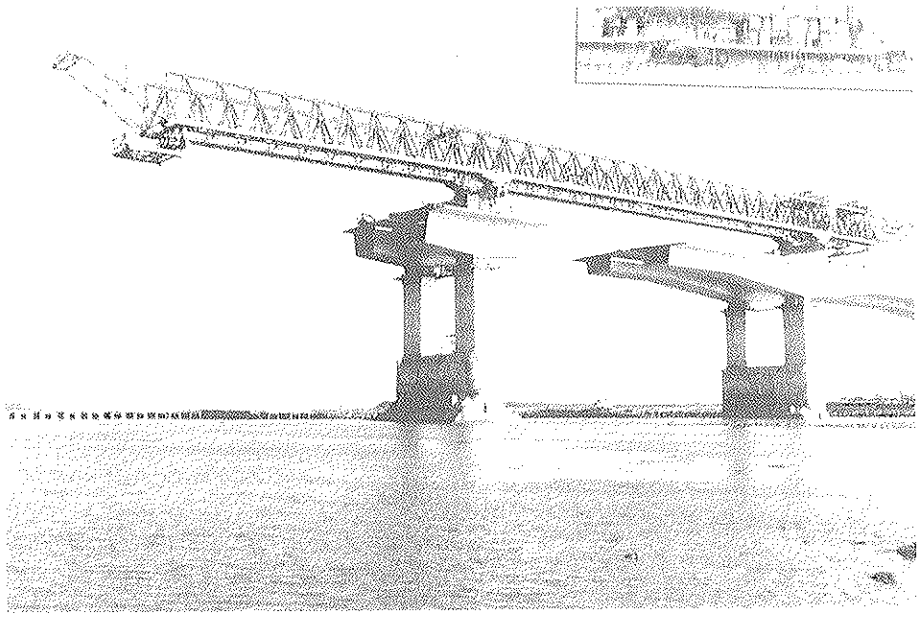


Fig. 9. 2º Puente de Severn.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

El puente de Sinaloa, en México, Fig. 10, proyecto que realizamos a principios de 1992, es un puente empujado, de 71 m de luz libre. El hormigón, de alta resistencia —700 Kp/cm²— produce unas almas y cabezas muy delgadas en un dintel de 4 m de canto. Este hecho reduce la posibilidad de realizar unos anclajes internos, en ambos extremos de las dovelas; lo que determina la necesidad de realizar tacos interiores para el pretensado interno que es el de proceso. Posteriormente, y una vez lanzado, se completa el pretensado con un pretensado exterior, con desviadores de diafragma parcial y anclajes en la riostra de pilas.

Un planteamiento diferente y teóricamente muy interesante de utilización del pretensado exterior en puentes empujados, lo realizó Leonhardt en el puente sobre el río Caroní, en 1964, en Venezuela, Fig. 11. Este puente, de 480 m de longitud y 96 m de luz, con empuje de 48 m de

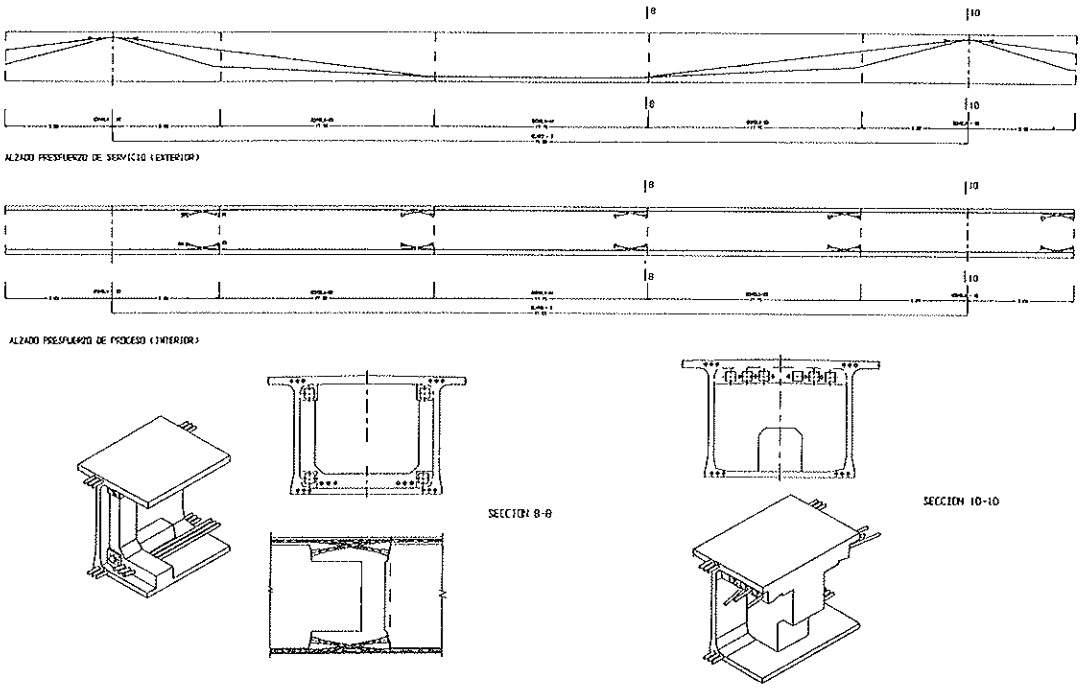


Fig. 10. Puente de Sinaloa. Distribución del pretensado interior y exterior. C.F.C. S.L.

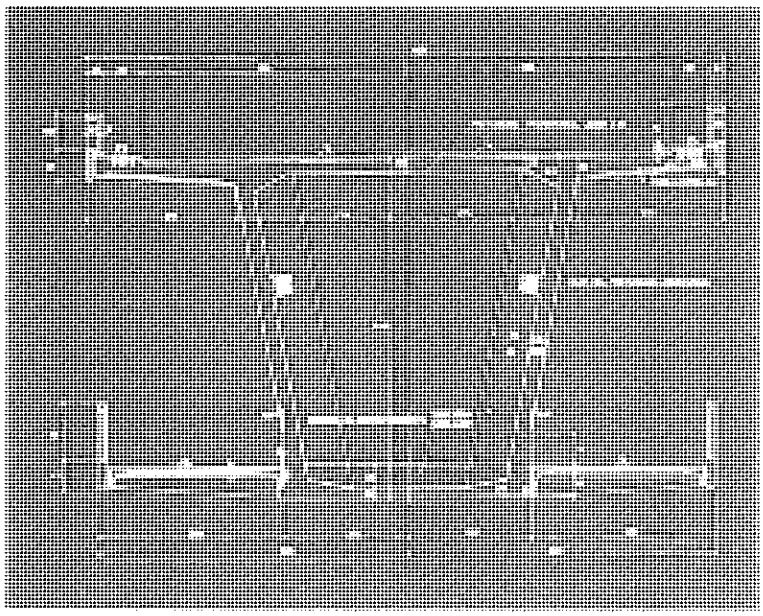


Fig. 11. Puente de Caroní. Sección transversal y pretensado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

luz, por la interposición de una pila provisional intermedia, utiliza un pretensado recto durante el empuje y se desvía transversalmente por medio de la aplicación de 20 gatos de 300 t, una vez colocado en su sitio, con el fin de darle la excentricidad necesaria para contrarrestar los efectos de la sobrecarga y del peso propio.

La traducción de esta operación, en la actualidad, sería eliminar el pretensado de proceso de aquellas zonas donde en servicio es contraproducente y pasarlo a las zonas necesitadas en servicio. Nosotros realizamos esta operación en el puente del Pilar, en Zaragoza, Fig. 12, pero obligados por el hecho de utilizar cantos excesivamente pequeños. Las condiciones hidráulicas de desagüe bajo el puente, no permitían utilizar más de 1,8 m de canto, para 48 m de luz, incluso en el vano extremo. Para evitar unas tensiones muy elevadas en el hormigón, se cambiaban cables superiores, situados en el centro del vano, y se ponían cables inferiores. El anclaje intermedio se realizaba en dados dejados, al efecto, en el extremo de dovelas. En el caso de que hubiésemos podido utilizar hormigones de

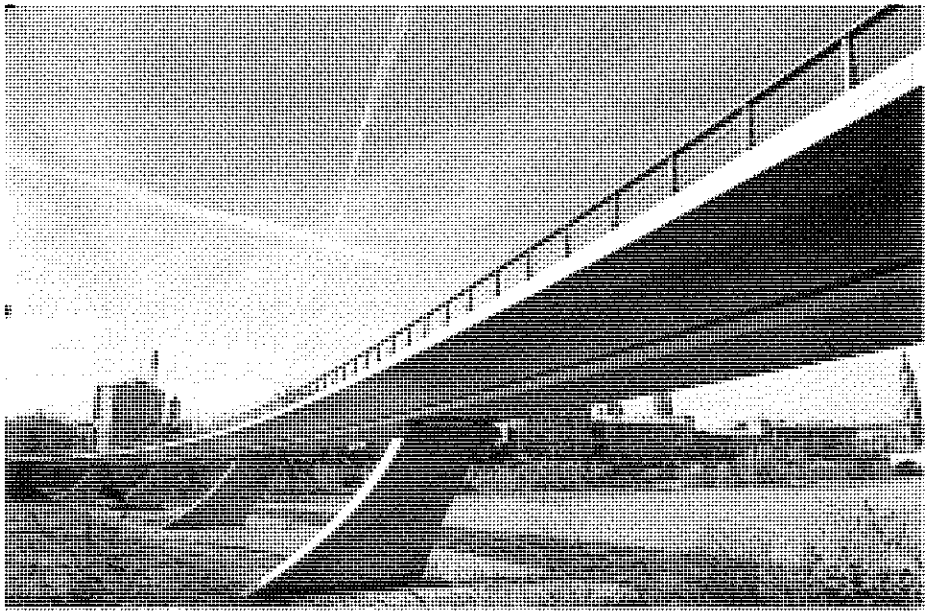


Fig. 12. Puente del Pilar. Zaragoza. C.F.C. S.L.

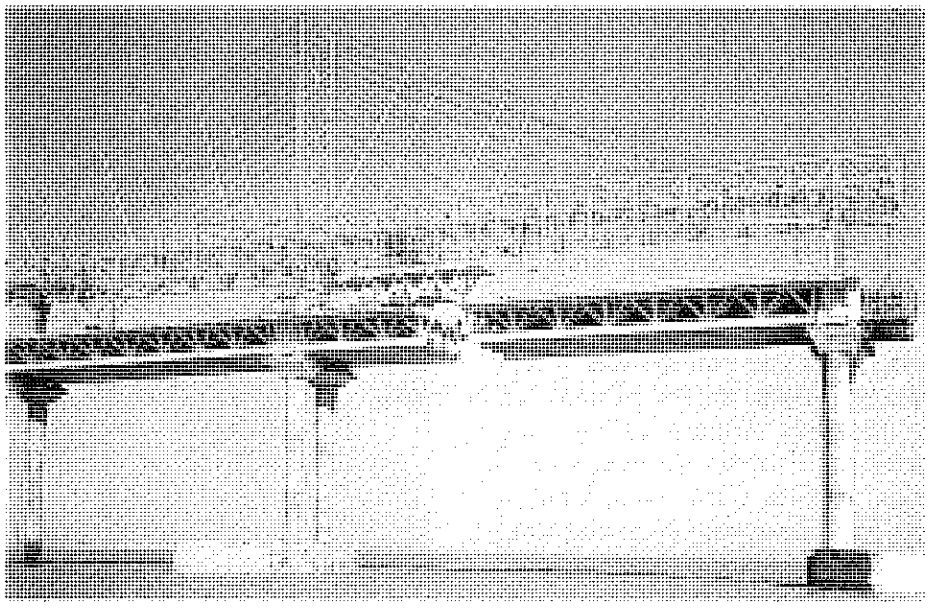


Fig. 13. Puente de Bubiyan. Construcción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

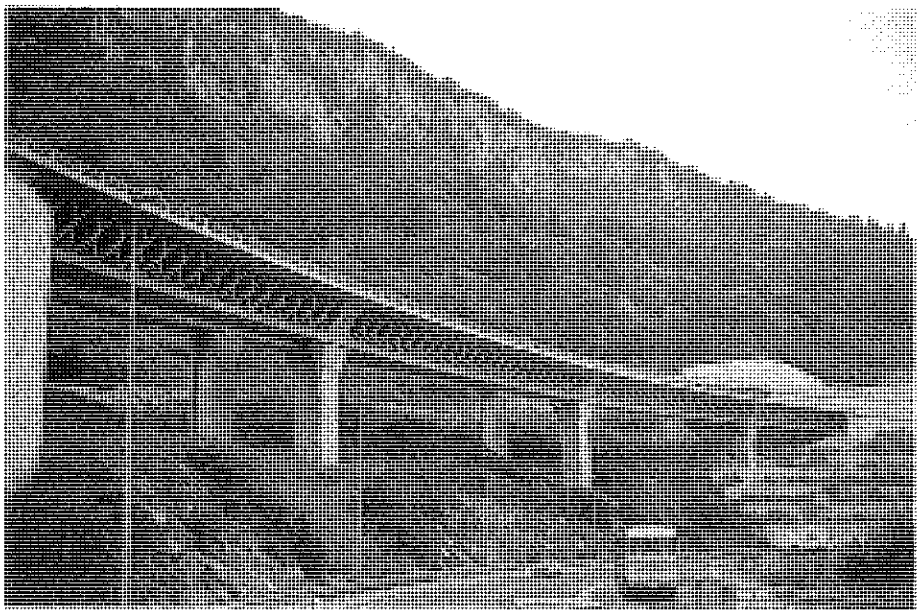


Fig. 14.
Puente de Sylans.

alta resistencia, no habríamos realizado el cambio, ahorrándonos los dados intermedios, de tamaño considerable.

Un capítulo especial para la utilización del pretensado exterior lo constituyen los puentes en celosía. Esta tipología ha pasado por una serie de avatares a lo largo de su existencia, con resultados siempre diversos. En España, tenemos magníficos ejemplos de puentes en celosía, de hormigón armado, realizados por Zafra en los años 30. Era la aplicación, de la clásica tipología del puente metálico, al hormigón.

En el año 1962 lo recoge Finsterwalder y realiza, en Alemania, el puente de Mangfall, de 108 m de luz, construido por avance en voladizo. Un excelente puente, que Finsterwalder no lo vuelve a repetir, ni es imitado por los demás ingenieros. En 1980, aparece de nuevo el puente en celosía, de manos de Bouygues, en el puente de Bubiyan, Fig. 13, de 2400 m de longitud, 40,16 m de luz y 18 m de anchura, situado en Kuwait. El concepto de celosía lineal se convierte en celosía espacial en este puente, fabricado con dovelas y con pretensado exterior, único posible en semejante tipología. Aunque este puente se prefabrica por dovelas, éstas se soportan por una cimbra, hasta completar el vano total, y se procede al pretensado exterior de una sola vez, en planteamiento similar a los puentes de Long Key y Seven Mile, todos ellos con tecnología francesa.

La complicación estructural, de fabricación y de pretensado, de este notable puente, llevó a los mismos ingenieros de Bouygues, en 1984, a simplificarlo en los puentes de Sylans, Fig. 14, y Glacieres, de 60,67 m de luz y 4,17 m de canto. La celosía espacial se convierte en celosía plana, pero con cuatro almas para una anchura pequeña, de 10,75 m, Fig. 15.

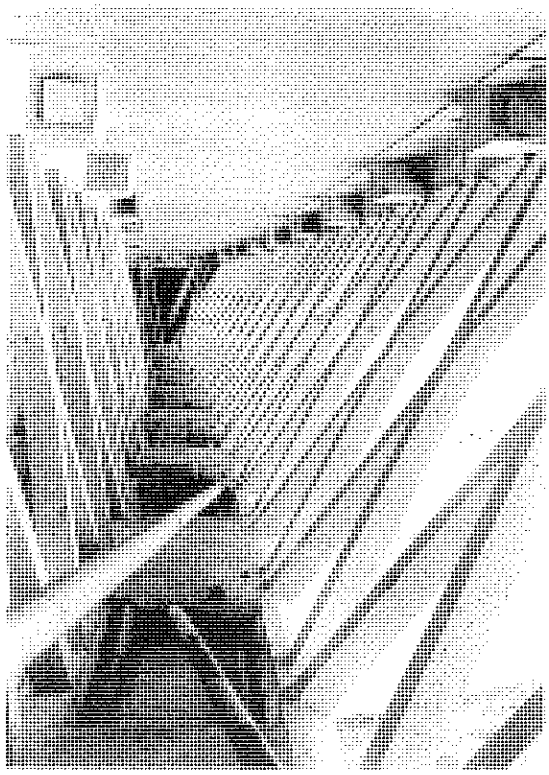


Fig. 15. Pretensado exterior. Puente de Sylans.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

No sé si estos puentes, también muy notables a mi entender, se van a repetir o no; no parece que hayan despertado otro entusiasmo, en los demás proyectistas, que la de asistir a un empeño notable y esforzado en recuperar una tipología con cierta tradición. Lo cierto es que presenta un problema significativo, si lo miramos desde un punto de vista resistente, y otro si lo miramos desde un punto de vista constructivo.

Desde el punto de vista resistente, toda celosía tiene una gran deformación a cortante, si la comparamos con una viga de alma llena. Esta deformación produce grandes inconvenientes en la zona de apoyo en pilas, por la deformabilidad adicional de flexión que introduce en los cordones superior e inferior. Esta característica ha conducido a sujetar, en estos puentes, todas y cada una de las secciones, con acción de pretensado, para compensar el cortante exterior, Fig. 16. El segundo problema que presenta es el constructivo, que en el caso de estos puentes franceses ha sido resuelto con la habitual maestría que caracteriza a la construcción francesa, pero que se entiende determina un problema constructivo significativo.

Pensamos que el hormigón, por la manera en que se construye, se acopla mejor a la viga Vierendeel que a la celosía triangular. A este planteamiento responde el diseño del puente del Ebro, para el tren de alta velocidad, que hemos realizado en nuestro estudio.

Conviene, previamente, establecer una precisión sobre la viga Vierendeel. Esta tipología tiene merecida mala fama por su gran deformabilidad, que convierte las deformaciones a flexión de las barras que la constituyen, en una deformación generalizada por esfuerzo cortante, y por tanto, en un mal comportamiento a la flexión principal a que está sometida. Pero este hecho depende de la forma y tamaño de los elementos lineales que la forman. La creencia de que la diagonal de la celosía reduce extraordinariamente la distorsión del rectángulo elemental de la viga Vierendeel es cierta siempre que los elementos de ésta sean delgados. Cuando éstos tienen la forma y el tamaño necesarios, la deformación por cortante de una viga Vierendeel puede ser menor que la de una celosía tradicional y su construcción es mucho más fácil.

En el puente del Ebro, Fig. 17, que se va a construir como empujado, con 120 m de luz, la deformación por cortante es significativa. En este caso no se ha utilizado el pretensado exterior para reducir esta deformación; se ha preferido pretensar todos los elementos individuales. Este puente ha presentado una serie de problemas locales nuevos, muy interesantes, sobre los que se va a desarrollar una intervención posterior por A. Martínez Cutillas. El pretensado utilizado es interior y exterior, y el planteamiento global es muy satisfactorio para un tren que va a circular, en doble dirección, por el interior del cajón.

Donde la celosía y el pretensado exterior tienen plena vigencia es en la estructura en celosía metálica. En el proyecto para el puente sobre el Embalse de García Sola, hemos conjuntado ambas disposiciones, Fig. 18. Para la celosía hemos adoptado una disposición triangular que elimina el arriostramiento interior de distorsión

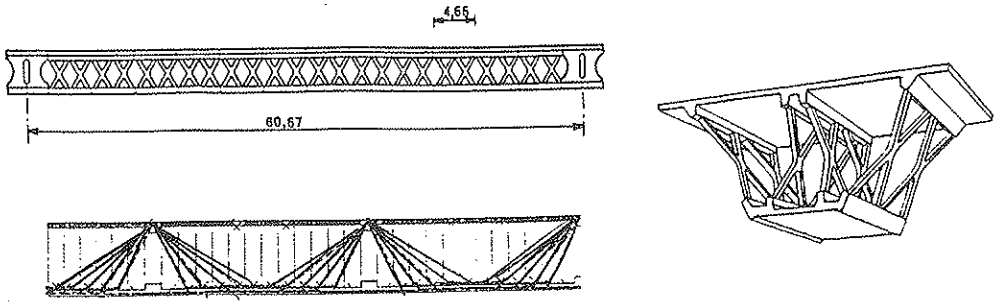


Fig. 16. Anclaje del cortante de todas las dovelas del puente de Sylans, por pretensado exterior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

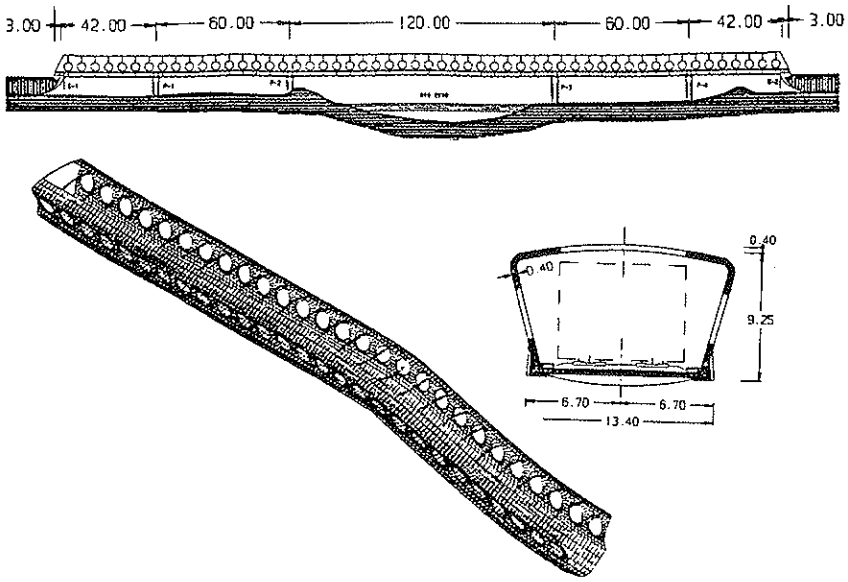


Fig. 17. Puente del Ebro para el FFCC de Alta velocidad y deformación por cortante. C.F.C. S.L.

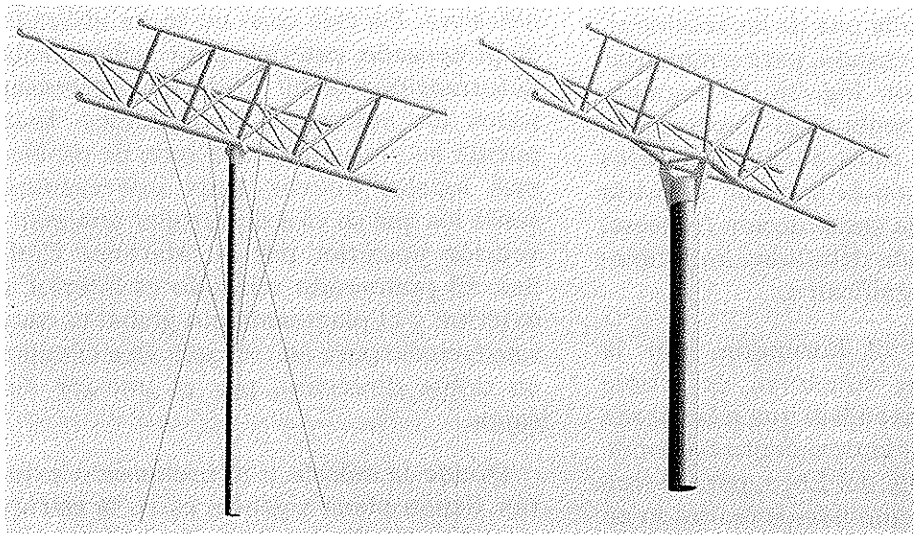


Fig. 18A. Propuesta para puente en el Embalse de García Sola. C.F.C. S.L.

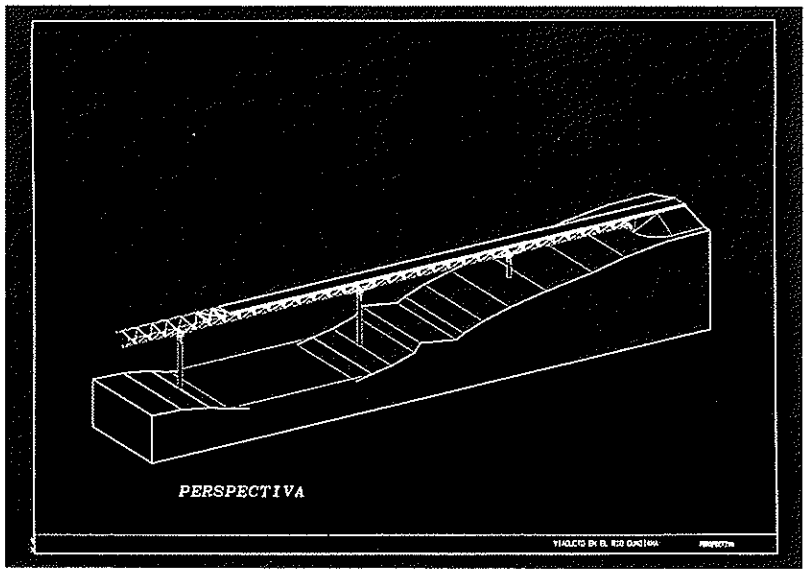


Fig. 18B.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

del cajón, a la vez que clarifica y simplifica formalmente el puente. La disposición de anclajes y desviadores, se desarrolla por el interior del cajón celular, así como el trazado del pretensado interior. En una estructura tan grande como la presentada, se observan con toda claridad los problemas presentados.

PRETENSADO EXTRADORSAL - ATIRANTAMIENTO

Una manera de conseguir eficacia en el pretensado exterior es incrementar su excentricidad respecto al centro de gravedad de la viga, lo cual sólo se consigue sacando de la viga al pretensado para obtener lo que se llama pretensado extradorsal, que no es sino una situación intermedia entre el pretensado interior y el atirantamiento.

En la Fig. 19, representamos los resultados de comparar la eficacia de la excentricidad del pretensado según ganamos excentricidad, en una viga biempotrada, de 100 m de luz. En *e* se ve cómo la carga del pretensado en servicio crece claramente con la excentricidad, desde un incremento de carga de 33 t para puentes con atirantamiento extradorsal (h≈0,1L), a 52 t para un puente con atirantamiento clásico (h≈0,2L).

El incremento de la ley de momentos flectores en el dintel es, por el contrario, mucho mayor en el caso de utilizar alturas pequeñas de la torre, lo que determina que, lógicamente, la inercia del dintel en el caso de h≈0,1L debe ser mayor que en el segundo, h≈0,2L. Esto determina que el incremento de carga del pretensado sea aún mayor. Si reducimos a 0,5 m el canto (L/200), con h=0,2L y mantenemos el canto 2 m, con h=0,1L, el incremento de carga en el tirante, en el primer caso es de 257 t y solamente de 33,52 t en el segundo.

El puente de Odawara, Fig. 20, ha sido realizado por Dywidag, a finales de 1994. El vano principal tiene 122 m de luz y los laterales 74 m. La altura de la torre es de

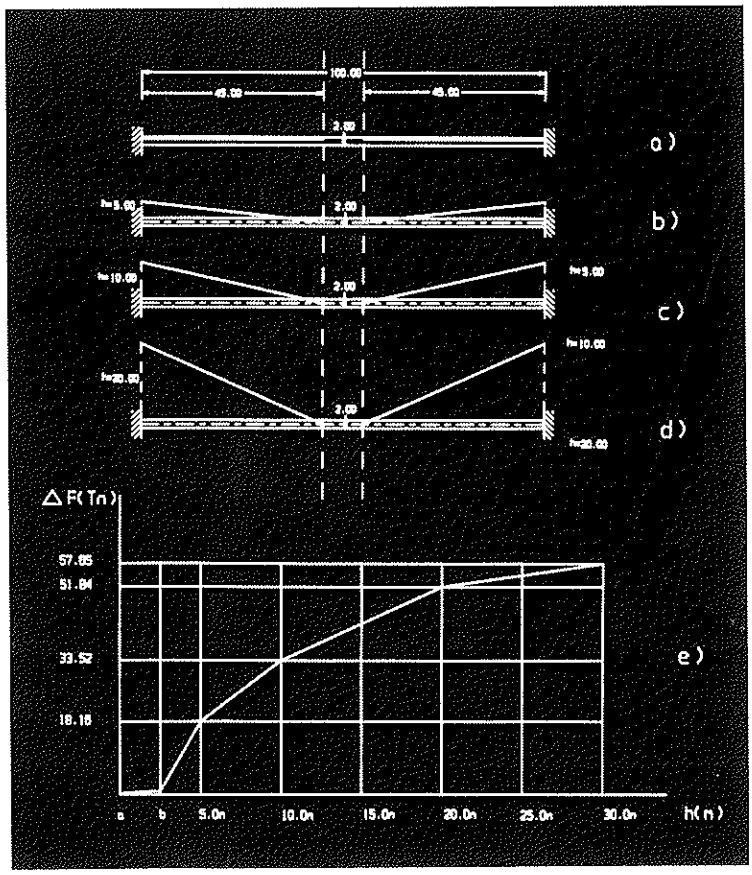


Fig. 19. Eficacia de la excentricidad del pretensado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

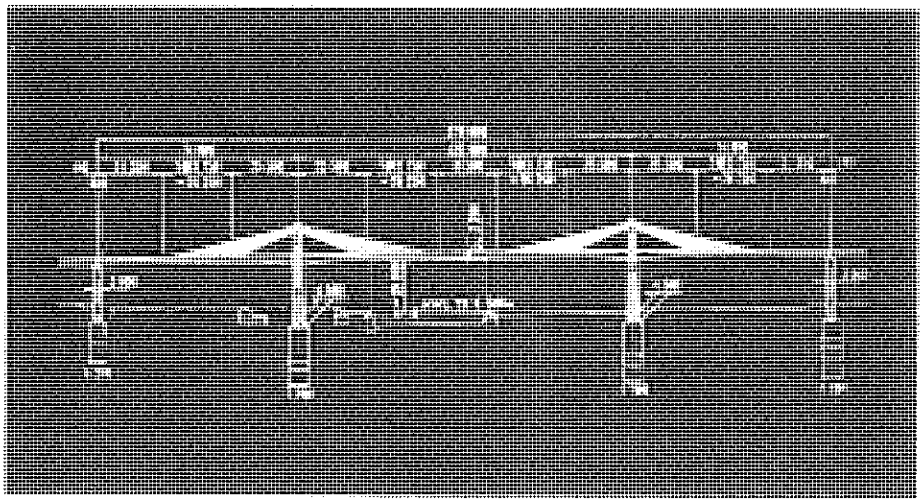


Fig. 20. Puente de Odawara.

20 m (h=L/12) y el canto 2,2 m en el centro del vano, lo que supone una esbeltez de 1/55, valor intermedio entre el que tendría un puente atirantado y un puente recto. La carga admisible que se adoptó para los tirantes fue del 60% de la carga de rotura y la oscilación de tensiones medias fueron del orden de la cuarta parte de lo que le ocurriría en un puente atirantado.

Este hecho permite utilizar, como anclajes de los tirantes, los correspondientes al pretensado exterior, pues la amplitud de la oscilación de la carga aleja los problemas de fatiga. De la misma manera, permite incrementar la carga de servicio de los tirantes.

Si comparamos la cantidad de tirantes que requiere uno y otro sistema vemos que el puente con atirantamiento extradorsal, h≈0,1L, necesita del orden del 70% más de área de tirantes; diferencia que se reduce al 30% si tenemos en cuenta la diferencia de carga a que puede estar sometido uno y otro. Este valor se reduce aún más si tenemos en cuenta la clara diferencia entre el coste de los anclajes y, además, por el hecho de que el pretensado extradorsal no suele necesitar anclajes en la torre. Esto hace atractiva la utilización de este tipo de atirantamiento para los casos de luces intermedias, entre 100 y 200 m de luz. El dintel es un poco más caro y la torre un poco más barata. La construcción es más simple.

Hemos aproximado el cálculo de este puente fabricando un modelo con los datos con que contábamos, luces, anchos, inercias y áreas de tirantes y en la Fig. 21, representamos su respuesta ante una carga de 400 Kp/m². Se muestran los incrementos de carga sobre los tirantes y la ley de momentos sobre el dintel. Se observa cómo la carga de los tirantes produce un pequeño incremento de tensión, entre 6 y 10 Kp/mm², y la ley de momentos flectores, sin ser la correspondiente a dintel sin tirantes, tampoco corresponde a la de un puente atirantado normal. Se confirma la posición intermedia que representa esta tipología entre el puente recto normal y el puente atirantado.

Si macizásemos ahora con hormigón el conjunto de tirantes del puente anterior, tendríamos una "vela", a la manera del puente de Ganter, de C. Menn. Como se observa en la Fig. 22, la respuesta mejora. Se reducen las flechas y bajan los momentos flectores del dintel. La vela, traccionada bastante uniformemente, coacciona fuertemente las deformaciones del dintel, reduciendo sus curvaturas. En este caso se puede utilizar el pretensado normal, ya que la amplitud de la oscilación de tensiones en el acero del interior de la "vela" corresponde a las del hormigón. La denominación de "vela" aplicada a esta estructura es bastante correcta, pues el viento, al actuar sobre ella, desarrolla esfuerzos muy significativos en su pequeño espesor.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

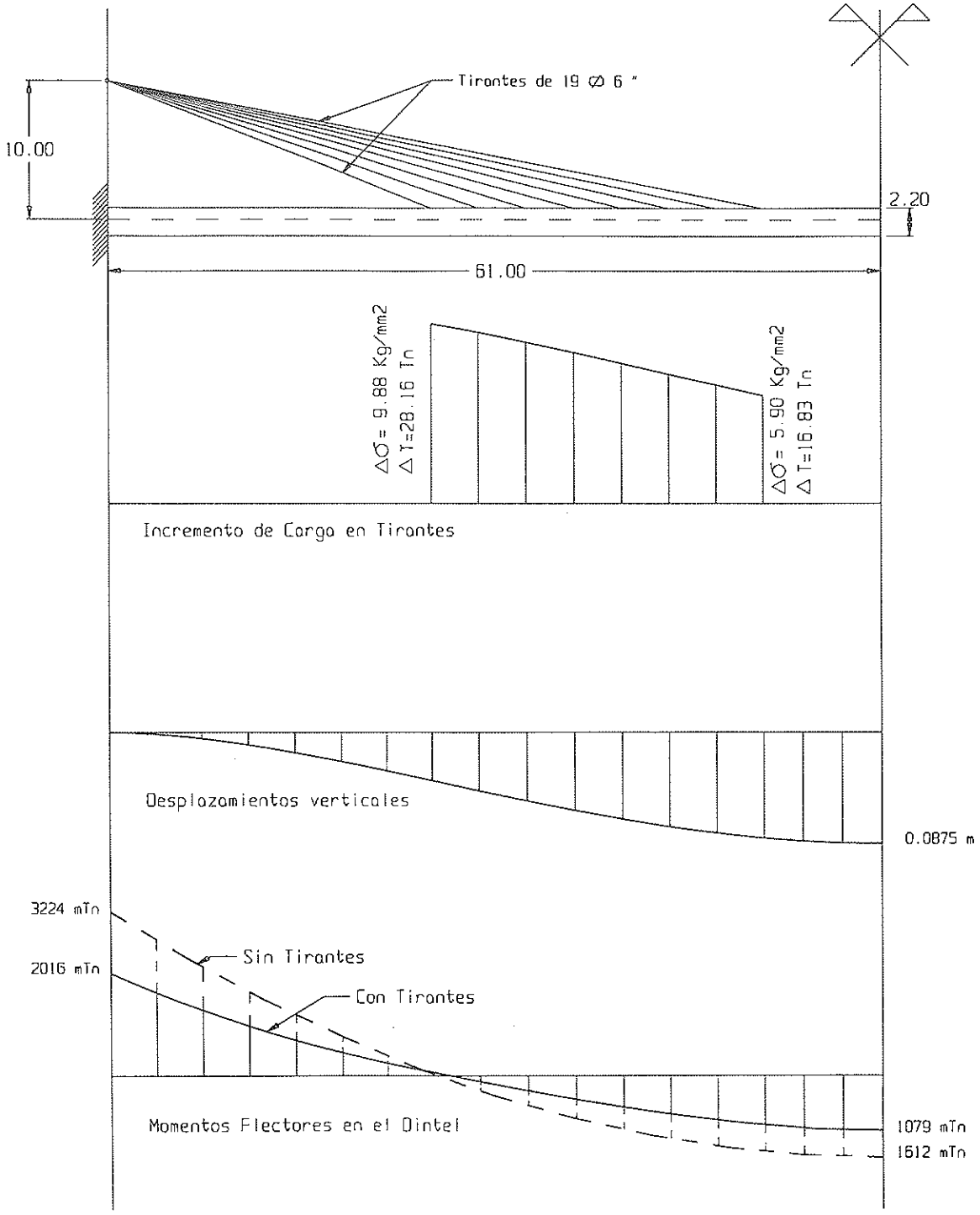


Fig. 21. Puente de Odawara. Presenta variación de la carga en tirantes y ley de momentos flectores.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

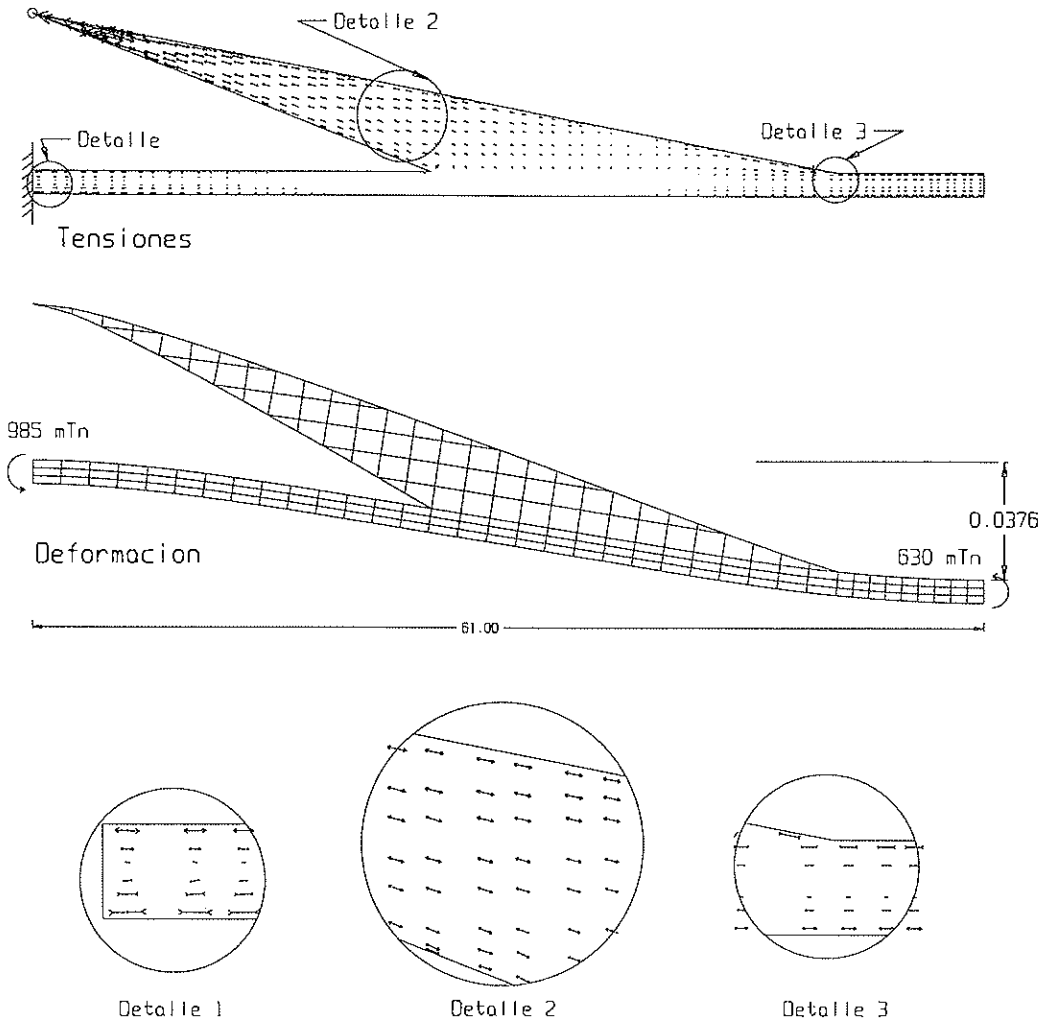


Fig. 22. Deformadas y momentos flectores de tablero con "vela", de dimensiones similares al puente de Odawara.

En el puente de Córdoba, Fig. 23, proyecto en el que estamos trabajando, el atirantamiento o pretensado extradorsal se ha aplicado para enfrentar una luz principal de 120 m. Se ha estudiado paramétricamente el problema, subiendo la altura del anclaje de los tirantes, de h=0,2L a h=0,4L (se trata de un puente de una sola torre). Se mantienen las dimensiones del dintel en ambos casos.

La utilización del atirantamiento extradorsal, inferior, se ha aplicado por primera vez de una manera sistemática, en el puente de Osormort, de 504 m de longitud y luces de 40 m. El pretensado extradorsal está constituido por dos cables de 27Ø 0,6" y una excentricidad inferior a 5 m, Fig. 24.

La construcción se realizó vano a vano, con cimbra autoportante, y el hormigonado, el pretensado interior y el extradorsal se realizaron sobre la propia cimbra, y estos últimos se pusieron en carga antes de descimbrar. El ciclo de un vano fue dos semanas. La oscilación de la carga de los tirantes inferiores, en sobrecarga máxima, no pasaba de 8 Kp/mm^2, lo que permitió el uso de anclajes correspondientes a pretensado exterior. La única particularidad que hay que destacar en la construcción de este tipo de puentes es que cada tramo, en lugar de construirse de 1/4 de luz a 1/4 de luz, se construyó de 0,1L a 0,1L, ya que el dintel no era capaz de resistir cargas en voladizo, por su pequeña dimensión.

Esta utilización extradorsal tiene una semejanza formal, aunque no conceptual, con los puentes como el de Tordera, de Eduardo Torroja. Sin embargo, el antece-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

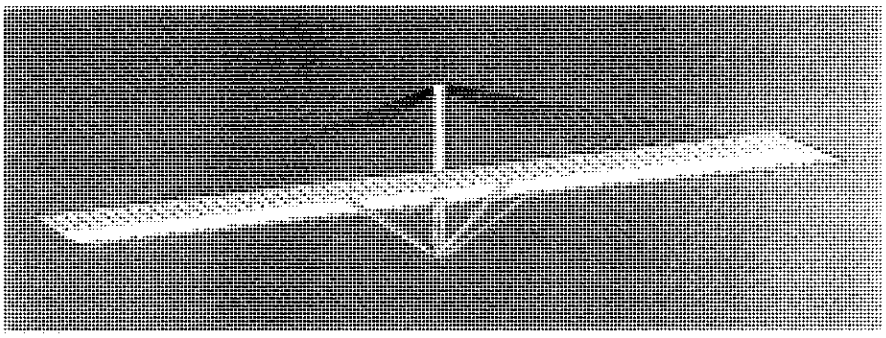


Fig. 23. Axonométrica de propuesta para puente sobre el Guadalquivir, en Córdoba. C.F.C. S.L.

dente directo de esta tipología está en el puente de Weitingen, de J. Schlaich, que utiliza por primera vez el pretensado extradorsal para soportar los vanos extremos, de 263 m de luz, que no podrán apoyarse en la ladera. Este sistema empieza siendo casi un refuerzo.

El mismo J. Schlaich establece una aplicación nueva del pretensado extradorsal, en una rara e interesante combinación con un atirantamiento diferente, para el puente de Oberargen. En el vano de borde, de 258 m de luz, utiliza un atirantamiento superior y un pretensado extradorsal inferior, en el que se ve cómo reproduce con cables la ley de momentos flectores del puente, Fig. 25.

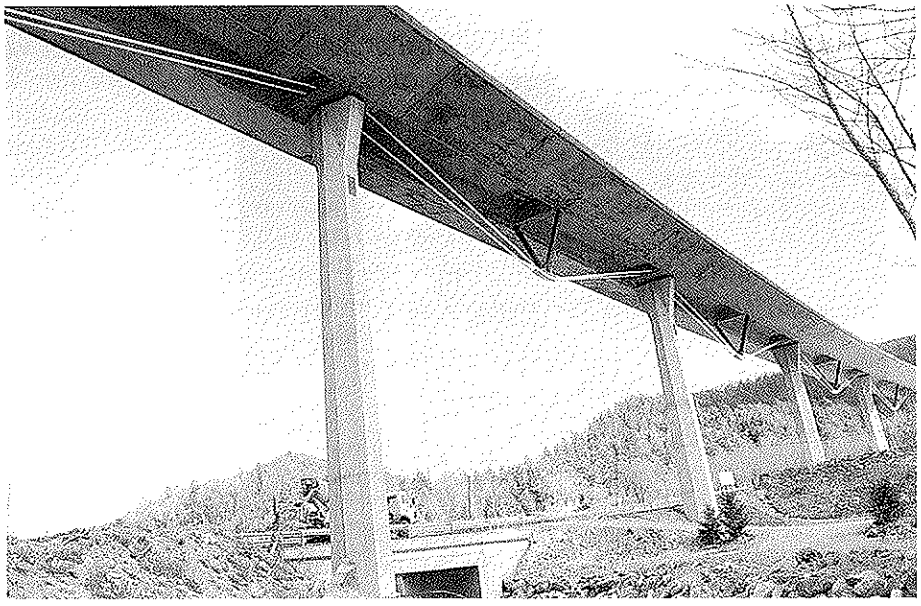


Fig. 24. Puente de Osormort. C.F.C. S.L.

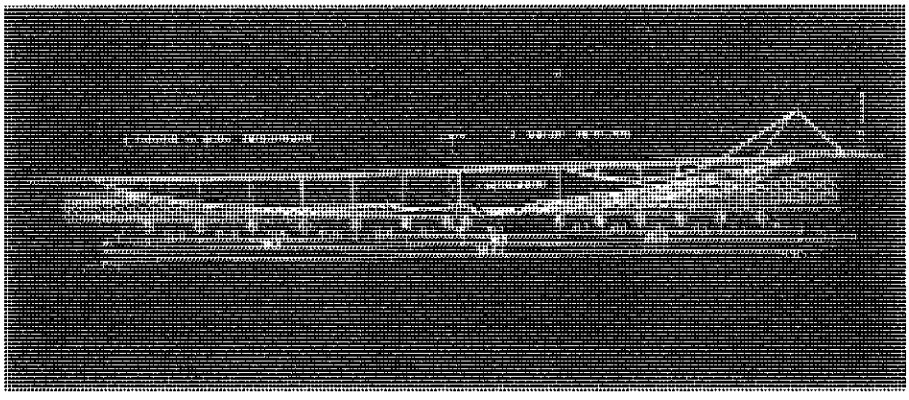


Fig. 25. Puente de Oberargen.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Así pues, el pretensado o atirantamiento extradorsal presenta una situación intermedia entre el tablero recto y el atirantado, con esbelteces también intermedias y uso de cables más baratos. Pensamos que tendrá una buena vida en luces entre 100 y 200 m.

El atirantamiento clásico se caracteriza por tener amplitudes de carga de hasta 20 Kp/mm^2, lo que determina anclajes y amortiguadores mucho más costosos que los del puente con pretensado extradorsal. Es la culminación del pretensado y el exponente de su máxima eficacia. De la multiplicidad de sistemas que coexistieron en su momento, el tiempo ha ido depurándolos, reduciéndolos, prácticamente, a uno solo. Torones de 0,6", galvanizados o no, inyectados con cera o cemento, introducidos en vainas individuales de polietileno de alta densidad, que se anclan en placas por medio de cuñas de gran amplitud de oscilación y campana inyectada que reduce la amplitud de oscilación de la tensión en el anclaje, además de amortiguar la vibración y por tanto la flexión que el viento y la sobrecarga introduce en la unión entre cable y placa de anclaje.

Sobre puentes atirantados nuevos, realizados en nuestra oficina, se hablará en su momento a lo largo de esta Asamblea. Unicamente quería hacer referencia a dos actuaciones, también realizadas por nuestra oficina, que no serán objeto de ponencia complementaria y que ilustran las grandes posibilidades resistentes y formales que ofrecen los tirantes. La primera es utilizar el pretensado como atirantamiento provisional de un puente mixto que estamos realizando en Bilbao. El tablero se construyó empujando los dos semipuentes en que se subdividió, hasta el centro de la ría, y en esa situación se procedió a realizar un atirantamiento provisional, con pretensado normal, para proceder a realizar la continuidad entre los bordes de ambos voladizos. Además, ayuda a soportar el tablero durante las operaciones de hormigonado y pretensado.

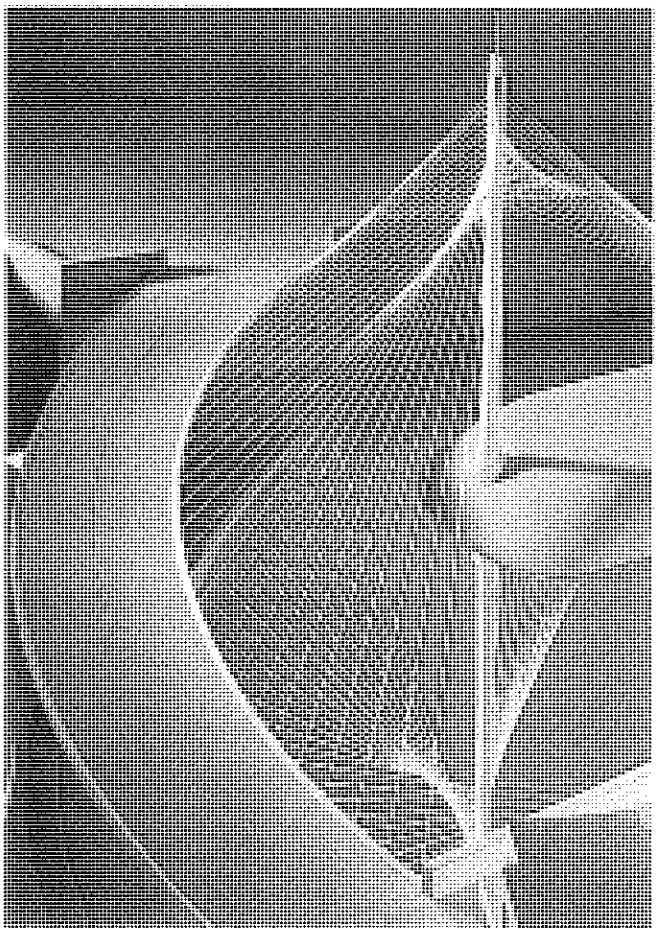


Fig. 26. Pasarela del Malecón, en Murcia. C.F.C. S.L.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

La segunda corresponde a la pasarela del Malecón de Murcia. Esta obra ha pasado por muchas vicisitudes a lo largo del tiempo: se empezó, se paró y temimos que, como otras obras, no se realizase nunca. Ahora, gracias al esfuerzo de Juan Antonio Blanco, compañero del Ayuntamiento de Murcia, se ha reiniciado su construcción y se habrá terminado a la publicación de este artículo, Fig. 26. Desde un punto de vista resistente, se plasma la gran libertad que permite esta tecnología en las disposiciones estructurales. Desde un punto de vista formal, las posibilidades son enormes.

FUTURO

No quisiera terminar sin decir unas palabras sobre el futuro del pretensado. Existen varios caminos abiertos, con escaso desarrollo todavía, pero con una esperanza de futuro prometedora. La utilización de fibras de vidrio, fibras de carbono u otros materiales sintéticos de gran resistencia, como sustituto de los cables de acero, eliminando así los problemas de corrosión y de conservación, es una realidad de la cual supongo va a hablar Angel Aparicio en esta misma Asamblea.

Los materiales compuestos formados por fibras de vidrio en una matriz de resina de poliéster, han permitido realizar la estructura de la pasarela atirantada sobre el río Tay, de 63 m de luz y 2,2 m de anchura, con un peso propio de 60 kg por metro lineal, lo que produce una relación entre sobrecarga y peso propio de 10.

En San Diego, California, se ha diseñado un puente atirantado, de 137 m de longitud y 18 m de anchura, utilizando fibras de vidrio, carbón o polímeros.

Son dos vías de futuro abiertas, impulsadas por los grandes problemas de conservación que presenta la utilización del acero en los miles de puentes que existen en servicio y que darán lugar, cuando se produzcan, a cambios fundamentales en el diseño de los puentes. Eliminar peso propio del dintel en las proporciones que nos ofrecen estos nuevos materiales, supone reducir el problema resistente en cantidades ingentes, si tenemos en cuenta que el peso propio de un puente grande de hormigón pretensado puede representar el 80% de la solicitación total.

Pero las novedades no terminan en estas innovaciones. Se está trabajando en una nueva línea de investigación, la cual se está produciendo a nivel conceptual y trasladándose a la realidad, con un grado de desarrollo más o menos importante y que cambiará la fisonomía de nuestras estructuras. Me refiero a las estructuras inteligentes, parastressing, smart, adaptive, active structures.

Hasta ahora, en esta ligera exposición del estado actual del pretensado, hemos visto cómo, en sólo 50 años, hemos pasado, por referirnos a una variable significativa, de un canto de L/10 para una estructura de hormigón armado, a L/20 ó L/30 para una estructura de hormigón pretensado normal; reduciéndose a L/50 ó L/60 para el caso de que utilicemos el pretensado extradorsal, hasta L/100 ó L/200 para un puente atirantado y llegándose, en esta última morfología, a la fantástica cifra de L/478 en el puente de Evripos, en Grecia, de 215 m de luz.

El pretensado es una acción; pero es una acción pasiva, que se da de una vez para todas, con la que se crea un estado tensional en una sección cuya inercia va a controlar la respuesta pasiva de la estructura ante los nuevos estados de carga.

Las estructuras adaptables no reaccionan pasivamente ante las solicitaciones temporales variables, léase viento, sismo, sobrecarga, etc. Imaginemos un puente atirantado en el cual los tirantes incrementasen o redujesen su carga, artificialmente, al paso de una sobrecarga, por ejemplo. No es fácil imaginar cuál debería ser el sistema de gatos que se activasen tan rápidamente como para compensar el efecto de la sobrecarga a su paso. Lo que sí es cierto es que, si se lograse, podríamos reducir las inercias del dintel a su mínima expresión, con la reducción de peso correspondiente. Con ello, se podrían salvar luces inimaginables. Igual sucedería si pudiésemos variar las condiciones de amortiguamiento, que estabilizasen un proceso de inestabilidad aeroelástica, como ya se ha realizado, teóricamente, por Roorda J., en 1975, para el caso de grandes chimeneas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Necesitaríamos producir instantáneamente tres operaciones:

- Un sensor que excitase el sistema.
- Un controlador que determinase la acción que se debe tomar.
- Unos mecanismos de actuación que resolviesen la situación instantánea.

Serge Mortens ha desarrollado un sistema de control dinámico de pilas altas, para puentes de grandes luces o torres de comunicación. Consiste en pilas muy esbeltas, con tirantes activos controlados por un ordenador. Los sensores son acelerómetros dispuestos en varios puntos de la pila, que transmiten la información a un ordenador central que calcula la tensión que hay que aplicar a los tirantes para minimizar, por ejemplo, la amplitud de la deformada y la ley de momentos flectores.

Ya existen sistemas patentados que, por medio de alerones activados por ordenador, controlan las oscilaciones aeroelásticas de los puentes colgados.

Se ha construido un edificio experimental con gatos, controlados por ordenador, que se oponen a la excitación de un terremoto.

Todo esto está lejos para una aplicación práctica, pero en estos tiempos lo lejano está cada vez más cerca.

RESUMEN

El pretensado está experimentando una evolución interesante. Del pretensado adherido se ha pasado al pretensado exterior, de éste al pretensado extradorsal y finalmente al tirante. De ser una acción y una respuesta, se ha convertido en una morfología resistente. El futuro se presenta prometedor, con la utilización de los materiales sintéticos, por un lado, y por el control de la respuesta mediante las llamadas estructuras inteligentes.

SUMMARY

Prestressed concrete is experiencing an interesting evolution. From adherent prestressed we have gone through external prestressing, extradorsal prestressing and finally to the cable stays. From being an action and a structural response it has become resisting morphology. The future comes up to be promising using on one hand synthetic materials and on the other hand the control of the response by means of smart structures.

* * *

Nueva Publicación CATALOGO CAD. NUM. 12 DE LA BIBLIOTECA ITEC DE SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS

El ITEC ha completado un nuevo volumen de los Catálogos CAD de la Biblioteca ITEC de Soluciones Constructivas, que recoge detalles constructivos de forjados hormigonados en obra con bovedillas de poliestireno expandido. Son soluciones propuestas por la "Asociación Nacional de Poliestireno Expandido-ANAPE", de techos unidireccionales y reticulares, y techos con prelosas de hormigón pretensado. Además de los gráficos de los detalles, incluye la especificación técnica completa de cada uno de los elementos que intervienen.

Este Catálogo CAD, que es el núm. 12 de la Biblioteca ITEC de Soluciones Constructivas, se ha desarrollado para las versiones 12 y 13 (MS-DOS y Windows) de AutoCAD, y también en formato DXF.

La Biblioteca ITEC de Soluciones Constructivas está preparando la próxima aparición de dos volúmenes:

- Soluciones de fachadas, cubiertas, forjados, divisorias, soleras, pavimentos flotantes y falsos techos, con lanas minerales, de Cristalería Española.
- Soluciones de cubiertas con láminas flexibles de PVC, de Solvay.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Estudio experimental de refuerzo a flexión, mediante recrecidos de hormigón armado, de forjados unidireccionales armados y pretensados

Ismael Sirvent Casanova
Manuel Juan de la Cruz
Manuel Baeza Asín
Rafael Ybarra Huesa
Instituto Técnico de la Construcción, S.A.

1. INTRODUCCION

Cada vez resulta más habitual el tener que intervenir sobre forjados ya construidos, o en fase de construcción, para dotarlos de unas características mecánicas acordes con las condiciones de uso requeridas. Este tipo de situaciones suelen presentarse como consecuencia de cambios de uso, adaptación a nuevas normativas y obras de rehabilitación o refuerzo, motivadas por errores de ejecución, proyecto o defectos de materiales.

Si bien en estos últimos años el desarrollo de métodos y procedimientos de cálculo de estructuras de nueva planta ha experimentado grandes y relevantes progresos, por contra, el cálculo y dimensionado de obras de refuerzo, no ha evolucionado en la misma medida. Probablemente, la incerdidumbre sobre el posible monolitismo y adecuado comportamiento de secciones presuntamente compuestas, han aconsejado la utilización de métodos de cálculo basados en la aplicación de coeficientes de seguridad adicionales que, en nuestra opinión, no están suficientemente sancionados en la práctica.

El objetivo del trabajo experimental que presentamos, y de cuyos primeros pasos se informa en este artículo, es doble: en primer lugar, se pretende evaluar la mejora proporcionada a forjados unidireccionales, armado o pretensados, por recrecidos de hormigón armado (superior, inferior o simultáneo), tanto en el aspecto mecánico como de deformabilidad, atendiendo al fin último de establecer un método o formulación de cálculo para el diseño de estos refuerzos; paralelamente, se desea obtener, a lo largo de la experimentación, datos que avalen o descarten, en razón a su eficacia, determinadas actuaciones que deben realizarse durante la ejecución de los refuerzos, como es la preparación de las superficies, el anclaje de las armaduras de refuerzo, la disposición de las mismas, etc.

2. OBJETIVO DE LA INVESTIGACION

Los trabajos incluidos en el programa de investigación que se presenta, tienen por objetivo el establecer unos parámetros de evaluación de la ganancia resistente experimentada en forjados biapoyados, de un vano, *–armados y pretensados–* mejorados mecánicamente a flexión mediante recrecido de hormigón armado, dispuesto indistintamente en su plano superior, en el inferior o, de forma simultánea, en ambos planos.

3. METODOLOGIA OPERATORIA

En general, las soluciones constructivas para mejorar mecánicamente la capacidad resistente de un forjado apuntan a la disposición de elementos resistentes capaces de absorber los esfuerzos adicionales a que va a estar sometido, como consecuencia de posibles variaciones resistentes y dimensionales del elemento que en su día fue proyectado o, simplemente, por pretender

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

dotarlo de mayor capacidad de respuesta, debido a un cambio de uso.

Los elementos resistentes que conforman el refuerzo, en función de los condicionantes del propio forjado que se pretende mejorar mecánicamente y de la causa que justifica su refuerzo, son diversos y su disposición obedece a distintos sistemas.

Cuando el problema planteado se refiere a una deficiencia en la armadura de tracción, cualquier sistema basado en la incorporación de una armadura suplementaria puede resultar adecuado.

Por contra, el sistema indicado en el párrafo anterior es prácticamente inoperante cuando el problema resistente ha estado ocasionado por una baja de resistencia en el hormigón.

En tales condiciones, el sistema de refuerzo que suele resultar más adecuado en el mejoramiento mecánico de forjados, se refiere a la disposición de recrecidos de hormigón armado en el plano inferior, superior, o ambos, en función del tipo de solicitación que se presume que agote la sección crítica. Y este sistema parece presentarse como el más adecuado, por suponer, no solo un incremento de la capacidad resistente, sino también una mejora en las condiciones de deformabilidad, circunstancia esta última que con otro tipo de actuaciones difícilmente se podría conseguir.

En consecuencia, el sistema de refuerzo que se ha adoptado en el trabajo experimental que presentamos, ha tratado de cubrir los dos condicionantes indicados, es decir, carencia mecánica en la armadura de tracción y baja de resistencia en el hormigón del bloque comprimido; y ha consistido en la disposición de un recrecido de hormigón armado, en el plano inferior o superior del forjado cuestionado, en función del tipo de problema planteado. Asimismo, el citado sistema se ha probado simultáneamente *–plano superior e inferior–* pensando en aquellos casos en los que se requeriría un mejoramiento general del forjado, sin que necesariamente se hubiera producido ningún tipo de variación resistente ni dimensional, por ejemplo, un cambio de uso.

Un aspecto de singular importancia en la ejecución de los refuerzos de forjados mediante recrecidos, se refiere al grado de monolitismo alcanzado en la pieza compuesta, por lo cual, en los distintos diseños de refuerzo estudiados, se ha prestado especial atención al tratamiento de la zona de transferencia correspondiente a la *"interface" hormigón original-hormigón de recrecido*, de forma que se eviten situaciones imprevistas de fallo, como consecuencia de esfuerzos rasantes, o defectos en el anclaje de las armaduras de refuerzo que pudieran producir el fallo de los mismos.

3.1. Supuestos de partida

De acuerdo con las indicaciones anteriormente expuestas, el diseño de los elementos de forjado que se deben mejorar mecánicamente ha correspondido a los dos condicionantes expuestos, *baja capacidad resistente del bloque comprimido y armadura de tracción insuficiente.*

En el elemento de forjado a base de *viguetas pretensadas*, se ha supuesto que la causa del refuerzo estaba en una deficiencia en la capacidad resistente del bloque comprimido, no solo por la propia resistencia del hormigón, sino también por las dimensiones del mismo. Se trata, por tanto, de un caso típico que se suele presentar con

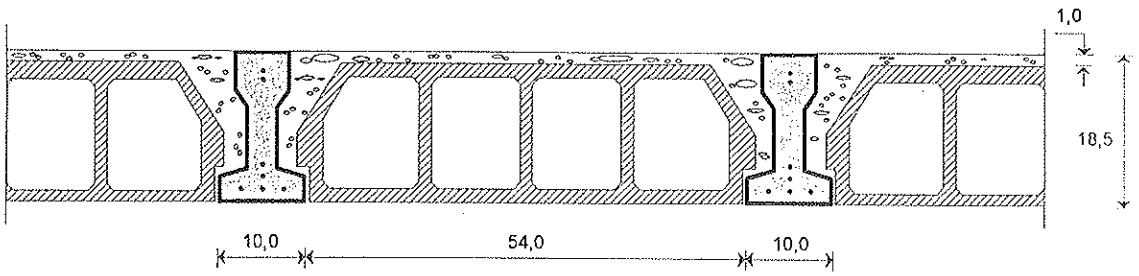


Figura 1. Supuesto de forjado con viguetas autoresistentes pretensadas. (Cotas en cm).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

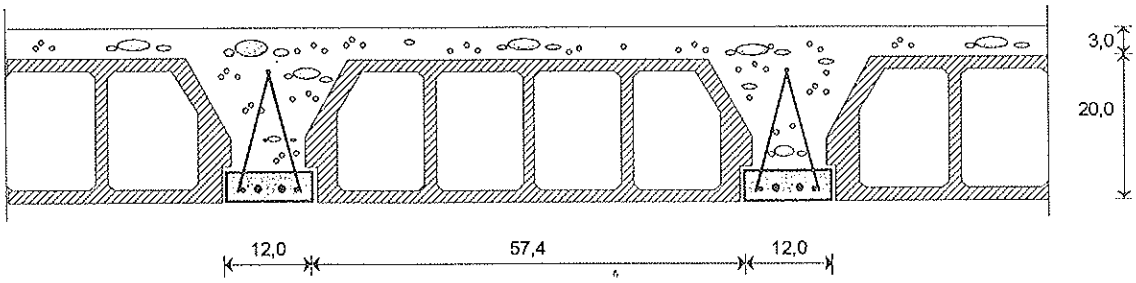


Figura 2. Supuesto de forjado con semiviguetas de hormigón armado. (Cotas en cm).

frecuencia en obras de rehabilitación de edificios construidos en la década de los años sesenta, en los que normalmente se diseñaban los forjados con viguetas autoresistentes, con capa de reparto muy escasa y enrasada con el plano superior de la vigueta. En la *figura 1* se representa un esquema del tipo de forjado pretensado supuesto.

Por su parte, en el elemento de forjado a base de *semiviguetas armadas*, se ha supuesto que el mejoramiento mecánico quedaba justificado por presentar una cuantía de armadura de tracción insuficiente para las solicitaciones que debía soportar. Este supuesto se trata de un caso típico de forjado de muy frecuente utilización a partir de los años setenta, normalmente diseñado para capas de compresión con espesor que oscilaba entre 2 a 4 cms, en función de la luz que habia que cubrir y de los esfuerzos a que estuviera sometido. En la *figura 2* se representa el perfil de dicho forjado.

Interesa señalar que, en ambos casos, se ha supuesto que la resistencia del hormigón, tanto del relleno de senos, como de la capa de reparto, estaba en unos niveles intermedios, caso que suele ser el más frecuente en obras de rehabilitación. En este sentido, el rango de resistencias que se ha previsto en la construcción de los elementos de forjado para ensayo, se ha situado en el intervalo de 125 Kp/cm^2 a 150 Kp/cm^2.

En las figuras 3 y 4 se representan las características geométricas y dimensionales de los elementos que conforman los dos tipos de forjado que se pretenden reforzar *–pretensado y armado–* utilizando los sistemas que más adelante se expondrán.

3.2. Descripción de los sistemas de refuerzo

Según hemos indicado anteriormente, el

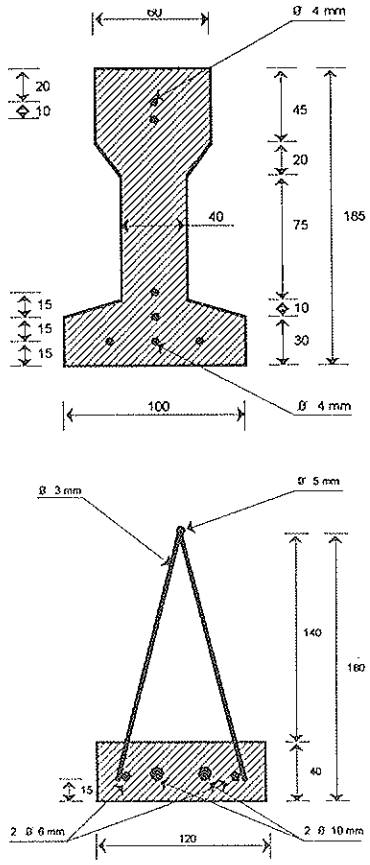


Figura 3. Detalle de vigueta autoresistente pretensada y semivigueta armada. (Cotas en mm).

sistema de refuerzo que se ha experimentado corresponde a un recrecido de hormigón armado, con independencia de que se tratara de un forjado de viguetas pretensadas o de semiviguetas armadas. A continuación se relacionan los tres tipos de refuerzo adoptados, así como la correspondiente referencia de identificación:

R-1: *Recrecido de hormigón armado en el plano superior del forjado.*
R-2: *Recrecido de mortero adherente armado en el plano inferior del forjado.*
R-3: *Recrecido simultáneo R-1 + R-2.*

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

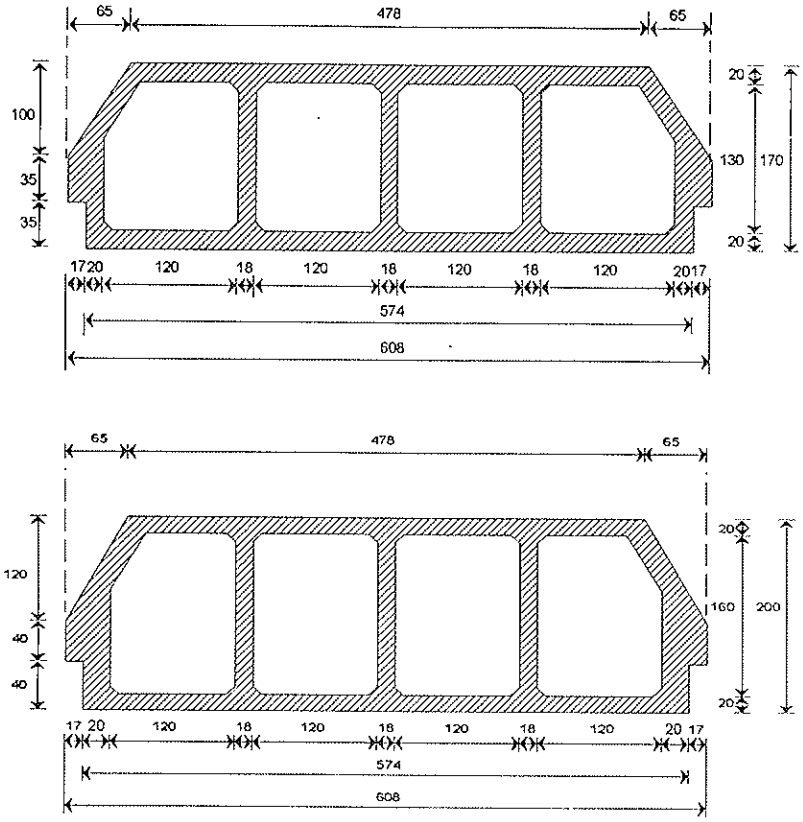


Figura 4. Detalle de bovedilla para forjado pretensado y armado. (Cotas en mm).

3.2.1. Recrecido superior

El refuerzo tipo "R-1" ha consistido en la disposición de un recrecido de hormigón armado, con las siguientes características resistentes y dimensionales:

- *hormigón; $f_{c.est}$ = 250 Kp/cm²*
- *malla electrosol.; ME 20 x 20 ϕ 4-4 AEH 500T*
- *espesor del recrecido; 3 cm*

Interesa señalar que el elemento de conexión utilizado para garantizar la transferencia de esfuerzos en la zona de transición consistió en la disposición de unas barras corrugadas, en "L", de ϕ 8 mm, ancladas al relleno de senos, con una longitud de 8 cm y dispuestas a una distancia de 80 cm.

La sujeción de la malla a los pernos de anclaje se efectuó mediante simple atado de la zona de solape con alambre recocido; y para el relleno de taladros se empleó mortero especial de anclaje. En lo que se refiere al tratamiento de la superficie de contacto, se procedió a la limpieza de la misma empleando chorro de agua a baja presión. Por último, el hormigonado del recrecido se llevó a cabo cuando la superficie estaba húmeda, pero exenta de agua en suspensión.

3.2.2. Recrecido inferior

El refuerzo tipo "R-2" ha consistido en la disposición de un recrecido de mortero adherente, armado, con las siguientes características resistentes y dimensionales:

- *mortero de cemento; $f_{c.est}$ = 150 Kp/cm²*
- *malla electrosol.; ME 15 x 15 ϕ 8-8 AEH 500 T*
- *espesor del recrecido; 2,5 cm*

En este caso, los anclajes que servían de base para sujetar la malla electrosoldada se fijaron al forjado mediante taladros efectuados en el ala inferior de la vigueta, previa localización de las armaduras con detector magnético, rellenando posterior-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

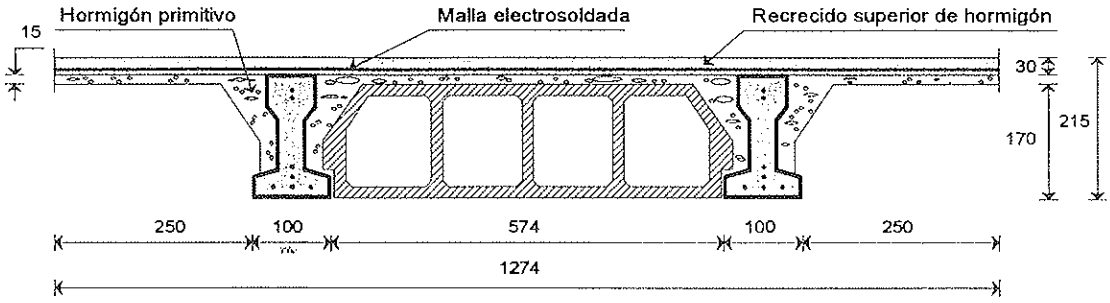


Figura 5. Sistema de refuerzo mediante recrecido superior. (Cotas en mm).

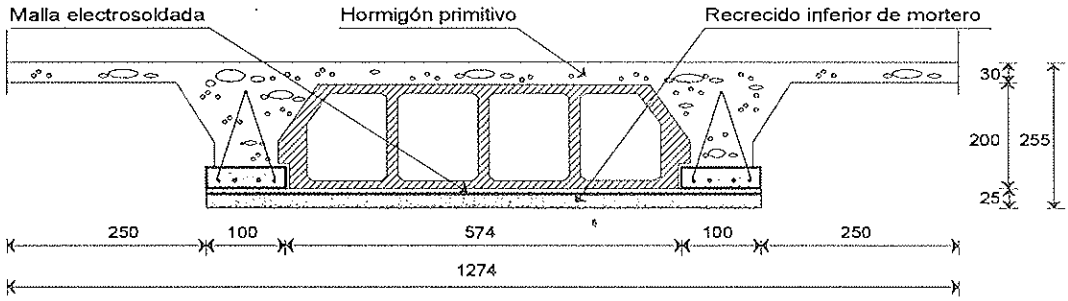


Figura 6. Sistema de refuerzo mediante recrecido inferior. (Cotas en mm).

mente el hueco existente entre los taladros y el perno con mortero especial de anclaje. En lo que se refiere a la sujeción de la malla electrosoldada de refuerzo a los pernos de anclaje, hemos de señalar que se llevó a cabo mediante puntos de soldadura, en lugar del sistema de simple atado con alambre recocido utilizado para la sujeción de la malla en el caso de recrecido superior. Una vez finalizadas las operaciones anteriores se procedía a la disposición del mortero de recubrimiento, empleándose para ello un mortero de una parte de cemento y cinco de arena, aplicado con llana.

En las *figuras 5 y 6* se representan los esquemas de cada uno de los tipos de refuerzo estudiados, con recrecido superior e inferior.

3.2.3. Recrecido superior-inferior

El tercer sistema de refuerzo que se experimentó, con la denominación "R-3", ha consistido en una disposición simultánea de los sistemas "R-1" y "R-2", es decir, recrecido superior a base de hormigón armado y recrecido inferior a base de mortero armado, siguiéndose todas las operaciones descritas para cada uno de ellos, de forma individual. En consecuencia, las características mecánicas y dimensionales del sistema indicado, serán las siguientes:

RECRECIDO SUPERIOR:

- *hormigón;* $f_{c,est}$ *= 250 Kp/cm²*
- *malla electrosoldada;*
  ME 20 x 20 ϕ 4-4 AEH 500 T
- *espesor del recrecido; 3 cm*

RECRECIDO INFERIOR:

- *mortero de cemento;* $f_{c,cm}$ *= 150 Kp/cm²*
- *malla electrosoldada;*
  ME 15 x 15 ϕ 8-8 AEH 500 T
- *espesor del recrecido; 2,5 cm*

En la *figura 7* se representa el esquema de refuerzo mediante recrecido superior-inferior, y en las páginas siguientes se incluye un reportaje fotográfico de algunos de los detalles de ejecución.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

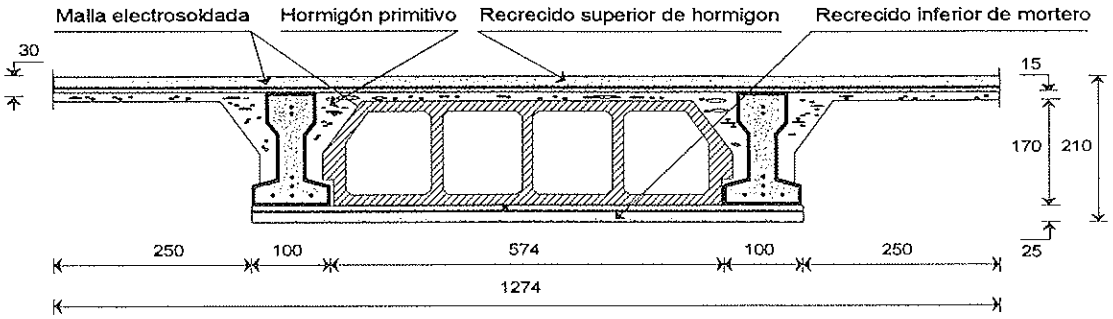


Figura 7. Sistema de refuerzo mediante recrecido superior-inferior. (Cotas en mm).

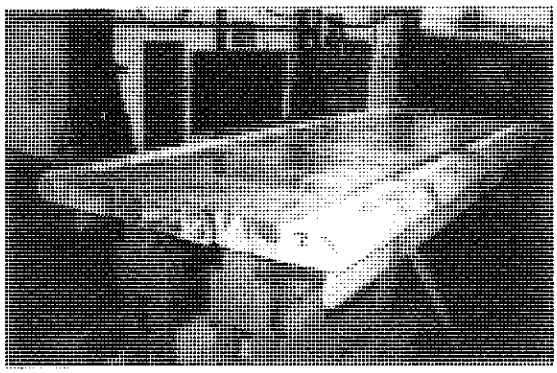
3.3. Plan de ensayos de control

Con el objetivo de disponer de una información puntual de las características mecánicas de los materiales empleados en la construcción de los elementos de forjado sometidos a ensayo de rotura, se tomaron muestras de todos y cada uno de ellos, tanto en la fase de prefabricación de los elementos unitarios en la factoría *–hormigón y acero de las viguetas–* como en la fase de construcción de los forjados en el Laboratorio *–hormigón de relleno de senos y de recrecidos, mortero de recrecidos y mallas electrosoldadas–*.

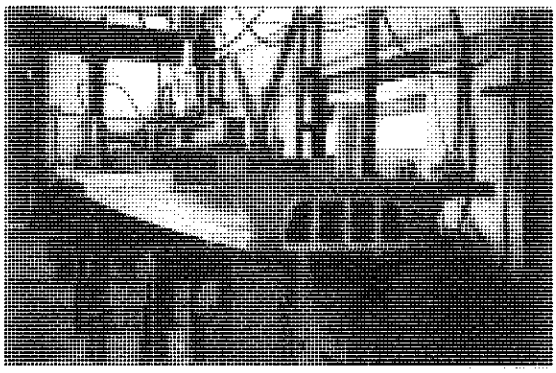
Así, se realizaron ensayos de control normalizados para conocer la resistencia del hormigón empleado en factoría para la fabricación de las viguetas, tanto armadas como pretensadas. La rotura de las probetas se realizó coincidiendo con los ensayos de los distintos elementos de forjado. De esta forma, para edades comprendidas entre los 110 y 210 días, se obtuvieron resistencias a compresión de 438 a 445 Kg/cm^2 en el hormigón de las viguetas pretensadas y de 358 a 368 Kg/cm^2 en el de las armadas.

En cuanto al acero de pretensar, el valor medio correspondiente al límite elástico de las probetas ensayadas fue de 1.670 N/mm^2. Los ensayos realizados en el acero empleado en las viguetas armadas ofrecieron un límite elástico medio comprendido entre 523 y 573 N/mm^2, para los distintos diámetros empleados.

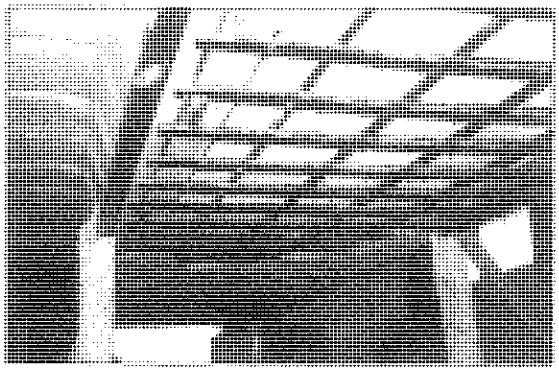
Como se expuso con anterioridad, en la fabricación en el laboratorio de los elementos de forjado y sus refuerzos, se emplearon hormigones de 125 y 250 Kg/cm^2 de



Ejecución de forjado con recrecido superior.

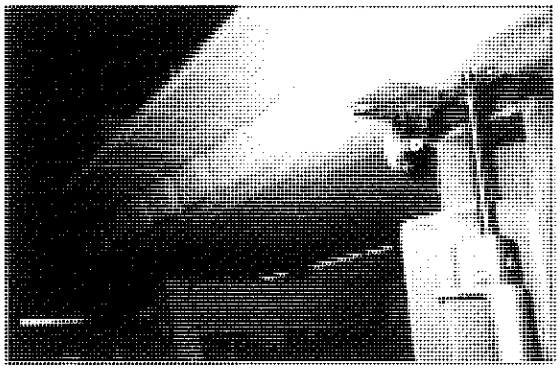


Elemento de forjado con recrecido superior, preparado para ensayo.



Ejecución de forjado con recrecido inferior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



Elemento de forjado con recrecido inferior, preparado para ensayo.

resistencia característica, respectivamente. Los ensayos de control de resistencia de estos hormigones, coincidentes con la rotura de los forjados, ofrecieron resultados acordes con las premisas establecidas.

Por último, en lo relativo a los ensayos de control de los materiales empleados, indicaremos que el valor medio del límite elástico del acero empleado en las mallas electrosoldadas (AEH 500 T), estuvo comprendido entre 581 y 603 N/mm^2.

3.4. Metodología de ensayos

En los apartados siguientes se exponen los criterios que se han tenido en cuenta para la realización de los ensayos hasta situación de rotura, así como el procedimiento operatorio que se ha seguido en todo momento y los medios empleados en el trabajo experimental.

3.4.1. Marco de ensayos

Para la realización de los ensayos a rotura de los elementos de forjado se utilizó un marco de ensayos compuesto por los siguientes elementos:

- *Un puente de reacción, constituido por 2 perfiles apareados IPE-480, apoyados sobre 2 pilares roscados, de fundición, para permitir su desplazamiento vertical, alojados en unas guías ancladas al terreno, para permitir su desplazamiento horizontal.*
- *Un actuador de fuerza carga/descarga, con control por carga y recorrido, con una capacidad máxima de carga de 20 t.*
- *Una fuente hidráulica con capacidad de 200 t.*
- *Un módulo de medida electrónico, con selección de velocidad de carga hasta 1 Kp/seg., carga, descarga, parada, registro de carga máxima y mínima, etc.*
- *Cuatro células de carga de 5 t de capacidad, para comprobación de las reacciones en los apoyos.*
- *Un módulo de medida simultáneo de las cuatro células de carga.*

En la *figura 8* se representa un esquema del marco de ensayos.

3.4.2. Elementos auxiliares

Los elementos auxiliares de medida y

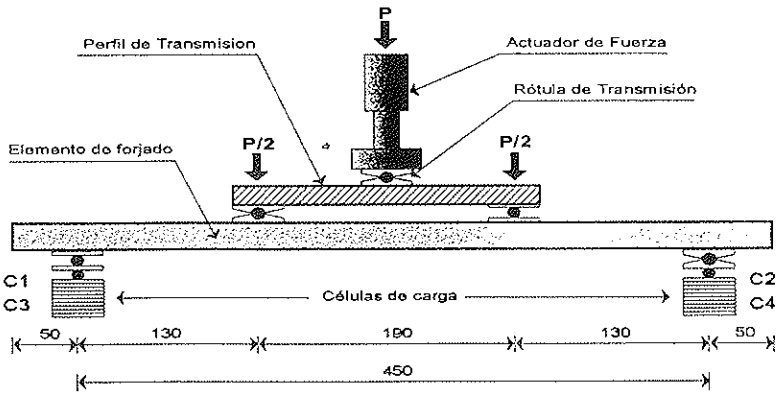
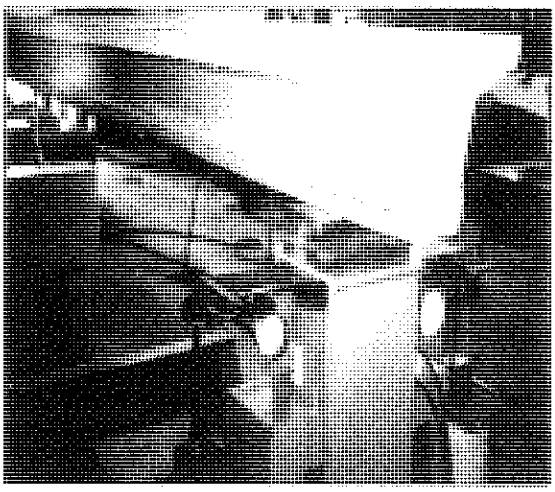


Figura 8. Representación esquemática del marco de ensayos.

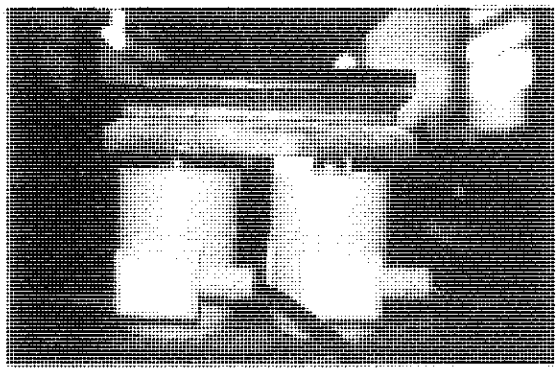
Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



Flexímetros de apoyos para determinación de flechas.

transmisión de esfuerzos, utilizados en los ensayos, han sido los siguientes:

- *Perfiles metálicos para transmisión de esfuerzos.*
- *Rótulas para transmisión de esfuerzos y apoyo de los elementos, con posibilidad de giro y desplazamiento.*
- *Caballetes metálicos para apoyo del elemento de forjado y alojamiento de las células de carga.*
- *Flexímetros para medición de deformaciones verticales, con apreciación de centésima de milímetro.*
- *Deformómetro para medición de las deformaciones unitarias de compresión/tracción, con apreciación de milésima de milímetro.*
- *Fisurómetro para medida de amplitud de fisuras, con apreciación de décima de milímetro.*



Células de carga para determinación de reacciones de apoyo.

3.4.3. Método operativo de ensayos

A continuación se exponen las pautas que se siguieron para la realización de los ensayos.

Se establecieron escalones de carga de 250 Kp, con parada en cada uno de ellos, para realizar las oportunas mediciones. Cuando se alcanzaba la carga de servicio teórica de cada elemento de forjado, y tras observar las incidencias relativas a los estadios de fisuración, se procedía a la descarga del elemento hasta alcanzar la precarga inicial, establecida en 250 Kp. Una vez tomados los datos correspondientes al escalón inicial (deformaciones y estadios de fisuración), se volvía a cargar hasta el escalón de servicio. Alcanzada la carga de servicio, y tras retirar todos los elementos de medida, se continuaba con el proceso de incremento de carga hasta la rotura del elemento. Es de señalar que, instantes antes de alcanzar la carga de pre-rotura, se reducía la velocidad de carga de 2 Kp/sg. hasta, aproximadamente, 1 Kp/seg., de forma que se pudiera observar con mayor detenimiento el comportamiento del elemento en fase de rotura.

3.5. Plan de ensayos a rotura

Para alcanzar los objetivos planteados en el estudio, se diseñaron, fabricaron y ensayaron hasta rotura las siguientes piezas y elementos de forjado (armado y pretensado):

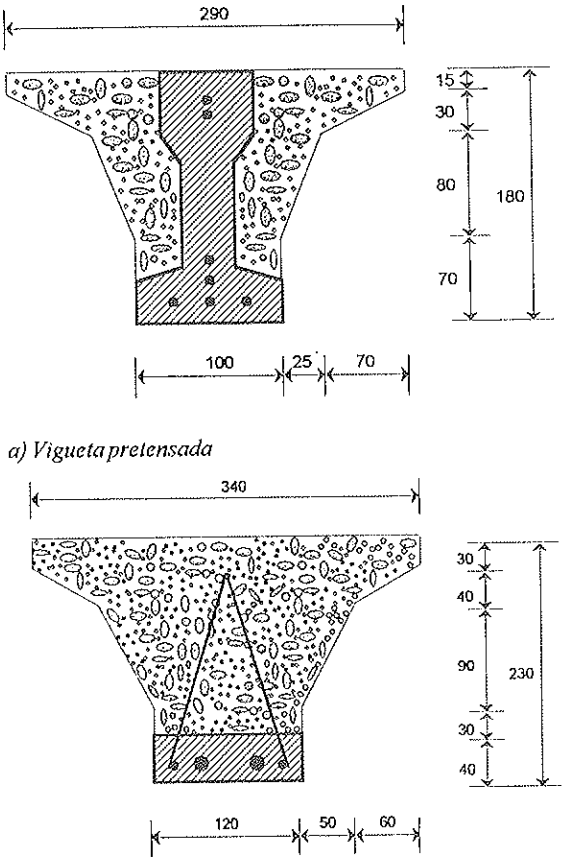
a/ Vigueta exenta (VP-1 y VA-1):
Elemento formado por la vigueta elegida en el programa –*figura 9*–, a la que se añadió una porción del relleno de senos y capa de compresión, con el tipo de hormigón considerado:

$$(f_c \approx 125 \text{ Kp/cm}^2)$$

b/ Forjado patrón (FP-P-1 y FA-P-1):
Elemento de forjado utilizado como referencia para comparación de resultados. Está formado por dos viguetas y una hilera de bovedillas, con su correspondiente relleno de senos y capa de compresión, con el

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

tipo de hormigón considerado ($f_{cst} \approx 125$ Kp/cm^2). Asimismo, a cada lado de las viguetas se añadió una porción del relleno de senos y capa de compresión.



a) Vigueta pretensada

b) Vigueta armada

Figura 9. Vigueta exenta, relleno de senos y capa de reparto.

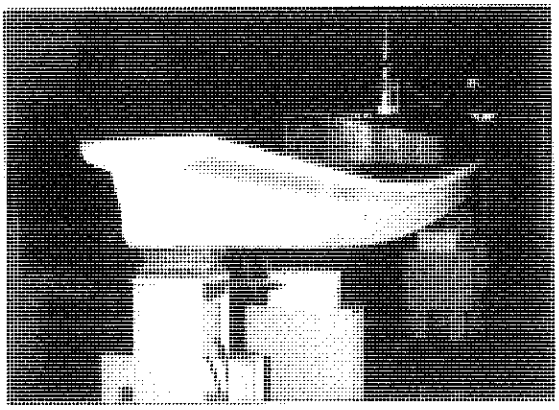
c/ Recrecido superior (FP-R-1 y FA-R-1):
Constituido por un elemento igual que el forjado patrón, al que se añadió un recrecido superior de hormigón armado, de acuerdo con las indicaciones que se han expuesto en el Apartado 3.2.1.

d/ Recrecido inferior (FP-R-2 y FA-R-2):
Constituido por un elemento igual que el forjado patrón, al que se añadió un recrecido inferior de mortero adherente armado, de acuerdo con las indicaciones expuestas en el Apartado 3.2.2.

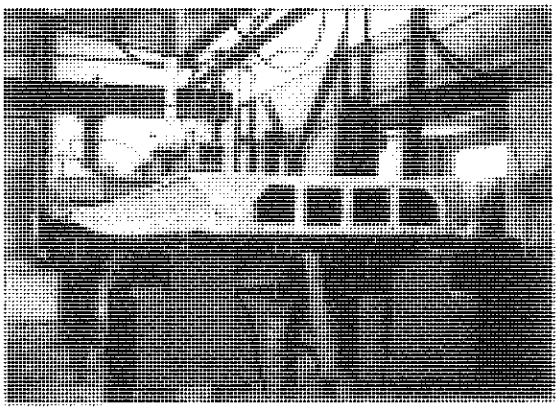
e/ Recrecido superior-inferior (FP-R-3, FA-R-3):
Constituido por un elemento igual que el forjado patrón, al que se añadió un recrecido superior de hormigón armado y un recrecido inferior de mortero adherente armado, de acuerdo con las indicaciones que se han expuesto en el Apartado 3.2.3.

Respecto al sistema de refuerzo mediante recrecido inferior de mortero armado, interesa señalar un aspecto importante que podría presentar una importante incidencia en relación con el correcto comportamiento del sistema y, en consecuencia, con el grado de eficacia conseguido. Este se refiere a que la transmisión de esfuerzos de la malla de refuerzo al forjado, a través de los conectores, quede garantizada para poder llegar a considerar al conjunto como una pieza, en cierta medida, homogénea.

En tal sentido, se experimentaron tres tipos de enlace de la malla a los conectores y dos longitudes de anclaje (3 y 8 cm). El primero, mediante simple atado con alambre recocido. El segundo, mediante unión con dos puntos de soldadura. El tercero, mediante soldadura con cordón continuo



Vigueta armada exenta.



Elemento de forjado pretensado patrón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

de unos 5 cm de longitud. En el apartado de análisis de resultados se ampliará la información a este respecto.

3.6. Resultados de ensayos

En la Tabla 1 se expone un cuadro resumen de los resultados obtenidos de los ensayos. Los valores dobles de la carga de servicio y la flecha asociada a dicha carga, corresponden al primer y segundo ciclo de carga, a los que se ha hecho referencia en el apartado 3.4.3.

4. ANALISIS DE RESULTADOS

De acuerdo con las indicaciones expuestas en el apartado anterior, todas ellas basadas en los resultados de la investigación experimental efectuada, en los párrafos siguientes se emiten una serie de consideraciones de carácter general que deben tenerse en cuenta cuando se proyecten refuerzos de forjados bajo los condicionantes expuestos. Es de señalar que lo que a continuación se expone no tiene carácter de conclusiones definitivas, ya que, como se ha indicado al principio del documento, se trata de un trabajo abierto que forma parte de una investigación más extensa.

a) Según se desprende de los resultados obtenidos, en términos generales, el mejoramiento mecánico de forjados mediante la disposición de recrecidos de hormigón armado o, en su caso, de mortero armado, se trata de un sistema de refuerzo cuyo comportamiento resistente es del todo aceptable, no solo en situación de servicio, sino

TABLA 1

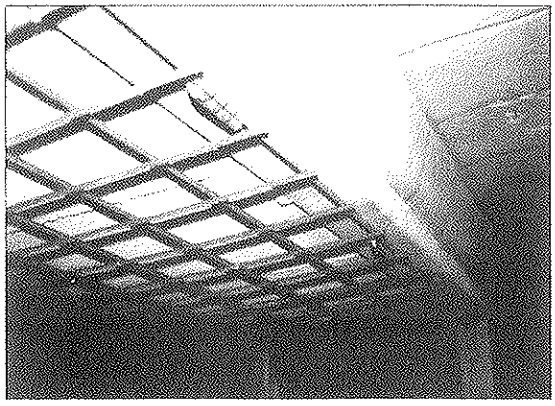
FORJADO DE VIGUETA PRETENSADA				
Identificación Elemento	**Carga de rotura (Kp)**	**Carga de servicio (Kp)**	**Flecha en servicio (mm)**	**Forma de rotura**
Vigueta exenta (VP-1)	1988	1260/1254	27,01/28,48	Agotamiento del bloque comprimido + cortante en sección de aplicación de carga.
Forjado patrón (FP-P-1)	3578	2421/2421	26,48/27,96	Agotamiento del bloque comprimido + cortante en sección de aplicación de carga.
Refuerzo superior (FP-R-1)	5788	3826/3718	36,10/36,22	Agotamiento de la armadura de tracción.
Refuerzo inferior (FP-R-2)	5630	3215/3232	13,41/14,11	Agotamiento por cortante en sección de aplicación de carga.
Refuerzo doble (FP-R-3)	7259	4721/4702	15,32/16,02	Cortante, después de despegue de la capa de recrecido.
FORJADO DE VIGUETA ARMADA				
Vigueta exenta (VA-1)	3605	2368/2363	35,40/40,55	Agotamiento de la armadura de tracción.
Forjado patrón (FA-P-1)	8270	4337/4325	17,31/19,25	Agotamiento de la armadura de tracción.
Refuerzo superior (FA-R-1)	9353	6174/6211	23,20/24,46	Agotamiento de la armadura de tracción.
Refuerzo inferior (FA-R-2)	8963	6115/6135	16,82/17,11	Agotamiento de la armadura de tracción + despegue del recrecido.
Refuerzo doble (FA-R-3)	12588	7636/7650	14,43/14,89	Agotamiento de la armadura de tracción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

también en la fase que corresponde al agotamiento, siempre que se tengan en cuenta determinados condicionantes de ejecución, como los que más adelante se expondrán.

b) El refuerzo mediante *recrecido superior de hormigón armado* es un sistema adecuado para secciones con cuantía de armadura importante, dimensionadas originalmente en el dominio de deformación 3, con situación probable de agotamiento del hormigón del bloque de compresiones. Efectivamente, el hecho de aumentar la capacidad resistente del bloque comprimido hace que se disminuya la cuantía mecánica, situando a la sección entre los dominios 2-3, con probable situación de agotamiento de la armadura de tracción. De esta forma se consigue un mejor aprovechamiento de la armadura existente.

Remitiéndonos a los resultados de los ensayos, se puede comprobar cómo el forjado pretensado patrón, cuya rotura se produjo por agotamiento simultáneo del hormigón del bloque comprimido y esfuerzo de corte, mejorado mediante recrecido superior, experimentó una ganancia del orden del 60%, llegando a producirse la rotura por agotamiento de la armadura de tracción. Por contra, la ganancia mecánica experimentada con el mismo sistema de refuerzo en el forjado armado patrón, con rotura original por tracción, tan solo fue del 13%.



Enlace mediante simple atado (recrecido inferior).

El dimensionado del recrecido (espesor y resistencia a compresión del hormigón) debe ser tal que sea capaz de agotar la armadura de tracción. Asimismo, es también de señalar la importancia de que la fibra neutra, en el estado límite último, quede situada en la placa del hormigón añadido. En términos generales, el recrecido no debe ser inferior a 3 cm, y la resistencia a compresión del hormigón debe ser igual o superior a 250 Kp/cm^2.

En cuanto a las características del hormigón, es recomendable utilizar un tamaño máximo del árido de 10 mm y que la consistencia sea blanda, para facilitar la puesta en obra. En estos casos se suele emplear plastificante, de forma que se consiga la consistencia deseada sin necesidad de aumentar la relación agua/cemento.

Las secuencias de las operaciones que hay que realizar en la ejecución de este sistema de refuerzo, para conseguir una total eficacia, se podrían resumir en las siguientes:

- Limpieza de la capa de hormigón original, preferiblemente con chorro de agua a presión, eliminando cualquier resto de polvo y partículas de mortero no adherido.

- Disposición de una malla electrosoldada de retracción, de pequeña cuantía.

- Disposición de pernos de anclaje para sujeción de la malla de reparto y cosido de la capa de hormigón del recrecido. En los ensayos experimentales realizados se utilizaron escuadras en L de ϕ 8 (80 x 80 mm) introducidas en el relleno de senos y sujetas con mortero de anclaje.

- Colocación del hormigón de recrecido sobre una superficie húmeda. No se juzga necesaria la utilización de ningún producto de unión en la *"interface"* hormigón endurecido-hormigón fresco.

- Deberá hacerse un curado adecuado a las características del hormigón y ambiente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

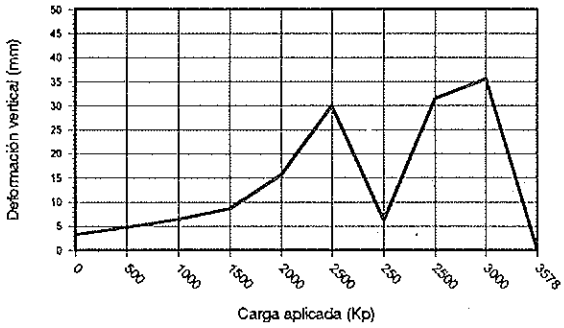
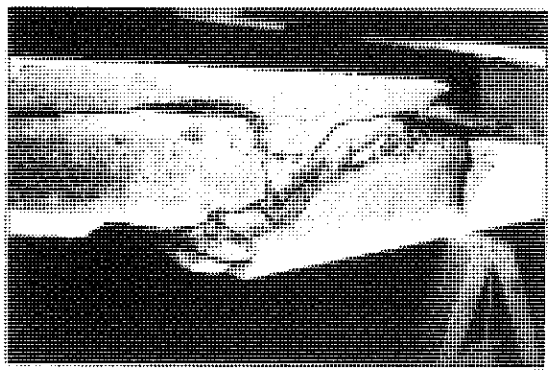


Diagrama carga-deformación vertical (forjado pretensado patrón "FP-P-1").



Forjado pretensado patrón. Rotura por cortante, combinado con agotamiento del hormigón del bloque comprimido.

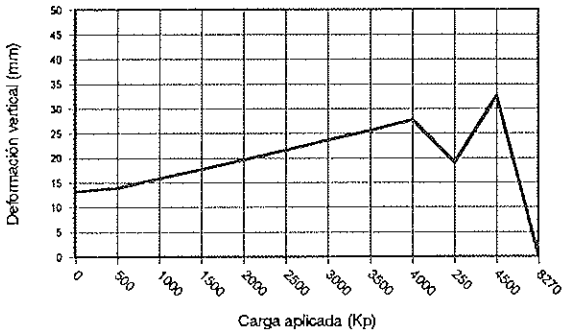


Diagrama carga-deformación vertical (forjado armado patrón "FA-P-1").

Forjado armado patrón. Rotura por agotamiento de la armadura de tracción.

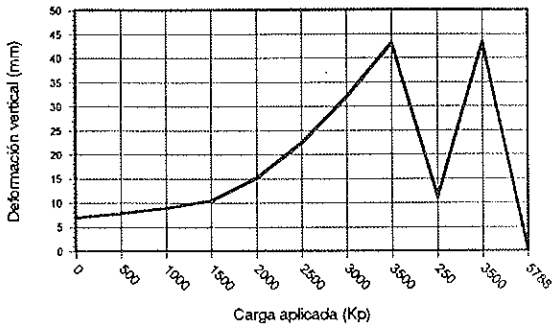
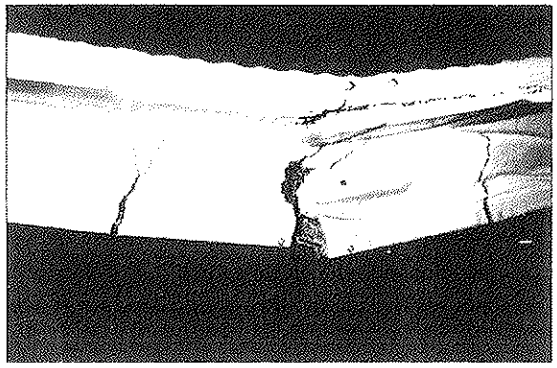


Diagrama carga-deformación vertical (forjado pretensado con refuerzo superior "FP-R-1").



Forjado pretensado con refuerzo superior. Rotura por agotamiento de la armadura de tracción.

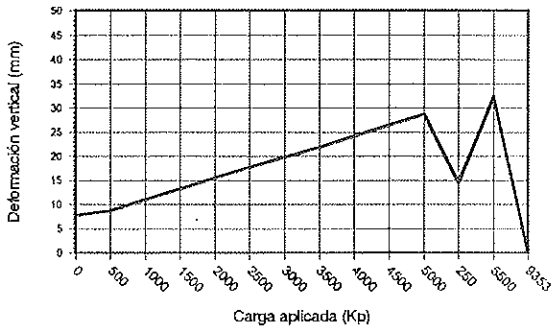
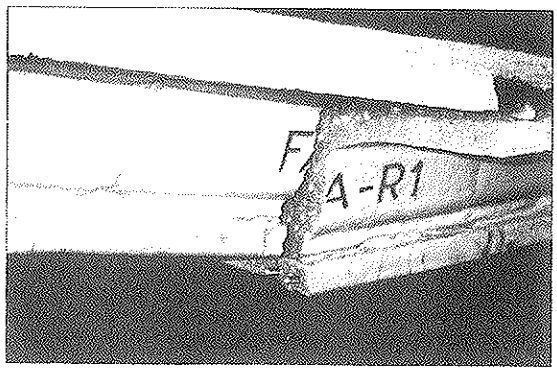


Diagrama carga-deformación vertical (forjado armado con refuerzo superior "FA-R-1").



Forjado armado con refuerzo superior. Rotura por agotamiento de la armadura de tracción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

c) El refuerzo mediante *recrecido inferior de mortero armado* es adecuado para secciones con pequeña cuantía de armadura de tracción, y dimensionadas originalmente en el dominio de deformación 2, con situación probable de agotamiento por tracción de la amadura. En este caso, el hecho de aumentar la capacidad mecánica de la armadura hace que se aumente la cuantía mecánica, situando a la sección entre los dominios 2-3, también con probable situación de agotamiento de la armadura de tracción, pero con un mejor aprovechamiento del hormigón del bloque comprimido.

Los resultados obtenidos en los ensayos experimentales con este sistema de refuerzo, pusieron de manifiesto algunos aspectos que interesa analizar.

La ganancia conseguida por el forjado pretensado fue del orden del 55%, aunque es de señalar que la rotura de la pieza fue similar a la del forjado patrón.

Quiere esto decir que la ganancia experimentada se debió fundamentalmente al aumento del canto útil (del orden de unos 2,5 cm) y que la cuantía de armadura dispuesta fue superior a la estrictamente necesaria, pudiendo haberse conseguido el mismo efecto con una malla de menor cuantía mecánica.

En cuanto al forjado armado, más adecuado para adoptar este sistema de refuerzo, la ganancia experimentada tan solo fue del 10%, aunque tiene una explicación. Puesto que el trabajo también pretendía evaluar el grado de eficacia de los anclajes, en este caso se dispusieron con una penetración de tan solo 3 cm, produciéndose un fallo de los mismos cuando se rebasó la carga de agotamiento del forjado patrón, lo que comportó que se produ-

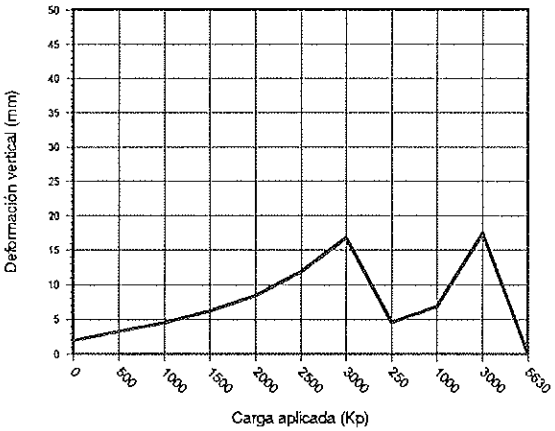


Diagrama carga-deformación vertical (forjado pretensado con refuerzo inferior "FP-R-2").

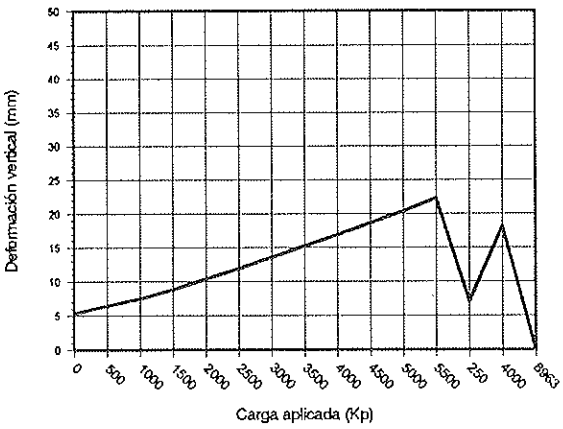
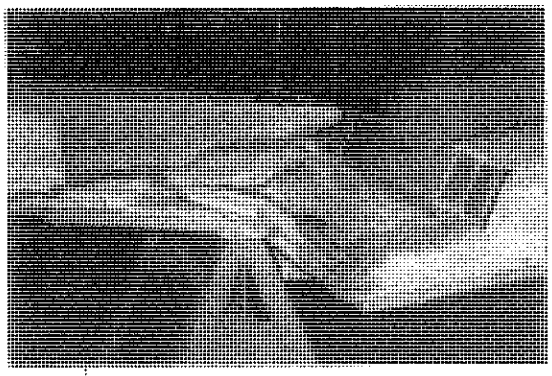
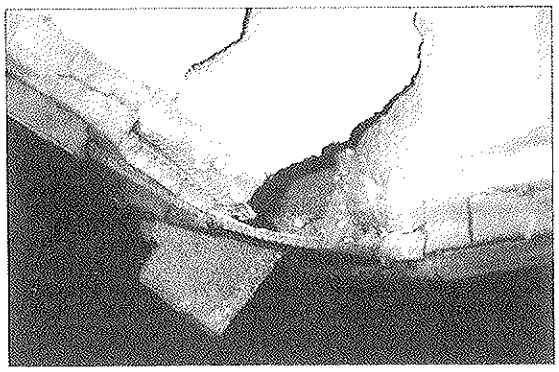


Diagrama carga-deformación (forjado armado con refuerzo inferior "FA-R-2").



Forjado pretensado con refuerzo inferior. Rotura por cortante en la sección de aplicación de la carga.



Forjado armado con refuerzo inferior. Rotura por agotamiento de la armadura de tracción.

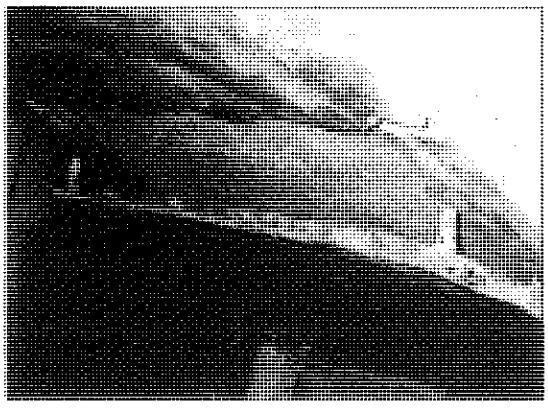
Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

jera la rotura del elemento de forma inmediata. De no haberse producido este fallo de anclaje, el comportamiento a rotura habría sido mucho más adecuado y la ganancia resistente se habría aproximado al 40% o 50%.

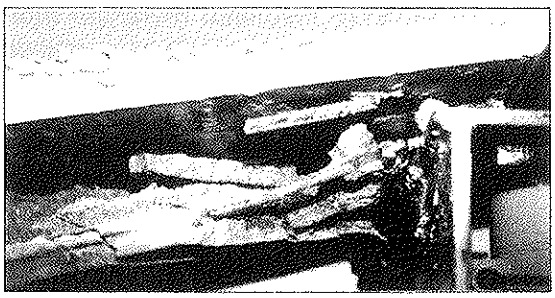
El dimensionado de la armadura de refuerzo se debe hacer con los mismos criterios que para el caso de recrecido superior, es decir, procurando que la malla dispuesta tenga una cuantía tal que llegue a agotarse por tracción. En cuanto al mortero del recrecido puede ser suficiente el empleo de un mortero normal de cemento, ya que la única función que debe cumplir es la de proporcionar un recubrimiento adecuado para proteger un recubrimiento adecuado para proteger las armaduras.

Las precauciones que hay que tener en cuenta en la ejecución de este sistema de refuerzo, para conseguir una total eficacia, se podrían resumir en las siguientes:

- La disposición de los anclajes para conectar la malla electrosoldada de refuerzo, debe hacerse con mortero especial de anclajes y de forma que penetren un mínimo de 10 cm., para garantizar que en ningún momento se va a producir un fallo del anclaje por despegue de los mismos, tal y como se muestra en la fotografía. Este aspecto es de extrema importancia para conseguir la total eficacia del sistema.



Detalle de fallo de los pernos de anclaje para sujeción de la malla.



Detalle de fallo de la soldadura de la malla a los pernos de anclaje.

- La conexión de la armadura de refuerzo a los conectores de anclaje debe hacerse por cualquier procedimiento que garantice una perfecta unión. En este sentido, de todos los enlaces experimentados, el que mejor se comportó fue el de soldadura continua, al menos en los pernos más extremos que son los que estarán sometidos a una mayor tensión de trabajo. Este extremo también es de vital importancia para el buen funcionamiento del sistema.

- La disposición del mortero puede hacerse por cualquier sistema sancionado en la práctica. Concretamente, en los ensayos experimentales realizados, se utilizó el extendido con paleta y acabado con llana. No obstante, para grandes superficies se podrá utilizar un sistema de proyectado, bien de hormigón, bien de mortero, garantizando que los recubrimientos sean adecuados, así como que no queden huecos.

- Por último, la superficie donde se va a aplicar el mortero no requiere ningún tipo de tratamiento especial, salvo el que se refiere a una humectación previa de la misma. En cuanto al mortero, debe elegirse una mezcla lo suficientemente plástica como para que se pueda aplicar sin que se descuelgue. La calidad del mortero debe ser la necesaria para proteger la armadura.

d) La variante de refuerzo mediante *doble recrecido de hormigón o mortero armado*, se trata de un sistema adecuado y alternativo para cubrir los dos tipos de deficiencias que se han señalado en los casos anteriores, siendo, en general, más efectivo que cualquie-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

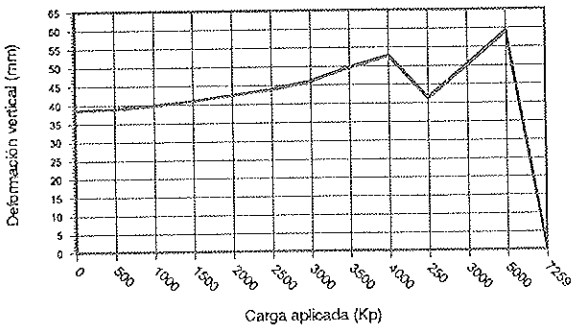
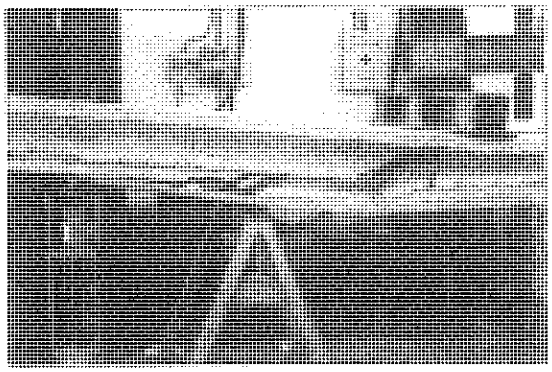


Diagrama carga-deformación vertical (forjado pretensado con refuerzo superior-inferior "FP-R-3").



Forjado pretensado con refuerzo superior-inferior. Rotura por cortante después del despegue de la capa de recrecido.

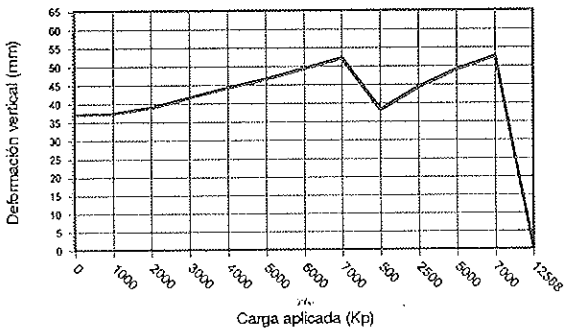
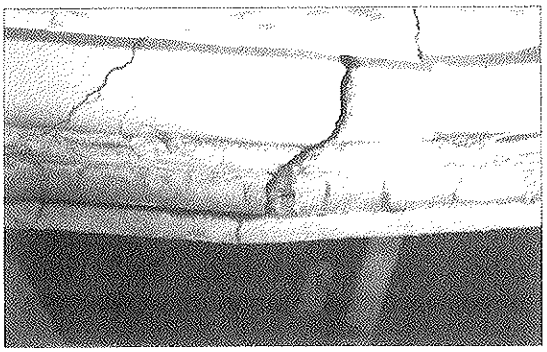


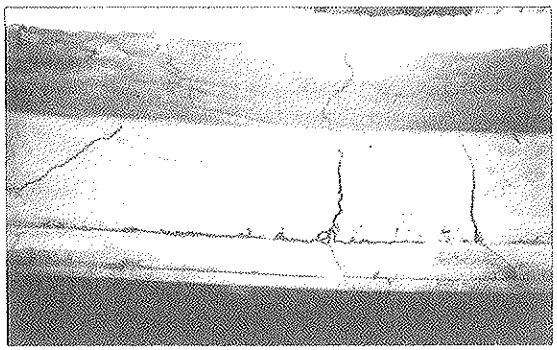
Diagrama carga-deformación (forjado armado, con refuerzo superior-inferior "FA-R-3").



Forjado armado, con refuerzo superior-inferior. Rotura por agotamiento de la armadura de tracción.

ra de los sistemas considerados de forma individual. El inconveniente que presenta se refiere a que es necesario actuar sobre los dos planos del forjado, circunstancia que no es siempre posible en obras de rehabilitación.

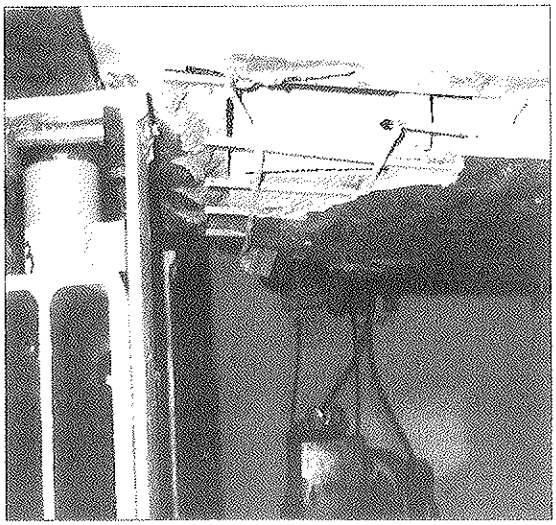
Efectivamente, la ganancia mecánica conseguida en el forjado pretensado ha sido del 100% y la correspondiente al forjado armado del 50%, superando con creces las ganancias conseguidas con cualquiera de los otros sistemas



Forjado armado, con refuerzo superior-inferior. Detalle de la fisuración.

considerados de forma individual. No obstante, interesa señalar algunos aspectos dignos de ser comentados.

Para el caso del forjado pretensado, la rotura fue por cortante, no llegando a agotar la armadura de tracción. Probablemente, con la disposición de una capa de mayor espesor o, en su caso, de un hormigón de mayor capacidad resistente, la ganancia conseguida habría resultado muy superior.



Forjado armado, con refuerzo superior-inferior. Detalle de la rotura de la armadura de las barras extremas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Por su parte, la forma de rotura del forjado armado fue por agotamiento de la armadura de tracción de las viguetas, así como de las dos barras extremas de la malla de refuerzo, precisamente de las dos armaduras que estaban conectadas a los pernos de anclaje. Este aspecto es ciertamente significativo, ya que ha puesto de manifiesto que, aunque puede considerarse que las armaduras de la malla trabajan conjuntamente hasta un cierto límite de tensión, cuando están sometidas a tensiones importantes dejan de trabajar las barras interiores, produciéndose la rotura por agotamiento de las barras extremas.

Quiere esto decir que es muy conveniente que todas las barras que forman la malla queden ancladas a puntos fuertes del forjado, nunca a las bovedillas. En su defecto, puede ser conveniente concentrar mayor cuantía de armadura bajo las viguetas y disponer una malla de reparto en el resto de la superficie, para absorber las tensiones de retracción del mortero y, de esta forma, evitar fisuraciones. Es muy probable que de haberse realizado estas operaciones en los ensayos experimentales se habrían conseguido mejores resultados.

Es también de señalar que, en el sistema de refuerzo con doble recrecido, para ambos forjados *–pretensado y armado–* se cuidó en extremo la penetración de los pernos de anclaje inferiores (del orden de 10 cm), así como la propia unión soldada de los pernos a las barras de la malla.

5. AGRADECIMIENTOS

Deseamos expresar nuestro particular agradecimiento a las Organizaciones que a continuación se relacionan, sin cuyo apoyo no habría sido posible desarrolar el presente trabajo:

A la empresa COMERCIAL VYPRECO, S. L., suministradora del forjado, que ha puesto a nuestro alcance todo tipo de facilidades para proveernos de las muestras necesarias para ensayos de información, garantizando que éstas pertenecían a las mismas piezas de forjado fabricadas.

Al INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION, S. A., que nos ha facilitado sus instalaciones y toda la documentación bibliográfica utilizada en el desarrollo del trabajo.

A los Arquitectos Bernardo Perepérez Ventura y Emilio Barberá Ortega, que nos han orientado en el procedimiento y metodología operatoria que había que seguir, así como en el diseño de los elementos de forjado para ensayo.

Y, muy en especial, al IMPIVA, Instituto de la Mediana y Pequeña Industria Valenciana, Organismo dependiente de la GENERALITAT VALENCIANA, que ha financiado una parte importante del trabajo que presentamos.

6. BIBLIOGRAFIA

(1) Ramírez, J. L., Bárcena, J. M., y Landa, P. J. *"Análisis de dos tipos de refuerzo a flexión de forjados de semivigueta"*. Informes de la Construcción, Vol. 40, n° 399, Enero/Febrero de 1989.

(2) Fernández Cánovas, M. *"Refuerzo de elementos estructurales mediante encolado de bandas de acero con resinas epoxídicas"*. Monografías del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, n° 382-383. Madrid, Diciembre de 1985.

(3) Calavera Ruiz, J. *"Cálculo, construcción y patología de forjados de edificación"*. INTEMAC, Madrid, 1981.

(4) L'hermite, R. y Bresson, J. *"Béton armé par collage d'armature"*. Colloque RILEM

(5) INTEMAC. *"Patología, rehabilitación y refuerzo de obras de hormigón armado"*. Curso Monográfico, Barcelona, Octubre de 1991.

(6) Edwars, S. *"Repair of concrete struc-*

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

tures". Ed. Blackie. Londres, 1987.

(7) Sirvent, I., de la Cruz, M. J., Ayús, M. y Parres, A. *"Análisis experimental de dos sistemas de refuerzo en vigas de hormigón armado solicitadas a flexión"*. Revista Hormigón y Acero n° 179, 2° trimestre de 1991.

(8) Sirvent, I., y de la Cruz, M. J. *"Evaluación experimental de la seguridad global en piezas de hormigón armado solicitadas a flexión"*. Revista Hormigón y Acero, n° 178, 1° trimestre de 1991.

(9) (GEHO) Grupo Español del Hormigón *"Reparación y refuerzo de estructuras de hormigón. Guía FIP de buena práctica"*. Boletín n° 14. Noviembre de 1994.

(10) IccET, Andece, *"Recomendaciones para la fabricación de viguetas de Hormigón Armado"* (VA-93). Madrid, Septiembre de 1993.

(11) IccET, Andece. *"Recomendaciones para la fabricación de viguetas de Hormigón Pretensado"* (VP-92). Madrid, Marzo de 1971.

(12) Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de Hormigón Armado o Pretensado. EF-88. Madrid, 1988.

(13) IccET, Sello de Forjados CIETAN. *"Recomendaciones para la ejecución de forjados unidireccionales"*. Madrid, 1991.

RESUMEN

En el presente artículo se exponen los resultados y conclusiones de los trabajos experimentales, incluidos en la primera fase de una más amplia investigación, dirigidos a la evaluación y dimensionado de refuerzos de forjados unidireccionales, tanto armados como pretensados, mediante recrecidos de hormigón armado.

Los sistemas de refuerzo experimentados son tres: recrecido de hormigón armado en el plano superior del forjado; recrecido de mortero adherente armado en el plano inferior del forjado, y una combinación de los dos anteriores. Con ellos se intenta dar solución a las necesidades provocadas por las adaptaciones de forjados por cambio de uso, el mejoramiento mecánico o de deformabilidad exigido en obras de rehabilitación o los refuerzos motivados por defectos de ejecución y/o proyecto o deficiencia en la calidad de los materiales.

SUMMARY

This article exposes the results and conclusions of the experimental works/studies, included in the first phase of a more extensive research, conducted to the asessment and design of strengthenings, by means of overlays of reinforced concrete, of unidirectional slab, reinforced or prestressed.

There are three strengthening's systems that have been analysed: overlay of reinforced concrete in the upper level of the frame, overlay of reinforced adherent morter in the low level of the frame and also a combination of the two precedents. Herewith there is intented to give a solution to the neccessities provoked by the adaptations of frame by change of use, the mechanical improvement or of deformity required in the works of rehabilitation of the strengthennings motivated by perfomance and/or project's defects or deficiency in the quality of the materials.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

NUEVA PUBLICACION DE LA ATEP

"ESTRUCTURAS DE EDIFICACION PREFABRICADAS"

La **Asociación Técnica Española del Pretensado (ATEP)**, acaba de editar la versión en español del libro "Planning and design handbook on precast building structures" publicado, en inglés, por la "Comisión de Prefabricación", de la **FIP**.

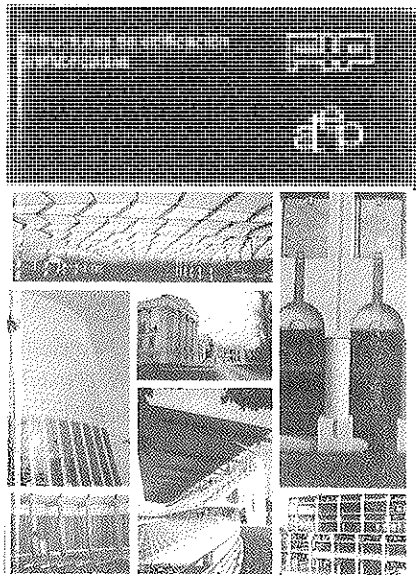
Esta obra contiene los conocimientos más avanzados sobre diseño y construcción de estructuras prefabricadas de edificación.

Los sistemas estructurales y las técnicas de edificación mediante hormigón prefabricado presentan hoy en día un gran auge en muchos países europeos y especialmente en los nórdicos. España no se ha mantenido al margen de esta tendencia y nuestro país cuenta con una floreciente industria en el sector, que en muchos casos es pionera en sus soluciones.

En general, se acepta que la prefabricación de las estructuras de hormigón ofrece técnica y funcionalmente soluciones competitivas en cuanto a la calidad y la economía. Por otra parte, son también características importantes de este tipo de soluciones la rapidez de construcción y la fiabilidad de sus costes.

El desarrollo del sector, pasando de la manufactura a la industrialización, se ha realizado de una forma gradual. Hay, sin embargo, tres factores cuya influencia ha sido decisiva en el progreso de las soluciones de hormigón prefabricado:

- El desarrollo de las técnicas de pretensado, que ha permitido conseguir mayores luces y a la vez disminuir el peso de las construcciones, así como aumentar la industrialización de los procesos productivos.



- La creciente necesidad en toda Europa, después de la Segunda Guerra Mundial, de nuevas edificaciones para vivienda. Esta no podía ser satisfecha totalmente por los métodos de edificación convencionales.
- La aparición de las nuevas técnicas de construcción mediante elementos alveolares. Este tipo de elementos, de escasa difusión aún en España, son los productos más importantes en cuanto a producción en Europa, y en torno a los mismos se ha desarrollado un amplio conjunto de soluciones de edificación prefabricada.

Por todo lo anterior, la **ATEP** ha considerado que contribuye de modo significativo al desarrollo y progreso de esta técnica con la traducción de la referida publicación de la **FIP**.

Los interesados en adquirir este libro, de 140 páginas, ilustrado con numerosas fotografías y figuras, cuyo precio (IVA incluido) es de 4.950,– ptas. para los Miembros de la **ATEP** y 6.600,– ptas. para los no Miembros, deberán dirigirse a:

Asociación Técnica Española del Pretensado
Apartado de Correos 19.002
Telf. y Fax: (91) 766 07 03
28080 MADRID

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Efecto del tamaño de probeta sobre la resistencia a la tracción medida con el ensayo brasileño

Claudio Guillermo Rocco
Gustavo Víctor Guinea Tortuero
Jaime Planas Roselló
Manuel Elices Calafat
Departamento de Ciencia de Materiales
E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos.
Universidad Politécnica de Madrid

1. INTRODUCCION

La resistencia a la tracción, f_t, es una propiedad que interviene con frecuencia en el diseño y en el análisis del comportamiento en servicio de las estructuras de hormigón. Por citar algunos ejemplos, en el proyecto de elementos sometidos a torsión y corte, en el cálculo de anclajes, en el análisis de estados de fisuración, la resistencia a la tracción es un parámetro básico de diseño. Esto pone en evidencia la necesidad de valorar adecuadamente esta propiedad mediante ensayos de laboratorio.

Conceptualmente, la manera más apropiada para determinar la resistencia a la tracción es a través de un ensayo de tracción directa. Sin embargo, la implementación de este ensayo en materiales frágiles como el hormigón, presenta algunos inconvenientes que conviene destacar [1, 2, 3]. En primer lugar, resulta difícil establecer goemetrías de probetas y condiciones de sujeción adecuadas para garantizar una distribución uniforme de las tensiones o deformaciones en la sección de rotura. Por otra parte, es frecuente que se generen concentraciones de tensiones en la zona de sujección de la probeta que inducen el desarrollo de mecanismos de rotura en esta región. Debido a estos problemas, los resultados de los ensayos resultan en muchos casos incorrectos.

Para evitar las dificultades propias del ensayo de tracción directa, en la práctica se emplean ensayos alternativos denominados genéricamente con el nombre de ensayos de tracción indirecta. Dentro de estos ensayos, el que más se ha difundido para valorar la resistencia a la tracción del hormigón, es el ensayo de compresión diametral o ensayo brasileño. De hecho, en las normas para el diseño de estructuras se establecen relaciones empíricas, mediante las que se puede estimar la resistencia a la tracción a partir de los resultados de este ensayo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Si bien el ensayo brasileño es fácil de ejecutar y su utilización se encuentra muy extendida, se han planteado dudas, en los últimos años, respecto a la influencia del tamaño de probeta sobre el valor de la resistencia a la tracción indirecta, f_{st}, determinada con este ensayo.

En la figura 1 se muestran resultados de ensayos brasileños realizados por distintos autores, en donde se puede observar el efecto del tamaño de probeta sobre la resistencia a la tracción indirecta medida con el ensayo [4, 5, 6, 7]. Estos resultados, que corresponden a probetas de hormigón, muestran diferentes tendencias, algunas de las cuales contradicen la tendencia general de la disminución de la resistencia con el tamaño de probeta.

La marcada influencia del tamaño de probeta en los resultados de los ensayos, ha despertado dudas sobre la validez de considerar a la f_{st} como una medida de la resistencia a la tracción y ha motivado la necesidad de estudiar este fenómeno con mayor atención.

En este trabajo se presenta un estudio teórico y experimental sobre la influencia del tamaño de probeta en la resistencia a la tracción indirecta, determinada con el ensayo brasileño. El análisis teórico se realizó aplicando un modelo de fractura no lineal, basado en los conceptos del modelo de fisura cohesiva. Para dicho análisis, se han tenido en cuenta las distintas geometrías de probetas y condiciones de apoyo, especificadas en las normas de ensayo.

Los resultados teóricos obtenidos con el modelo han permitido determinar la relación entre la resistencia a la tracción indirecta, f_{st}, del ensayo brasileño y la resistencia a la tracción del hormigón, f_t. Estos resultados se han comparado con las fórmulas de estimación incluidas en distintas normas o códigos de diseño.

En la sección 2 se describe el ensayo brasileño y se comentan las diferentes normas de ensayo actualmente vigentes. En la sección 3 se presenta el modelo teórico utilizado para estudiar el efecto del tamaño de probeta y se incluyen los resultados obtenidos con el modelo. En la sección 4 se muestran los resultados experimentales de ensayos de probetas de hormigón de diferentes tamaños, conjuntamente con las

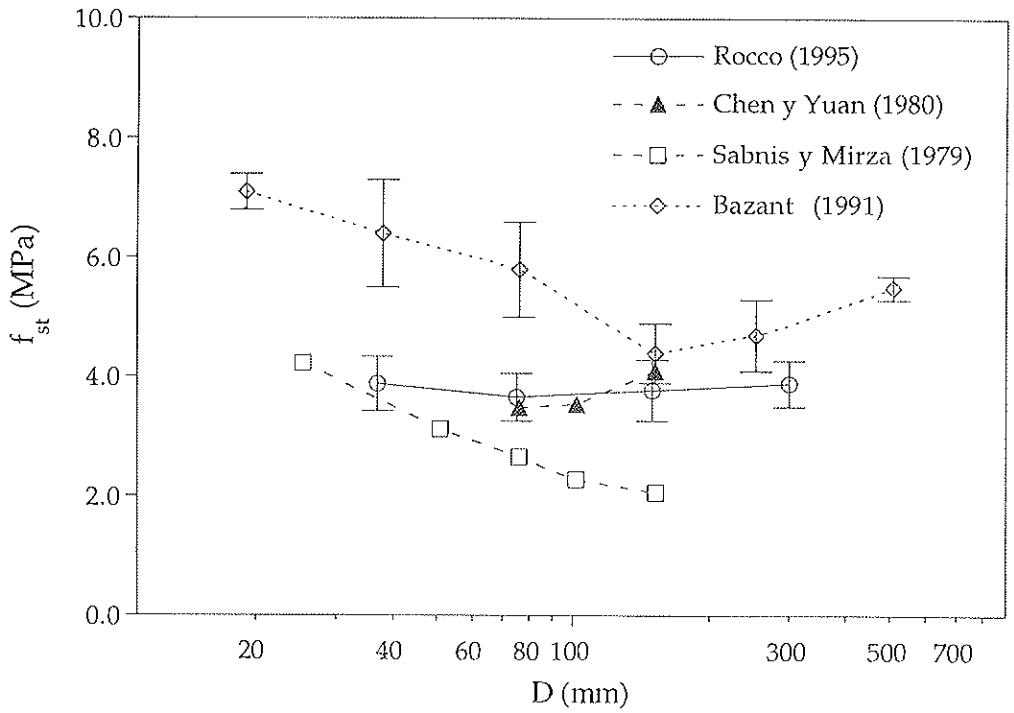


Figura 1. Influencia del tamaño sobre la resistencia a la tracción indirecta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

características del material ensayado. En las secciones 5 y 6 se analiza la influencia del tamaño de probeta, de su forma y del ancho de apoyo, sobre la relación entre la resistencia a la tracción y la resistencia a la tracción indirecta, incluyéndose un análisis de la incidencia de estas variables sobre los valores obtenidos con las fórmulas de estimación recomendadas en algunos reglamentos o normas de diseño.

2. ENSAYO BRASILEÑO

2.1. Descripción y fundamentos teóricos

El ensayo consiste en aplicar sobre una probeta, que puede ser cilíndrica o prismática, dos cargas iguales y opuestas de compresión, distribuidas de manera uniforme a lo largo de una línea de carga o generatriz, tal como se puede observar en el esquema de la figura 2. En la práctica, la línea sobre la que se aplica la carga tiene un ancho de dimensión finita que se materializa a través de una faja, de madera o de acero, y que se denomina ancho de reparto o ancho de apoyo.

Durante el ensayo, la aplicación de la carga se realiza de manera graual y continua, hasta producir la rotura de la probeta. El único valor registrado durante el ensayo es la carga máxima o de rotura.

Con esta configuración, se originan en el plano de aplicación de las cargas, esfuerzos de tracción que son los que provocan la rotura de la probeta en dicho plano. Para el caso teórico de una carga puntual, es decir, para un ancho de reparto nulo, la tensión de tracción en el plano medio de la probeta se distribuye de manera uniforme, tal como se muestra en la figura 3. Si el material de la probeta es homogéneo y su comportamiento es lineal y elástico, el valor de la tensión de tracción en el plano de rotura viene dado por la siguiente expresión [8]:

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi DB} \qquad (1)$$

en donde σ_t es la máxima tensión de tracción en la probeta, P es la carga aplicada, D el diámetro de la probeta y B el espesor.

El criterio de rotura en el que se basa el ensayo consiste en considerar que la probeta se rompe cuando la tensión de tracción, σ_t, en el plano de rotura alcanza un valor límite que es una propiedad del material. A este valor límite de la tensión de tracción que puede soportar el material se le denomina resistencia a la tracción indirecta, f_{st}, y se calcula mediante la siguiente expresión:

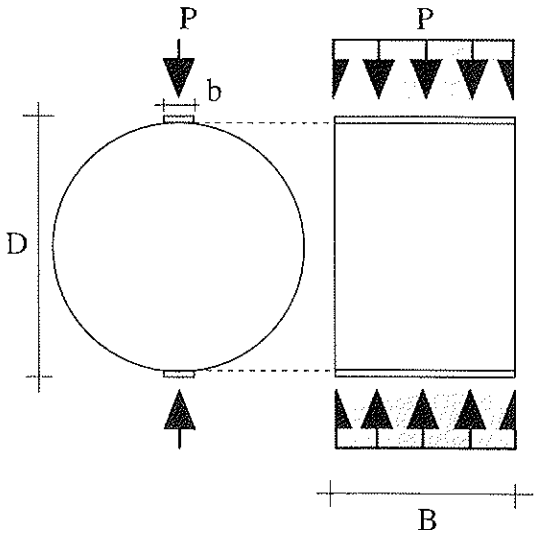


Figura 2. Esquema de aplicación de la carga en el ensayo brasileño.

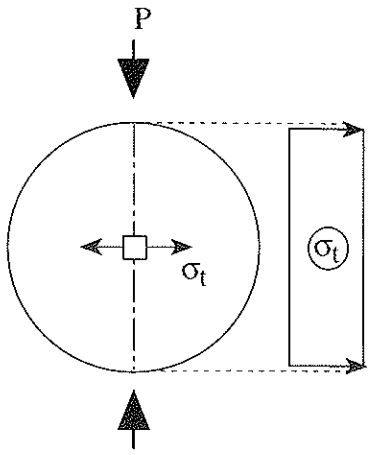


Figura 3. Distribución de las tensiones de tracción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

$$f_{st} = \frac{2P_R}{\pi DB} \qquad (2)$$

donde f_{st} es la resistencia a la tracción indirecta y P_R la carga de rotura o carga máxima alcanzada durante el ensayo.

2.2. Normativa

El ensayo brasileño se encuentra normalizado en distintos países, y si bien la concepción del ensayo es prácticamente común en todas las normas, existen algunas diferencias entre ellas, particularmente en lo referente a las goemetrías de las probetas y a las condiciones de apoyo o del ancho de reparto sobre el que se aplica la carga.

La mayoría de las normas internacionales que existen sobre este ensayo, se basan en las especificaciones establecidas en la norma americana ASTM C496 o en la norma británica BS 1881-117, [9], [10]. En el caso de la normativa española, las especificaciones para el ensayo, establecidas en la norma UNE 83-306, son similares a la norma ASTM.

En la Tabla 1 se indican, a modo de cuadro comparativo, las características relativas a geometrías de probetas y condiciones de apoyo de las normas ASTM C496 y BS 1881-117. En la figura 4 se muestran los diferentes tipos de probetas contempladas en estas normas.

Como se puede ver, de acuerdo con las normas, es posible ensayar probetas de

Tabla 1. Cuadro comparativo de las normas ASTM C496 y BS 1881-117.

NORMA	PROBETA			APOYO	
	Tipo	Dimensión		Material	Ancho
		D(mm)	B(mm)		b(mm)
ASTM C496	Cilíndrica	150	300	madera	25
BS 1881-117	Cilíndrica	150	300	madera	15±2
	Cúbica	100	100	madera acero	15±2 4±1
		150	150	madera acero	15±2 6±1
	Prismática	100	100	madera acero	15±2 4±1
		150	150	madera acero	15±2 6±1

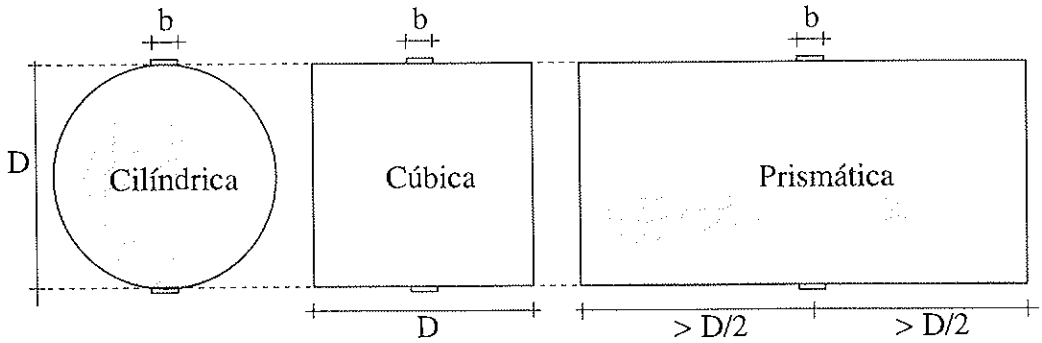


Figura 4. Distintas geometrías normalizadas para el ensayo brasileño.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

diferente geometría y bajo distintas condiciones de apoyo (diferente material y diferente ancho de apoyo). En particular, la relación entre el ancho de apoyo, b, y el tamaño de la probeta, D, puede variar entre el 4% y el 16%. Sin embargo, la expresión empleada para calcular la resistencia a la tracción indirecta (ecuación 2), es la misma en todas las normas y no tiene en cuenta el posible efecto de la forma de la probeta ni del ancho sobre el que se apoya la probeta.

3. EFECTO DEL TAMAÑO DE PROBETA: ESTUDIO TEORICO

Los resultados de ensayos de probetas de hormigón de diferentes geometrías y sometidas a distintos estados de solicitación (compresión, tracción, corte o torsión) muestran que la tensión nominal de rotura depende del tamaño de probeta, [11].

Las primeras teorías empleadas para interpretar el efecto del tamaño sobre la tensión nominal de rotura, se basaron en la teoría estadística de Weibull, desarrollada para materiales frágiles, [12]. Sin embargo, en el caso del hormigón, las predicciones basadas en esta teoría han mostrado ser insuficientes para explicar los resultados experimentales. Esto se debe a que en el hormigón la rotura no se produce por la propagación de una única imperfección cuando se alcanza la carga máxima, sino que la rotura va precedida por el crecimiento y coalescencia de varias imperfecciones o microfisuras, lo que confieren al material un comportamiento marcadamente no lineal.

Varios modelos se han desarrollado, en los últimos años, con el objeto de contemplar, a través de diferentes enfoques, el efecto de la no linealidad presente en este tipo de material. Uno de estos modelos, que ha sido empleado con muy buenos resultados para estudiar el efecto del tamaño, es el "modelo de fisura cohesiva". La formulación matemática del modelo permite describir, de manera simple y adecuada, la realidad del comportamiento físico del hormigón en rotura, [13], [14].

3.1. Descripción del modelo de fisura cohesiva

El modelo se basa en considerar que la zona en donde se produce la fractura del material puede ser representada mediante una fisura, entre cuyas caras se pueden transferir tensiones, tal como se representa de manera esquemática en la figura 5. La zona de la fisura en donde tiene lugar la transferencia de tensiones se denomina zona cohesiva.

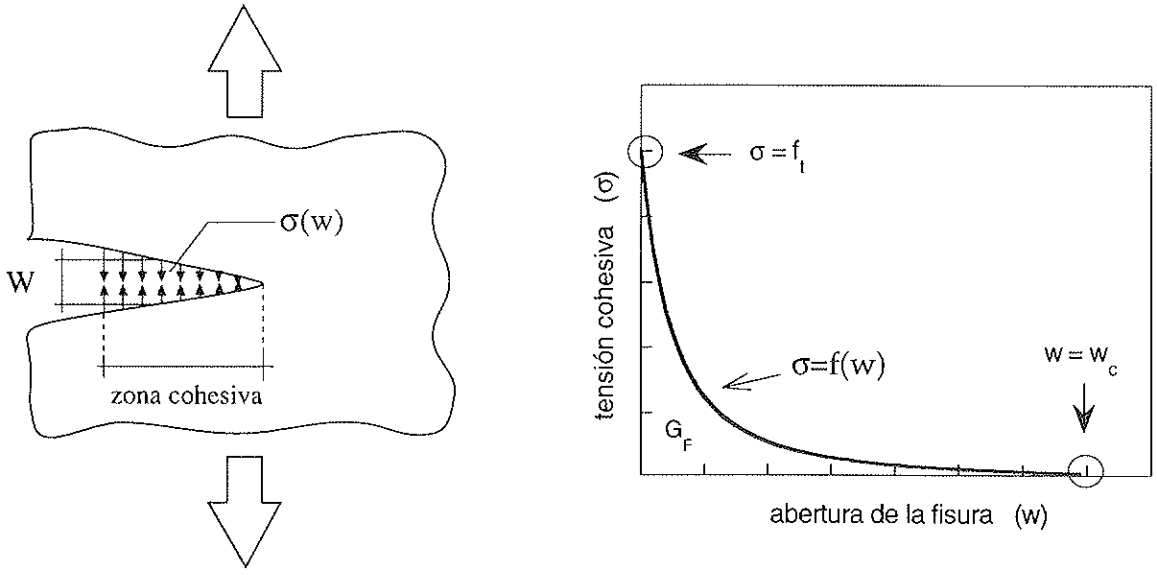


Figura 5. Fisura cohesiva y función de ablandamiento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

La magnitud de las tensiones en la zona cohesiva depende del valor w de la abertura de la fisura. La ley que relaciona las tensiones y la abertura de la fisura en la zona cohesiva, se denomina función de ablandamiento y se considera que es una propiedad del material (figura 5).

Dos propiedades asociadas con la función o curva de ablandamiento son: la resistencia a la tracción, f_t, que representa la máxima tensión que se puede transferir entre los labios de la fisura, y la energía especifica de fractura, G_f, que es el trabajo necesario para generar una superficie de fractura unitaria y que se corresponde con el área bajo la curva de ablandamiento.

Para describir adecuadamente el modelo es necesario conocer las propiedades del material fuera de la zona de fractura, las condiciones para la localización o iniciación de la fisura cohesiva y las condiciones para su propagación.

La manera más sencilla de aplicar el modelo es suponer que, fuera de la zona de fractura, el material es isótropo y su comportamiento elástico-lineal. En este caso, el material queda definido a través de su módulo de elasticidad, E, y del coeficiente de Poissón, μ. Esta simplificación es suficientemente valida para el caso del hormigón, ya que la componente inelástica de las deformaciones, hasta alcanzar la resistencia a la tracción, es pequeña.

De acuerdo con el modelo, la fisura cohesiva se inicia en aquel o aquellos puntos en donde la máxima tensión de tracción en el material alcanza el valor de la resistencia a la tracción, f_t. Una vez que la fisura se ha localizado, se propaga o crece en la dirección normal a la de las tensiones principales de tracción. Como ya se ha mencionado, las tensiones que se pueden transmitir entre las caras de la fisura dependen de su abertura según la función de ablandamiento.

Un parámetro propio del modelo, que se define en función de las propiedades del material, es la longitud característica, ℓ_{ch}:

$$\ell_{ch} = \frac{E\,G_f}{f_t^{\,2}}$$

Este parámetro es una característica del material y está relacionado con su mayor o menor fragilidad.

3.2. Aplicación del modelo al ensayo brasileño

El modelo fué aplicado al estudio de probetas cilíndricas, y prismáticas de sec-

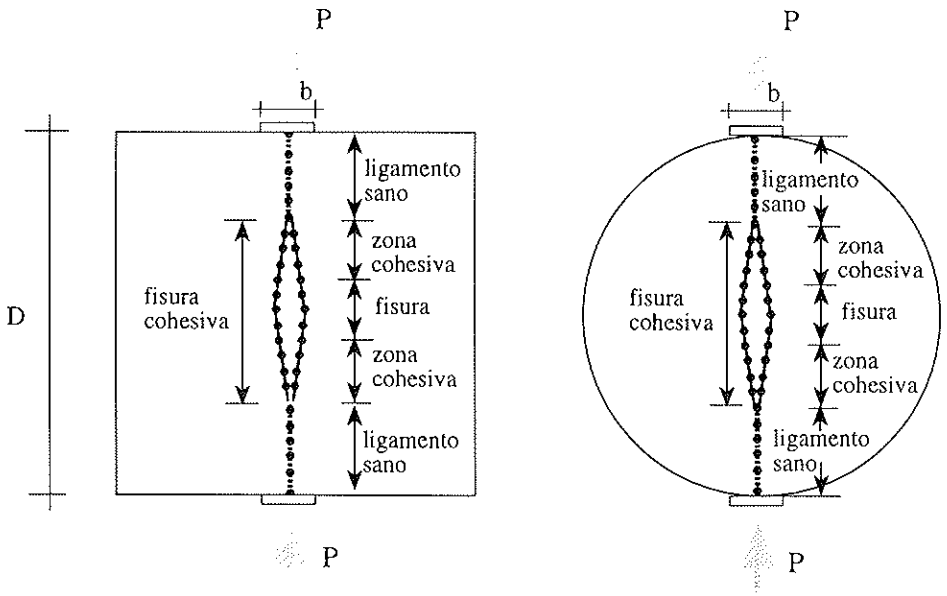


Figura 6. Aplicación del modelo de fisura cohesiva al ensayo brasileño.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

ción cuadrada, de espesor constante. Mediante el mismo, se puede determinar teóricamente la carga de rotura, P_R, de probetas de distinto tamaño, y con ella calcular, para cada tamaño, el valor de la resistencia a la tracción indirecta, f_{st}, [15].

Para modelizar el ensayo se ha considerado que la fisura se inicia en el centro de la probeta, donde las tensiones de tracción son máximas, y que la misma se propaga, simétricamente, en dirección paralela al eje de las cargas. En la figura 6 se muestra un esquema de la discretización de la fisura para las dos geometrias analizadas. En ambos casos, se consideraron distintos anchos de apoyo relativo, b/D, comprendidos entre el 2% y el 16%. De esta forma ha sido posible extender el análisis del efecto del tamaño, prácticamente dentro de todo el rango de aplicación de las normas, tanto en lo referente a geometrías de probetas como a anchos de apoyo.

La resolución del modelo se realizó mediante un procedimiento de cálculo numérico basado en el método de las fisuras superpuestas desarrollado en nuestro Departamento.

Función de ablandamiento utilizada

Un tipo de función de ablandamiento, con la que puede describirse de manera adecuada el comportamiento del hormigón es la función bilineal (figura 7a). Sin embargo, cuando la carga máxima en el elemento o probeta modelizada se alcanza de manera tal que en todos los puntos de la fisura la abertura w es menor que la correspondiente al punto de quiebre de la función de ablandamiento bilineal, la carga de rotura que predice el modelo es igual a la que se obtiene si se emplea una función lineal equivalente, cuya pendiente sea igual que la pendiente de la recta inicial de la función de ablandamiento bilineal (figura 7b). Esta curva equivalente tiene asociada una energía de fractura ficticia, que denominaremos G_{f1}, y con la que se puede redefinir una nueva longitud característica ℓ_{ch1}.

$$\ell_{ch1} = \frac{E\,G_{f1}}{f_t^{\,2}} = \frac{E\,w_1}{2\,f_t}$$

La función de ablandamiento lineal tiene la ventaja de que, adimensionalizando de manera adecuada sus parámetros, se puede definir una función única, independiente de las propiedades del material, lo que permite analizar cualquier problema desde un punto de vista general. En la figura 7c se muestra la función lineal adimensionalizada.

3.3. Resultados del modelo

En las figuras 8a y 8b se muestran los resultados teóricos de la variación de la resistencia a la tracción indirecta del ensa-

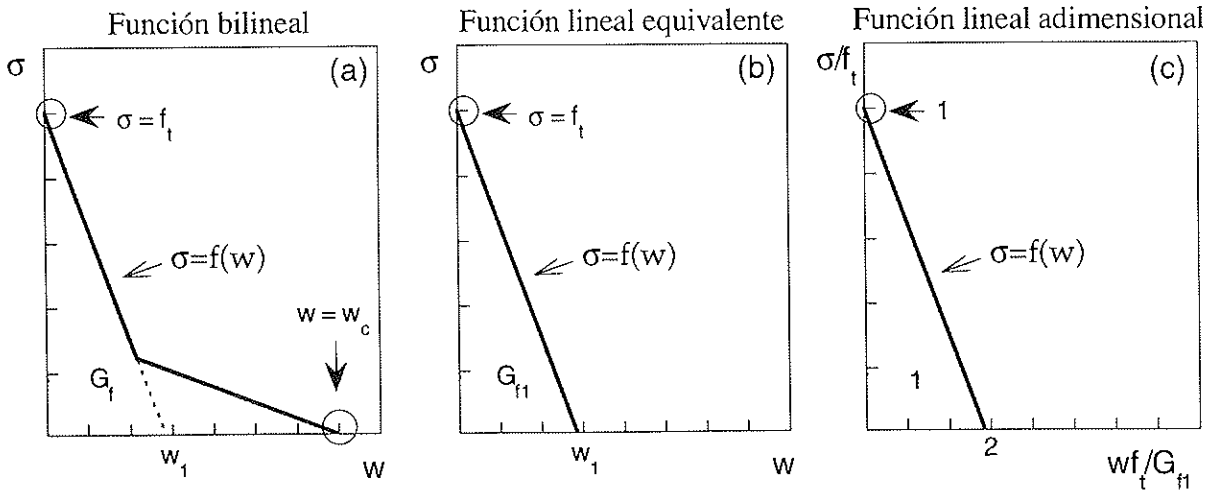


Figura 7. Funciones de ablandamiento bilineal y lineal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

yo brasileño, en función del tamaño de probeta, para los casos de probetas cilíndricas, y prismáticas de sección cuadrada. Las curvas se representan en variables adimensionales, en función de los parámetros propios del material, f_t y ℓ_{ch1}. En ambos casos, se muestran las curvas del efecto del tamaño, para diferentes valores relativos del ancho de apoyo, β, comprendidos entre el 2% y el 16% del tamaño de la probeta.

Como se puede observar, los resultados obtenidos a partir del modelo muestran que existe una clara influencia del tamaño de la probeta sobre el valor de la resistencia a la tracción indirecta. Los valores de f_{st} disminuyen a medida que se incrementa el tamaño, siendo este efecto mucho más notable cuanto mayor es el ancho sobre el que se distribuye la carga en los apoyos. Para el caso del ancho relativo de apoyo más grande (β=0,16), la variación de la resistencia a la tracción indirecta, dentro del rango de los tamaños de probeta analizado, puede ser de hasta el 30%. No obstante, se puede ver que el efecto del tamaño prácticamente se desvanece cuando el ancho relativo se reduce por debajo del 4%.

Los resultados muestran, además, que las probetas prismáticas son ligeramente más sensibles al efecto del tamaño, en especial cuando la relación D/ℓ_{ch1} es menor que 1,0.

La variación de la resistencia a la tracción indirecta con el tamaño de probeta, sugiere que dicho valor no puede considerarse estrictamente como una propiedad del material. En este sentido, lo que se mide en el ensayo, más que una propiedad es una tensión nominal de rotura cuyo valor, como puede verse en las figuras, tiende hacia el valor de la resistencia a la tracción del material, a medida que se incrementa el tamaño de la probeta y se disminuye el ancho de apoyo sobre el que se aplica la carga durante el ensayo. Sin embargo, si se tiene convenientemente en cuenta la incidencia de estas variables, se puede obtener, a partir del ensayo, una buena estimación de la resistencia a la tracción del material.

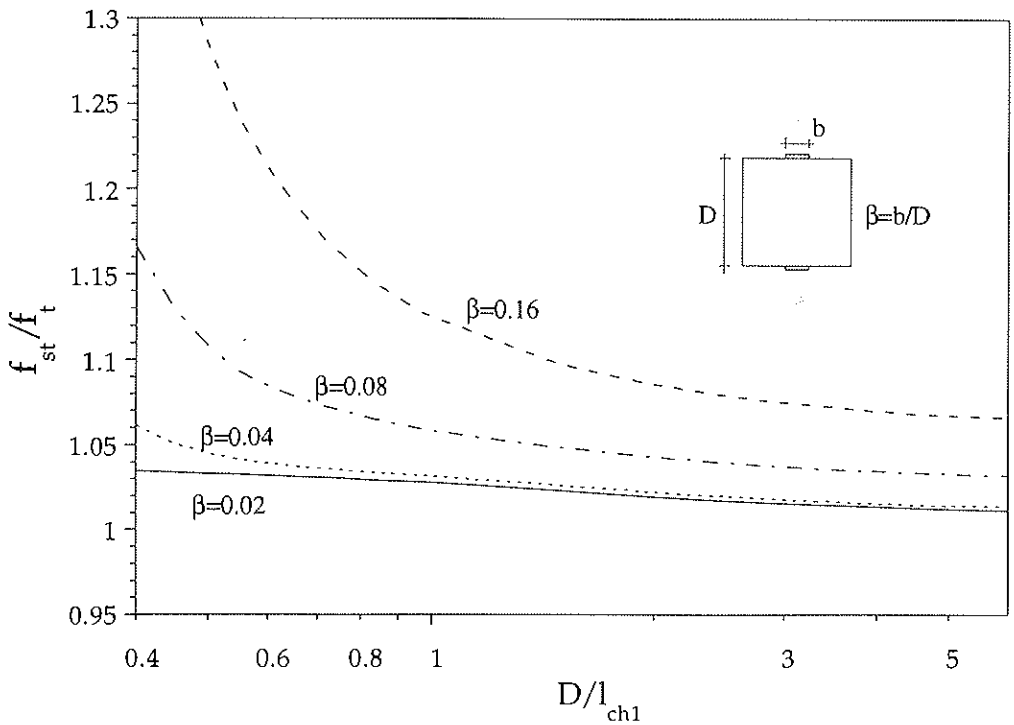


Figura 8a. Efecto del tamaño de probeta sobre la resistencia a la tracción indirecta del ensayo brasileño. Probetas prismáticas de sección cuadrada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

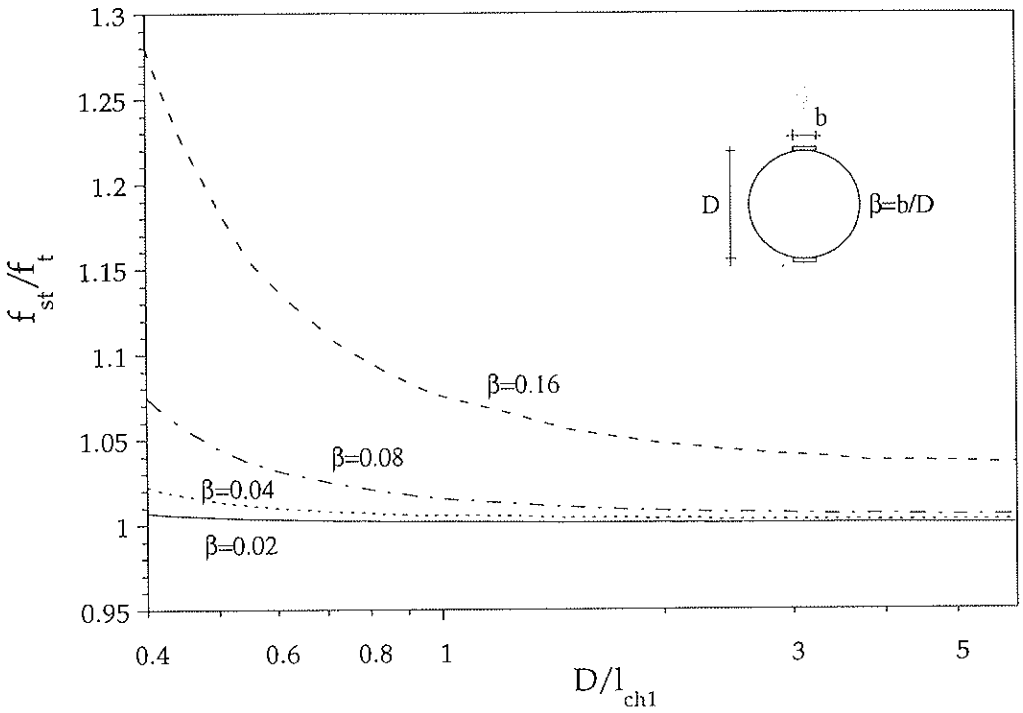


Figura 8b.Efecto del tamaño de probeta sobre la resistencia a la tracción indirecta del ensayo brasileño. Probetas cilíndricas.

4. EFECTO DEL TAMAÑO DE PROBETA: COMPROBACION EXPERIMENTAL

Para comprobar experimentalmente el efecto del tamaño de la probeta sobre la resistencia a la tracción indirecta, se realizaron ensayos brasileños de probetas de hormigón de diferentes tamaños.

En los apartados 4.1 y 4.2 se describen las propiedades del hormigón y las características de las probetas ensayadas. En 4.3 se comparan los resultados experimentales con las predicciones teóricas hechas con el modelo.

4.1. Propiedades y características del hormigón

Para poder ensayar probetas de hormigón dentro del rango de tamaños más amplio compatible con el equipamiento del laboratorio, se diseñó un hormigón cuya microestructura representase a escala el comportamiento de probetas de hormigón de mayor tamaño, elaboradas con hormigón convencional. Para ello se optó por limitar el tamaño máximo del árido a 5 mm.

Los materiales empleados fueron cemento Portland PA-55 y arena natural silícea de río. La granulometría del árido se ajustó a las especificaciones granulométricas de la norma ASTM C33 y se obtuvo a partir de la combinación de cuatro fracciones del árido de diferentes tamaños. Las relaciones agua/cemento y árido/cemento, en peso, con las que se dosificó el hormigón fueron 0,5 y 3,0, respectivamente.

Para caracterizar el hormigón y determinar las propiedades del material asociadas con el modelo cohesivo, se realizaron ensayos estables de flexión en tres puntos de vigas entalladas de distintos tamaños. La energía especifica de fractura, G_f, se determinó siguiendo las recomendaciones de la norma RILEM TC50 [16], con los ajustes recomendados en [17], [18] y [19]. El módulo de elasticidad, E, se obtuvo a partir de la pendiente inicial de la curva carga-abertura de fisura, registrada en el ensayo

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

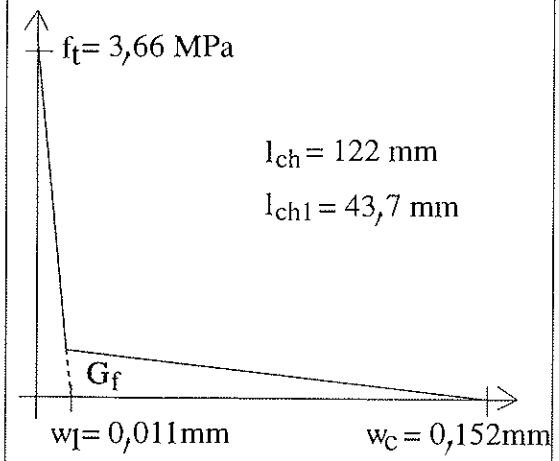
(se usaron las expresiones dadas por Tada, París e Irwin). Los parámetros w_1 y w_c de la función de ablandamiento bilineal, se determinaron mediante el método de ajuste general recomendado por los autores, [20]. La resistencia a la tracción, f_t, fué estimada a partir del ensayo brasileño de probetas prismáticas de sección cuadrada, de 150 mm de lado y 50 mm de espesor, ensayadas con un ancho de apoyo relativo del 4%.

En la tabla 2 se resumen las propiedades del hormigón, entre las que se incluye también la resistencia a la compresión, f_c, determinada a partir del ensayo de probetas cilíndricas de 75 mm x 150 mm.

Tabla 2 Propiedades del hormigón

PROPIEDAD			
f_c (MPa)	f_t (MPa)	E (GPa)	G_f (N/m)
39,2	3,66	29,1	56,3

Función de ablandamiento



4.2. Características de las probetas para los ensayos brasileños

Los ensayos brasileños se realizaron sobre probetas prismáticas de sección cuadrada. En la tabla 3 se indican las dimensiones, los anchos de reparto y el número de probetas ensayadas.

Tabla 3. Probetas ensayadas, tamaños y anchos de reparto relativo.

Tipo de Probeta	D (mm)	B (mm)	β(1)		
			0.16	0.08	0.04
SQ300	300	50	2	-	-
SQ150	150	50	4	3	3
SQ75	75	50	4	4	4
SQ37	37	50	3	4	-
SQ18	18	50	3	3	-

(1) β=b/D, ancho de reparto relativo.

Las probetas se obtuvieron por corte y rectificado, a partir de placas de espesor uniforme moldeadas con el hormigón descrito en 4.1. Tanto las placas, como posteriormente las probetas obtenidas a partir de las mismas, se mantuvieron permanentemente bajo agua hasta el momento de los ensayos.

4.3. Resultado de los ensayos brasileños

En la tabla 4 se indican los resultados de los ensayos brasileños. Se incluyen, para

Tabla 4. Resultados de los ensayos brasileños.

Tipo de Probeta	β	f_{stm} (MPa)	S (MPa)	Cv (%)
SQ300	0,16	3,85	0,07	1,8
SQ150	0,16	3,96	0,18	4,6
	0,08	3,78	0,11	2,9
	0,04	3,70	0,04	1,0
SQ75	0,16	4,03	0,09	2,1
	0,08	3,81	0,15	3,9
	0,04	3,73	0,07	1,9
SQ37	0,16	4,36	0,14	3,3
	0,08	3,95	0,13	3,3
SQ17	0,16	5,04	0,20	3,9

$Cv=S/f_{stm}$, coeficiente de variación
f_{stm} = valor medio de la resistencia a la tracción indirecta.
S= desviación estándar

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

cada unode los tipos de probeta, el valor medio de la resistencia a la tracción indirecta, f_{stm}, la desviación estándar, S, y el coeficiente de variación, Cv.

Las probetas se ensayaron en control de deformación. Para ello, se registraron las deformaciones en la dirección perpendicular al plano de aplicación de la carga, mediante dos extensómetros colocados a la altura media de la probeta, sobre sus dos caras opuestas. La señal de los extensómetros se empleó como parámetro de control del ensayo, de manera que la velocidad de deformación de la probeta se mantuvo constante hasta alcanzar la carga máxima.

Todas las probetas se ensayaron en condiciones saturadas, y los apoyos sobre los que se distribuyó la carga se materializaron mediante fajas de madera contrachapada, de 3 mm de espesor.

En la figura 9 se muestran los resultados experimentales de la resistencia a la tracción indirecta, f_{st}, en función del tamaño de probeta. En la figura se incluyen también las curvas de la predicción teórica realizadas con el modelo de fisura cohesiva descrito en el apartado 3. Estas curvas se obtuvieron a partir de las curvas de efecto del tamaño de la figura 9a y teniendo en cuenta las propiedades del hormigón indicadas en 4.1 (f_t=3,66 MPa y ℓ_{ch1}=43,7 mm).

Los resultados experimentales permiten confirmar claramente las predicciones teóricas respecto a la incidencia del tamaño de probeta y del ancho de apoyo sobre la resistencia a la tracción indirecta. Como se puede ver, las curvas obtenidas con el modelo se corresponden muy bien con los resultados experimentales.

Es importante remarcar que las curvas de predicción teórica se obtuvieron teniendo en cuenta los parámetros propios del modelo, medidos en ensayos independientes; lo que resalta la buena capacidad predictiva del modelo.

5. LA RESISTENCIA A LA TRACCION Y EL ENSAYO BRASILEÑO

Mediante el modelo de fisura cohesiva, se ha determinado que la relación entre la

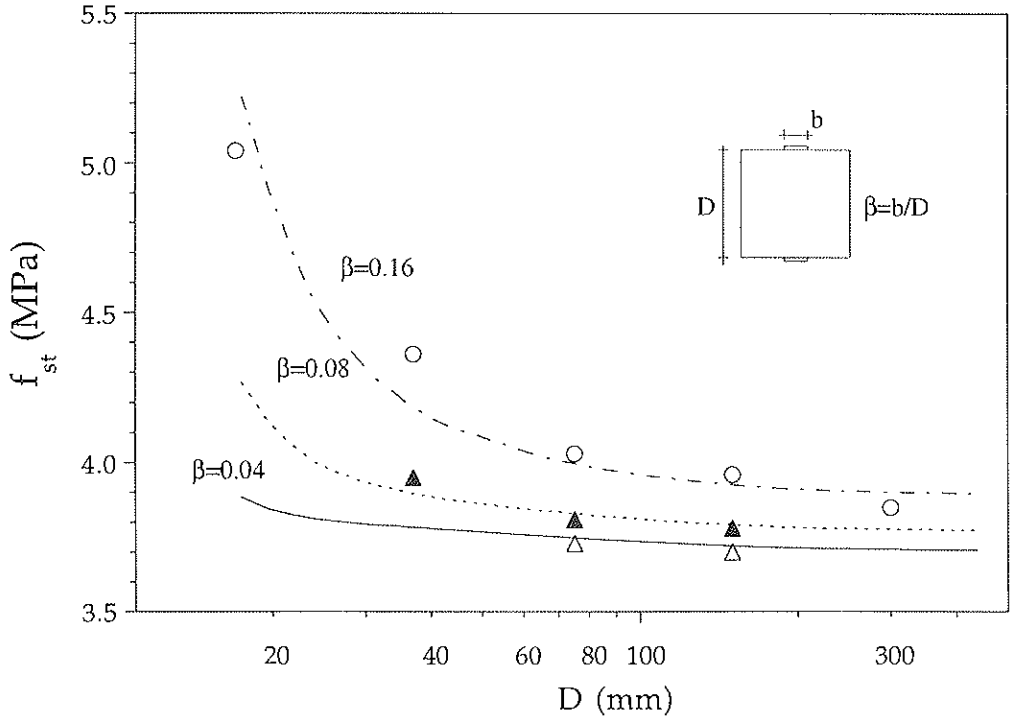


Figura 9. Resultados experimentales y predicción teórica del efecto del tamaño de probeta sobre la resistencia a la tracción indirecta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

resistencia a la tracción indirecta y la resistencia a la tracción, depende de la forma y del tamaño de la probeta, del ancho de apoyo sobre el que se distribuye la carga aplicada durante el ensayo, y de las propias características del material, representadas a través de la longitud característica, ℓ_{ch1}, que como ya se mencionó, es un parámetro que depende de las propiedades del material.

Cuando se realizan ensayos normalizados, tanto la geometría de la probeta como sus condiciones de apoyo se encuentran determinadas o acotadas por la propia norma. En este caso, la relación entre la resistencia a la tracción indirecta y la resistencia a la tracción, depende del material ensayado.

En las figuras 10a y 10b se muestra el rango teórico de variación de la relación entre f_{st} y f_t, en función de la longitud característica del material, para el caso concreto de dos tipos de probetas normalizadas. Las probetas estudiadas fueron la cilíndrica de 150 mm de diámetro (normas ASTM C496 y BS 1881-117) y la prismática de sección cuadrada, de 150 mm de lado (norma BS 1881-117). En ambos casos se ha considerado el rango de variación de los anchos de apoyo especificados en las citadas normas. Las curvas se encuentran acotadas para valores típicos de ℓ_{ch1} comprendidos entre 40 mm y 300 mm, dentro de los cuales se encuentran normalmente la mayoría de los hormigones ensayados en la práctica.

Como se puede ver, el valor de la resistencia a la tracción indirecta, medida en el ensayo brasileño, es siempre mayor que la resistencia a la tracción, dependiendo la relación entre ambas resistencias de las características del material y del ancho de apoyo.

En el caso de la probeta normalizada cilíndrica (figura 10a), la relación entre f_{st} y f_t puede variar entre 1,01 y 1,18. Se puede ver además que las diferencias entre las dos resistencias disminuye de manera significativa en la medida en que se reduce el ancho de poyo. Así por ejemplo, si se considera el menor ancho de apoyo especificado en la norma (β=0,08), las diferencias entre f_{st} y f_t resultan, independientemente del valor de

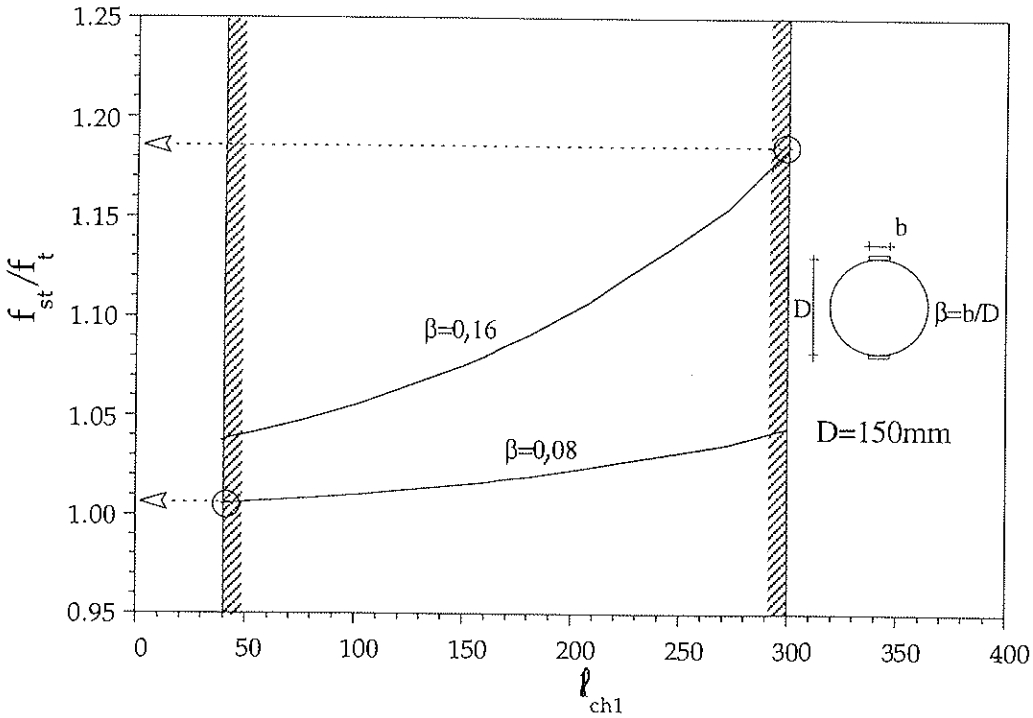


Figura 10a. Relación entre f_{st} y f_t, para el caso de probetas cilíndricas, dentro del rango práctico de aplicación de las normas ASTM C496 y BS 1881-117.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

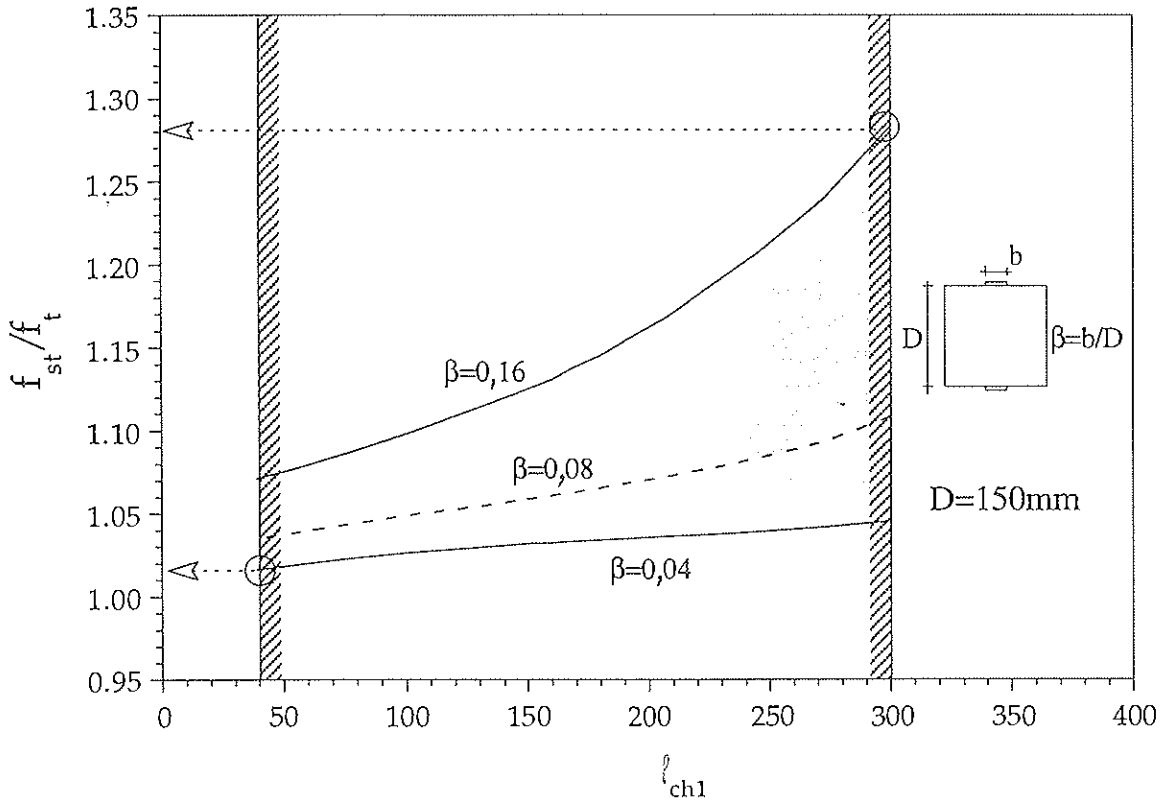


Figura 10b. Relación entre f_{st} y f_t, para el caso de probetas normalizadas prismaticas, dentro del rango práctico de aplicación de las normas ASTM C496 y BS 1881-117.

ℓ_{ch1}, menores del 4%. El mismo análisis se puede realizar para la probeta normalizada prismática (figura 10b). En este caso, dentro del rango de los anchos de apoyo normalizados, la relación entre f_{st} y f_t pueden variar desde 1,02 hasta 1,28.

En resumen, se debe tener presente que el grado de aproximación con que el valor de la resistencia a la tracción indirecta, determinado en un ensayo normalizado, representa al valor de la resistencia a la tracción, depende de las características del propio material. Se ha visto que el valor de f_{st} tiende a f_t a medida que disminuye la longitud característica, es decir, a medida que el material es más frágil. En este comportamiento es muy importante el ancho de apoyo utilizado en el ensayo. En tal sentido, se ha determinado que resulta conveniente el empleo de anchos de apoyo lo más pequeños posible, por cuanto las diferencias entre f_{st} y f_t se reducen y resultan, además, menos sensibles a las características del material.

6. FORMULAS EMPIRICAS PARA LA ESTIMACION DE LA RESISTENCIA A LA TRACCION

En la mayoría de las normas y códigos para el proyecto de estructuras de hormigón, se establecen fórmulas empíricas mediante las que se puede estimar la resistencia a la tracción, a partir del valor de la resistencia a la tracción indirecta determinada en el ensayo brasileño. Algunas de estas fórmulas, como por ejemplo las indicadas en la norma española EH-91, en el código de diseño del Instituto Americano del Hormigón ACI-318R y en el código modelo del Comité Europeo del Hormigón CEB-90 son las siguientes [21], [22] y [23]:

$f_t = 0{,}89\ f_{st}$ ACI-318R

$f_t = 0{,}90\ f_{st}$ CEB-90

$f_t = 0{,}85\ f_{st}$ EH-91

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

En estas fórmulas de estimación, el valor de f_{st} está referido al determinado sobre probetas cilíndricas, de 150 mm de diámetro, y con un ancho de apoyo relativo del 16%, tal como se recomienda en la norma ASTM C496. Por lo tanto, dichas expresiones son comparables entre sí.

En la figura 11 se comparan las fórmulas de estimación de las citadas normas. Se incluye la relación teórica entre la resistencia a la tracción y la resistencia a la tracción indirecta, según las estimaciones del modelo de fisura cohesiva, para el caso de la probeta normalizada sobre la que se basan las fórmulas de los reglamentos. En la misma figura se indican los límites superior e inferior de dicha relación, dentro del rango de variación de la longitud característica, para los hormigones empleados en la práctica (40 mm < ℓ_{ch1} < 300 mm).

Como se puede ver, las fórmulas de estimación de las normas son independientes de las propiedades del hormigón (no dependen de ℓ_{ch1}). Dentro del rango práctico de ℓ_{ch1}, los valores de la resistencia a la tracción estimados con las fórmulas de los reglamentos se encuentran dentro de los valores límites esperados de acuerdo con las predicciones del modelo de fisura cohesiva. En gran parte del rango analizado, las fórmulas de estimación, en particular la fórmula de la norma española EH-91, se encuentran del lado de la seguridad, ya que predicen valores de f_t menores que los esperados. Solo para hormigones con ℓ_{ch1} mayores de 200 mm a 250 mm, las fórmulas de los códigos ACI-318R y CEB-90 sobreestiman el valor de la resistencia a la tracción, aunque en ningún caso esto significa una diferencia mayor del 5% respecto del valor esperado.

En resumen, la comparación entre los valores estimados con las fórmulas empíricas de los reglamentos y los obtenidos con las predicciones del modelo de fisura cohesiva, permiten concluir que, con las fórmulas analizadas, se pueden obtener valores de f_t razonablemente aproximados.

7. CONCLUSIONES

Se ha presentado un modelo de fractura

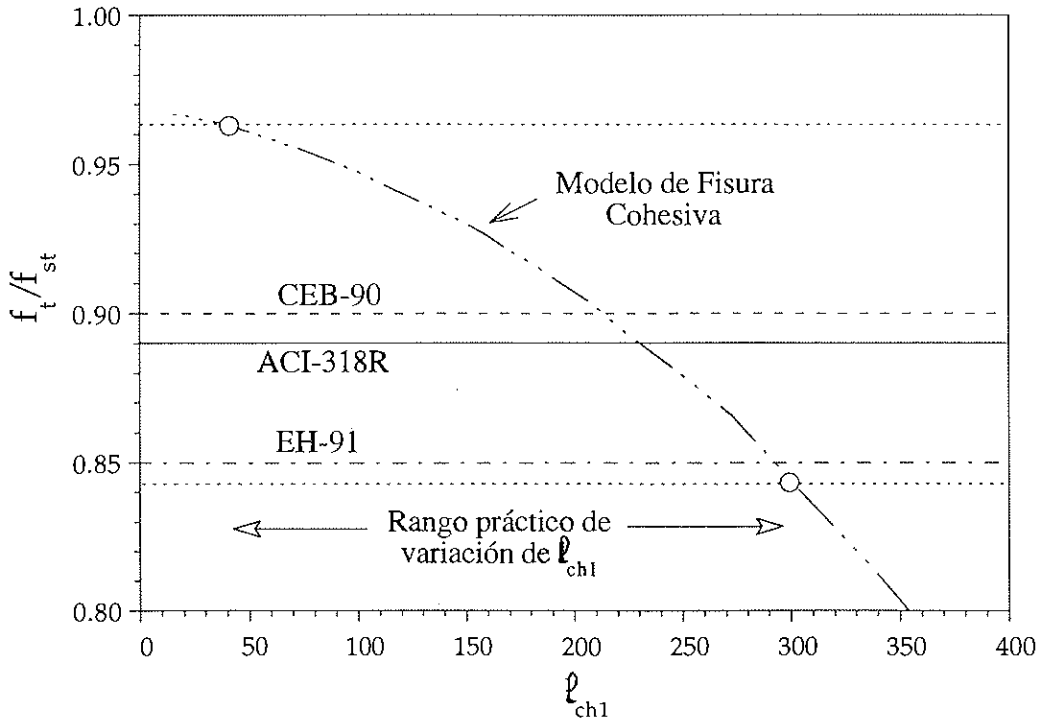


Figura 11. Relación entre f_t y f_{st}, según las fórmulas empíricas de los reglamentos ACI-318R CEB-90, EH-91, y rango de variación estimado con el modelo de fisura cohesiva.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

no lineal, basado en el modelo de fisura cohesiva, mediante el que se ha podido analizar el efecto del tamaño de probeta y del ancho de apoyo, sobre la resistencia a la tracción indirecta medida en el ensayo brasileño. El modelo ha sido aplicado a probetas cilíndricas, y prismáticas de sección cuadrada, que son dos de las geometrías recomendadas en las normas de ensayo más utilizadas en la práctica.

La comparación entre los resultados teóricos y los resultados de los ensayos realizados sobre probetas de hormigón de distinto tamaño y ensayadas con diferentes anchos de apoyo, nos ha permitido comprobar que los resultados obtenidos con el modelo, se corresponden muy bien con los resultados experimentales. La buena capacidad predictiva del modelo, ofrece la ventaja de permitir simular, de manera fiable, resultados de ensayos con hormigones de diferentes propiedades, bajo distintas condiciones de ensayo (diferentes tamaños, geometrías de probeta y anchos de apoyo).

Los resultados del modelo muestran que la resistencia a la tracción indirecta del ensayo brasileño, disminuye a medida que se incrementa el tamaño de probeta. Este efecto del tamaño se encuentra condicionado, de manera importante, por el ancho de apoyo o de reparto sobre el que se aplica la carga. Dentro del rango de tamaños analizados ($0,4 < D/\ell_{ch1} < 7,0$) y para un ancho de apoyo relativo del 16%, el valor de f_{st} puede variar hasta en un 30%. Esto ha sido verificado experimentalmente con probetas de microhormigón, con tamaños variables entre 17 mm y 300 mm. No obstante, se ha observado que el efecto del tamaño se debilita si se disminuye el ancho de apoyo o de reparto relativo.

Los resultados obtenidos con el modelo muestran que el valor de la resistencia a la tracción indirecta, medida con el ensayo brasileño, es siempre mayor que el valor de la resistencia a la tracción. Para un determinado material, la diferencia entre ambas resistencias puede ser, dependiendo del tipo, tamaño y ancho de apoyo de la probeta, de hasta el 40%. No obstante, las simulaciones realizadas con probetas de tamaño normalizado (ASTM C496 y BS 1881-117) muestran que si se emplean anchos de apoyos relativos menores del 8% en probetas cilíndricas, y del 4% en probetas prismáticas, las diferencias entre la resistencia a la tracción indirecta y la resistencia a la tracción son menores del 4%. De todos modos, se debe hacer notar que en las citadas normas se indican anchos de apoyo relativo de hasta el 16%. En estos casos, los resultados obtenidos con el ensayo brasileño pueden sobreestimar la resistencia del material, hasta en un 30%.

A partir de las predicciones del modelo, se han cotejado las fórmulas de estimación de f_t a partir del ensayo brasileño, especificadas en los reglamentos para el proyecto de estructuras de hormigón ACI-318R, CEB-90 y EH-91. Los resultados muestran que, en general, las fórmulas dan valores razonables, que se encuentran entre los límites esperados, según el modelo.

8. BIBLIOGRAFIA

[1] Hordijk, D; Reinhardt, H. and Cornelissen, H. (1986). "Fracture mechanics parameters of concrete from uniaxial test as influenced by specimen length". Proc SEM-RILEM Int. Conf. on Fracture of Concrete and Rock, pp. 138-149, Soc. Exp. Mechanics, Bethel.

[2] Van Mier, J; Schlangen, E. and Vervuurt, A. (1996). "Tensile cracking in concrete and sandstone: Part 2 - Effect of boundary rotations". Matériaux et Constructions/Materials and Structures, Vol. 29, March, pp. 87-96.

[3] Rots, J. and De Borst, R. (1988). "Analysis of concrete fracture in direct tension". Delft University of Technology, Department of civil Engineering/TNO Institute for Building Materials and Structures, Delft, the Netherlands.

[4] Chen, W. F., and Yuan, R. L. (1980), "Tensile strength of concrete: the double punch tests". Journal of the Structural Division, ASCE, 106, ST8, pp. 1.673-1.693.

[5] Bazant, Z. P.; Kazemi, M. T.; Hasegawa, T. and Mazars, J. (1991). "Size effect

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

in Brazilian split-cylinder test: measurements and fracture analysis". ACI Materials Journal, V38-3, pp. 325-332.

[6] Sabnis, G. M. and Mirza, S. M. (1979). "Size effects in model concretes". Journal of the Structural Division, ASCE, 105, ST6, pp. 1.007-1.020.

[7] Rocco, C.; Guinea, G. V. Planas, J. and Elices, M. (1995). "The effect of the boundary conditions on the cylinder splitting strength". Fracture mechanics of Concrete Structures, Proceedings FEAMCOS-2, vol. 1, pp. 75-84.

[8] Timoshenko, S. and Goodier, J. N. (1972). "Teoría de la Elasticidad". Ed. URMO, Bilbao.

[9] ASTM (1990). "Standard test method for splitting tensile strength of cylindrical concrete specimens". C496-90, pp. 266-269.

[10] BS 1881 part. 117. (1983). "Testing concrete, Method for determination of tensile splitting strength". British Standard.

[11] Mihashi, M.; Okamura, H. and Bazant, Z. P. (1993). "Size effect in concrete structures". E&FN Spon, London.

[12] Weibull, W. (1939). "A statistical theory of strength of materials". Proceedings Royal Swedish Academy of Eng. Sci. 151, pp. 1-45.

[13] Planas, J. and Elices, M. (1992). "Nonlinear fracture of cohesive materials". International Journal of Fracture, 51, pp. 139-157.

[14] Hillerborg, A.; Modeer, M. and Petterson, P. (1976). "Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements". Cement and Concrete Research, 6, pp. 773-782.

[15] Rocco, C. (1996). "Influencia del tamaño y mecanismos de rotura del ensayo de compresión diametral". Tesis Doctoral, Dpto. Ciencia de Materiales, ETSI Caminos, Canales y Puertos, UPM.

[16] RILEM TC-50 FMC. (1985). "Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend test on notched beams". Materials and Structures, 18, pp. 285-290.

[17] Guinea, G. V.; Planas, J. and Elices, M. (1992). "Measurement of fracture energy using three-point bend tests: Part 1 - Influence of experimental procedure". Materials and Structures, vol. 25, pp. 212-218.

[18] Planas, J.; Elices, M. and Guinea, G. V. (1992). "Measurement of fracture energy using three-point bend tests: Part 2 - Influence of bulk energy dissipation". Materials and Structures, vol. 25, pp. 305-312.

[19] Elices, M.; Guinea, G. V. and Planas, J. (1992). "Measurement of fracture energy using three-point bend tests: Part 3 - Influence of cutting the P-δ tail". Materials and Structures, vol. 25, pp. 327-334.

[20] Guinea, G. V.; Planas, J. and Elices, M. (1994). "A general bilinear fitting for the sofftening curve of concrete". Materials and Structures, 27, pp. 99-105.

[21] EH-91. "Instrucciones para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado". MOPU, Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, España.

[22] ACI-318. "Building code requeriments for reinforced concrete". American Concrete Institute, Detroit, EEUU.

[23] CEB-90. "Model Code for Concrete".

9. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Comisión Interministerial de Ciencia y Tecnología y a la Dirección General de Investigaciones Científicas y Técnicas, la ayuda recibida a través de los proyectos de investigación MAT94-0120-C03 y PB93-0031.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

10. RESUMEN

En este trabajo se presenta un estudio teórico y experimental sobre la influencia del tamaño de probeta en la resistencia a la tracción indirecta medida con el ensayo brasileño. El análisis teórico se realizó aplicando un modelo de fractura no lineal, basado en los conceptos del modelo de fisura cohesiva, para lo que se han tenido en cuenta las distintas geometrías de probetas y condiciones de apoyo, establecidas en las diferentes normas de ensayo.

Los resultados obtenidos con el modelo se verificaron experimentalmente. Para ello, se ensayaron probetas de hormigón de diferentes tamaños, comprendidos entre 17 mm y 300 mm, y ensayadas con distintos anchos de apoyo. Esto ha permitido comprobar que los valores experimentales se pueden predecir, de manera adecuada, con el modelo utilizado.

Teniendo en cuenta las predicciones del modelo, se ha determinado la relación teórica entre la resistencia a la tracción indirecta y la resistencia a la tracción del hormigón, en función del tamaño de la probeta, de las características del material y del ancho de apoyo de la probeta. Estos resultados se han comparado con las fórmulas de estimación incluidas en distintas normas o reglamentos para el diseño de estructuras.

11. SUMMARY

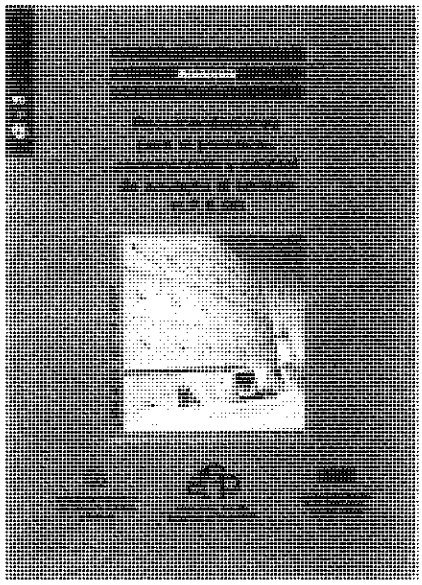
This paper presents a theoretical and experimental study about the specimen size effect in the indirect tensile strength evaluated with the brazilian test. The theoretical analysis was performed using a nonlinear fracture model based in cohesive crack concepts. This analysis contemplates both different specimen types and different support conditions, present in the norms.

The results obtained with the model were experimentally contrasted. Concrete specimens sizes, between 17 mm and 300 mm were tested with different supports. This allow to prove that the experimental values can be predicted in a correct manner with the model used.

Using the model predictions, the indirect tensile strength and tensile strength relation for concrete was determinated. This relation contemplates the specimen size, the material properties and the width bearing strip. This results had been compared with empirican equation included in the different design code.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Nueva publicación "Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno. H.P. 8-96"



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 un adecuado proyecto y 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. 8-96, con el título "Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno".

La tecnología de pretensado de cables de acero de alto límite elástico ha ofrecido, tradicionalmente, al ingeniero geotécnico, la posibilidad de introducir, en sus obras de contención o estabilización, grandes esfuerzos unitarios de anclaje, a un coste moderado. Los anclajes al terreno flexibilizan y simplifican la construcción de excavaciones que se ven así libres de arriostramientos internos que, en general, complican las labores de excavación. Por tanto, su utilización está muy extendida.

Se confía también a los anclajes, no sólo el mantenimiento temporal de excavaciones, sino la estabilización definitiva de estructuras de contención que, con frecuencia, al estar incluidas dentro de tejidos urbanos, están destinadas a tener una duración que se puede calificar de ilimitada.

Ambos aspectos, la amplia diseminación de la técnica de construcción de los anclajes y la necesidad de un cuidadoso diseño y ejecución, que imponen las condiciones que hay que exigir a los anclajes permanentes, hacen muy necesaria la existencia de criterios de diseño, construcción y control de comportamiento, basados en procedimientos comúnmente aceptados. Este es, genuinamente, el campo de las Normas.

Países europeos como Alemania, Francia, Reino Unido y Suiza disponen de normas propias para la ejecución de anclajes en suelos y rocas. Con frecuencia, los pliegos de condiciones de obras realizadas en nuestro país hacen referencia explícita a estos textos. Sin embargo, el desarrollo de una normativa propia puede suponer un interesante valor añadido. En efecto, se abre la oportunidad de incorporar los avances y experiencias más recientes y, por otra parte, si se tiene en cuenta la práctica profesional local, aparece una buena ocasión para mejorarla. En relación con este último aspecto, cabe decir que, para la redacción de estas Recomendaciones, se ha consultado a proyectistas, fabricantes de equipos y materiales y representantes de contratistas especializados.

La aparición de las presentes "Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno" supone la culminación de unos trabajos que se iniciaron, hace casi diez años, con la creación de un Comité Técnico en el seno de la Asociación Técnica Española del Pretensado. Tras varias vicisitudes, que han incluido la interrupción temporal de los trabajos durante un cierto período de tiempo, la ATEP decidió, a finales de 1992, impulsar de manera definitiva la redacción de las presentes recomendaciones, cuya aplicación, seguramente, contribuirá a establecer una nueva filosofía en la concepción y ejecución de anclajes, dotará de un lenguaje común a los pliegos de condiciones técnicas y elevará la calidad y seguridad de las obras.

Los interesados en adquirir esta publicación, cuyo precio es de 2.910,- pesetas para los Miembros de la ATEP y 3.875,- pesetas para los no Miembros, deberán dirigirse a:

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Pasarela peatonal de acceso a la playa de El Postiguet (Alicante)

Ramón Irles Más,
Dr. Ing. de C. C. y P.
Francisco Irles Más,
Ing. Técnico de O. P.
Fco. Javier Piñol Peral,
Ing. Técnico de O. P.
Escuela Politécnica Superior. Universidad de Alicante

1. INTRODUCCION

En 1993, la consultora valenciana CONSOMAR, S.A., bajo la Dirección General de Costas del MOPTMA, desarrolló el proyecto de Regeneración de la playa y paseo marítimo del Postiguet, con el objeto de reordenar unos 1.000 m de línea de costa, incluyendo la ejecución de espigones estabilizadores de la playa y un paseo marítimo con carril bici, en plena fachada marítima de Alicante, al pie del monte Benacantil.

El paseo, paralelo en mayor o menor medida a la N-340 en su tramo urbano, y la reordenación de los carriles y parada BUS frente al Castillo de Santa Bárbara, aconsejaban la sustitución de la antigua y deteriorada pasarela, que salvaba la carretera permitiendo bajar desde la C/Virgen del Socorro (cota+14 m) hasta el paseo (cota+2 m), a través de varios tramos de escalera (fig. 1 y 2).

A tal fin, se incluyó en dicho proyecto

Fig. 1. Vista aérea general.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

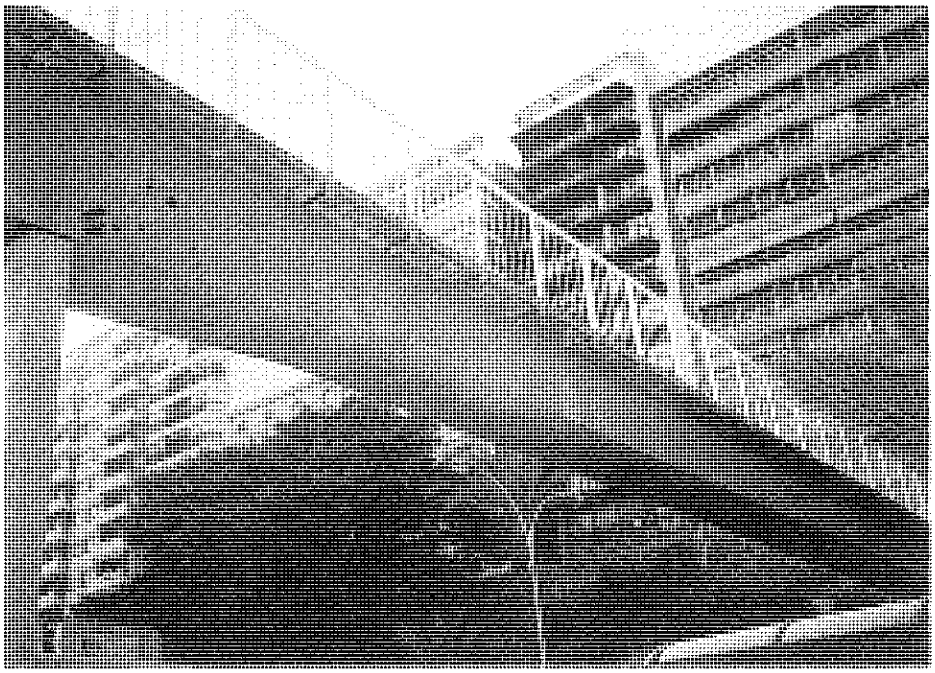


Fig. 2. Detalle de la pasarela antigua deteriorada.

uno básico para la pasarela, redactado por los autores, consistente en un tramo metálico curvo, continuo, de sección en artesa, con pequeños voladizos laterales, apoyado en la roca por un extremo, en un estribo pilotado sobre arena por el otro y en varios soportes aislados y esbeltos, como se observa en la fig. 3.

2. EL PROYECTO

Posteriormente, al adjudicarse la ejecución de las obras a Construcciones y Estudios, S.A. (CYES), y ya iniciadas las obras generales de reordenación, se redactó, por los mismos autores, el proyecto de construcción de la pasarela.

Fig. 3. Vista general de la nueva pasarela.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

2.1. Cimentación

A tal fin, el contratista encargó los siguientes reconocimientos: en el estribo roca, un sondeo horizontal a rotación, con extracción continua de testigo hasta una profundidad de 12,70 m; por el resto de traza del eje de la pasarela, y en la posición prevista para cada apoyo, un ensayo simple de penetración dinámica, con el fin de confirmar la profundidad accesible de la roca bajo la arena. El primero confirmó que el cantil que aflora está constituido por una calcarenita bioclástica, algo fisurada a sana en toda la profundidad reconocida, a la vista de lo cual se sutituyó el antes previsto estribo en caverna por otro más simple, mediante placa anclada a la roca a través de barras de acero de alta resistencia. La segunda serie permitió concretar la longitud de pilotes necesaria para alcanzar la misma roca bajo la arena, que oscilaba entre 4,5 y 6 m, resultando suficiente, como era de esperar, con una zapata superficial sobre roca, para el soporte más próximo a la misma; para el resto de apoyos, incluido el estribo lado mar, se confirmaba el pilotaje, precisando su longitud.

Este diseño de cimentación recia era requisito para garantizar la estabilidad y resistencia de la superestructura en una región de grado sísmico VIII (aceleración sísmica básica > 0,14 g), habida cuenta de la esbeltez de los apoyos intermedios y su carácter puntual (rótula esférica a eje de tablero). En el esquema resistente, éstos últimos, sólo transmiten carga vertical, muy poca horizontal y ningún par. El cajón se empotraba, frente al giro de eje vertical, por ambos extremos, lo cual, junto con la disposición circular de apoyos en la zona de hélice y la sección con gran rigidez a torsión, garantizaba la estabilidad y una aceptable deformabilidad horizontal.

En el lado roca, esto se conseguía mediante una placa rectangular ≠ 30, normal a la directriz del tablero, anclada mediante 8 barras DYWIDAG ϕ 32, de acero 85/105, con su mayor dimensión horizontal y asentada sobre un cajeado hormigonado en la roca. Las barras de anclaje se dispusieron subhorizontales y ligeramente divergentes, con inclinaciones de 5 y 15° y apertura lateral relativa de 10°, con una longitud total de 12,5 m y suficiente zona libre de deformación, a efectos de tesado.

Al otro extremo, el cajón se anclaba a un estribo visitable, mediante barras GEWI ϕ 32, de acero AEH500N, por un ensanche del ala inferior, con el fin de garantizar el rozamiento suficiente para conseguir el empotramiento. En este caso, la transmisión del par de eje vertical al terreno, se conseguía a través del encepado conjunto entre estribo y el soporte aislado más próximo (fig. 4), que facilitaba un brazo horizontal suficiente entre los ejes de las dos cuaternas de pilotes inclinados, 1H/3V, capaces de transmitir la carga horizontal descompuesta, generada por la acción sísmica y el viento.

El resto de apoyos puntuales aislados, salvo el del lado roca, se cimenta en encepados individuales, sobre tres pilotes igualmente inclinados, 1H/3V y distribuidos a 120° en planta, y se situaron a eje de la balaustrada del paseo y jardín, para no entorpecer a peatones ni ciclistas (fig. 5).

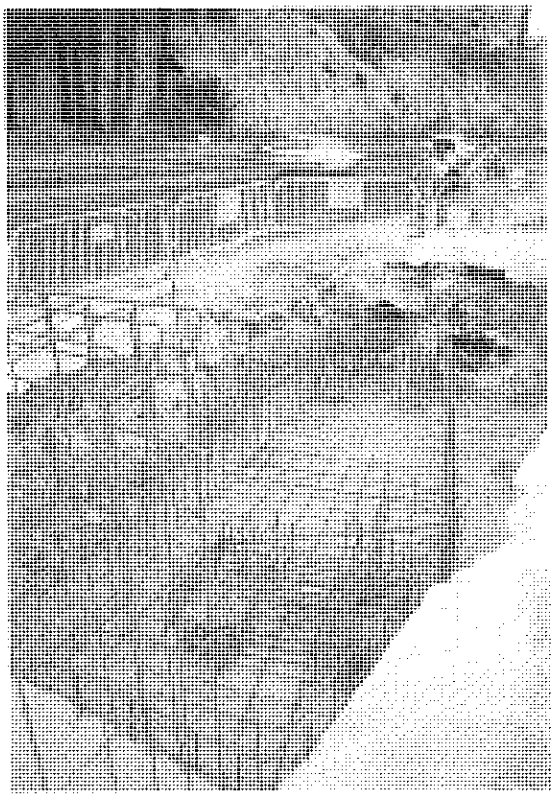


Fig. 4. Encepado conjunto para estribo y soporte.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

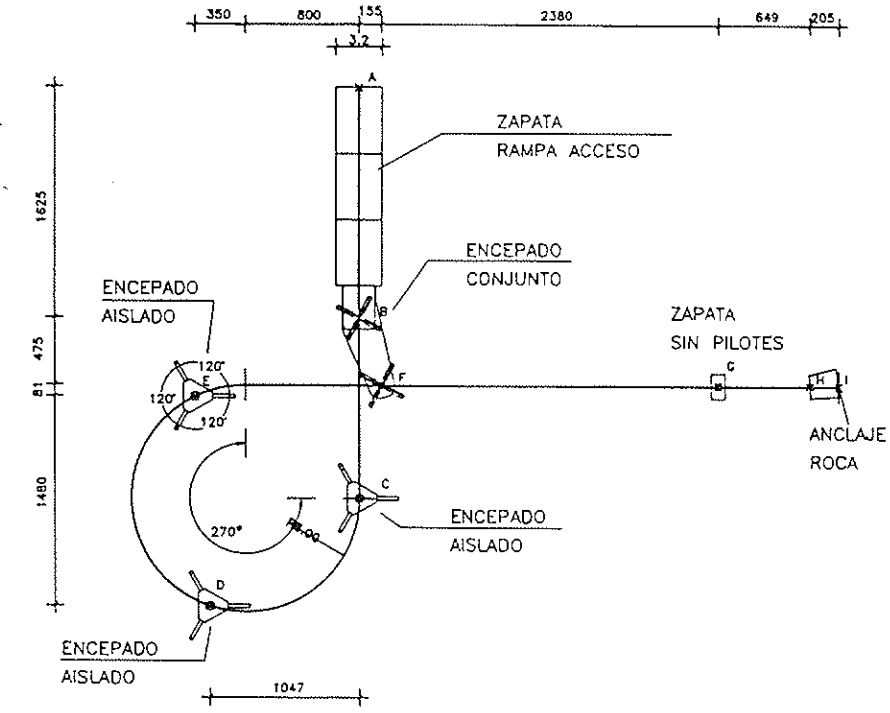


Fig. 5. Planta general de cimentación.

2.2. Tablero

Con luces de 8,5+24+13+19+15+12 m, algunas de ellas en balcón, relativamente pequeñas, se proyectó el tablero continuo sobre todos sus apoyos; lo cual permitió aumentar la esbeltez hasta 1/48 de la luz mayor, con una sección transversal constante de artesa y voladizos, como se ilustra en la fig. 6.

Su eje describe una línea alabeada, empezando desde la roca, con un tramo de planta recta y alzado peraltado, con acuerdo parabólico a la entrada de la hélice, de pendiente uniforme 5,45%. A la salida, otro acuerdo parabólico enlaza con el tramo recto que se alinea con la rampa del estribo, con pendiente máxima del 10%, que ha resultado bastante cómoda. Este trazado resuelve, en parte, el inconveniente de

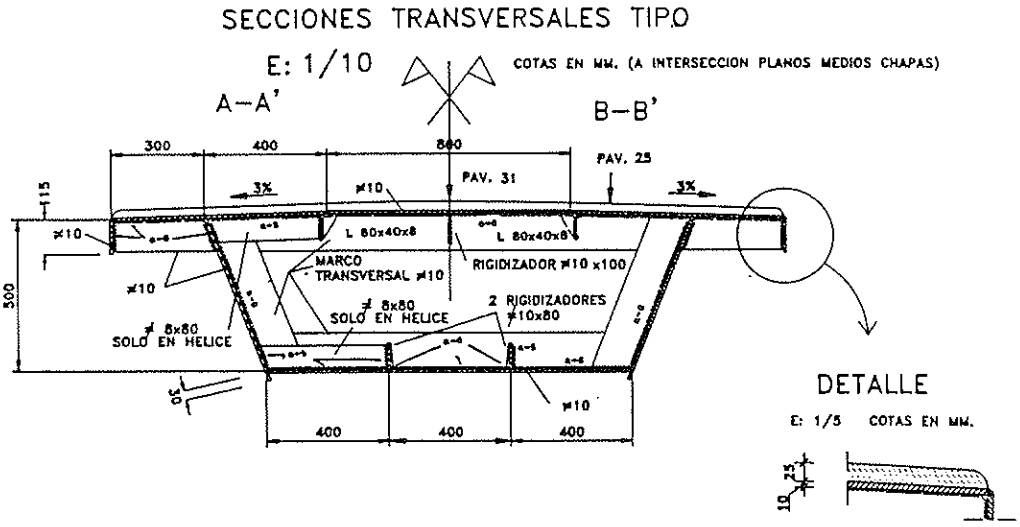


Fig. 6. Sección transversal en artesa.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

las escaleras, aunque éstas permanecen en el muro que sostiene la calle superior; conjunto pendiente de una remodelación anunciada que esperamos asuma este criterio para eliminar la barrera arquitectónica que ellas suponen.

El tramo curvo mayor (19 m), que vuela sobre la arena del Postiguet, ofrece un excelente mirador sobre el excelente panorama que esta famosa playa de Alicante exhibe la mayor parte del año.

Como muestra la figura 6, las alas de la sección se rigidizan longitudinal y transversalmente, con una disposición clásica. El ala superior muestra la particularidad, dada la pequeña dimensión del canto (50 cm), de presentar en los intermarcos alternos ventanas de cierre, que permitieron completar los cordones interiores de soldadura. Los transversales de cierre de todas estas ventanas, introducían unas tensiones residuales importantes, cuyos efectos sobre el ala superior y resto de sección fueron evaluados mediante un modelo de elementos finitos (fig. 7) y superpuestos a los del resto de cargas (pesos propios, viento, sismo y sobrecarga); aparte de las plastificaciones locales inevitables, este efecto introducía tensiones del orden del 30 ó 40% del límite elástico, en determinadas zonas del tablero y se incluyeron en la comprobación tensional.

Todo el tablero es de acero A42b y los espesores se simplificaron al máximo: ≠ 10 en todos los elementos, salvo algunos de los rigidizadores (≠ 8) y algunas chapas de los extremos, con ≠ 20 en las proximidades de los empotramientos y diafragmas de apoyo.

2.3. Apoyos intermedios

Para acentuar el efecto de ligereza, los apoyos intermedios se proyectaron en forma de soporte simple, a eje de tablero, con perfil metálico circular hueco y, puesto que el mercado lo permitía, de acero A52. Estos soportes se protegían, en su zona inferior, mediante un zócalo de hormigón; y por su extremo superior, cerrados con chapa frontal, albergaban un reducido aparato de apoyo de neopreno, confinado (fig. 8) por un pistón en un cilindro metálico (ambos confeccionados con acero inoxidable 18% Cr 8% Ni), con el fin de evitar el desapeo de los soportes por cargas o sacudidas horizontales.

2.4. Rodadura y Barandillas

Sobre el ala superior de diseñó una rodadura, constituida por capa de adherencia de brea-epoxi, engravillado de anclaje, mastic de protección bituminoso sobre nuevo riego de adherencia y capa de rodadura bituminosa.

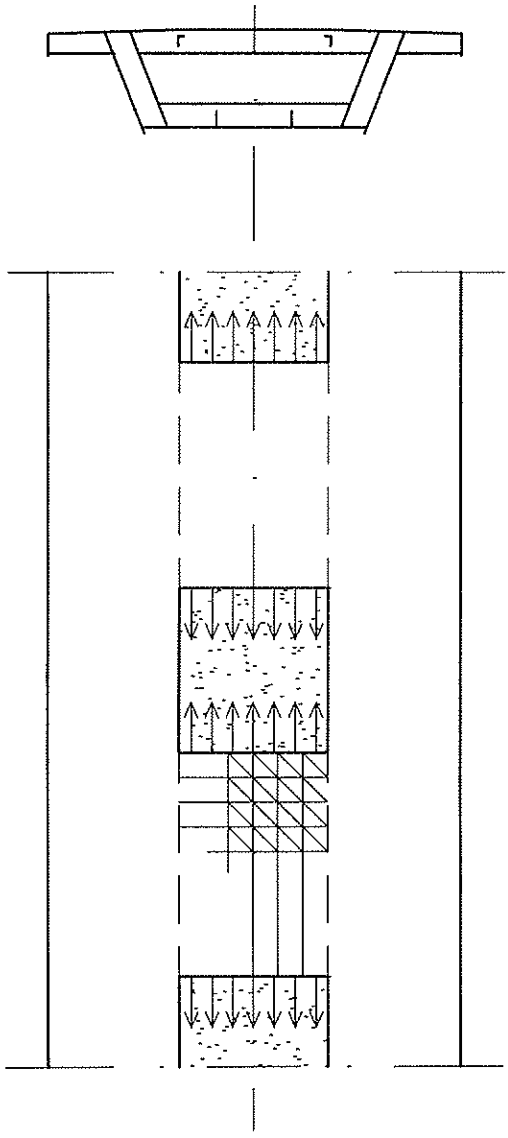


Fig. 7. Repercusión tensional del cierre de ventanas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

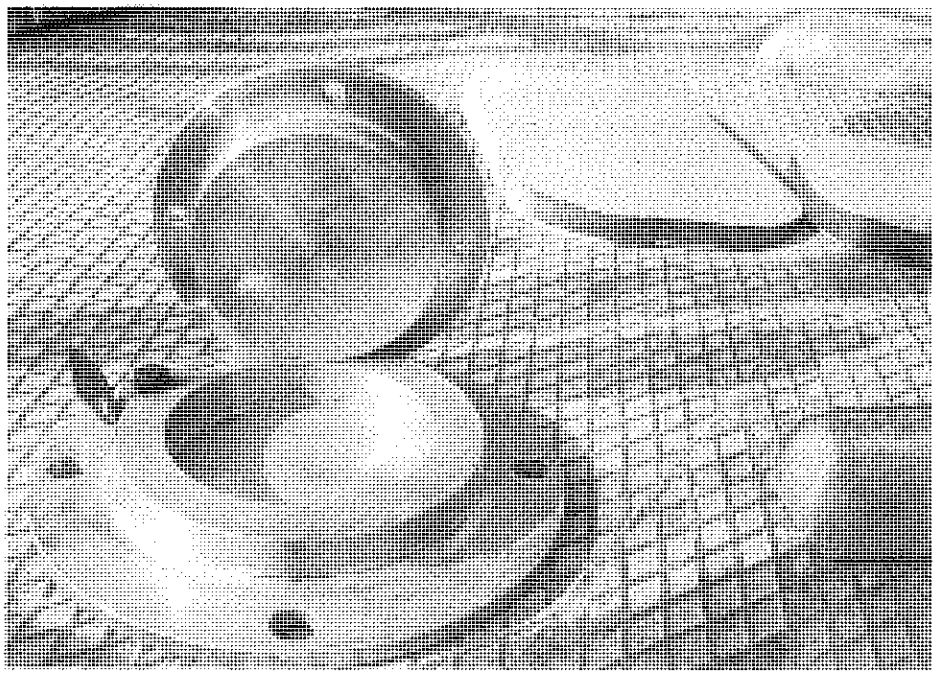


Fig. 8. Apoyo simple de neopreno confinado.

En cuanto a las barandillas, se abandonó la idea primitiva de constituirlas a base de elementos transparentes, a juego con una barrera antirruido que separaría el paseo de la N-340, prevista en el proyecto pero que no fue ejecutada; se proyectaron, pues, unas barandillas metálicas convencionales, a base de soportes y pasamanos de perfil tubular, con paños de cierre formados por reja de alambre ϕ 3 mm, montados sobre pletina curvada, con el fin de mantener una máxima diafanidad. Juntas de separación regular, impedían la entrada en carga de la barandilla por la flexión general del tablero.

2.5. Protección de la estructura metálica

La proximidad del mar (unos 50 m) y de la arena de la playa (unos 5 m, sin viento) exigían una meditada protección contra la corrosión. Aunque se consideró la posibilidad de galvanizar la estructura completa, que por su tamaño lo habría permitido, dicha opción se desechó a favor de una protección más liviana, contando con que el emplazamiento urbano facilitará un mantenimiento razonable. Así, se optó por conjugar los aspectos y detalles de diseño que garantizaran la ausencia de almacenamientos de agua (bombeo transversal, goterones en las chapas subverticales, etc.) y la facilidad de repintado de una superficie exterior mayoritariamente lisa (salvo intradós de los voladizos), con una pintura de calidad, sobre superficies tratadas con chorro de arena hasta grado de limpieza Sa $2^1/_2$ (sis-05.59.00), constituida por 40 μ de imprimación epoxi-cinc, capa intermedia de 100 μ de epoxi poliamida y 70 μ de acabado de poliuretano.

En cuanto a los puntos de apoyo, aparte los aparatos inoxidables ya comentados, se tomaron especiales precauciones en los aspectos de drenaje de ambos estribos, disponiendo de vierteaguas en la junta inferior del tablero (que recoge aguas de la zona de rampa) para evitar la salpicadura de los anclajes GEWI. Además, tanto éstos como las barras de anclaje a roca, se prescribieron galvanizados, ahora sí, puesto que les acompañan zonas y rincones de peor ventilación, y más difícil o imposible inspección. Igualmente, se proyectó galvanizada la barandilla.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

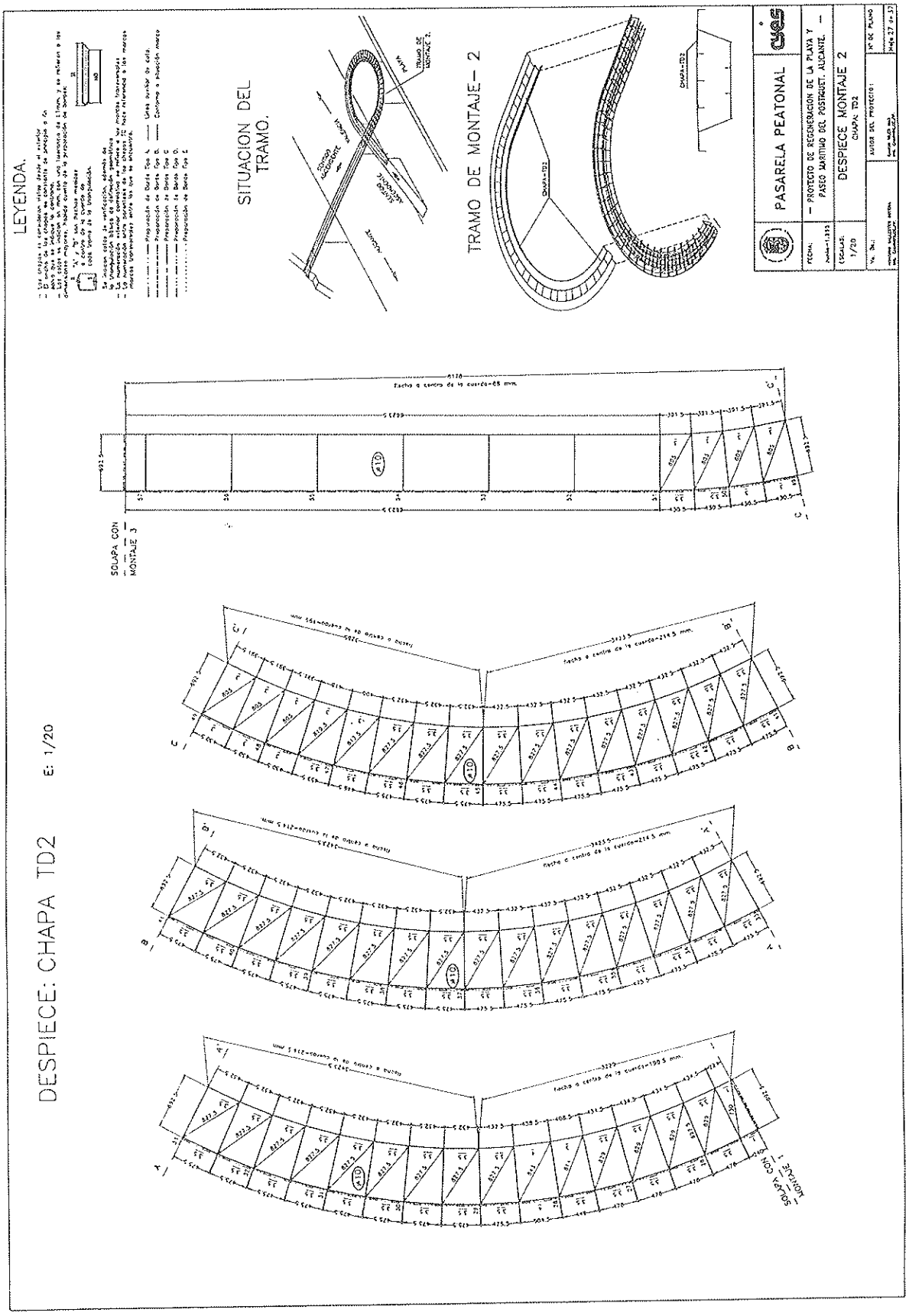


Fig. 9. Plano típico de despiece de chapas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

2.6. Aspectos de diseño y representación

El diseño completo de la pasarela se realizó basado en una poligonal alabeada que recorría el eje del tablero y cuyo trazado en planta y alzado se ajustó teniendo en cuenta las dimensiones del paseo, del enlace con la antigua (y provisionalmente actual) escalera del lado roca y los requerimientos de gálibo para vehículos, ciclistas y los propios usuarios del paseo y de la pasarela en el punto de cruce del bucle. A partir de dicha poligonal, definida en un sistema CAD tridimensional, se insertaron bloques alineados que definían la sección transversal, trazando así unas líneas maestras que permitían realizar una definición completa de las chapas curvadas y alabeadas que constituían el tablero, incluidos los rigidizadores longitudinales y transversales. Todo ello de forma que las pequeñas modificaciones necesarias en el proceso, se actualizaran automáticamente en todo el tablero sin más que redefinir el bloque de la sección transversal. De esta manera y mediante el uso de un programa específico de desarrollo y planificación de las chapas, modificado por los autores sobre otra versión anterior [1], se automatizó y facilitó extraordinariamente la confección de los planos de despiece de estructura metálica, como el que se representa en la fig. 9, con suficiente precisión para evitar la construcción de patrones previos en taller.

Además, en la definición de los planos se utilizó la técnica de ventanas que facilitan las versiones de AUTOCAD ≥ 12, de forma que se grafiaba la posición de cada chapa sobre un modelo 3D. En los restantes planos, la utilización de ventanas, junto con las referencias externas [3], posibilitó la elaboración de planos a través de modelos 3d únicos, entre varias personas, simultáneamente, a fin de dar una mayor agilidad y seguridad frente a contradicciones geométricas.

3. EJECUCION

3.1. Cimentación

Cuando se dispuso de la información geotécnica y se confirmó y perfiló la cimentación, se acometió ésta inmediatamente, previa la retirada de la pasarela antigua. En primer lugar, se procedió a la hinca de los pilotes, que realizó el grupo Terratest con elementos macizos de sección cuadrada 30*30 y 35*35 cm^2 inclinados 1H/3V (fig. 10). Descabezados éstos, se ferrallaron y hormigonaron los encepados correspondientes, así como la zapata aislada del lado roca, con las correspondientes esperas para los soportes metálicos.

Simultáneamente, se horadaron en la calcarenita los 8 taladros para los anclajes activos del extremo superior del tablero, con 12 m de profundidad y unas inclinaciones de 5 y 15° (fig. 11). En ellos se alojaron y anclaron en profundidad las barras de alta resistencia, finalmente protegidas con recubrimiento plástico y no el metálico inicialmente previsto, que se tesaron una vez instalado y replanteado el tablero, contra el cajeado de nivelación hormigonado en la roca.

En el estribo inferior, sobre el encepado, se hormigonó el cuerpo visitable del mismo,

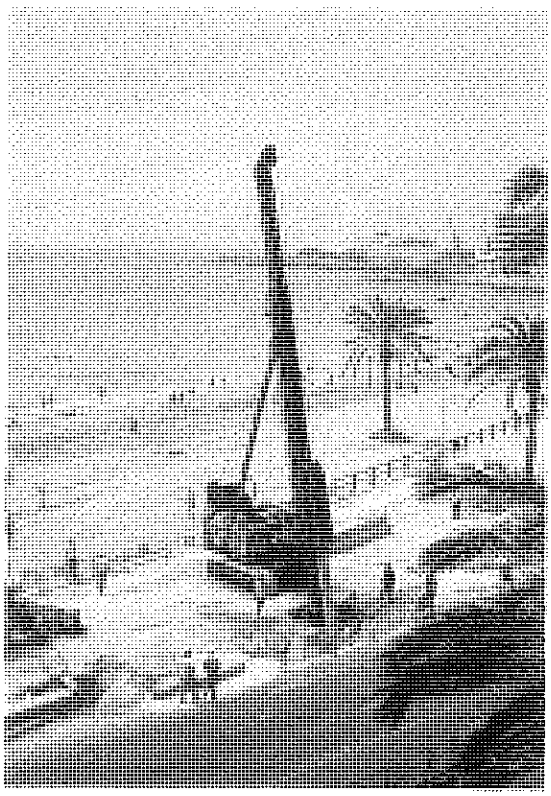


Fig. 10. Hinca de pilotes inclinados, 1H/3V.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

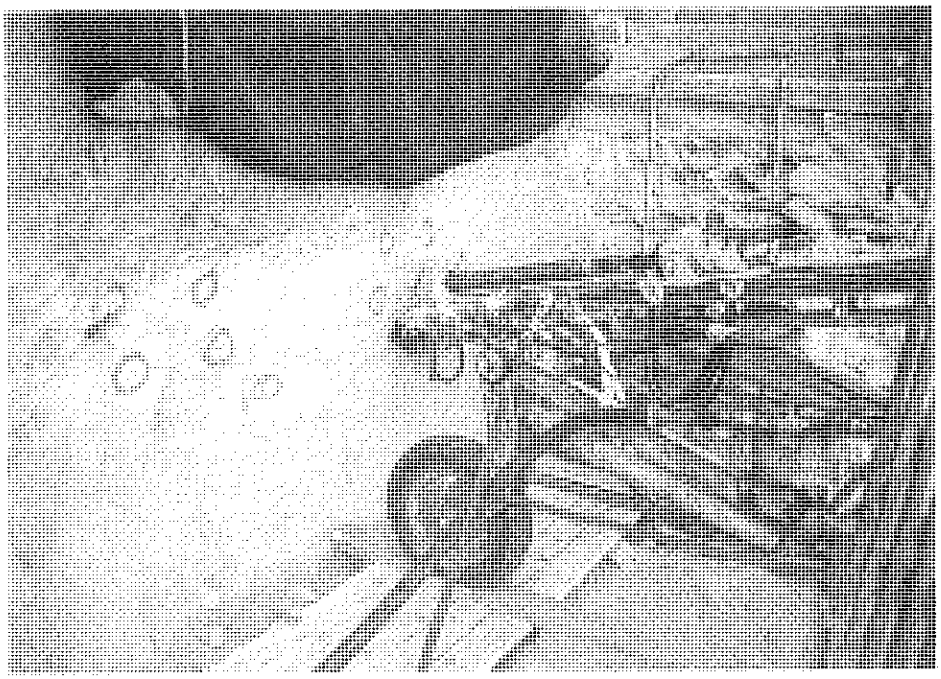


Fig. 11. Ejecución de los anclajes a roca.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

embebiendo un bastidor metálico (fig. 12) para garantizar una adecuada transmisión de esfuerzos entre el tablero y el hormigón.

3.2. Superestructura

La estructura metálica fue ejecutada en los talleres Pinach, S.L., en Macastre (Valencia) y por conveniencias de transporte y montaje, se fraccionó en 5 tramos, el mayor de los cuales, 28 m de planta recta, permitió su instalación con perturbaciones mínimas al tránsito de la N-340.

La solidarización de los mismos, así como la fijación definitiva de los soportes, no se realizó hasta que todos los tramos estuvieron presentados (fig. 13) y se verificó el estado de cotas, en evitación de pequeños imprevistos que tuvieran repercusión en la continuidad de pendientes, o de la propia cota, cuya corrección forzada, si posible, habría modificado la situación prevista de esfuerzos en un tablero hiperestático. La unión de los tramos de tablero se ejecutó mediante soldadura in situ, con presentación y ajuste mediante husillos, preparando las distintas chapas con desfase de bordes, en un esfuerzo para dar las mayores continuidad y lisura posibles a la superficie exterior de la estructura.

Fig. 12. Base de estribo, con armazón de anclaje.

El primer tramo, junto al anclaje activo, soportaba sendos escalones metálicos, a ambos lados, para enlazar con el rellano en la escalera de piedra, a la que se hubo de practicar una discontinuidad para el paso del tablero hasta la roca, enclave que queda totalmente accesible para inspección.

Terminada la continuidad del tablero, se eliminaron los apeos y se terminaron las tareas de colocación de barandillas y pavimentación de la capa de rodadura.

3.3. Prueba de carga

Terminada la estructura y transcurrido el plazo suficiente para que anclajes y elementos de hormigón adquirieran la resistencia adecuada, se procedió a la realización de la prueba de carga, de acuerdo con las recomendaciones del MOPU [2]. Para ello, se cargaron y descargaron, progresivamente, los dos vanos mayores, que además resultan alternos: el tramo de planta recta sobre la carretera, y el balcón sobre la playa; primero, en una banda de media plataforma y luego en la otra, para verificar el comportamiento a flexión y torsión. Como lastre se utilizaron "palets" de bloque, de 20 Kg., totalizando una sobrecarga de 300 Kg/m^2. Para medir las deformaciones se utilizaron cuatro péndulos, que accionaban otros tantos flexímetros a ambos lados de los centros de los vanos cargados. La operación se realizó a lo largo de una noche, para disminuir en lo posible la perturbación que supone el corte total de la N-340 en un día del agosto alicantino. Las medidas fueron realizadas por CONSULTECO, S.L., sobre proyecto incluido en el de construcción de la pasarela y arrojaron diferencias con lo previsto inferiores al 6%, con valores máximos, en el vano mayor, de 22 mm y valores remanentes máximos del orden de 0,5 mm.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Fig. 13. Vista general del montaje tablero.

4. CONCLUSION

La pasarela descrita en el artículo, gracias a su sección cerrada y disposición continua sobre apoyos, con empotramiento en extremos, consigue la suficiente capacidad resistente, pese a su elevada esbeltez (1/48), para garantizar su estabilidad en una zona sísmica como Alicante. Unido a ello, el diseño de variaciones suaves de pendiente y la gran lisura de superficies exteriores, junto con unos soportes aislados, también esbeltos, le confieren una discreción elegante, a cuyo interés contribuye también el trazado en bucle y el vano que vuela en balcón sobre la playa.

La construcción modulada que habitualmente permite la estructura metálica, facilitó su montaje con perturbaciones pequeñas, en una vía muy transitada de Alicante.

El comportamiento mecánico deducido de las pruebas de carga fue excelente y muy ajustado a las previsiones.

5. RESUMEN DE DATOS TECNICOS

Luces: 8,5+24+13+19+15+12 m (sin juntas).
Canto: 0,5 m.
Ancho plataforma: 2,20 m.
Relación canto/luz máx. = 1/48.
Pilote 35*35 cm^2: 50 mℓ.
Pilote 40*40 cm^2: 52 mℓ.
Hormigón H-200 en cimientos: 58 m^3 .
Hormigón H-250 blanco, en alzados: 50 m^3.
Acero alta resistencia 85/105, en anclajes a roca: 630 Kp.
Acero AEH 5.100, en anclajes: 344 Kp.
Acero AEH 4.000: 4.174 Kp.
Acero estructural: 45.072 Kp.
Peso total acero/superficie plataforma = = 220 Kp/m^2.
Pavimento anticorrosivo: 203 m^2.
Presupuesto de ejecución material: 33.895.088 pts.

6. REFERENCIAS

[1] Atienza, J. R. y Miragall, C. Programa autolisp, específico para desarrollo y planificación de superficies alabeadas.

[2] MOPU. D. G. Carreteras. Recomendaciones para el proyecto y ejecución de pruebas de carga en puentes de carretera. Revisión 1988.

[3] Manual Autocad V.12.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

RESUMEN

Este artículo describe el proyecto y la ejecución de una pasarela peatonal, sustitución de otra antigua, que da acceso a la playa de El Postiguet, en Alicante.

El tablero de la pasarela está constituido por una sección metálica en artesa con voladizos, con las alas rigidizadas longitudinal y transversalmente. La directriz presenta dos alineaciones rectas perpendiculares, enlazadas por una hélice de 270°, con una variación suave y continua de pendientes. Situada en una zona de apreciable riesgo sísmico, se ha proyectado continua sobre 5 apoyos puntuales y confinados, y empotrada en sus dos extremos frente a giro de eje vertical, con una esbeltez considerable. Por uno de ellos, se ancla a roca mediante barras de acero de alta resistencia; por el otro, a un estribo cimentado sobre pilotes inclinados 1H/3V, hincados en arena, hasta la roca, al igual que el resto de soportes.

Para la definición geométrica y confección de planos, se han utilizado avanzados recursos informatizados de diseño.

El comportamiento deducido de las pruebas de carga fue plenamente satisfactorio.

SUMMARY

The article shows the project and erection of an access footbridge to Postiguet beach in Alicante, in substitution of another old one.

The board is a metallic box girder with little cantilevers, whose flanges are longitudinally and transversely stiffened. Its guideline is made up with two perpendicular straight lines jointed by an helicoidal one, in a loop of 270°, showing a slope variation smooth and continuous. As located in a seismic region, it has been projected continuous over five single confined bearings, with damped ends front vertical axis rotation. One of the ends is damped to the rock by means of high strength steel bars; the other one to a pier founded over 1H/3V inclined piles, drived in the sand to the rock, as for the other single supports.

For the geometric design and plane representation, advanced means of CAD systems were used.

The load proofs showed a fully satisfactory performance.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Prefabricación de puentes con tableros en losa pretensada continua. Realizaciones

Manuel Burón Maestro
David Fernández-Ordoñez Hdez.
Miguel Pelaez Ruiz
Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
GRUPO PACADAR

En los últimos años se han desarrollado diversos métodos para construir puentes en losa, hiperestáticos, prefabricados. Se han proyectado, fabricado y montado en obra puentes en losa con un variado número de longitudes, luces y anchuras. Estas soluciones permiten ampliar el abanico de soluciones prefabricadas, al servicio de la Administración y las empresas constructoras, en la realización de puentes.

El primero de los ejemplos que vamos a exponer es el de un viaducto, E-25, de la Autovía Bailén-Granada, Tramo: Noalejo-Albolote. El viaducto es de dos calzadas, de 13,25 m de ancho cada una, una longitud de 338 m, con vanos entre 35 y 46 metros, que salvan, la carretera N-432 en su trazado anterior a la construcción de la autovía, una canalización de un río y un fuerte desnivel en uno de sus dos estribos.

Por todas las dificultades e interferencias de su localización y por la necesidad de garantizar el plazo de ejecución del viaducto, se decidió realizar la construcción de las

Fig. 1 Noalejo-Albolote - E-25. Pilas prefabricadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

pilas y el tablero del puente, utilizando las posibilidades que ofrece la prefabricación.

Las pilas se realizaron de una pieza, incluyendo la forma especial, en la cabeza de la pila, para el apoyo de los elementos prefabricados, que forman el tablero en losa continua. La zona donde se ha construido el viaducto es de alta sismicidad. Por ello, se ha tenido en cuenta el trabajo conjunto de todas las pilas del viaducto y del tablero continuo, para responder a los esfuerzos sísmicos. De esta forma se reparten los esfuerzos en función de las rigideces relativas de cada elemento (Fig. 1).

Cada calzada es de 13,25 m de ancho. La calzada izquierda se compone de ocho vanos continuos, con luces entre ejes de pilas de 35+46+46+42+42+46+46+35 metros; la calzada derecha tiene siete vanos continuos, con luces de 35 + 46 + 46 + 46 + + 46 + 46 + 35 metros. El viaducto está en curva circular, lo que obliga a que todo él tenga un peralte del 8%.

Los tableros están formados por dos elementos prefabricados, en forma de cajón, que se montan uno junto al otro para formar una losa con tres células. Los elementos se fabrican con la longitud completa de cada vano, es decir, con una longitud máxima de 46 metros. Las piezas así fabricadas se transportan y se montan sin necesidad de elementos adicionales de apeo (Fig. 2).

Cuando están colocados los elementos celulares prefabricados, se montan unas prelosas semirresistentes, que sirven de encofrado para el posterior hormigonado in situ del tablero. Se realiza un replanteo de las armaduras salientes de los elementos celulares, para que se puedan montar las prelosas con la precisión requerida. El hormigonado de la losa in situ del tablero se realiza en dos fases, para poder controlar los movimientos de la losa debidos a los efectos reológicos.

En el desarrollo del cálculo de este puente y de otros de su tipología, se han tenido en cuenta los efectos reológicos consecuencia de los distintos tipos de hormigones con que están construidos y la doble redistribución de esfuerzos que se produce.

Una primera redistribución es causada por la evolución de la sección, ya que se pasa de una sección celular abierta, construida con un hormigón H-500, a una sección cerrada multicelular, con varias células prefabricadas y una losa hormigonada in situ, con hormigón H-300, en una edad posterior (Fig. 3).

La segunda redistribución está originada

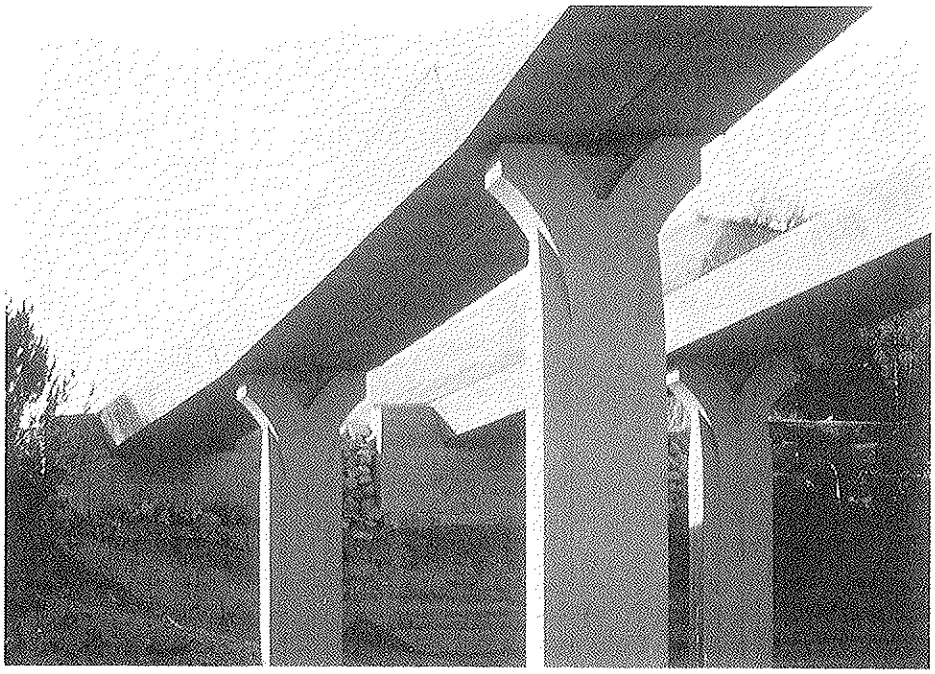


Fig. 2 Noalejo-Albolote - E-25. Pilas y células continuas, de 46 m, prefabricadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

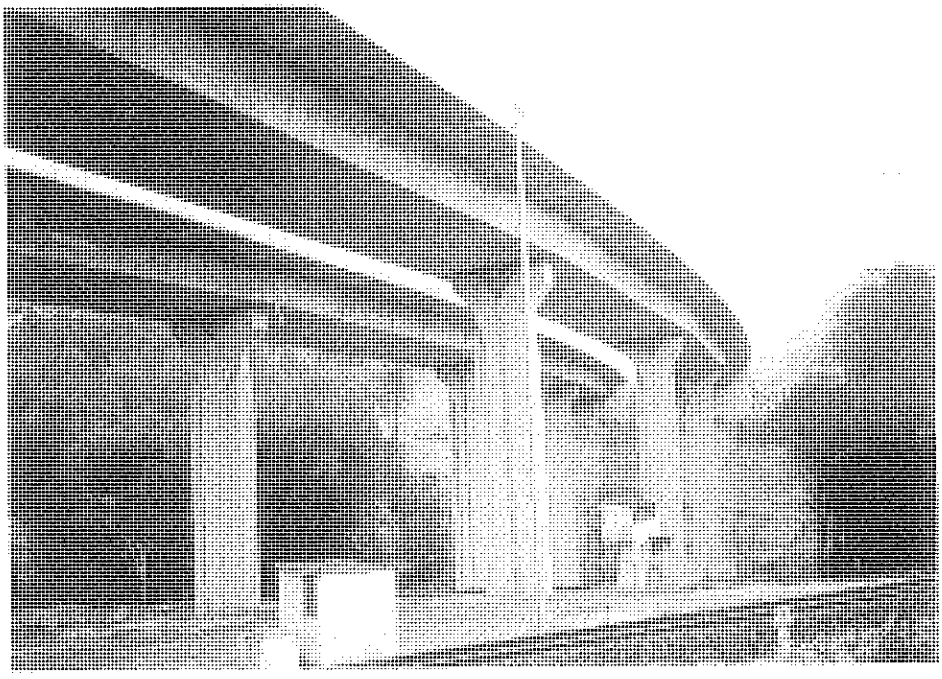


Fig. 3 Noalejo-Albolote - E-25. Vista General.

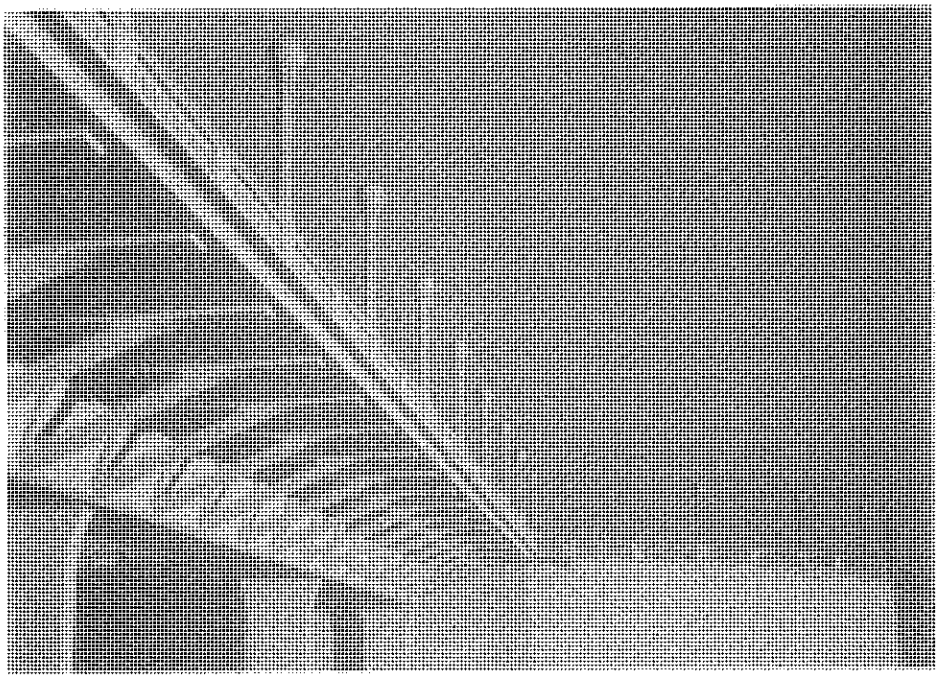


Fig. 4 Puente sobre el río Tormes. Célula empujada y Jabalcones.

por la evolución de la estructura. Se pasa de una estructura isostática inicial, a una estructura continua final, con la consiguiente redistribución de esfuerzos debidos al pretensado en sección abierta, en función del tiempo transcurrido, cuando se realiza la unión de continuidad.

Para tener en cuenta todos los efectos de las redistribuciones se ha llevado a cabo un riguroso control de cada fase del proceso constructivo.

Las fases de la construcción de este viaducto han sido:

1. Montaje de las pilas y hormigonado de los estribos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

2. Colocación de neoprenos y montaje de elementos prefabricados.
3. Realización de las uniones de continuidad.
4. Montaje de prelosas.
5. Ferrallado y hormigonado de la losa in situ.
6. Barreras, pavimentación y acabados.

La construcción de este viaducto utilizando la técnica de la prefabricación, ha permitido reducir el plazo de ejecución de la obra en más de nueve meses, con la consiguiente posibilidad de abrir al tráfico la autovía unos meses antes que si se hubiera realizado por otros métodos de construcción.

Un segundo ejemplo de puente continuo en el que se aplica la técnica de la prefabricación es el Nuevo Puente sobre el Río Tormes, en Salamanca. Es un puente de 330 metros de longitud, una calzada de 12 metros y dos aceras, de 2,5 y 3,5 metros, lo cual le da un ancho total de 18 metros (Fig. 4).

El puente tiene tres vanos, de 30 metros, en las zonas cercanas a los estribos y tres vanos, de 50 metros, en el centro de su longitud. La sección transversal es un cajón central único, de 2,70 m de canto, realizado en hormigón pretensado, con un ancho muy reducido –4 metros en su parte inferior–. Lateralmente, se prolonga con unos grandes voladizos que se solucionan a través de dos costillas o jabalcones, realizados en hormigón armado, que se vinculan transversalmente al cajón central mediante un postesado transversal con barras. Los jabalcones se colocan cada cuatro metros en la dirección longitudinal del puente (Fig. 5).

Esta solución, que permite reducir el efecto túnel que se produce en tableros losa de gran ancho, presenta una vista inferior de altura variable y con apariencia artesonada.

El proceso constructivo utilizado ha sido el de empuje del cajón central, desde los dos estribos. El cierre del puente se ha realizado en el centro de su longitud.

Una vez empujado el cajón, se colocan los jabalcones prefabricados, que se unen simétricamente al cajón, mediante barras postesadas. Entre jabalcones se colocan unas prelosas, semiresistentes, que llevan incorporada parte de la armadura del tablero definitivo. Una vez montadas las prelosas se coloca la armadura del tablero y se hormigona la losa in situ (Fig. 6).

Fig. 5 Puente sobre el río Tormes. Alzado durante la construcción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Fig. 6. Puente sobre el río Tormes. Detalle de Jabalcones prefabricados.

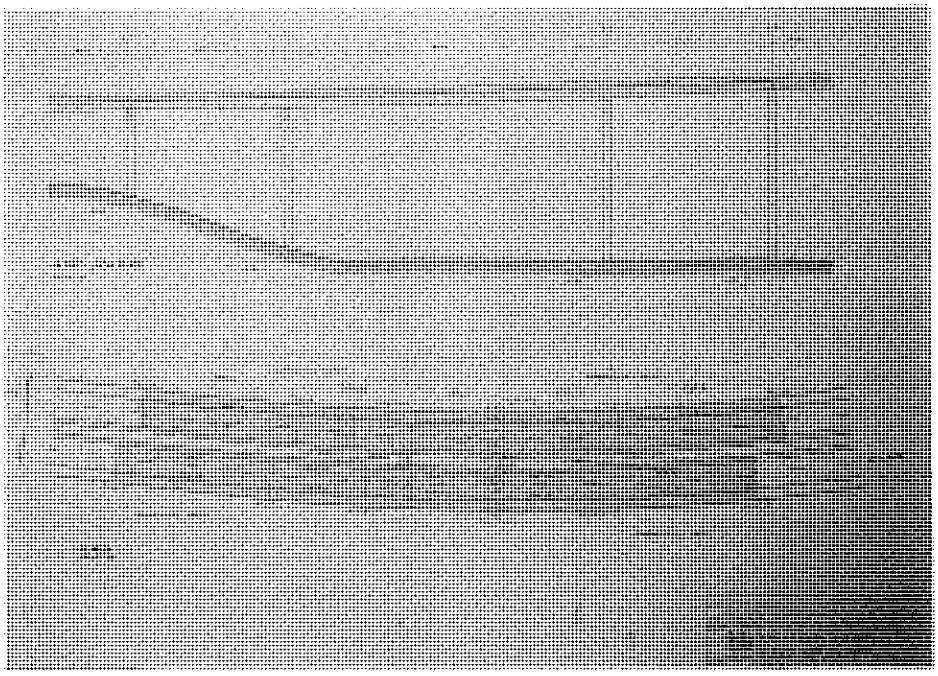


Fig. 7 Puente sobre el río Lambre. Alzado parcial, con el vano de 80 m.

Todos los elementos que componen este puente, pueden ser construidos con diversas técnicas; una de ellas es la prefabricación. En este caso particular, se ha construido en obra la célula cajón central, y se han prefabricado el resto de elementos estructurales que componen el tablero del puente y los acabados –jabalcones, prelosas, impostas, barandillas y farolas–. Si se hubieran construido con elementos prefabricados las células centrales, se podría haber acortado el plazo de ejecución de la obra en, al menos, diez meses. Sin embargo, otro tipo de consideraciones ha llevado, en este caso, a construir en obra estos elementos.

Un tercer ejemplo de puente continuo con

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

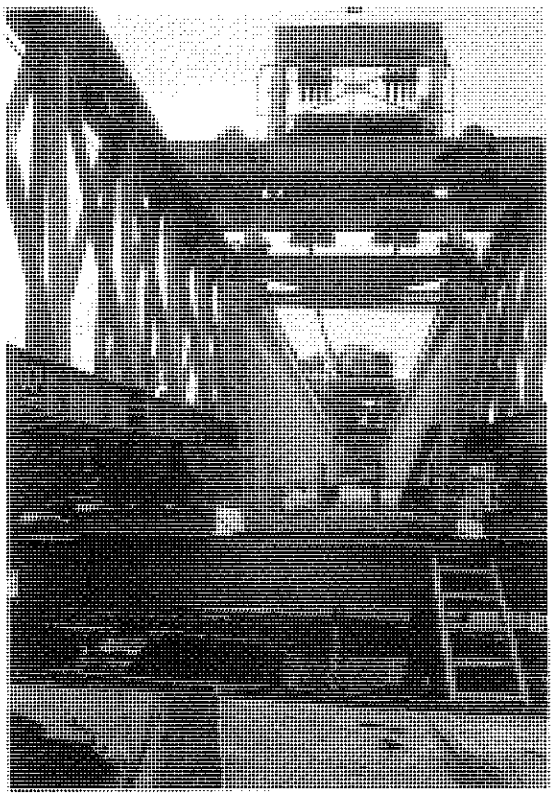


Fig. 8 Puente sobre el río Lambre. Lanzamiento de vigas. Detalle.

una luz importante, realizado con elementos celulares prefabricados, es el Viaducto sobre el Río Lambre, en la Autovía del Atlántico, Tramo Guisamo-Miño (Fig. 7).

El puente estaba inicialmente compuesto por dos calzadas, con 15 vanos de 40 metros. Cada tablero, de 11,10 metros de ancho, estaba formado por dos células prefabricadas, pretensadadas, isostáticas, unas prelosas semirresistentes sobre las células, y una losa de hormigón in situ. Las pilas tienen una altura máxima de 48 metros, sobre una marisma; lo cual llevó a realizar el montaje de los elementos con ayuda de un carro lanzador.

Cuando estaba muy avanzado el proceso de construcción del puente, se tomó la decisión de realizar un tramo intermedio, con vanos de 40-80-40 metros. La solución adoptada fue la de construir un tablero continuo, de canto variable entre 2,15 m y 2,95 m, realizado con dos células prefabricadas.

Las células se fabricaron en las longitudes adecuadas para que pudieran ser montadas por el carro lanzador. En el proceso de montaje, se apoyan los elementos prefabricados sobre apeos provisionales, que se retiran una vez que se realiza el pretensado de continuidad del tablero (Fig. 8).

Hemos mostrado tres ejemplos de puentes continuos, realizados con elementos celulares, para luces medias –entre 40 m y 80 m– con distintas soluciones estructurales, para los distintos problemas planteados, tanto en la construcción, como en el montaje de los elementos.

El primer ejemplo, para vanos de 46 metros, se construyó con elementos que abarcan la longitud total del vano, montados con grúas. El segundo ejemplo, para

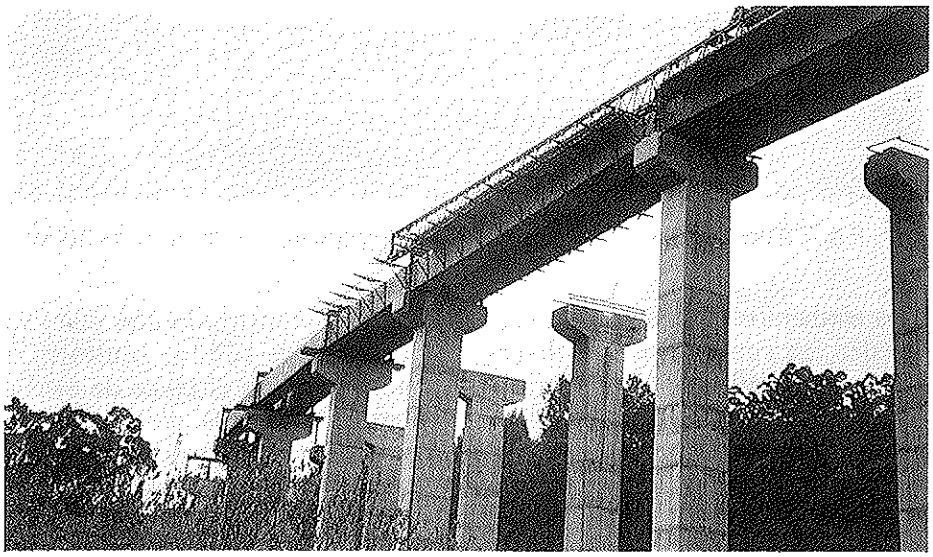


Fig. 9 Puente sobre el río Lambre. Vista general.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

vanos de 50 metros, es un puente empujado, de gran ancho, construido mediante una célula central y unas costillas para resolver los grandes voladizos resultantes. El tercer ejemplo, para un vano de 80 metros, se ha realizado con un puente de dos células de canto variable, montadas con un carro, ya que la altura del viaducto es de 48 metros sobre una marisma; lo cual hacía el montaje con grúas más complejo (Fig. 9).

A través de soluciones celulares se pueden llegar a construir puentes con luces de 90 metros. Disponiendo jabalcones de pila a tablero, se pueden alcanzar incluso luces de 120 metros, antes de entrar en el rango de luces donde es de aplicación la construcción mediante dovelas prefabricadas, combinadas con postensado adherente, exterior o extradosado. Mediante dovelas prefabricadas se construyen puentes de luces entre 90-120 metros, y de 500 metros con tipologías de avance por voladizos sucesivos o atirantados (Fig. 10).

RESUMEN

Se describen varios ejemplos de puentes en losa, continuos, realizados con elementos prefabricados.

El primer ejemplo es el viaducto, E-25, en la N-432 tramo: Noalejo-Albolote. Se trata de un puente de 13,25 m de ancho y luces máximas de 46 m realizado con dos células prefabricadas continuas.

El segundo ejemplo es un nuevo puente sobre el río Tormes, en Salamanca, con 18 m de ancho y 50 m de luz máxima, realizado mediante el método de empuje.

El tercer puente está en la Autopista del Atlántico, con un ancho de 11,10 m y una luz máxima de 80 m, realizado con dos células prefabricadas continuas.

SUMMARY

Several examples of continuous prestressed hollow slab bridges, built with precast elements, are shown.

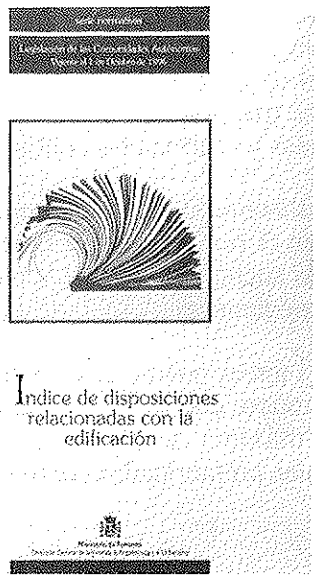
The first example is 13,25 m wide and with maximun spans of 46 m.

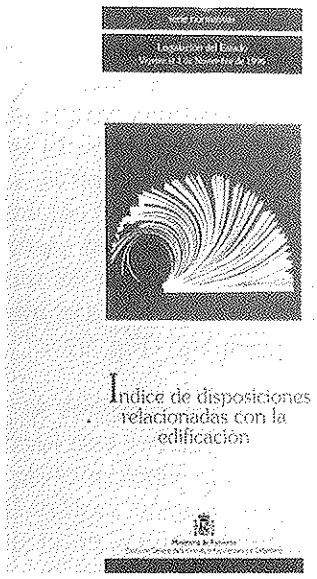
The second is a bridge over the Tormes river, in Salamanca, 18 m wide and with 50 m maximum span.

The third bridge is in Autopista del Atlantico and is 11,10 m wide with a maximum span of 80 m.

Fig. 10 Puente del Centenario. Vista general.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025





INDICES DE DISPOSICIONES RELACIONADAS CON LA EDIFICACION

La Dirección General de la Vivienda, la Arquitectura y Urbanismo, del Ministerio de Fomento, ha editado, recientemente, las dos nuevas publicaciones siguientes:

- Indice de disposiciones relacionadas con la edificación. Legislación del Estado.
- Indice de disposiciones relacionadas con la edificación. Legislación de las Comunidades Autónomas.

Las citadas publicaciones mantienen la idea básica de recoger toda la normativa vigente relacionada con la edificación, del Estado y de las Comunidades Autónomas, respectivamente.

Esta décima edición, que actualiza las anteriores, pone a disposición del profesional un índice selectivo de la legislación vigente que afecta al sector de la edificación.

Ordenada alfabéticamente por apartados, cada una de ellas se estructura en varios subapartados, para permitir al usuario un acceso más fácil e inmediato al tema concreto que le interesa.

Los nuevos ejemplares están ya a la venta en el Centro de Publicaciones del Ministerio de Fomento, P.º de la Castellana, n.º 67, 28071 Madrid, teléfono (91) 597 64 49; Fax (91) 597 84 70, en donde pueden solicitarse por escrito, telefónicamente o por fax.

Su precio es:

- El de "Legislación del Estado", de 344 páginas, 850,– ptas.
- El de "Legislación de las Comunidades Autónomas", de 398 páginas, 950,– ptas.

En estos precios está incluido el IVA.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

VIGAS HUESO
Sustitución de la estructura de cubierta de la nave de ensayos del centro de estudios Hidrográficos de Madrid

Jesús Montaner Fraguet
Javier López García
José Luis Lleyda Dionis
ALVI, S.A.

1. ORIGEN

A principios de la década de los 60, el arquitecto D. Miguel Fisac diseñó un tipo de viga de hormigón para ser utilizado para cubrir espacios diáfanos, de luz media (15 a 24 m), con un original sistema de diente de sierra (véase fig. 1 y foto 2) que consigue iluminación cenital uniforme, al mismo tiempo que un efecto estético muy interesante. Se trata de la "viga-hueso", con sección asimétrica y una forma que recuerda la columna ósea de los seres vertebrados. Es ejecutada por dovelas (vértebras) huecas, de espesores muy reducidos (5 cm), postesadas mediante alambres alojados en vainas, tesados por el procedimiento BARREDO e inyectados posteriormente (Foto 3). Los cálculos de esta estructura se realizaron por el Ingeniero de Caminos D. José Mª Priego.

Del mismo arquitecto y por un procedimiento análogo, pero de pretensado, se construyeron cubiertas de numerosos edificios industriales y de uso público, como el

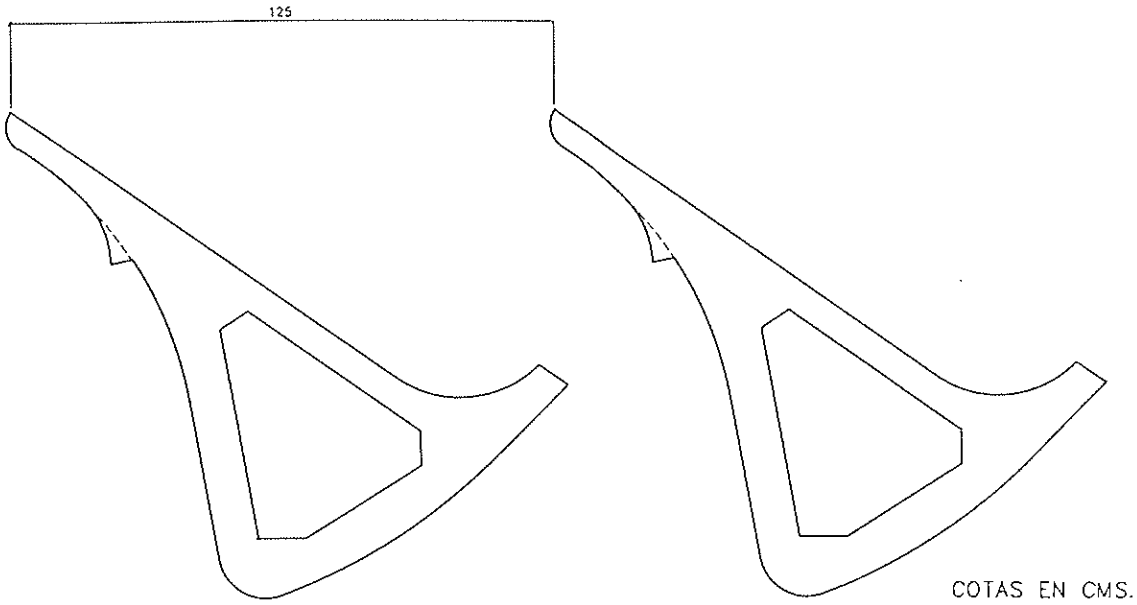


Fig. 1. Posición relativa entre vigas para la formación de la cubierta. Efecto "dientes de sierra" para iluminación cenital.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

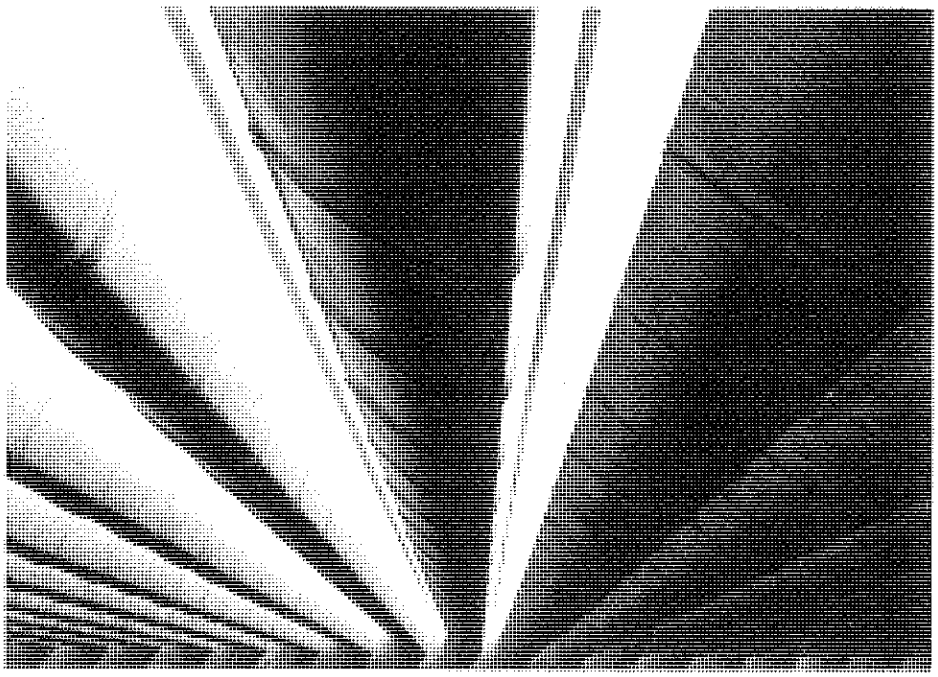


Foto 2. La iluminación cenital se consigue eficazmente con uniformidad, proporcionada por el original diseño de las vigas.

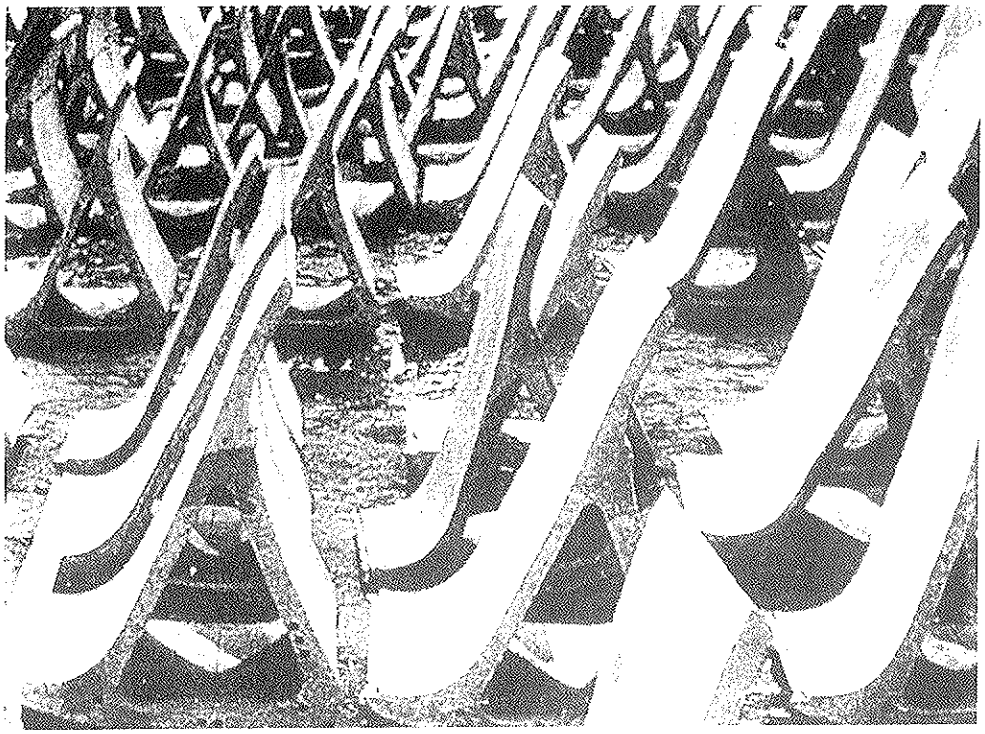


Foto 3. Acopio de dovelas en parque de almacenamiento, a finales de la década de los 60, para la construcción de vigas-hueso, originales del arquitecto D. Miguel Fisac.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

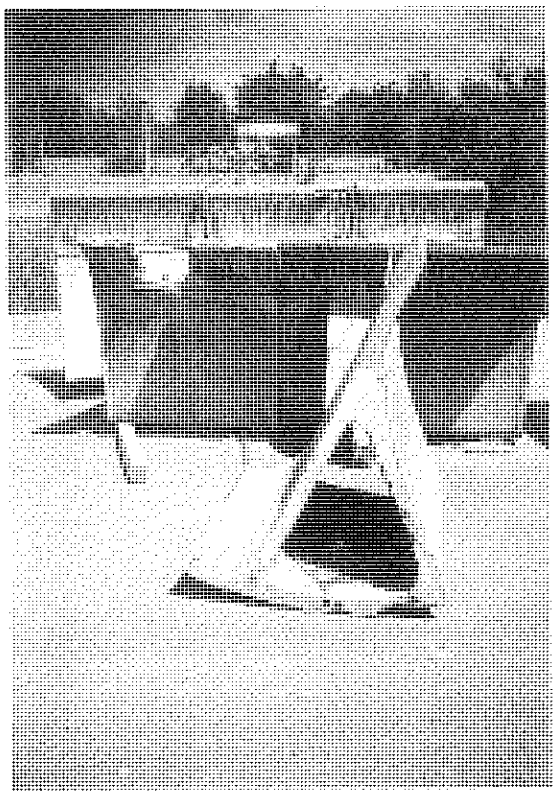


Foto 4. Trozos de una viga antigua, correspondientes a las dovelas originales. La facilidad del desmembramiento da idea del estado de inyección de las vainas.

Centro de Cálculo de la C. U. Complutense, de Madrid, la Iglesia del Colegio de la Asunción y la Nave postesa del Laboratorio de Hidráulica, del Centro de Estudios Hidrográficos de Madrid. El ambiente húmedo de este último recinto, unido al escaso recubrimiento de las vainas, obligado por el débil espesor de las paredes de la viga, y las deficiencias de inyección connaturales con los sistemas de aquella época, hicieron temer la posible corrosión de la armadura activa, tal como se detectó en las actuaciones de inspección llevadas a cabo oportunamente por encargo de la Dirección del Centro de Estudios Hidrográficos (Foto 4).

2. ALTERNATIVAS DE REPARACION-SUSTITUCION

Se planteó la necesidad de reparación, para garantizar la estabilidad de la estructura y, tras los correspondientes estudios económicos, se decidió, como solución de mayor garantía, la sustitución total de la cubierta, bajo los siguientes condicionantes:

- Mantenimiento absoluto del aspecto de la cubierta, lo que obligaba a la construcción de vigas con idéntica geometría a las existentes, incluso reproduciendo las juntas, con rehundido y resalto, entre "vértebras" (Foto 5).

- Diseño resistente, con espesores suficientes para garantizar la durabilidad, ejecutando cada viga en una sola pieza, sin juntas (Figura 6).

- No sobrepasar excesivamente el peso de la cubierta original, para no afectar desfavorablemente a la cimentación de los muros en los que descansan las vigas.

- Realización del cambio de las 65 vigas de 22 - 24 m, en un plazo y época que no incidiese en la actividad de la nave de ensayos (mes de Agosto de 1994).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

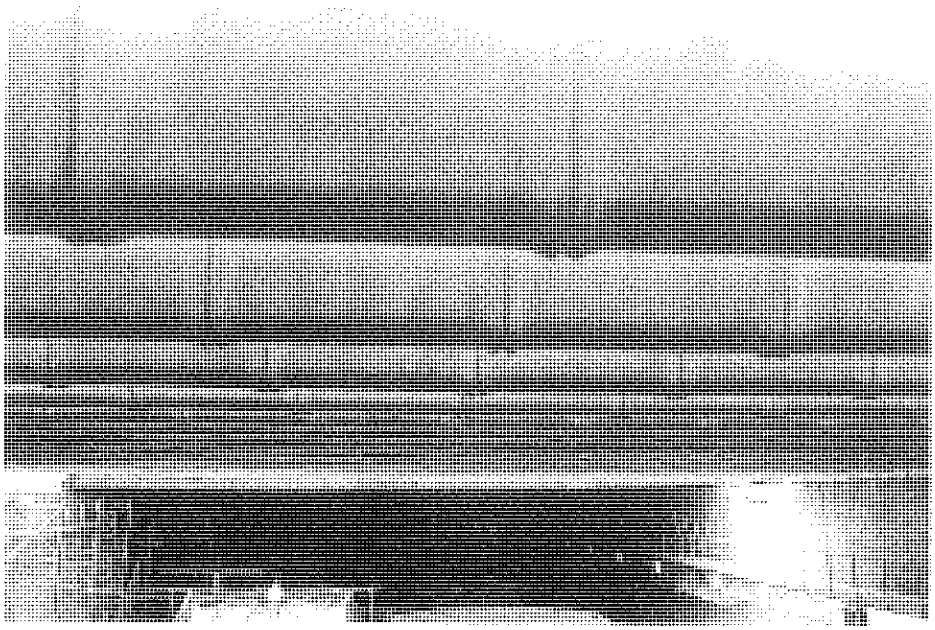


Foto 5. Aspecto inferior de las vigas pretesas durante el montaje de la nueva cubierta. Se aprecia el detalle de resalto - rehundido entre las "vértebras" ficticias.

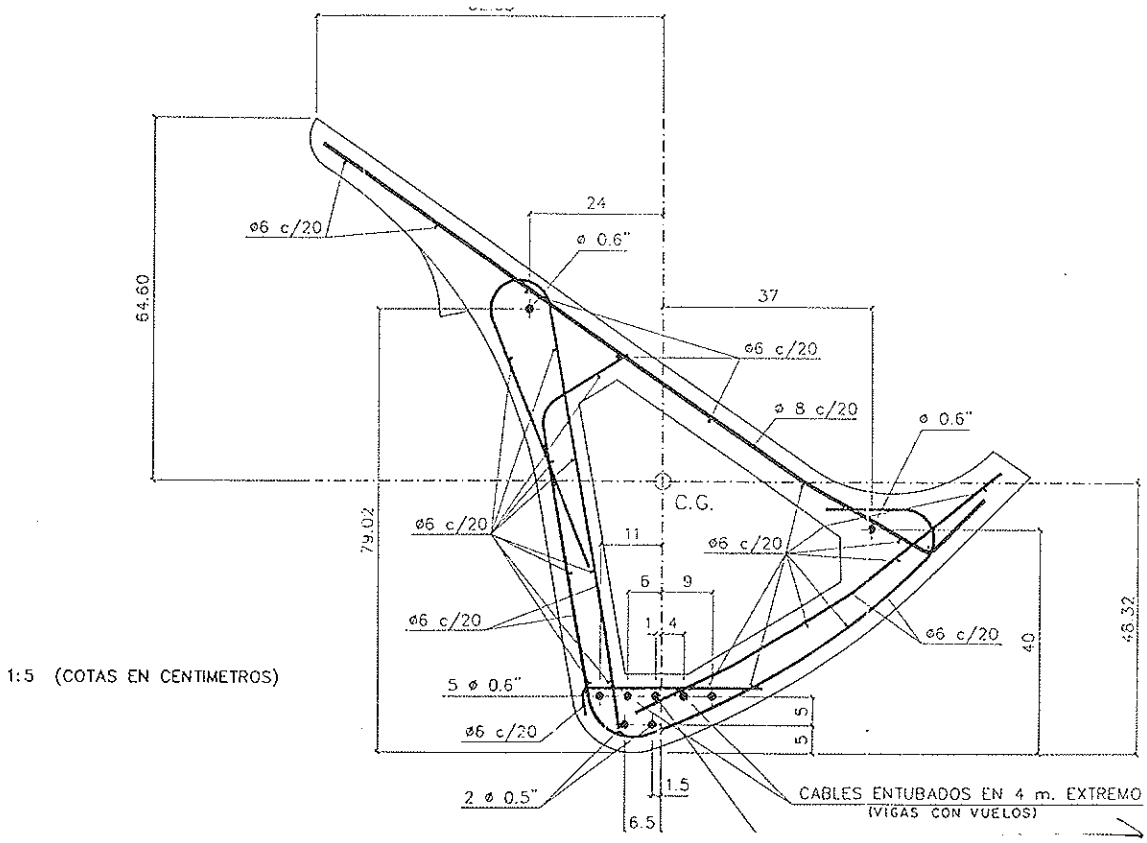


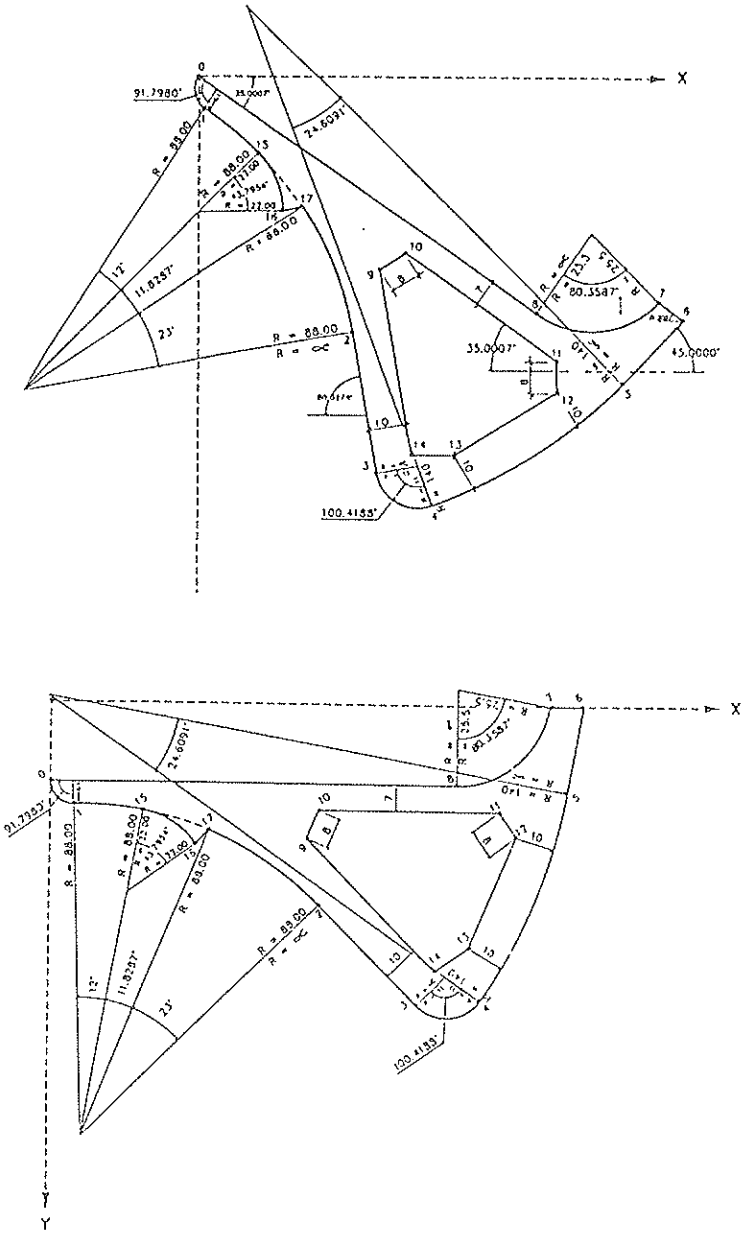
Fig. 6. Armadura general de la viga pretesa. Los espesores adoptados permiten recubrimientos adecuados para garantizar la durabilidad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

3. SOLUCION ELEGIDA

El análisis de las premisas planteadas condujo a la elección de una estructura, con vigas pretensadas por adherencia, con espesores ligeramente superiores a los de las vigas primitivas, como opción idónea para resolver el problema. Las vigas pretesas responden perfectamente a los condicionantes exigidos en cuanto a durabilidad, ligereza, plazo y precio, pero se presentó la dificultad de poder reproducir, con la máxima fiabilidad, la difícil forma de las famosas vigas-hueso.

En efecto, el diseño de estas vigas es adecuado para su ejecución por dovelas, tal como las creó su autor. Sin embargo, su adaptación al proceso de fabricación en



PUNTO	X	Y
1	1.657	8.603
2	40.143	67.000
3	46.618	103.826
4	61.284	112.232
5	111.500	80.000
6	127.875	63.625
7	121.270	59.000
8	88.500	61.970
9	47.441	50.763
10	54.217	46.510
11	93.841	74.255
12	94.046	82.253
13	67.069	99.000
14	55.923	99.000
15	15.914	20.230
16	22.300	35.346
17	27.299	34.347

PUNTO	X	Y
0	0	21.244
1	6.292	27.334
2	71.317	53.093
3	97.747	79.543
4	114.582	78.014
5	137.222	22.806
6	141.240	0
7	133.177	0
8	108.040	21.232
9	67.980	35.607
10	71.089	28.236
11	119.462	28.231
12	124.218	34.664
13	111.729	63.857
14	102.599	70.252
15	24.640	28.685
16	38.543	37.402
17	42.064	33.716

COTAS EN CMS.

Fig. 7. Definición de la sección transversal de la viga en su posición de servicio y en la posición de fabricación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

bancadas, con armaduras pretesas, presenta una serie de obstáculos cuya resolución fue preciso abordar,

4. FABRICACION

¿Como se puede fabricar una pieza, de 24 m de longitud, con una forma tan especial, complicada con las juntas en relieve de las vigas - hueso?

La primera decisión que hay que tomar es en qué posición se va a hormigonar el elemento prefabricado. Resulta obvio que si giramos 35° la posición de servicio (Fig. 7), nos encontramos con una superficie horizontal amplia que va a permitir un llenado cómodo y una vibración intensa sin peligro de que el hormigón fluya al exterior del molde. El hormigonado de superficies libres inclinadas (tal como existen en la posición de servicio) no permite la aplicación de medios de compactación eficaces. Se adoptó, pues, la posición girada, con disposición de un contramolde para la pequeña zona curva que sobresale a un lado de la sección de la pieza.

Pero el principal problema que habia que resolver era el diseño económico y operativo de un molde que pudiese ser intercambiado de posición a lo largo de la pista (se fabrican 5 vigas en cada pista de pretensado).

En la fabricación habitual de vigas, pilares, losas, etc., se dispone de una base horizontal fija, que se adapta a la zona inferior del elemento, y unos moldes laterales movibles, que se desplazan a las distintas posiciones de hormigonado. Aquí, la solución es más complicada, puesto que la pieza no tiene una zona inferior plana horizontal y, lo que es más grave, existen resaltes - rehundidos que impedirían el libre acortamiento de la pieza en el momento de la introducción del pretensado, si ésta se realizara manteniendo el contacto entre molde y elemento, aunque sólo fuese en su parte inferior.

Todas estas consideraciones llevaron a diseñar un sistema de molde, desplazable íntegramente (Fig. 8 y fotos 9 y 10), dejando las piezas de hormigón totalmente desencofradas antes de la transmisión del pretensado. Una vez fraguada la pieza, se desplaza el molde verticalmente hacia abajo, mientras aquella queda colgada de unos pórticos estratégicamente situados. Debe notarse que, en esta situación, las piezas están *armadas*, con una armadura tesa que todavía no funciona como tal, puesto que no ha transferido su esfuerzo al hormigón que, por lo tanto, no se encuentra comprimido.

Una vez terminada la pista y transferido el pretensado, se cortan los cordones entre vigas y se sacan éstas de la pista, girándose a la posición de servicio. Se unen a unos elementos diafragma, en los extremos, que permiten su posicionamiento cómodo en el stock de fábrica, en los vehículos de transporte y en su posición definitiva en obra (Fig. 11).

El hueco interior se consiguió a base de piezas de poliestireno expandido. El empuje ascensional durante el vibrado del hormigón era tan importante que fue preciso disponer travesaños metálicos frecuentes, fuertemente fijados al molde, para mantener el poliestireno en la posición teórica correcta.

5. CALCULO

Para el desarrollo de los cálculos, se determinó un sistema de ejes coordenados, horizontal y vertical, en la posición de servicio, a los que se refirieron los esfuerzos, tanto en la posición de servicio como los correspondientes a la comprobación efectuada en la posición de fabricación, bajo la acción del pretensado y peso propio.

Mediante un programa de cálculo adecuado, se realizó el estudio tensional en diferentes secciones (centro luz, apoyo y secciones de comienzo de entubados) y con distintas combinaciones de acciones.

La comprobación de rotura por flexión, se realizó en la posición de servicio, mientras que, en cuanto a esfuerzos cortantes, se

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

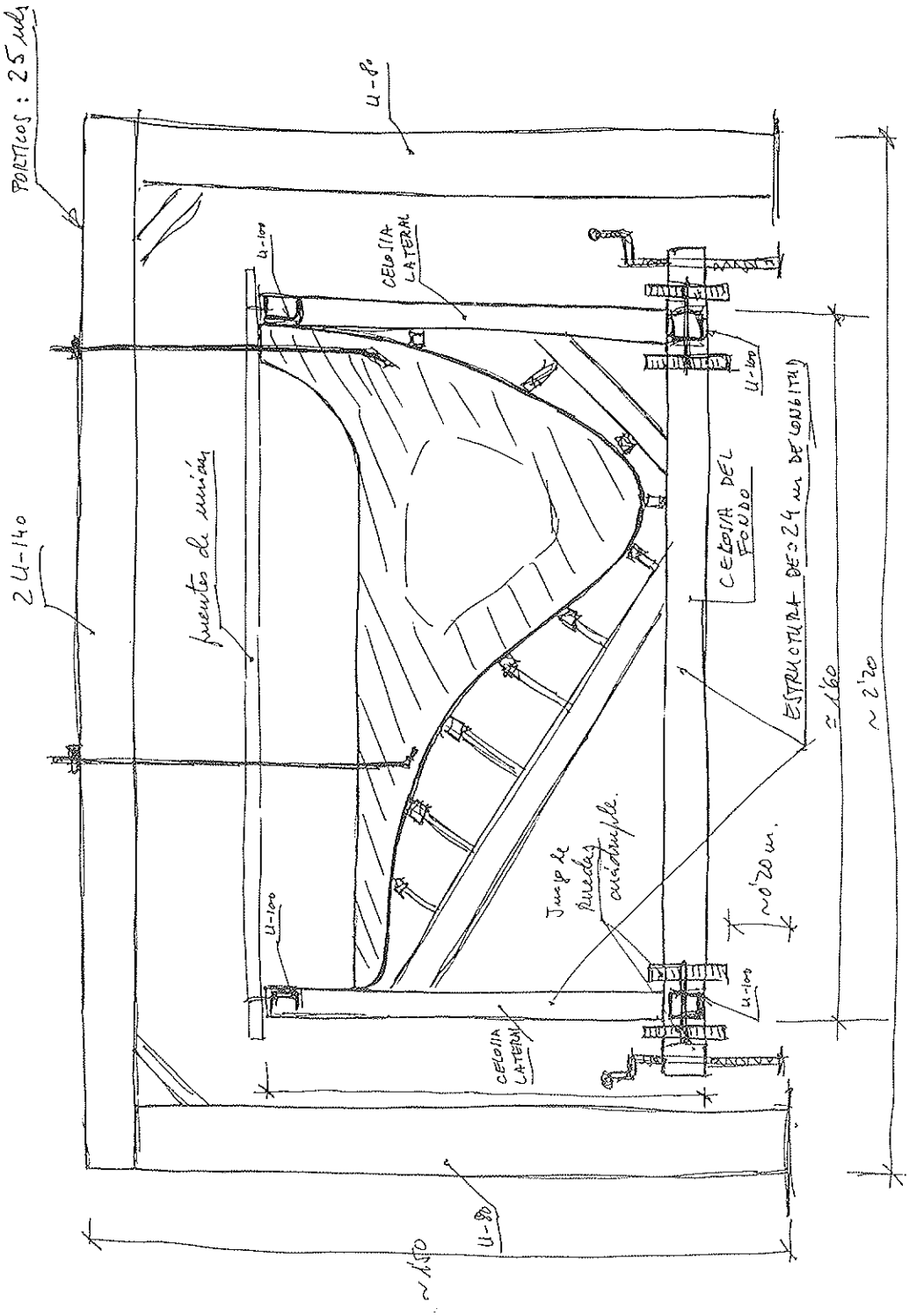


Fig. 8. Esquema del molde, con los mecanismos de elevación vertical y desplazamiento longitudinal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

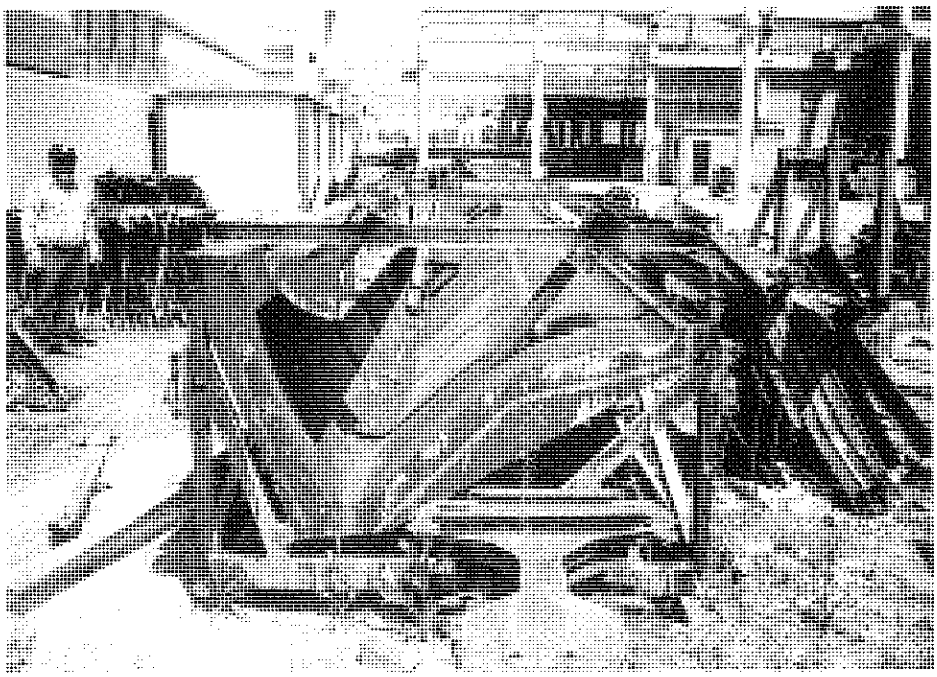


Foto 9. Vista frontal del molde (2 años después de ser utilizado).

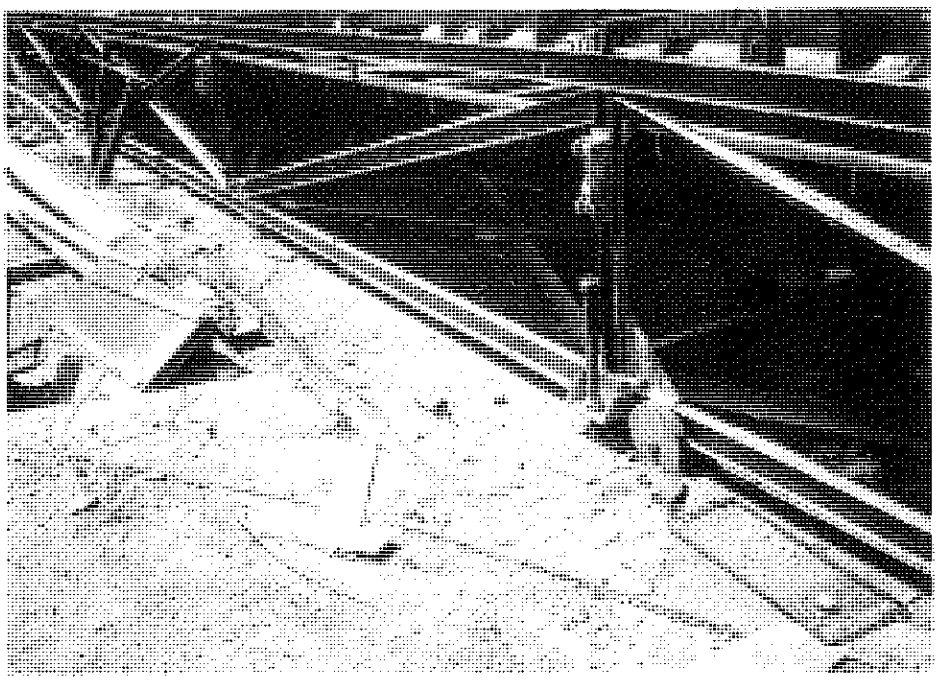


Foto 10. Vista lateral del molde. Celosías de rigidización del conjunto. Dispositivos mecánicos de elevación y descenso. Ruedas para el desplazamiento longitudinal. Enganche rápido del vibrador externo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

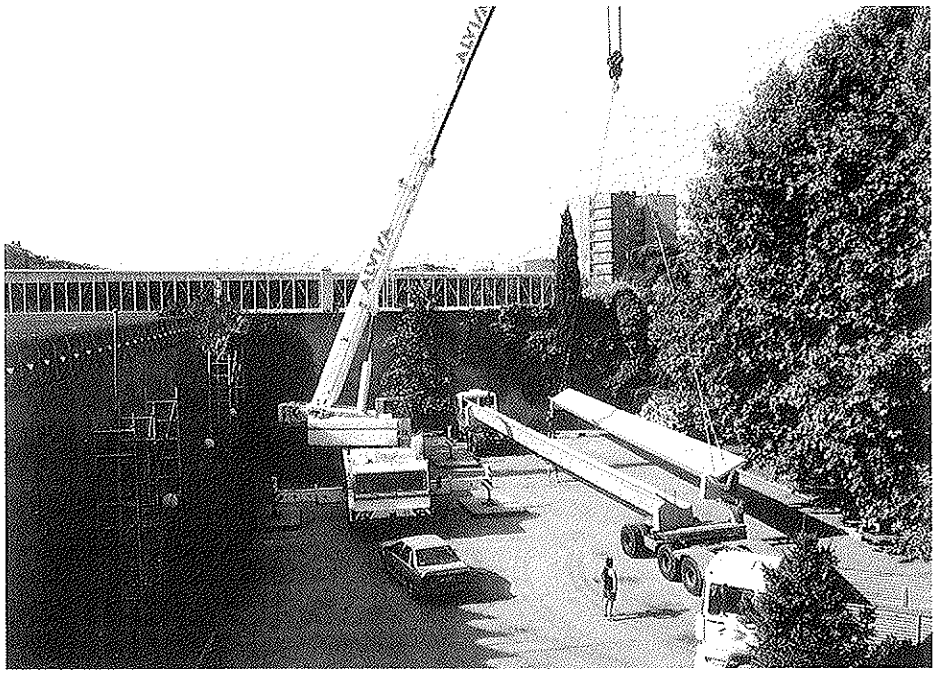


Foto 11. Descarga de vigas en obra. Cada Dolly transportaba 2 vigas, simultáneamente. El apoyo se efectúa mediante elementos diafragma en sus extremos.

efectuó una comprobación de tensiones tangenciales en la posición de fabricación y un cálculo aproximado, del lado de la seguridad, en la posición de servicio, teniendo en cuenta la capacidad resistente de las 3 "almas" de la sección.

El dimensionamiento fue realizado para soportar, además del peso propio e impermeabilización, las cargas atmosféricas, sobrecarga de uso para inspección y mantenimiento y una carga de 1.500 kg, situada a 3 m de uno de los apoyos, en cada viga, para permitir la instalación de un polipasto que circula a lo largo de toda la nave, paralelamente a una de las fachadas.

Una vez comenzada la fabricación de las primeras vigas, se llevó a cabo una prueba de carga sobre una de ellas, materializándose las sobrecargas, incluído el polipasto, mediante sacos de áridos, llevando el oportuno control de flechas y obteniendo resultados totalmente satisfactorios (Foto 12).

6. TRANSPORTE Y MONTAJE

Las 65 vigas, de 17 t cada una, fueron transportadas y montadas sin incidencias destacables, tardándose 10 días hábiles en realizar la operación completa de sustitución de las vigas de la cubierta, que comprendía la retirada de las vigas antiguas y el montaje simultáneo y sucesivo de las nuevas, mediante una grúa automóvil de 300 t de potencia máxima (Fotos 13 a 17).

El resultado final se identifica totalmente con el objetivo pretendido, consiguiéndose una fiel reproducción de la cubierta original, previsiblemente preparada para hacer frente a las acciones de proyecto con la garantía de durabilidad deseada (Figs. 18, 19 y 20).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Foto 12. Aspecto parcial de la prueba de carga de una viga, durante su acopio en fábrica. El control de deformaciones se llevó a cabo mediante fleximetros fijados al suelo.

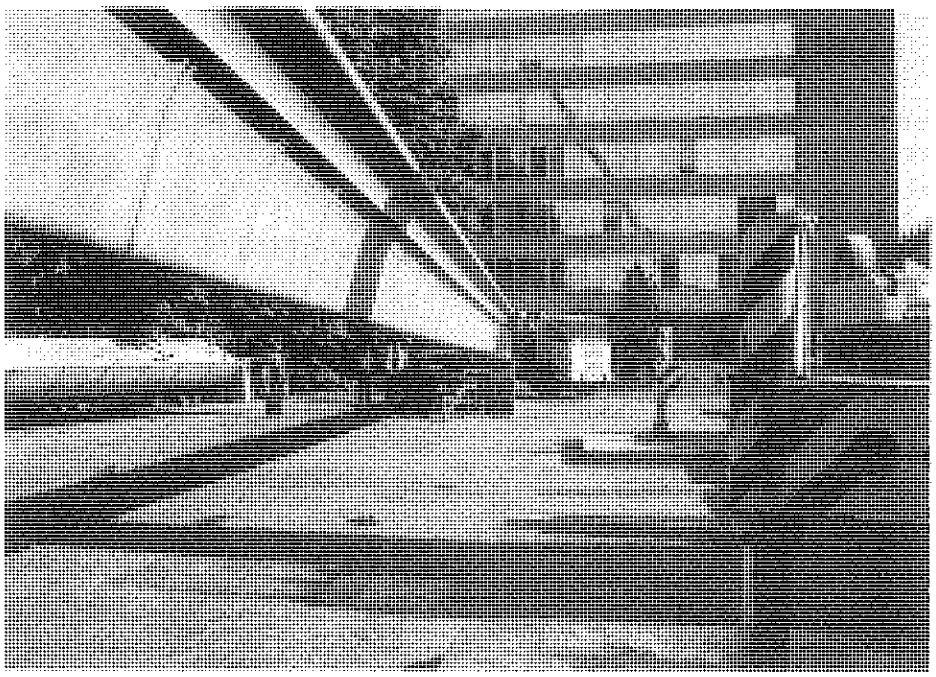


Foto 13. Aspecto lateral de una viga, sobre el vehículo de transporte.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

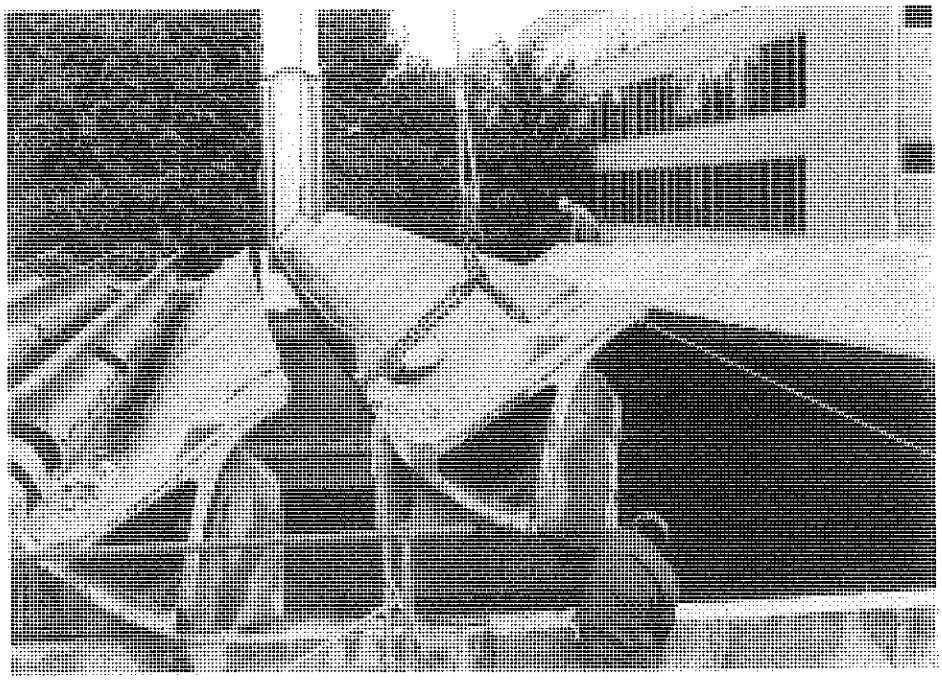


Foto 14. Desmontaje de una de las vigas antiguas.

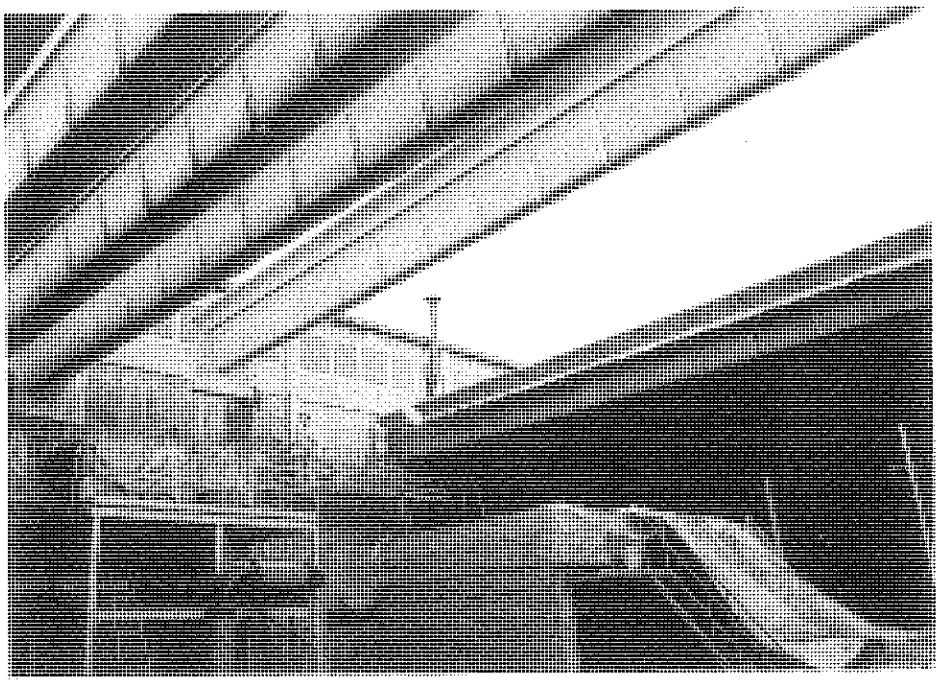


Foto 15. Colocación de una nueva viga. El montaje avanzaba simultáneamente con el desmantelamiento de la cubierta antigua.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

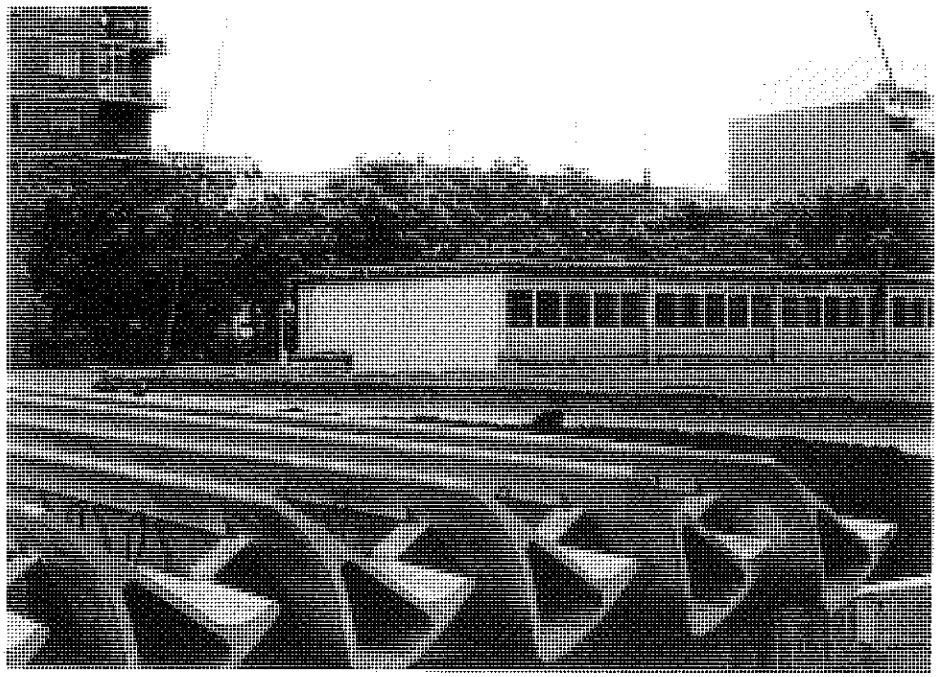


Foto 16. Vista de un conjunto de vigas montadas. Los espesores aparentes en el extremo del vuelo son menores que los reales en las secciones interiores de las vigas.

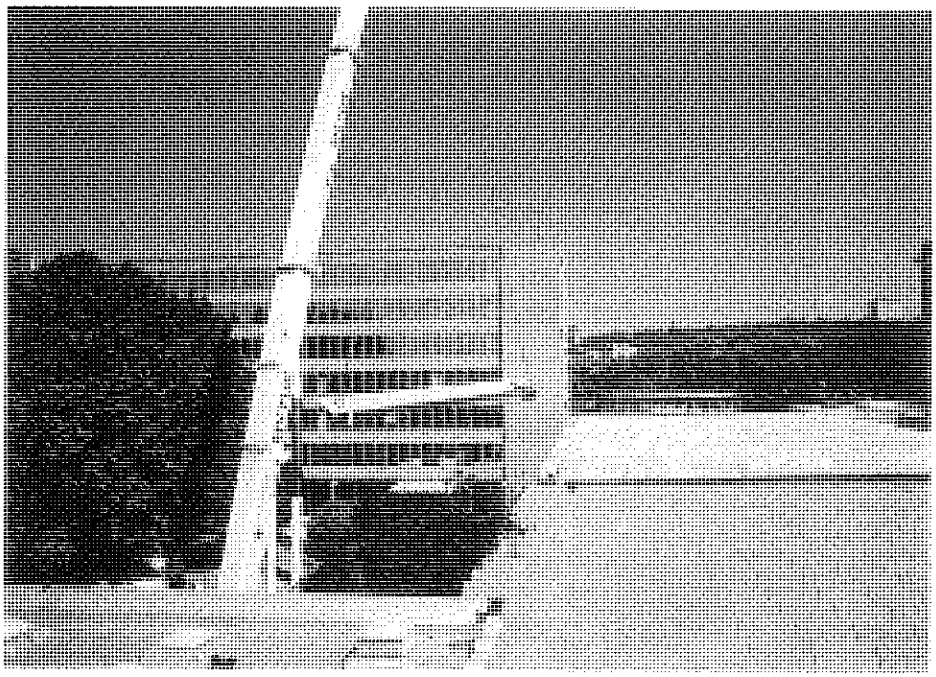


Foto 17. Vista superior de la cubierta durante la sustitución. Puede apreciarse la ligera pendiente transversal (longitudinal a las vigas) que se dió en la nueva cubierta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Foto 18. Amplio conjunto de vigas, correspondientes a la nueva cubierta.

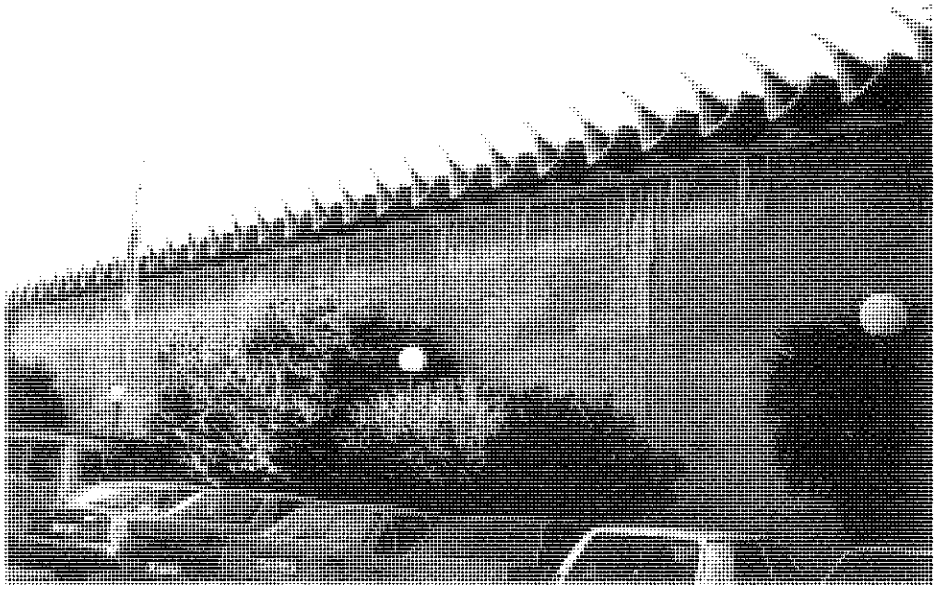


Foto 19. Vista exterior de la nave, desde el aparcamiento principal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

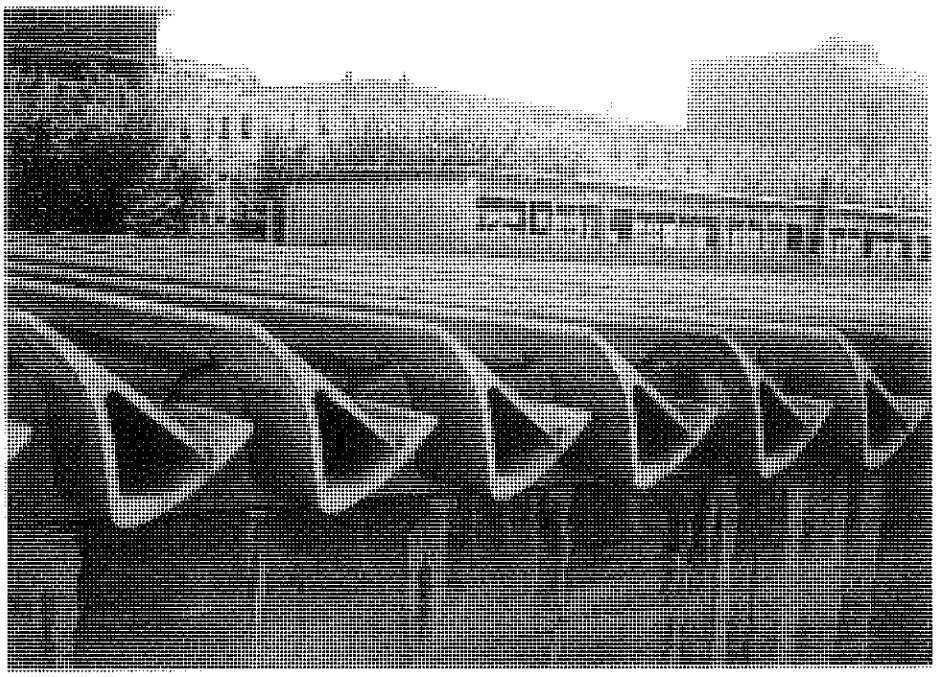


Foto 20. Otra vista de la nave terminada.

RESUMEN

Se expone en este artículo la problemática de diseño y ejecución de 65 vigas de hormigón pretensado con armadura pretesa, con destino a la sustitución de una cubierta con problemas de durabilidad, y que, por exigencias del proyecto, fueron realizadas con aspecto exterior casi idéntico al de las vigas a las que sustituyeron, que habían sido construídas mediante sistema de dovelas con armadura postesa, con sección asimétrica y superficies curvas, de aspecto similar a la estructura ósea de los seres vertebrados.

SUMMARY

The article explains the design and production problems of 65 precast pretensioned beams, used in the replacement of one roof due to durability problems. According to the original design the new beams show an external slope almost identical to the oldest ones.

The original beams were manufactured by precast small elements jointed together by postensioning. The shape of each element was very complicated, with no symmetrical section and curved surfaces with one final appearance very close to the bone skeletal structure of vertebrate animals.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Ficha de características técnicas de un forjado nervado de hormigón armado

Javier A. Lahuerta
Prof. Dr. Arquitecto
Cristina Sanz
Prof. Dr. Arquitecta
Escuela T. S. de Arquitectura, Universidad de Navarra

1. ANTECEDENTES

Las ***bases de datos*** de los elementos constructivos, tienen que utilizarse cada vez más en los proyectos y en la ejecución de los edificios. Hacen referencia Amat y Trepat (1), entre estas bases de datos, a la Ficha de Características Técnicas, que en el Decreeto 1630/1980 (2) se exige a todo Sistema de ***forjados industrializados*** para que la Dirección General para la Vivienda, el Urbanismo y la Arquitectura, del Ministerio de Fomento, extienda sobre ella la Autorización de Uso del Sistema.

La ***Ficha de Características Técnicas*** de un forjado está regulada actualmente por la Orden Ministerial de 1989.11.29 (3), que la adaptó a la Instrucción EF 88, "Forjados unidireccionales de hormigón armado y pretensado" (4) (*). En el Anejo I de esta Orden se establecen prescripciones para la redacción de las Fichas; y en el Anejo II se da un ***modelo*** de Ficha para ***forjados armados*** y otro para ***forjados con viguetas pretensadas***. El fabricante del forjado está obligado a facilitar a todo usuario que la solicite, reproducción fidedigna de la Ficha Autorizada.

Un ***formato*** de Ficha de Características Técnicas para forjados con viguetas prefabricadas fue propuesto en 1959 por J. A.

* Estando en prensa este artículo se ha promulgado la Instrcción EF 96 (31) y se han modificado las condiciones de la Ficha (32). No afectan estas disposiciones al contenido del artículo; incluso el ejemplo y las tablas se han redactado en el sistema S.I. como se exige en (32).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Lahuerta (5), para que los fabricantes unificasen, en las hojas de propaganda de sus forjados, los datos técnicos precisos para que pudiesen proyectarlos los arquitectos. Entonces no existía formato oficial reglamentario, e indicaba que seria de desear fuera establecido, para evitar indeterminaciones y para mayor comodidad de los usuarios.

Las ***Normas*** vigentes en 1960 eran la Norma OHA 41, "Cálculo y ejecución de las obras de hormigón armado" (6) y la Norma FLA 41, "Proyecto y ejecución de forjados de ladrillo armado" (7). Ambas normas estaban basadas en el método clásico de cálculo del hormigóna armado, que era utilizable para el acero de límite elástico 240 MPa. Con aceros corrugados de 400 MPa o más, que se comercializaron a partir de 1949, el método podía utilizarse en flexión simple, pero era inadecuado para compresión y flexión compuesta. No existía norma para el hormigón pretensado.

Las ***características*** de los forjados se calculaban con estas Normas, que se complementaban, para aceros corrugados, y para el pretensado, con métodos tomados de la bibliografía. ***En 1966*** la Dirección General de Economía y Técnica de la Construcción, del Ministerio de la Vivienda, estableció ***directrices*** para garantizar el cumplimiento de las características proyectadas y aprobadas de los elementos resistentes para pisos y cubiertas producidos por la industria (8). También estableció un formato de Ficha de Características Técnicas, base de la Autorización de Uso (9).

La ***revisión*** de ambas Normas se inició en 1965, por el Ministerio de la Vivienda, para adaptarlas al método anelástico. Después, con buen criterio, se realizó la unión de estas normas con la del Ministerio de Obras Públicas. Y se constituyó la Comisión Interministerial del hormigón, presidida por R. Guitart, con intervención, en representación del Ministerio de la Vivienda, de J. del Corro y J. A. Lahuerta, que redactó la Instrucción EH 68, "Proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa o armado" (10).

En la ***Instrucción EH 68*** no figuraban explícitamente los forjados, que había que proyectar y calcular con sus prescripciones generales. La Comisión Permanente del Hormigón, que se constituyó en 1968 para actualizar y revisar la Instrucción, juzgó necesario regular lo específico de los forjados de edificación y encargó a J. A. Lahuerta una ponencia sobre ello. Entre otras novedades, la ponencia presentaba el cálculo simplificado de las solicitaciones por redistribución o formación de rótulas plásticas (11). Discutida y revisada por la Comisión, la ponencia constituyó el ***artículo 43, "Forjados de edificación"***, de la Instrucción EH 73 (12), que ha estado vigente hasta la separación de los forjados en la Instrucción EF 88.

2. CONTENIDO DE LA FICHA DE CARACTERISTICAS TECNICAS

Amat y Trepat (1) indican: *Para elementos estructurales de pisos y cubiertas, España dispone, desde 1966, en soporte papel, de una base de datos muy bien estructurada: son las citadas Fichas de Características Técnicas de la Autorización de Uso. Su carácter sistemático las hace fácilmente utilizables en programas de cálculo de estructuras, sin parangón, en este uso, con los* ***Avis Téchniques*** *franceses, por ejemplo.*

La ***Ficha*** de un sistema de forjados, según el Decreto 1630/1980, tiene que estar redactada y firmada por un técnico competente. En 1990 todo sistema tuvo que redactar nueva Ficha, como consecuencia de las variaciones que introdujo la Instrucción EF 88 y la Orden de 1989.11.29, y tuvo

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

que solicitar nueva Autorización de Uso. Esta se concede, desde 1990, mediante Resolución de la Dirección General, que se publica en el B.O.E. Desde la n° 1 de fecha 1990.3.23, hasta la n° 2.302 de fecha 1996.4.5.

La ***durabilidad*** de los forjados de los edificios requiere que tengan que proyectarse, en general, en Ambiente II, pues la humedad de los baños, las cocinas, etc., así lo exige. Los ***recubrimientos*** de las armaduras deben cumplir las condiciones del apartado 13.3 de la Instrucción EH 91 (13), y esto debe reflejarse en la Ficha del sistema. Los casos de forjados en Ambiente III, de atmósfera agresiva, son poco frecuentes, requieren recubrimientos mayores y raras veces se incluyen en las Fichas.

Se ***redacta*** la Ficha en hojas A4, numeradas. Todas las hojas tienen la misma cabecera, con el nombre del sistema de forjados, los datos del fabricante y los del técnico autor. Y tiene un recuadro, en el que la Dirección General pone el sello de la Autorización de Uso. El contenido de la Ficha debe comprender: las características de los componentes, las de los forjados y las tabulaciones para el cálculo en estados límites.

Parte 1. Componentes. Dibujo, características, dimensiones, pesos, etc., de cada uno de los componentes resistentes o aligerantes del sistema, suministrados por el fabricante. Características ***garantizadas*** por el fabricante para el hormigón, la cerámica, el acero, etc., empleados en la fabricación de los componentes.

Parte 2. Forjados. Dibujo, características, dimensiones, pesos, etc., de cada uno de los tipos de forjado que constituyen el sistema. Características y niveles de control ***especificados*** para el hormigón, la cerámica, el acero, etc., que aportará el constructor para la ejecución en obra de los forjados.

Parte 3. Tabulaciones. En cada tipo de forjado, los valores de las magnitudes precisas para el cálculo en estados límites últimos y en estados límites de fisuración y de deformación, con los coeficientes de ponderación de acciones y de minoración de los materiales. En flexión positiva, en vano, con cada vigueta o armadura utilizable. En flexión negativa, en apoyo, con cada armadura superior utilizable.

En vano deben reflejarse las siguientes magnitudes:

Momento flector último, en kpm/m, (o kNm/m)
Momento flector de fisuración, en kpm/m, (o kNm/m)
Momento flector con fisuras 0,2, en kpm/m, (o kNm/m)
Rigidez entera, en Mpm^2/m, (o kNm^2/m)
Rigidez fisurada, en Mpm^2/m, (o kNm^2/m

En apoyo deben reflejarse las mismas magnitudes y además:

Esfuerzo cortante último, en kp/m, (o kN/m) sin estribos o, en caso poco frecuente, con estribos de uno o más tipos. Si la flexión negativa requiere sección hormigonada total en una zona contigua al apoyo, con supresión de la zona de entrevigado, se incluirán las magnitudes de la sección hormigonada.

3. FORJADOS NERVADOS DE HORMIGON ARMADO

Además de los ***forjados industrializados***, compuestos de viguetas prefabricadas de

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

hormigón armado o pretensado, se emplean también en edificación ***forjados nervados***, de hormigón armado con entrevigado de piezas recuperables, aligerantes o resistentes, pero sin viguetas prefabricadas (14). A veces, los forjados nervados presentan ventajas técnicas sobre los industrializados, pero el coste de aquellos suele ser algo mayor que el de éstos.

Los ***forjados nervados*** se han de ajustar a la Instrucción EH 88, y no requieren Autorización de Uso. En cada edificio en que se empleen, se proyectan y calculan por el arquitecto autor del proyecto, pero no tienen fabricante a quien pedirle Ficha de características técnicas, que es de gran utilidad para proyectar con un sistema de forjados industrializado. Los valores de la Ficha tienen que calcularse en la oficina del arquitecto.

La ***tabulación*** de 7 presenta las características técnicas de un sistema usual de forjados nervados, siguiendo el modelo de Ficha establecido oficialmente. Se ha redactado para ayuda de los arquitectos que utilicen forjados nervados en sus proyectos. Y se presenta además, en 4 y 5, el método utilizado para calcular estas características técnicas, en forma de ejemplo numérico, para mayor comodidad del usuario.

El ***ejemplo*** elegido forma parte de la tabulación de 7. Las características geométricas de la sección de este ejemplo se detallan en la figura 1.

El armado de la sección tiene las magnitudes que siguen. Y se toma el ancho de nervio, por m, $b_0 = b/s = 12/0{,}6 = 20$ cm/m.

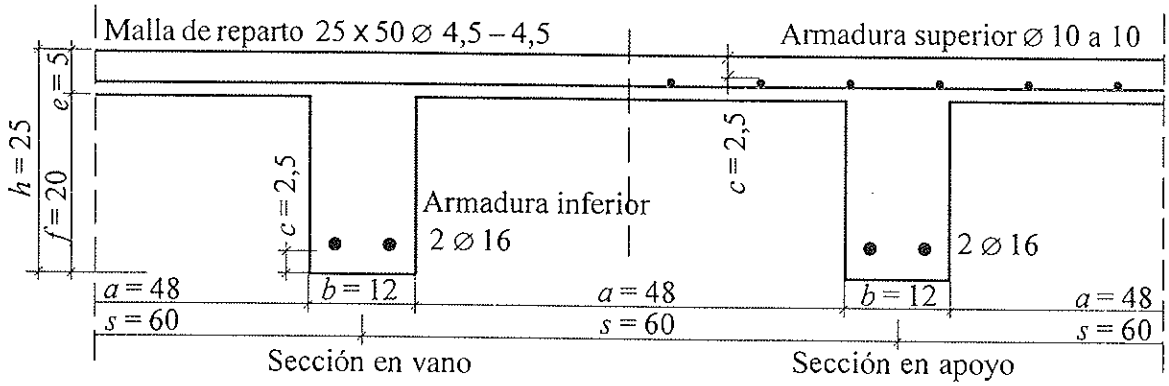


Figura 1. Ejemplo de forjado nervado. Escala 1/10. Cotas en cm.

Sección en vano:

Armadura inferior por nervio: 2ϕ16	$d_s = 1{,}6$ cm	$A_s = 6{,}70$ cm²/m
Malla de reparto: 25 x 50 ϕ 4,5-4,5	$A_l = 0{,}64$ cm²/m	$A_t = 0{,}32$ cm²/m

Sección en apoyo:

Armadura inferior, prolonga la de vano: 2 ϕ 16	$d_s = 1{,}6$ cm	$A_s = 6{,}70$ cm²/m
Armadura superior: ϕ 10 a 10	$d'_s = 1{,}0$ cm	$A'_s = 7{,}85$ cm²/m

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Los ***materiales*** empleados en el forjado del ejemplo, y las características mecánicas de éstos, con unidades del sistema internacional, S. I., son:

Hormigón H25, que se ha elegido porque es el mínimo propuesto por la Comisión Permanente del Hormigón (15) para la futura versión de la Instrucción EH. En flexión positiva se adopta diagrama de cálculo parábola-rectángulo, según EH 91.26.6.a. En negativa, diagrama rectangular.

Coeficiente de minoración	$\gamma_c = 1{,}5$
Resistencia de proyecto	$f_{ck} = 25$ N/mm^2
Resistencia de cálculo	$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 16{,}7$ N/mm^2
Resistencia en diagrama de cálculo	$f_{c\alpha} = 0{,}85\, f_{cd} = 14{,}2$ N/mm^2
Resistencia característica a flexotracción	$f_{cf} = 3{,}17$ N/mm^2
Resistencia virtual a cortante	$f_{cv} = 0{,}646$ N/mm^2
Módulo de deformación	$E_c = 30$ kN/mm^2

Acero AEH 500, en barras con sello CIETSID:

Coeficiente de minoración	$\gamma_s = 1{,}10$
Límite elástico de proyecto	$f_{sy} = 500$ N/mm^2
Resistencia de cálculo	$f_{sd} = 454$ N/mm^2
Módulo de elasticidad	$E_s = 200$ kN/mm^2

La equivalencia de las unidades del S. I. con las aún frecuentemente usadas del sistema M. K. S., son: 1 N = 0,102 kp; 1 N/mm^2 = 10,2 kp/cm^2.

En e***stados límites últimos*** se obtendrán las siguientes magnitudes:

En vano, con flexión positiva: el momento flector último.

En apoyo, con flexión negativa: el momento flector último y el esfuerzo cortante último, que siempre es máximo en apoyo.

En ***estados límites de utilización***, las siguientes magnitudes:

En vano, con flexión positiva: el momento flector de fisuración; el momento flector con fisura 0,2, que corresponde al ambiente II, exterior normal o interior húmedo, con fisura $w_k = 0{,}2$ mm; la rigidez entera; y rigidez fisurada.

En apoyo, con flexión negativa: las mismas magnitudes.

4. SOLICITACIONES EN ESTADOS LIMITES ULTIMOS

Dos ***estados límites últimos*** se consideran: el de flexión positiva, en el vano (figura 2.a), y el de flexión negativa, en el poyo (figura 2.b). La sección girada, según EH 91.36.1, en flexión positiva está en el dominio 2, con $\varepsilon_s = 0{,}01$: dominio 2a con $|\varepsilon_c| < 0{,}0035$ y dominio 2b con $|\varepsilon_c| = 0{,}0035$. En flexión negativa puede estar en el dominio 2 o en el dominio 3, con $0{,}01 \geq \varepsilon_s \geq f_{sd}/E_s$.

En vano, con flexión positiva. Armadura inferior 2 ϕ 16.

Desvío de la armadura:
$d_0 = 2{,}5 + 1{,}6/2 = 3{,}3$ cm.

Canto útil $d = 25 - 3{,}3 = 21{,}7$ cm.
Esfuerzo normal último U de la armadura inferior:
$U = A_s f_{sd} = 6{,}70 \times 454/10 = 304$ kN/m.
Esfuerzo unitario υ:
$\upsilon = U/d f_{c\alpha} = 304/21{,}7 \times 14{,}2 \times 10 = 0{,}09866$.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

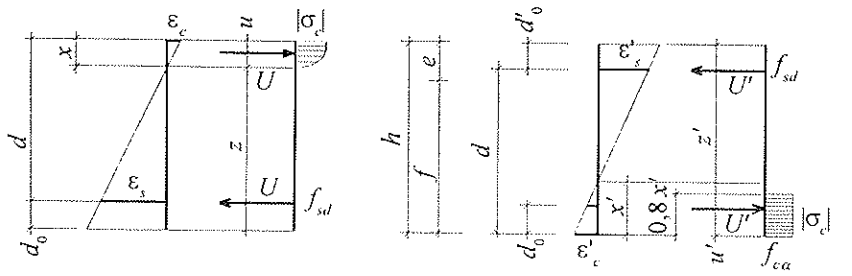


Figura 2. Diagramas de cálculo a flexión simple del forjado de la figura 1. (Escala 1/10).

La dilatación relativa del hormigón:
$\theta = |\varepsilon_c|/0{,}002$ se obtiene:
en dominio 2a,
$|\sigma_c| < f_{c\alpha}$: $0 < \upsilon \leq 0{,}111$; $0 < \theta \leq 1$;
resolviendo la ecuación
$\upsilon = \theta^2 (3-\theta) / 3 (5 + \theta)$
en dominio 2b,
$|\sigma_c| = f_{c\alpha}$: $0{,}111 < \upsilon < 0{,}2099$; $1 < \theta \leq 1{,}75$;
con $\theta = (1 + 15\,\upsilon)/3(1-\upsilon)$.

Se está en dominio 2a; se resuelve la ecuación, que da $\theta = 0{,}9169$ y $|\varepsilon_c| = 0{,}001834$.

Tensión máxima en el hormigón:

$$|\sigma_c| = f_{c\alpha}\,[1 - (1 - \theta^2)\,] = 14{,}2 \times 0{,}993 =$$

$$= 14{,}1 \text{ N/mm}^2$$

Profundidad de la línea neutra:

$$\xi = \theta / (5 + \theta) = 0{,}1547$$

$$x = \xi\, d = 0{,}1547 \times 21{,}7 = 3{,}36 \text{ cm}$$

La profundidad del esfuerzo de compresión $u = \chi d$, se obtiene:

en dominio 2a:
con $\chi = \theta\,(4 - \theta) / 4(3 - \theta)(5 + \theta)$

en dominio 2b:
con $\chi = (6\,\theta^2 - 4\,\theta + 1) / 4(3\,\theta - 1)(5 + \theta)$

Se está en dominio 2a: $\chi = 0{,}0572$;
$u = \chi d = 0{,}0572 \times 21{,}7 = 1{,}24$ cm.

Brazo de palanca de la sección:

$$z = d - u = 21{,}7 - 1{,}24 = 20{,}46 \text{ cm}$$

Momento flector último, m_u:

$$m_u = U\,z = 304 \times 20{,}46 / 100 = 62{,}2 \text{ kNm/m}$$

En apoyo, con flexión negativa.
Armadura superior ϕ 10 a 10, inferior 2 ϕ 16.

Desvío de la armadura superior,
$d'_0 = 2{,}5 + 1{,}0/2 = 3{,}0$ cm.

Canto útil $d' = 25 - 3{,}0 = 22{,}0$ cm

Esfuerzo normal último U' de la armadura superior:

$$U' = A'_s f_{sd} = 7{,}85 \times 454/10 = 356 \text{ kN/m}$$

Altura x' de la línea neutra:

$$x' = -\,\frac{0{,}0035\,A_s E_s - U'}{1{,}6\,b_0 f_{c\alpha}} +$$

$$+\sqrt{\left(\frac{0{,}0035\,A_s E_s - U'}{1{,}6\,b_0 f_{c\alpha}}\right)^2 + \frac{0{,}0035\,A_s E_s}{0{,}8\,b_0 f_{c\alpha}}\,d_0} =$$

$$= -\,2{,}49 + \sqrt{2{,}49^2 + 68{,}12} = 6{,}13 \text{ cm}$$

Dilatación ε'_s y tensión σ'_s en la armadura:

$$\varepsilon'_s = 0{,}0035\,(x' - d_0) / x = 0{,}001616$$

$$\sigma'_s = \varepsilon'_s\,E_s = 323 \text{ N/mm}^2 < f_{sd}$$

Altura u' del esfuerzo de compresión U', conjunto de hormigón y armadura:

$$u' = \frac{d_0\,\sigma'_s\,A_s + 0{,}4\,x'\,(U' - \sigma'_s\,A_s)}{U'} =$$

$$= \frac{714 + 341}{356} = 2{,}97 \text{ cm}$$

Brazo de palanca z':

$$z' = d' - u' = 22{,}0 - 2{,}97 = 19{,}03 \text{ cm}$$

Momento flector último negativo, m'_u:

$$m'_u = -\,U'\,z' = -\,356 \times 19{,}03 / 100 =$$
$$= -67{,}7 \text{ kNm/m}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Esfuerzo cortante último, por compresión oblicua del hormigón, v_{uc} (EH 91.39.1.3.2):

$$v_{uc} = 0{,}30 f_{cd} b_0 d' = 0{,}30 \times 16{,}7 \times 20{,}0 \times 22{,}0 / 10 = 220 \text{ kN/m}$$

Esfuerzo cortante último por tracción oblicua del hormigón, v_{ut} (EF 88 6.3.3):

$$v_{ut} = \xi_c \zeta_c f_{cv} b d'$$

con: $\xi_c = 1{,}6 - d' / 100 = 1{,}6 - 22{,}0/100 = 1{,}38$

$$\text{y: } z_c = 1 + \frac{50 A'_s}{b_0 d'} \frac{f_{sy}}{400} =$$

$$= 1 + \frac{50 \times 7{,}85}{20{,}0 \times 22{,}0} \frac{500}{400} = 2{,}11 \not> 2$$

$$v_{ut} = 1{,}38 \times 2 \times 0{,}646 \times 20 \times 22/10 = 78{,}5 \text{ kN/m}$$

Esfuerzo cortante último, v_u:

$$v_u = v_{uc} \not> v_{ut} \; 78{,}5 \text{ kN/m}$$

5. MAGNITUDES PARA ESTADOS LIMITES DE UTILIZACION

En vano, con flexión positiva.

Sección entera homogeneizada con coeficiente de equivalencia $n = E_s/E_c = 200/30 = 6{,}67$, es decir, multiplicando las áreas de acero por $(n - 1) = 5{,}67$. Se obtiene el momento estático S''_c, y el momento de inercia I''_c, respecto a la fibra inferior del forjado.

Area, cm²/m		Mom. estático, cm³/m		Momento de inercia, cm⁴/m	
5 x 100	= 500,0	x 22,5 =	11 250	x 22,5	= 253 125
20 x 20,0	= 400,0	x 10 =	4000	5^3 x 100/12	= 1 042
A_c	= 900,0	S''_c =	15 250	20^3 x 20,0/3	= 53 333
				I''_c	= 307 500
5,67 x 6,70	= 38,0	x 3,3 =	125	x 3,3	= 414
A_{h1}	= 938,0	S''_{h1} =	15 375	I''_{h1}	= 307 914
$z''_{h1} = S''_{h1}/A_{h1}$ =	16,39 cm			S''^2_{h1}/A_{h1}	= –252 010
				I_{h1}	= 55 898

Momento flector de fisuración, m_f:

$$m_f = f_{cf} I_{h1} / z''_{h1} = 3{,}17 \times 55\,898 / (16{,}39 \times 1\,000) = 10{,}8 \text{ kNm/m}$$

Rigidez entera, K_I:

$$K_I = I_{h1} E_c = 55\,898 \times 30 / 100 = 16\,800 \text{ kNm}^2\text{/m}$$

Rigidez fisurada, K_{II}:

$$K_{II} = A_s E_s (h - d_0 - x)(h - d_0 - 0{,}33 x) = 6{,}70 \times 200 (25 - 3{,}3 - 2{,}68) \cdot (25 - 3{,}3 - 0{,}89) / 100 = 5\,300 \text{ kNm}^2\text{/m}$$

Separación media entre fisuras s_m, según EH 91.44.3, con dos barras por nervio:

$$s_m = 2c + 0{,}4b \;\; 2 \times 2{,}5 + 0{,}4 \times 12 = 9{,}8 \text{ cm}$$

Anchura característica de fisuras:

$$w_k = \beta \, s_m \, \varepsilon_{sm}$$

siendo:

β Factor función de la dimensión mínima b de la pieza. Según el Eurocódigo nº 2, UNE ENV 1992-1-1/1991 (16), cláusula 4.4.2:

b,cm	≤ 30	40	50	60	70	≥ 80
β	1,30	1,38	1,46	1,54	1,62	1,70

En EH 91 4.4.3 se establece innecesariamente, para todo caso, β = 1,70

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

ε_{sm} Dilatación media de la armadura, considerando colaboración del hormigón.

$$\varepsilon_{sm} = 0{,}9\ \sigma_s / E_s$$

σ_s Tensión de la armadura cuando se alcanza w_k, que puede obtenerse con:

$$\sigma_s = m_f / z\ A_s$$

Momento flector de fisura 0,2, m_a. Según lo anterior, con $w_k = 0{,}2$ mm:

$$m_a = z\ A_s\ E_s\ w_k / 0{,}9\ \beta\ s_m =$$
$$= 20{,}46 \times 6{,}70 \times 200 \times 0{,}2 / 0{,}9 \times 1{,}3 \times$$
$$\times 9{,}8 \times 10 = 47{,}6 \text{ kNm/m}$$

En apoyo con flexión negativa

Sección entera homogeneizada, con $n = 6{,}67$:

$$A_{h2} = A_{h1} + (n - 1)\ A'_s =$$
$$= 938{,}0 + 5{,}67 \times 7{,}85 = 982{,}5 \text{ cm}^2\text{/m}$$

$$S''_{h2} = 15375 + 5{,}67 \times 7{,}85\ (25 - 3{,}0) =$$
$$= 16\ 354 \text{ cm}^3\text{/m}$$

$$z''_{h2} = 16\ 354/982{,}5 = 16{,}65 \text{ cm}$$

$$I_{h2} = 307\ 914 + 5{,}67 \times 7{,}85\ (25-9{,}3)^2 -$$
$$- 16\ 354^2 / 982{,}5 =$$
$$= 57\ 300 \text{ cm}^4\text{/m}$$

Momento flector de fisuración, m'_f:

$$m'_f = f_{cf}\ I_{h2}\ /\ (z''_{h2} - h) =$$
$$= 3{,}17 \times 57\ 300/(-8{,}35 \times 10\ 000) =$$
$$= -21{,}8 \text{ kNm/m}$$

Rigidez entera K'_I:

$$K_I = I_{h2}\ E_c = 57\ 300 \times 30 / 100 =$$
$$= 17\ 200 \text{ kNm}^2\text{/m}$$

Rigidez fisurada K'_{II}:

$$K''_{II} = A'_s\ E_s\ (h - d'_0 - x')\ (h - d'_0 - 0{,}33\ x') =$$
$$= 7{,}85 \times 200\ \ (25 - 3{,}0 - 6{,}13)\ (25 - 3{,}0 -$$
$$- 2{,}04) / 100 =$$
$$= 4\ 970 \text{ kNm}^2\text{/m}$$

Separación entre fisuras, s'_m, con separación de barras $s_a = 10$ cm

$$s'_m = 2c + 0{,}2\ s_a + 3d =$$
$$= 2 \times 2{,}5 + 0{,}2 \times 10 + 3 \times 1{,}0 =$$
$$= 10{,}0 \text{ cm}$$

Momento de fisura 0,2, m'_a:

$$m'_a = z'\ A'_s\ E_s\ w_k / 0{,}9\ \beta\ s'_m = 18{,}7 \times 7{,}85 \times$$
$$\times 200 \times 0{,}2 / 0{,}9 \times 1{,}3 \times 10 \times 10 =$$
$$= 50{,}2 \text{ kNm/m}$$

6. OTRAS CARACTERISTICAS TECNICAS DE LA FICHA

Amat y Trepat (1) indican además, en su artículo: *Estas Fichas han venido adaptándose a los cambios de las Instrucciones, pero son aún insuficientes para la valoración de todos los aspectos tratados en éstas. Por ejemplo, no dan valores del rasante, ni del ancho de fisura en forjados armados, o de la profundidad de la zona comprimida en una sección armada, relación x/d, para estudiar la aplicación de los elementos con leyes redistributivas. Esta información también es necesaria para un correcto control en la aplicación de estos materiales.*

Y presentan como ejemplo la Ficha de un forjado con viguetas altas, de hormigón pretensado, indicando las características que a su juicio deben completarse:

Parte 1. Componentes.. (Apartados 1, 2, 4, 5 y 6 del ejemplo). Indican que no necesitan cambios fundamentales, respecto de lo establecido oficialmente. Sin embargo, las preceptivas características del hormigón de viguetas, y las del acero de pretensar, diámetro de alambres, número por tipo de vigueta, pérdidas de tesado, iniciales y finales, tensiones de fabricación, tensiones y deformaciones finales del acero, no figuran en el ejemplo.

Parte 2. Forjados. (Apartado 3 del ejemplo). Indican que tampoco necesitan cambios. Agregan el dato del volumen de hormigón de obra, por m^2 de forjado, interesante para el constructor. Probablemente se refieren al forjado de vigueta simple, pero no incluyen el de vigueta doble que aparece en la figura. Las preceptivas especificaciones para el hormigón de obra y el acero de las armaduras tampoco figuran en el ejemplo.

Parte 3. Tabulaciones. Cuadro 1 del

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

ejemplo, cuyos comentarios separamos en flexión positiva y flexión negativa.

Flexión positiva. Parece innecesario incluir aquí el esfuerzo cortante último, v_{u1}, que se produce siempre en los extremos, en general con flexión negativa, ni el esfuerzo rasante v_{u2}, que no debe ser tal, sino el esfuerzo cortante último por pérdida de adherencia entre el hormigón prefabricado y el de obra, según la Instrucción EF 88, 6.3.3. El esfuerzo rasante, tratado ampliamente por Calavera (17) y por González Valle (18), se transforma en el esfuerzo cortante v_{u2} en la Instrucción EF 88. Con los factores β de la fórmula de v_{u2} que propone EF 88, se obtienen esfuerzos cortantes últimos bajos, lo que se acusa en el Cuadro del Ejemplo. En la práctica, es preciso utilizar la alternativa que da EH 88, de obtener v_{u2} mediante ensayos, con los que suelen obtenerse esfuerzos cortantes de rotura, concordantes con el valor v_{u1}.

Flexión negativa. La denominación refuerzo superior del Cuadro del Ejemplo, creo debe sustituirse por ***armadura superior***. La cuantía de ésta debe aumentarse hasta que el momento flector último negativo, en valor absoluto, sobrepase el valor máximo del de flexión positiva, que se precisa para los forjados continuos. Es innecesario indicar la vigueta límite, pues se demostró experimentalmente (19), lo que recogió el apartado 58.5 de la Instrucción EP 77 (20): *Bajo momentos negativos, puede admitirse que, en el extremo de una vigueta, la tensión final de pretensado en el hormigón es nula y que la distribución se efectúa linealmente hasta alcanzar el valor final, a una distancia igual a 200 veces el diámetro de las armaduras activas.* Si es necesario suprimir entrevigado y hormigonar, hay que consignar en el cuadro las armaduras superiores que se requieren. Se cree innecesario que figure la relación *x/d*. No se conocen forjados en que esta relación limite la redistribución.

De lo expuesto parece deducirse que para calcular los forjados con la Ficha de Características Técnicas establecida, bastan las características que en ella se exigen, las cuales se han expuesto en 2, se han calculado en 3, y figuran en la Tabulación de 7, y que no se necesitan otras características técnicas.

7. TABULACION DEL FORJADO NERVADO

Es evidente la imposibilidad de tabular todos los forjados nervados que pueden proyectarse. Ha sido necesario elegir un modelo único, para el que se han adoptado las siguientes características geométricas:

Separación entre ejes de nervios: s = 60 cm
Ancho del nervio: b = 12 cm
Espesor de la losa superior: e = 5 cm

que cumplen las condiciones de EF 88.4.1. Los nervios representan el 20% del ancho y el entrevigado el 80%. El ancho del nervio elegido no requiere estribos para resistir el esfuerzo cortante de cálculo máximo posible.

Diez series de forjados se han elegido de este modelo, definidos por su ***canto*** *h*, con los siguientes valores: 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, 35, 40 y 45 cm. Estos valores forman parte de la segunda serie de números normales de la norma UNE 4003-62 (21), que tienen la propiedad de ser números redondos, que cada uno es, con adecuada aproximación, 11% mayor que el anterior. Los cantos de forjado actualmente más utilizados en edificios de vivienda están entre 20 cm y 32 cm.

Ocho ***tipos*** de forjado se proponen en cada serie, definidos por la ***armadura*** inferior en sus nervios, constituida por dos barras corrugadas de acero AEH 500 S, con las prescripciones de EH 91.9.3. Sobre los ***apoyos internos*** de forjados continuos se dispone de una ***armadura superior*** en la losa, constituida por barras corrugadas, a separación uniforme, de acero AEH 500 S o T, que pueden constituir paneles de malla, con armadura transversal de ϕ 6 a 50 y ahorro de borde del 20% en ambos extremos. La armadura transversal del panel constituye la armadura de reparto en su zona. Sobre los ***apoyos externos*** se dispone una armadura superior de área ≥ 0,25 de la armadura inferior del vano.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Los diez ***tipos de armado*** elegidos, son los de la Tabla 1, en la que se indican las áreas de armadura por m de forjado:

La norma ***CT 79***, "Condiciones Térmicas en los edificios" (23), entró en vigor a principios del año 1980, y fue poco lo que influyó en el dimensionamiento de los forjados, ya que los aislamientos térmicos suelen disponerse sobre o bajo ellos.

TABLA 1.- Armaduras del forjado nervado

Tipo de armadura	Armadura inferior en el nervio		Armadura superior en apoyo interno		Armadura superior en apoyo externo	
	ϕ	A_s cm²/m	ϕ	A'_s cm²/m	ϕ	A'_s cm²/m
1	$\phi 8 + \phi 6$	1,31	$\phi 6$ a 20	1,41	$\phi 6$ a 30	0,94
2	$2\phi 8$	1,68	$\phi 6$ a 15	1,88	$\phi 6$ a 30	0,94
3	$\phi 10 + \phi 8$	2,15	$\phi 8$ a 20	2,51	$\phi 6$ a 30	0,94
4	$2\phi 10$	2,62	$\phi 6$ a 10	2,83	$\phi 6$ a 30	0,94
5	$\phi 12 + \phi 10$	3,20	$\phi 8$ a 15	3,35	$\phi 6$ a 30	0,94
6	$2\phi 12$	3,77	$\phi 10$ a 20	3,93	$\phi 6$ a 20	1,41
7	$\phi 16 + \phi 12$	5,23	$\phi 10$ a 15	5,26	$\phi 6$ a 20	1,41
8	$2\phi 16$	6,70	$\phi 10$ a 10	7,85	$\phi 8$ a 20	2,51
9	$\phi 20 + \phi 16$	8,58	$\phi 8$ a 5	10,1	$\phi 8$ a 20	2,51
10	$2\phi 20$	10,5	$\phi 12$ a 10	11,3	$\phi 8$ a 15	3,35

Las series de forjados 16 a 20 se disponen con armaduras de tipos 1 a 8; las series 22 a 32, con armaduras de tipos 2 a 9 y las series 36 a 45, con armaduras de tipos 3 a 10.

8. CARACTERISTICAS FUNCIONALES DE LOS FORJADOS

Con buen criterio, indican también Amat y Trepat (1): *No se encuentran en las Fichas, sin embargo, datos y valores que permitan comprobar la bondad de estos materiales en los casos de resistencia al fuego, condiciones térmicas y condiciones acústicas.* Pero debe indicarse que el Real Decreto 1630/1980 y los Modelos de Fichas, se referían, exclusivamente, a las características técnicas estructurales, que en el decenio 197 y siguientes necesitaban urgente reglamentación.

La norma ***CA 82***, "Condiciones acústicas en los edificios" (24) fue efectiva desde 1982, e influyó en el canto de los forjados. Los de 16 y 18 cm, bastante empleados en edificios de viviendas, no siempre cumplían la condición de aislamiento a ruido aéreo, ni la de ruido de impacto y fueron paulatinamente sustituidos en los proyectos por cantos de 20 cm o superiores.

La norma ***CPI 96***, "Condiciones de protección contra incendios en los edificios" (25) tuvo su primera edición en 1982, que fue muy discutida, después una segunda de 1991, que siguió siendo controvertida y acaba de aparecer la de 1996, que aún es pronto para enjuiciarla. En lo que se refiere a los forjados, en general les afecta poco

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

pues una resistencia al fuego RF-180, que es la máxima exigencia del artículo 14 de la norma, puede alcanzarse en forjados de piso, con los solados y techos usuales.

Una ***Ficha de Características térmicas, ignífugas y acústicas*** fue redactada en 1991 por J. A. Lahuerta, para un modelo de forjado, con paneles prefabricados de cerámica armada, por encargo de su fabricante y otra, para un forjado con paneles Π, de hormigón armado. Los usuarios de estos forjados les preguntaban por estas características, con alguna frecuencia, a los fabricantes y éstos deseaban proporcionarles una Ficha de ellas. Las Fichas se redactaron con datos tomados de las Normas y de la bibliografía, pues no fue posible acometer los ensayos precisos para determinarlos experimentalmente. Sólo algún Laboratorio tenía medios para realizar algunos ensayos parciales y el coste era desproporcionado para un fabricante individual.

9. FICHA DE CARACTERISTICAS TERMICAS, IGNIFUGAS Y ACUSTICAS

La ***Ficha*** de características térmicas, ignífugas y acústicas de las series de forjados nervados del modelo elegido, (Cuadro 2), se ha calculado con datos también tomados de las Normas, del Eurocódigo 2, Parte 1-1, "Proyecto de estructuras de hormigón frente al fuego" (26) y de la bibliografía pertinente, especialmente, el libro de M. J. Dios (27).

El ***coeficiente de transmisión térmica***, K, en W/m^2 °C, de un forjado con revestimiento superior e inferior es, según la Norma CT 79, el inverso de su resistencia térmica R; $K = 1/R$, dada ésta por:

$$R = R_c + R_e + R_s + R_i + R_x + R_y$$

suma de las resistencias térmicas parciales, en m^2°C/W, con los valores siguientes:

R_c del hormigón $R_c = (0{,}05+0{,}2f)/1{,}63$
R_e del entrevigado $R_e = 0{,}8f/\lambda$

siendo f la altura de la pieza de entrevigado, en m y λ la conductividad térmica del material de la pieza, con los siguientes valores, en W/m°C:

A, entrevigado recuperable:
sin techo inferior, Re = 0;
con techo inferior, Re = 0,15
B Poliestireno expandido:
$\lambda = 0{,}04$; $R_e = 20f$
C Bloques huecos de cerámica:
$\lambda = 0{,}60$; $R_e = 1{,}33f$
D Bloques huecos de mortero:
$\lambda = 1{,}00$; $R_e = 0{,}80$ f

R_s del revestimiento superior:
J Teja o entarimado sobre rastreles:
$R_s = 0{,}025/0{,}21 = 0{,}120$
K Lámina, moqueta o parquet, sobre mortero: $R_s = 0{,}01/0{,}21 + 0{,}06/1{,}40 = 0{,}090$
L Baldosa o terrazo, sobre mortero:
$R_s = 0{,}07/1{,}40 = 0{,}050$

R_i del revestimiento inferior:
X Sin revestimiento: $R_i = 0$
Y Guarnecido o placa de yeso:
$R_i = 0{,}015/0{,}30 = 0{,}050$
Z Guarnecido o placa de yeso y perlita:
$R_i = 0{,}015/0{,}18 = 0{,}083$
de separación con el espacio exterior:
$R_x = 0{,}09$
de separación con el espacio interior:
$R_y = 0{,}05$

El coeficiente de transmisión térmica K'_f, en Kcal/h m°C es: $K'_f = 0{,}86\ K_f$

La ***resistencia al fuego***, RF, en minutos, de un forjado con revestimientos, se define, según la norma CPI 96.13.1, por el tiempo que mantiene las cuatro condiciones exigidas: estabilidad portante, inemisión de gases inflamables, estanqueidad a las llamas y resistencia térmica, que se miden mediante ensayos realizados según la norma UNE 23 093 (28).

Según CPI 96.17.1, si no se realizan ensayos, la resistencia al fuego puede determinarse con las tablas del Apéndice 1 de la norma. Las 16 tablas de este Apéndice 1 de la edición de 1991 de la Norma, han quedado reducidas a 3, siendo la que recogía los forjados una de las suprimidas. Se indica, en el Apéndice 1, que puede utilizarse la parte 1-2 del Eurocódigo 2 (29).

Así, para los forjados nervados puede utilizarse:

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Espesor total, incluidos los revestimientos	< 30 cm	≥ 30 cm
Sin guarnecido o placa de yeso	RF 120	RF 180
Con guarnecido o placa de yeso	RF 180	RF 240

y de éste modo se han obtenido los valores de la tabulación.

El ***aislamiento al ruido aéreo***, R, en dBA, de un forjado con revestimientos, se ha determinado mediante la fórmula del Anejo 3 de la norma CA 88.

$$R = 36{,}5 \log m - 41{,}5 = 36{,}5 \log p + 31{,}8$$

siendo m la masa, en kg/m^2, o p el peso, en kN/m^2, del forjado con revestimientos. El peso de los revestimientos superior e inferior, según la designación anterior es:

caso	JX	JY	JZ	KX	KY	KZ	LX	LY	LZ
kN/m^2	0,6	0,8	0,7	0,9	1,1	1,0	1,2	1,4	1,3

El artículo 14 de la norma exige que, con edificios habitables, sea:

$$R \geq 45 \text{ dBA}$$

que corresponde a un peso mínimo de 2,3 kN/m^2, que se cumple en todos los casos.

El ***nivel de ruido de impacto***, L, en dBA, en el espacio subyacente a un forjado con revestimientos, se ha calculado mediante la fórmula del apartado 3.3.1 del Anexo 3 de la norma CA 88:

$$L = 135 - R$$

siendo R el aislamiento a ruido aéreo, en dBA, del forjado con revestimientos. El artículo 14 de la norma exige que en edificios habitables, sea:

$L \leq 80$ dBA, que corresponde a un aislamiento mínimo de 55 dBA.

En la tabulación se señalan los casos en que no se cumple esta condición, en los que por consiguiente, deberá incluirse un solado amortiguador o flotante.

10. USO DE LAS FICHAS EN UN EJEMPLO

Los ***forjados*** de la planta de pisos de un edificio de viviendas, que se representa en la figura 3, van a calcularse, como ejemplo, para ayudar al lector en el uso de las Fichas. El edificio está en zona climática Y, según la norma CT 79.13. Mapa 2. Las exigencias térmicas de la norma CT 79, Tabla 2 son:

Forjado entre viviendas: ninguna.
Sobre local no calefactado:
$K \leq 1{,}60$ W/m^2°C

Sobre el exterior o bajo cubierta:
$K \leq 0{,}90$ W/m$_2$°C

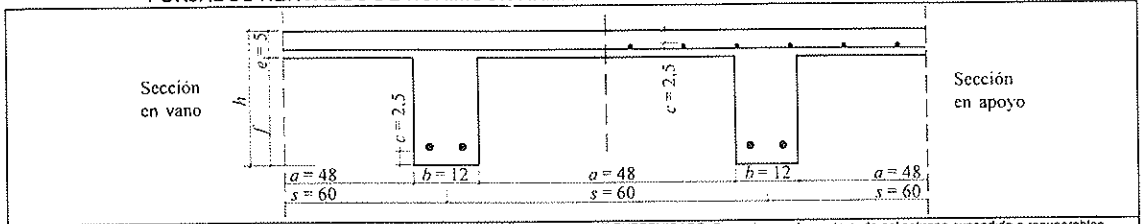
El ***arquitecto*** ha decidido proyectar el edificio con estructura de hormigón armado, nivel de control normal de ejecución, $\gamma_f = 1{,}6$, y con forjados nervados, con entrevigado de piezas huecas de mortero, (sigla D en el listado de 9); (*); solado de baldosa (sigla L), y techo de placas de yeso, (sigla Y). Los muros del mirador, que apoyan sobre el vuelo F.6 del forjado, serán de 12 cm, de fábrica de ladrillo perforado visto, con enfoscado trasero, cámara aislante y trasdós de tabicón, de 9 cm, de ladrillo hueco con guarnecido de yeso. Desde la fecha del hormigonado del forjado se prevé: desencofrado a las cuatro semanas. Ejecución de la tabiquería a los cinco meses. Ejecución de solados a los siete meses.

Los factores de efecto diferido en la deformación que se aplicarán, deducidos de EH 91.45.5, se dan en la Tabla 2.

* Los forjados se calculan también con $\gamma_f = 1{,}6$. Es erróneo por contrario a la Instrucción EH-91, lo que se indica en EF-96, art. 6.1, párrafo 3°.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

FORJADOS NERVADOS DE HORMIGON ARMADO. FICHA DE CARACTERISTICAS TECNICAS



HORMIGÓN H 25 f_{ck} = 25 N/mm² ACERO AEH 500 S ó T f_{yk} = 500 N/mm² PIEZAS DE ENTREVIGADO De cerámica, de mortero, de poliestireno expandido o recuperables

Forjado Canto h $f+e$ Peso de hormigón	Flexión positiva en vano: Armadura inferior por nervio 2Ø	Momento flector último m_u kNm/m²	Momento flector de fisuración m_f kNm/m	Momento flector de fisura 0,2 $m_{0,2}$ kNm/m	Rigidez entera K_I kNm²/m	Rigidez fisurada K_{II} kNm²/m	Flexión negativa en apoyo: Armadura superior en losa Ø a s cm	Momento flector último m'_u kNm/m	Esfuerzo cortante último v_u kN/m	Momento flector de fisuración m'_f kNm/m	Momento flector de fisura 0,2 $m'_{0,2}$ kNm/m	Rigidez entera K'_I kNm²/m	Rigidez fisurada K''_{II} kNm²/m
	Ø8+Ø6	7,6	3,9	5,8	4058	400	Ø6 a 20	-6,7	33,4	-8,6	4,6	4070	360
	2Ø8	9,7	4,0	7,4	4099	420	Ø6 a 15	-8,9	36,2	-8,7	6,8	4110	450
16 cm	Ø10+Ø8	12,2	4,0	9,4	4145	530	Ø8 a 20	-11,6	39,8	-8,7	7,7	4160	560
	2Ø10	14,8	4,1	11,4	4195	640	Ø6 a 10	-13,4	41,8	-8,8	11,4	4220	630
11+5	Ø12+Ø10	17,8	4,1	13,7	4247	780	Ø8 a 15	-15,5	44,7	-8,9	11,2	4280	700
	2Ø12	20,9	4,2	16,0	4306	920	Ø10 a 20	-17,8	48,0	-9,0	11,2	4340	780
	Ø16+Ø12	28,0	4,4	21,5	4425	1260	Ø10 a 15	-23,9	49,4	-9,1	16,3	4470	950
1,80 kN/m²	2Ø16	35,2	4,5	27,1	4562	1660	Ø10 a 10	-35,6	49,4	-9,4	26,8	4630	1180
	Ø8+Ø6	8,7	4,9	6,7	5768	450	Ø6 a 20	-7,9	36,7	-10,8	5,5	5790	500
	2Ø8	11,2	5,0	8,6	5823	580	Ø6 a 15	-10,6	39,4	-10,9	8,1	5850	640
18 cm	Ø10+Ø8	14,1	5,1	10,9	5887	730	Ø8 a 20	-13,9	43,0	-11,0	9,2	5920	790
	2Ø10	17,1	5,1	13,2	5956	900	Ø6 a 10	-15,9	45,0	-11,1	13,6	6000	890
13+5	Ø12+Ø10	20,7	5,2	15,9	6029	1080	Ø8 a 15	-18,6	47,9	-11,2	13,4	6080	1010
	2Ø12	24,2	5,3	18,6	6109	1280	Ø10 a 20	-21,4	51,1	-11,3	13,4	6160	1130
	Ø16+Ø12	32,7	5,5	25,1	6280	1750	Ø10 a 15	-28,7	56,2	-11,5	19,6	6350	1400
1,90 kN/m²	2Ø16	41,2	5,7	31,7	6471	2280	Ø10 a 10	-42,8	56,2	-11,9	32,2	6590	1800
	Ø8+Ø6	9,9	6,1	7,6	7885	600	Ø6 a 20	-9,2	39,9	-13,2	6,4	7910	660
	2Ø8	12,7	6,2	9,7	7957	770	Ø6 a 15	-12,3	42,6	-13,3	9,4	8000	850
20 cm	Ø10+Ø8	16,0	6,3	12,3	8041	970	Ø8 a 20	-16,2	46,1	-13,5	10,7	8090	1070
	2Ø10	19,5	6,3	15,0	8131	1190	Ø6 a 10	-18,5	48,1	-13,6	15,8	8190	1200
15+5	Ø12+Ø10	23,5	6,4	18,1	8229	1440	Ø8 a 15	-21,6	50,9	-13,7	15,6	8300	1360
	2Ø12	27,6	6,5	21,2	8333	1700	Ø10 a 20	-25,0	54,1	-13,8	15,7	8410	1540
	Ø16+Ø12	37,4	6,8	28,7	8562	2320	Ø10 a 15	-33,4	61,8	-14,1	22,9	8680	1940
2,00 kN/m²	2Ø16	47,2	7,0	36,3	8813	3010	Ø10 a 10	-49,9	62,8	-14,5	37,6	8990	2550
	2Ø8	14,2	7,5	10,9	10532	990	Ø6 a 15	-14,0	45,6	-15,9	10,8	10590	1090
	Ø10+Ø8	18,0	7,6	13,8	10639	1250	Ø8 a 20	-18,5	49,0	-16,0	12,2	10710	1380
22 cm	2Ø10	21,8	7,7	16,8	10751	1530	Ø6 a 10	-21,1	51,0	-16,2	18,0	10840	1560
	Ø12+Ø10	26,4	7,8	20,3	10876	1850	Ø8 a 15	-24,5	53,8	-16,3	17,8	10980	1770
17+5	2Ø12	31,0	7,9	23,8	11008	2180	Ø10 a 20	-28,5	57,0	-16,5	17,9	11130	2010
	Ø16+Ø12	42,0	8,2	32,3	11301	2980	Ø10 a 15	-38,2	64,6	-16,8	26,2	11470	2550
	2Ø16	53,2	8,4	40,9	11620	3840	Ø10 a 10	-57,0	69,2	-17,3	42,9	11870	3430
2,10 kN/m²	Ø20+Ø16	66,4	8,8	51,0	11955	4870	Ø8 a 5	-74,3	69,5	-17,8	66,6	12310	4110
	2Ø8	16,4	9,6	12,6	15287	1360	Ø6 a 15	-16,6	50,0	-20,0	12,7	15380	1510
	Ø10+Ø8	20,9	9,7	16,0	15431	1730	Ø8 a 20	-21,9	53,3	-20,1	14,5	15550	1930
25 cm	2Ø10	25,3	9,8	19,5	15582	2110	Ø6 a 10	-24,9	55,3	-20,3	21,3	15720	2170
	Ø12+Ø10	30,7	10,0	23,6	15752	2550	Ø8 a 15	-29,2	58,0	-20,5	21,1	15920	2490
20+5	2Ø12	36,0	10,1	27,7	15930	3010	Ø10 a 20	-33,9	61,1	-20,6	21,3	16120	2840
	Ø16+Ø12	49,0	10,5	37,7	16333	4120	Ø10 a 15	-45,4	68,5	-21,1	31,1	16590	3640
	2Ø16	62,2	10,8	47,8	16765	5300	Ø10 a 10	-67,7	78,5	-21,7	51,0	17170	4970
2,25 kN/m²	Ø20+Ø16	77,9	11,2	59,9	17232	6710	Ø8 a 5	-88,0	78,7	-22,3	78,9	17790	6040
	2Ø8	18,7	12,0	14,4	21198	1800	Ø6 a 15	-19,1	54,1	-24,3	14,7	21330	1990
	Ø10+Ø8	23,8	12,2	18,3	21384	2280	Ø8 a 20	-25,3	57,4	-24,5	16,7	21560	2560
28 cm	2Ø10	28,9	12,3	22,2	21578	2780	Ø6 a 10	-28,8	59,3	-24,6	24,6	21790	2890
	Ø12+Ø10	35,0	12,5	26,9	21799	3370	Ø8 a 15	-33,8	62,0	-24,8	24,4	22040	3330
23+5	2Ø12	41,1	12,6	31,5	22028	3980	Ø10 a 20	-39,3	65,0	-25,1	24,6	22310	3810
	Ø16+Ø12	56,0	13,0	43,0	22555	5450	Ø10 a 15	-52,5	72,3	-25,6	36,0	22940	4910
	2Ø16	71,2	13,4	54,7	23115	7010	Ø10 a 10	-78,4	86,4	-26,3	59,0	23710	6800
2,40 kN/m²	Ø20+Ø16	89,4	13,9	68,7	23732	8870	Ø8 a 5	-101,8	87,5	-27,1	91,3	24540	8340
	2Ø8	21,7	15,6	16,7	31040	2470	Ø6 a 15	-22,5	59,3	-30,3	17,3	31250	2750
	Ø10+Ø8	27,6	15,8	21,2	31289	3140	Ø8 a 20	-29,9	62,5	-30,6	19,7	31570	3550
32 cm	2Ø10	33,6	15,9	25,8	31547	3830	Ø6 a 10	-33,9	64,3	-30,8	29,0	31870	4010
	Ø12+Ø10	40,7	16,1	31,3	31844	4650	Ø8 a 15	-39,8	66,9	-31,0	28,9	32220	4630
27+5	2Ø12	47,8	16,3	36,7	32149	5480	Ø10 a 20	-46,4	69,9	-31,3	29,1	32590	5320
	Ø16+Ø12	65,4	16,8	50,2	32861	7510	Ø10 a 15	-62,1	76,9	-31,9	42,5	33460	6900
	2Ø16	83,1	17,3	63,9	33612	9650	Ø10 a 10	-92,7	90,6	-32,9	69,8	34530	9680
2,60 kN/m²	Ø20+Ø16	105	17,8	80,5	34457	12230	Ø8 a 5	-120,1	98,4	-33,8	108	35690	11970
	Ø10+Ø8	31,5	19,8	24,2	43637	4140	Ø8 a 20	-34,4	67,1	-37,0	22,7	44040	4700
	2Ø10	38,3	20,0	29,4	43966	5050	Ø6 a 10	-39,1	68,9	-37,3	33,4	44430	5300
36 cm	Ø12+Ø10	46,4	20,2	35,7	44349	6130	Ø8 a 15	-45,9	71,4	-37,6	33,3	44900	6150
	2Ø12	54,6	20,4	41,9	44740	7230	Ø10 a 20	-53,5	74,3	-37,9	33,6	45380	7090
31+5	Ø16+Ø12	74,7	21,0	57,4	45660	9920	Ø10 a 15	-71,6	81,1	-38,6	49,0	46530	9230
	2Ø16	95,1	21,5	73,1	46625	12730	Ø10 a 10	-107	94,4	-39,7	80,5	47940	13060
	Ø20+Ø16	120	22,2	92,3	47726	16140	Ø8 a 5	-138	106	-40,8	124	49500	16240
2,85 kN/m²	2Ø20	146	22,9	112	48919	19810	Ø12 a 10	-153	108	-41,5	109	50880	18060
	Ø10+Ø8	35,3	24,2	27,2	58638	5280	Ø8 a 20	-39,0	71,4	-43,9	25,7	59200	6010
	2Ø10	43,0	24,4	33,0	59045	6430	Ø6 a 10	-44,2	73,1	-44,1	37,8	59690	6780
40 cm	Ø12+Ø10	52,2	24,7	40,1	59521	7810	Ø8 a 15	-52,0	75,5	-44,5	37,7	60280	7880
	2Ø12	61,3	24,9	47,1	60006	9210	Ø10 a 20	-60,7	78,3	-44,8	38,1	60880	9110
35+5	Ø16+Ø12	84,1	25,6	64,6	61158	12650	Ø10 a 15	-81,2	84,9	-45,7	55,6	62360	11900
	2Ø16	107	26,2	82,3	62359	16230	Ø10 a 10	-121	97,8	-46,9	91,2	64170	16950
	Ø20+Ø16	135	27,0	104	63746	20600	Ø8 a 5	-157	109	-48,2	141	66170	21160
3,00 kN/m²	2Ø20	164	27,8	126	65237	25270	Ø12 a 10	-173	115	-49,0	123	67930	23550
	Ø10+Ø8	40,2	30,3	30,9	81428	6890	Ø8 a 20	-44,7	76,1	-52,9	29,5	82220	7870
	2Ø10	48,8	30,5	37,5	81943	8400	Ø6 a 10	-50,6	77,7	-53,2	43,3	82850	8880
45 cm	Ø12+Ø10	59,4	30,8	45,6	82549	10210	Ø8 a 15	-59,6	80,1	-53,5	43,2	83620	10350
	2Ø12	69,8	31,1	53,6	83163	12030	Ø10 a 20	-69,6	82,8	-54,0	43,7	84410	11980
40+5	Ø16+Ø12	95,8	31,8	73,6	84634	16540	Ø10 a 15	-93,1	89,1	-54,9	53,8	86330	15700
	2Ø16	122	32,6	93,8	86161	21220	Ø10 a 10	-139	101	-56,4	105	88720	22510
	Ø20+Ø16	155	33,5	119	87944	26940	Ø8 a 5	-180	112	-57,9	161	91340	28220
3,75 kN/m²	2Ø20	188	34,5	144	89849	33030	Ø12 a 10	-199	118	-58,9	141	93630	31430

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

FORJADOS NERVADOS DE HORMIGON ARMADO. FICHA DE CARACTERISTICAS TERMICAS, IGNIFUGAS Y ACUSTICAS

Entrevigado	Sigla	Masa especif. kg/m³	Conductividad térmica W/m°C	Revestimiento superior	Sigla	Masa unit. kg/m²	Resist. térm. m²°C	Revestimiento inferior	Sigla	Masa unit. kg/m²	Resist. térm. m²°C
Recuperable	A	0	0,000								
Poliestireno expandido	B	30	0,030	Teja o entarimado	J	60	0,12	Ninguno	X	0	0,000
Piezas cerámicas huecas	C	300	0,060	Lámina, moqueta, parquet	K	90	0,19	Guarn. o placa de yeso	Y	20	0,050
Piezas de mortero huecas	D	600	1,000	Baldosa o terrazo	L	120	0,05	De yeso y perlita	Z	10	0,083

Forjado Canto h $f+e$ Peso de hormigón	Revestimientos	Coeficiente de transmisión térmica K_f W/m² °C				Resistencia al fuego RF minutos				Aislamiento a ruido aéreo R dBA				Nivel de ruido de impacto L dBA			
		A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D
16 cm	JX	3,29	0,40	2,22	3,25	RF 120	RF 120	RF 120	RF 120	45,38	47,24	58,23	65,24	89,62	87,76	76,77	69,76
	JY	2,82	0,39	2,00	2,26	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	46,65	48,38	58,81	65,61	88,35	86,62	76,19	69,39
	JZ	2,58	0,39	1,87	2,10	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	46,02	47,82	58,52	65,42	88,98	87,18	76,48	69,58
11+5	KX	3,65	0,40	2,38	2,76	RF 120	RF 120	RF 120	RF 120	47,24	48,91	59,09	65,79	87,76	86,09	75,91	69,21
	KY	3,08	0,26	2,13	3,05	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	48,38	49,94	59,64	66,15	86,62	85,06	75,36	68,85
	KZ	2,80	0,26	1,99	2,25	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	47,82	49,43	59,37	65,97	87,18	85,57	75,63	69,03
1,80 kN/m²	LX	4,27	0,27	2,63	3,10	RF 120	RF 120	RF 120	RF 120	48,91	50,43	59,90	66,33	86,09	84,57	75,10	68,67
	LY	3,52	0,26	2,32	2,69	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	49,94	51,36	60,42	66,68	85,06	83,64	74,58	68,32
	LZ	3,15	0,26	2,16	2,47	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	49,43	50,90	60,16	66,51	85,57	84,10	74,84	68,49
18 cm	JX	3,26	0,34	2,09	3,22	RF 120	RF 120	RF 120	RF 120	46,02	47,82	58,52	65,42	88,98	87,18	76,48	69,58
	JY	2,80	0,34	1,89	2,17	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	47,24	48,91	59,09	65,79	87,76	86,09	75,91	69,21
	JZ	2,57	0,33	1,78	2,03	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	46,65	48,38	58,81	65,61	88,35	86,62	76,19	69,39
13+5	KX	3,61	0,35	2,22	2,63	RF 120	RF 120	RF 120	RF 120	47,82	49,43	59,37	65,97	87,18	85,57	75,63	69,03
	KY	3,06	0,22	2,00	3,03	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	48,91	50,43	59,90	66,33	86,09	84,57	75,10	68,67
	KZ	2,78	0,22	1,88	2,16	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	48,38	49,94	59,64	66,15	86,62	85,06	75,36	68,85
1,90 kN/m²	LX	4,23	0,23	2,44	2,94	RF 120	RF 120	RF 120	RF 120	49,43	50,90	60,16	66,51	85,57	84,10	74,84	68,49
	LY	3,49	0,22	2,18	2,56	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	50,43	51,81	60,68	66,85	84,57	83,19	74,32	68,15
	LZ	3,13	0,22	2,03	2,36	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	49,94	51,36	60,42	66,68	85,06	83,64	74,58	68,32
20 cm	JX	3,24	0,30	1,97	3,20	RF 120	RF 120	RF 120	RF 120	46,65	48,38	58,81	65,61	88,35	86,62	76,19	69,39
	JY	2,78	0,30	1,79	2,09	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	47,82	49,43	59,37	65,97	87,18	85,57	75,63	69,03
	JZ	2,55	0,29	1,69	1,95	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	47,24	48,91	59,09	65,79	87,76	86,09	75,91	69,21
15+5	KX	3,58	0,30	2,09	2,51	RF 120	RF 120	RF 120	RF 120	48,38	49,94	59,64	66,15	86,62	85,06	75,36	68,85
	KY	3,04	0,19	1,89	3,00	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	49,43	50,90	60,16	66,51	85,57	84,10	74,84	68,49
	KZ	2,76	0,19	1,78	2,07	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	48,91	50,43	59,90	66,33	86,09	84,57	75,10	68,67
2,00 kN/m²	LX	4,18	0,20	2,28	2,78	RF 120	RF 120	RF 120	RF 120	49,94	51,36	60,42	66,68	85,06	83,64	74,58	68,32
	LY	3,46	0,20	2,05	2,44	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	50,90	52,24	60,93	67,02	84,10	82,76	74,07	67,98
	LZ	3,10	0,19	1,92	2,26	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	50,43	51,81	60,68	66,85	84,57	83,19	74,32	68,15
22 cm	JX	3,21	0,27	1,86	3,17	RF 120	RF 120	RF 120	RF 120	47,24	48,91	59,09	65,79	87,76	86,09	75,91	69,21
	JY	2,77	0,27	1,70	2,01	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	48,38	49,94	59,64	66,15	86,62	85,06	75,36	68,85
	JZ	2,53	0,26	1,61	1,88	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	47,82	49,43	59,37	65,97	87,18	85,57	75,63	69,03
17+5	KX	3,55	0,27	1,97	2,40	RF 120	RF 120	RF 120	RF 120	48,91	50,43	59,90	66,33	86,09	84,57	75,10	68,67
	KY	3,02	0,17	1,79	2,98	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	49,94	51,36	60,42	66,68	85,06	83,64	74,58	68,32
	KZ	2,74	0,17	1,69	2,00	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	49,43	50,90	60,16	66,51	85,57	84,10	74,84	68,49
2,10 kN/m²	LX	4,14	0,18	2,14	2,65	RF 120	RF 120	RF 120	RF 120	50,43	51,81	60,68	66,85	84,57	83,19	74,32	68,15
	LY	3,43	0,17	1,93	2,34	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	61,36	52,66	61,17	67,19	83,64	82,34	73,83	67,81
	LZ	3,08	0,17	1,82	2,17	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	50,90	52,24	60,93	67,02	84,10	82,76	74,07	67,98
25 cm	JX	3,17	0,23	1,72	3,13	RF 120	RF 120	RF 120	RF 120	48,10	49,69	59,50	66,06	86,90	85,31	75,50	68,94
	JY	2,74	0,23	1,58	1,90	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	49,18	50,66	60,03	66,42	85,82	84,34	74,97	68,58
	JZ	2,51	0,23	1,51	1,79	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	48,65	50,18	59,77	66,24	86,35	84,82	75,23	68,76
20+5	KX	3,51	0,23	1,81	2,25	RF 120	RF 120	RF 120	RF 120	49,69	51,13	60,29	66,59	85,31	83,87	74,71	68,41
	KY	2,98	0,15	1,66	2,95	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	50,66	52,02	60,80	66,93	84,34	82,98	74,20	68,07
	KZ	2,72	0,15	1,58	1,89	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	50,18	51,58	60,55	66,76	84,82	83,42	74,45	68,24
2,25 kN/m²	LX	4,08	0,15	1,96	2,47	RF 120	RF 120	RF 120	RF 120	51,13	52,45	61,05	67,10	83,87	82,55	73,95	67,90
	LY	3,39	0,15	1,78	2,20	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	62,02	53,28	61,53	67,44	82,98	81,72	73,47	67,56
	LZ	3,05	0,15	1,68	2,05	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	51,58	52,87	61,29	67,27	83,42	82,13	73,71	67,73
28 cm	JX	3,14	0,20	1,60	3,09	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	48,91	50,43	59,90	66,33	86,09	84,57	75,10	68,67
	JY	2,71	0,20	1,48	1,81	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	49,94	51,36	60,42	66,68	85,06	83,64	74,58	68,32
	JZ	2,49	0,20	1,41	1,71	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	49,43	50,90	60,16	66,51	85,57	84,10	74,84	68,49
23+5	KX	3,46	0,20	1,68	2,11	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	50,43	51,81	60,68	66,86	84,57	83,19	74,32	68,15
	KY	2,95	0,13	1,55	2,91	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	51,36	52,66	61,17	67,19	83,64	82,34	73,83	67,81
	KZ	2,69	0,13	1,48	1,80	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	50,90	52,24	60,93	60,93	84,10	82,76	74,07	74,07
2,40 kN/m²	LX	4,02	0,13	1,80	2,31	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	51,81	53,07	61,41	67,35	83,19	81,93	73,59	67,65
	LY	3,35	0,13	1,65	2,07	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	52,66	53,87	61,89	67,68	82,34	81,13	73,11	67,32
	LZ	3,01	0,13	1,57	1,94	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	52,24	53,48	61,65	67,52	82,76	81,52	73,35	67,48
32 cm	JX	3,09	0,17	1,46	3,04	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	49,94	51,36	60,42	66,68	85,06	83,64	74,58	68,32
	JY	2,68	0,17	1,36	1,70	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	50,90	52,24	60,93	67,02	84,10	82,76	74,07	67,98
	JZ	2,46	0,17	1,31	1,61	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	50,43	51,81	60,68	66,85	84,57	83,19	74,32	68,15
27+5	KX	3,40	0,18	1,53	1,96	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	51,36	52,66	61,17	67,19	83,64	82,34	73,83	67,81
	KY	2,91	0,11	1,42	2,87	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	52,24	53,48	61,65	67,52	82,76	81,52	73,35	67,48
	KZ	2,65	0,11	1,36	1,69	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	51,81	53,07	61,41	67,36	83,19	81,93	73,59	67,65
2,60 kN/m²	LX	3,94	0,11	1,63	2,13	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	52,66	53,87	61,89	67,68	82,34	81,13	73,11	67,32
	LY	3,29	0,11	1,51	1,92	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	53,48	54,62	62,35	68,00	81,52	80,38	72,65	67,00
	LZ	2,97	0,11	1,44	1,81	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	53,07	54,25	62,12	67,84	81,93	80,75	72,88	67,16
36 cm	JX	3,04	0,15	1,35	3,00	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	51,13	52,45	61,05	67,10	83,87	82,55	73,95	67,90
	JY	2,64	0,15	1,26	1,60	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	52,02	53,28	61,53	67,44	82,98	81,72	73,47	67,56
	JZ	2,43	0,15	1,21	1,52	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	51,58	52,87	61,29	67,27	83,42	82,13	73,71	67,73
31+5	KX	3,35	0,15	1,41	1,83	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	52,45	53,67	61,77	67,60	82,55	81,33	73,23	67,40
	KY	2,87	0,10	1,31	2,83	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	53,28	54,44	62,23	67,92	81,72	80,56	72,77	67,08
	KZ	2,62	0,10	1,26	1,59	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	52,87	54,06	62,00	67,76	82,13	80,94	73,00	67,24
2,85 kN/m²	LX	3,87	0,10	1,49	1,97	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	53,67	54,80	62,46	68,08	81,33	80,20	72,54	66,92
	LY	3,24	0,10	1,39	1,80	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	54,44	55,52	62,90	68,39	80,56	79,48	72,10	66,61
	LZ	2,93	0,10	1,33	1,70	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	54,06	55,17	62,68	68,24	80,94	79,83	72,32	66,76
40 cm	JX	3,00	0,14	1,25	2,95	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	51,81	53,07	61,41	67,35	83,19	81,93	73,59	67,65
	JY	2,61	0,14	1,18	1,51	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	52,66	53,87	61,89	67,68	82,34	81,13	73,11	67,32
	JZ	2,40	0,13	1,13	1,44	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	52,24	53,48	61,65	67,52	82,76	81,52	73,35	67,48
35+5	KX	3,29	0,14	1,30	1,71	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	53,07	54,26	62,12	67,84	81,93	80,75	72,88	67,16
	KY	2,83	0,09	1,22	2,79	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	53,87	54,99	62,57	68,16	81,13	80,01	72,43	66,84
	KZ	2,59	0,09	1,17	1,50	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	53,48	54,62	62,35	68,00	81,52	80,38	72,65	67,00
3,00 kN/m²	LX	3,79	0,09	1,37	1,84	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	54,25	55,34	62,79	68,31	80,75	79,66	72,21	66,69
	LY	3,19	0,09	1,28	1,68	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	54,99	56,03	63,23	68,62	80,01	78,97	71,77	66,38
	LZ	2,89	0,09	1,23	1,60	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	54,62	55,69	63,01	68,47	80,38	79,31	71,99	66,53
45 cm	JX	2,94	0,12	1,15	2,89	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	54,80	55,86	63,12	68,55	80,20	79,14	71,88	66,45
	JY	2,57	0,12	1,08	1,41	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	55,52	56,53	63,55	68,85	79,48	78,47	71,45	66,15
	JZ	2,37	0,12	1,05	1,35	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	65,17	56,20	63,33	68,70	79,83	78,80	71,67	66,30
40+5	KX	3,23	0,12	1,19	1,59	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	55,86	56,85	63,75	69,00	79,14	78,16	71,25	66,00
	KY	2,78	0,08	1,12	2,74	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	56,53	57,48	64,16	69,29	78,47	77,52	70,84	66,71
	KZ	2,55	0,08	1,08	1,40	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	66,20	57,17	63,96	69,15	78,80	77,83	71,04	65,85
3,75 kN/m²	LX	3,71	0,08	1,25	1,70	RF 180	RF 180	RF 180	RF 180	66,85	57,79	64,36	69,44	78,15	77,21	70,64	65,56
	LY	3,13	0,08	1,17	1,56	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	57,48	58,38	64,76	69,73	77,52	76,62	70,24	65,27
	LZ	2,83	0,08	1,13	1,49	RF 240	RF 240	RF 240	RF 240	57,17	58,08	64,56	69,58	77,83	76,92	70,44	65,42

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

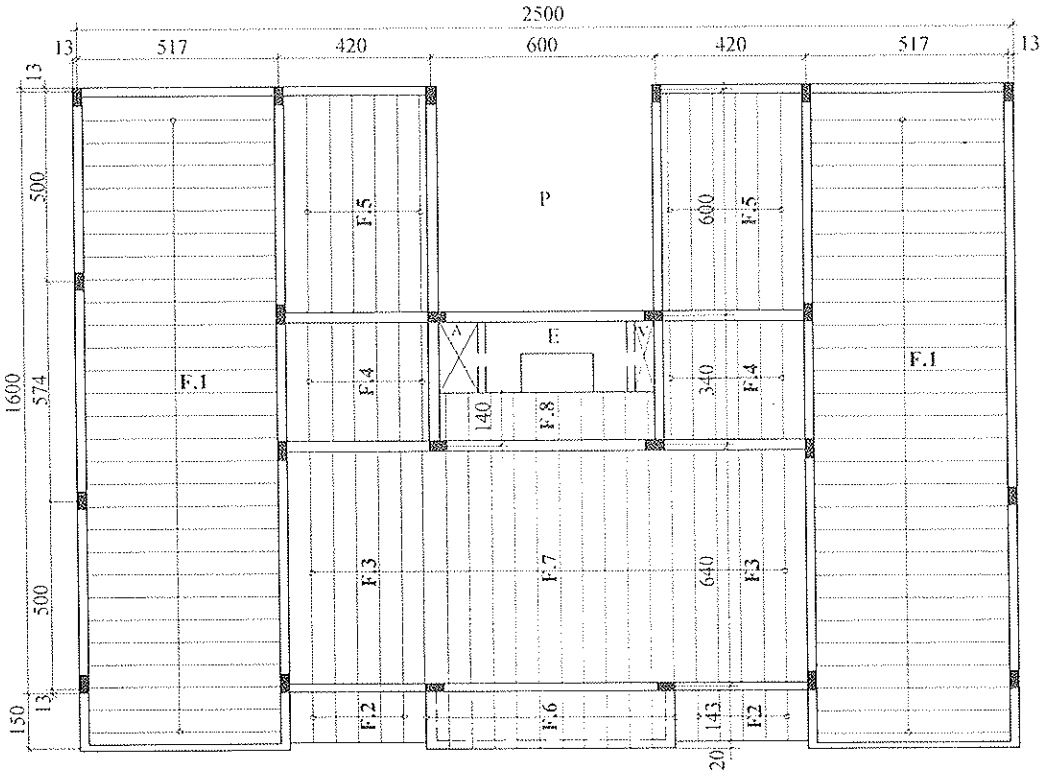


Figura 3. Planta de pisos, en escala 1/200, de un edificio de viviendas.

TABLA 2.- Factores de deformación diferida

Tiempo t_i meses	Factor ζ_i	Tiempo t_i meses	Factor ζ_i	Tiempo t_i meses	Factor ζ_i	Tiempo t_i meses	Factor ζ_i
0,5	2,50	4	1,92	10	1,65	24	1,40
1	2,30	5	1,85	12	1,60	36	1.25
2	2,10	6	1,80	14	1,54	48	1,10
3	2,00	7	1,72	18	1,50	≥ 60	1,00

Etapas del cálculo de los forjados del edificio, utilizando la Ficha de características.

1. Elección del canto. Para la elección del canto h del forjado se emplea la Tabla de EF 88.6.3.5. Tramo más desfavorable es el F.7, aislado, con vuelo en ambos extremos. Le corresponde, en la Tabla, divisor de valor 22. Por el efecto favorable de ambos vuelos en la flecha se adopta divisor de 24 cm y así:

640 / 24 = 26,7 cm.
Se elige $h = 28 = 23 + 5$

Se comprobará la flecha total y la flecha activa en los tramos F.1, apoyados y sin vuelos y en el F.7 antes citado, que son los más desfavorables.

2. Cargas. Según la norma AE 88, "Acciones en edificación" (30). La carga uniforme se detalla en la Tabla 3.

Factor de cuasipermanencia de la sobrecarga de uso: $\psi_2 = 0{,}3$. Según Eurocódigo 1, Parte 1 (27), Tabla 0.3.

$$\psi_2\, q_4 = 0{,}60 \qquad \psi_2\, \kappa_4 = 0{,}076$$

Carga cuasipermanente: $q'_k = 6{,}30$

Cargas lineales en bordes de vuelo:

Balcones F.2 $Q_k = 2{,}0$ kN/m
Mirador F.4 $Q_k = 10{,}0$ kN/m

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

TABLA 3.- Carga uniforme en el forjado

Cargas	kN/m²	Rateo κ	t_i meses	ζ_i
Hormigón	= 2,40			
Entrevigado 0,23 x 0,8 x 600	= 1,10			
Forjado	q_1 = 3,50	κ_1= 0,443	1	ζ_1=2,30
Tabiquería	q_2 = 1,00	κ_2= 0,127	5	ζ_2=1,85
Solado y techo LY	q_3 = 1,40	κ_3= 0,177	7	ζ_3=1,76
Sobre carga de uso	q_4 = 2,00	κ_4= 0,253	16	ζ_4=1,53
Carga característica	q_k = 7,90	1,000		

3. Factores de efecto diferido

Factor total:

$$\zeta_t = \kappa_1\zeta_1 + \kappa_2\zeta_2 + \kappa_3\zeta_3 + \kappa_4[1 + \psi_2(\zeta_4 - 1)]$$
$$= 0{,}443 \times 2{,}30 + 0{,}127 \times 1{,}85 + 0{,}177 \times 1{,}76 + 0{,}253 \cdot (1 + 0{,}3 \times 0{,}53) = 1{,}86$$

siendo κ_i los rateos de las cargas parciales y ζ_i los factores de efecto diferido, dados en la Tabla 3.

Factor activo:

$$\zeta_a = (\kappa_1 + \kappa_2)(\zeta_2 - 1) + \kappa_3\zeta_3 + \kappa_4 \cdot [1 + \psi_2(1 - \zeta_4)] =$$
$$= 0{,}570\,(1{,}85 - 1) + 0{,}177 \times 1{,}76 + 0{,}253 \cdot = 1{,}09$$

4. Forjado F.1. Tramo aislado, l = 5,17 m

Momentos flectores:

$m_k = 0{,}125 \times 7{,}90 \times 5{,}17^2 = 26{,}4$ kNm/m
$m_d = 1{,}6 \times 26{,}4 = 42{,}2$ kNm/m →
→ Armadura ϕ 16 + ϕ 12

Esfuerzo cortante:

$v_d = 1{,}6 \times 0{,}5 \times 7{,}90 \times 5{,}17 = 32{,}7$ kN/m < < $v_u = 72{,}3$

Comprobación de flechas:

Rigideces en kNm²/m:
$K_I = 22\,600$ $K_{II} = 5\,450$

$m_f = 13{,}0$; $\eta = (13{,}0/26{,}4)^3 = 0{,}119$; $1-\eta=0{,}881$

Rigidez equivalente:
$K_e = 0{,}119 \times 22\,600 + 0{,}881 \times 5\,450 = 7\,490$ kNm²/m

Flecha instantánea:
$w_i = 0{,}1042 \times 26{,}4 \times 5{,}17^2 / 7\,490 = 0{,}0098$ m

Flecha total:
$w_t = 1{,}86 \times 0{,}0098 = 0{,}0182$ m

■ Máxima admisible:
5,17 / 500 + 0,010 = 0,0203 m

Flecha activa:
$w_a = 1{,}09 \times 0{,}0098 = 0{,}0107$ m

■ Máxima admisible:
5,17 / 800 + 0,006 = 0,0125 m

5. Forjado F.2/ F.3 / F.4 / F.5. Luces V 1,43/ 6,40 / 3,40 / 6,00 m

	Momentos característicos, m_k, kNm/m	de cálculo, m_d, kNm/m
F.2	$-0{,}5 \times 7{,}90 \times 1{,}43^2 - 2{,}0 \times 1{,}43 = -10{,}9$	$\times 1{,}6 = -17{,}4$
F.3	$0{,}125 \times 7{,}90 \times 6{,}40^2 = 40{,}4$	$\times 0{,}69 \times 1{,}6 = 44{,}6$
F.4	$\times 3{,}40^2 = 11{,}4$	$\times 0{,}50 \times 1{,}6 = 9{,}1$
F.5	$\times 6{,}00^2 = 35{,}6$	$\times 0{,}69 \times 1{,}6 = 39{,}2$

Armaduras:

F.2	F.3	F.4	F.5
ϕ6 a 15	ϕ 10 a 15	ϕ 10 a 20	ϕ 6 a 30
ϕ16 + ϕ12	2ϕ8	2ϕ12	

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

6. Forjado F.6/F.7/F.8. Luces V 1,63 / 6,40 / V 1,40 m

	Momentos en kNm/m:		características, m_k:	de cálculo m_d	Armadura
F.6	total	$-0{,}5 \times 7{,}90 \times 1{,}63^2$	$-10{,}0 \times 1{,}53$	$= -25{,}8$	$-41{,}3$	$\phi 10$ a 15
	quasiperm.	$-0{,}5 \times 6{,}50 \times 1{,}63^2$	$-10{,}0 \times 1{,}53$	$= -23{,}9$		
F.8	total	$-0{,}5 \times 7{,}90 \times 1{,}40^2$	$-2{,}0 \times 1{,}40$	$= -10{,}6$	$-16{,}9$	ϕ 6 a 15
	quasiperm.		$-0{,}5 \times 6{,}50 \times 1{,}40^2$	$= -6{,}4$		
F.7	isostático		$0{,}125 \times 7{,}90 \times 6{,}40^2$	$= 40{,}4$	64,7	
			$(-23{,}9 - 6{,}4) / 2$	$= -15{,}1$	$-15{,}1$	
				25,3	49,8	$\phi 16 + \phi 12$

Esfuerzos cortantes de cálculo, v_d, en kN/m

F.6: $1{,}6\ (10{,}0 + 7{,}90 \times 1{,}63) = 36{,}6 < v_k = 72{,}3$

F.7: $1{,}6 \times 0{,}5 \times 7{,}90 \times 6{,}40 = 40{,}4 < v_k = 72{,}3$

Comprobación de flechas en F.7

Rigideces, en kN/m²/m:
$K_I = 22\,600$ $K_{II} = 5\,450$

$m_f = 13{,}0$ kNm/m
$\eta = (13{,}0/25{,}3)^3 = 0{,}136$ $1-\eta = 0{,}864$

Rigidez equivalente
$K_e = 0{,}136 \times 22\,600 + 0{,}864 \times 5\,450 = 7\,780$ kNm²/m

Flecha instantánea, w_i:
$w_i = [0{,}1042 \times 40{,}4 + 0{,}0625\ (-23{,}9 - 6{,}4)] \times 6{,}40^2 / 7\,780 = 0{,}0122$ m

Flecha total, w_t:
$w_t = \zeta_t\, w_i = 1{,}86 \times 0{,}0122 = 0{,}0277$ m

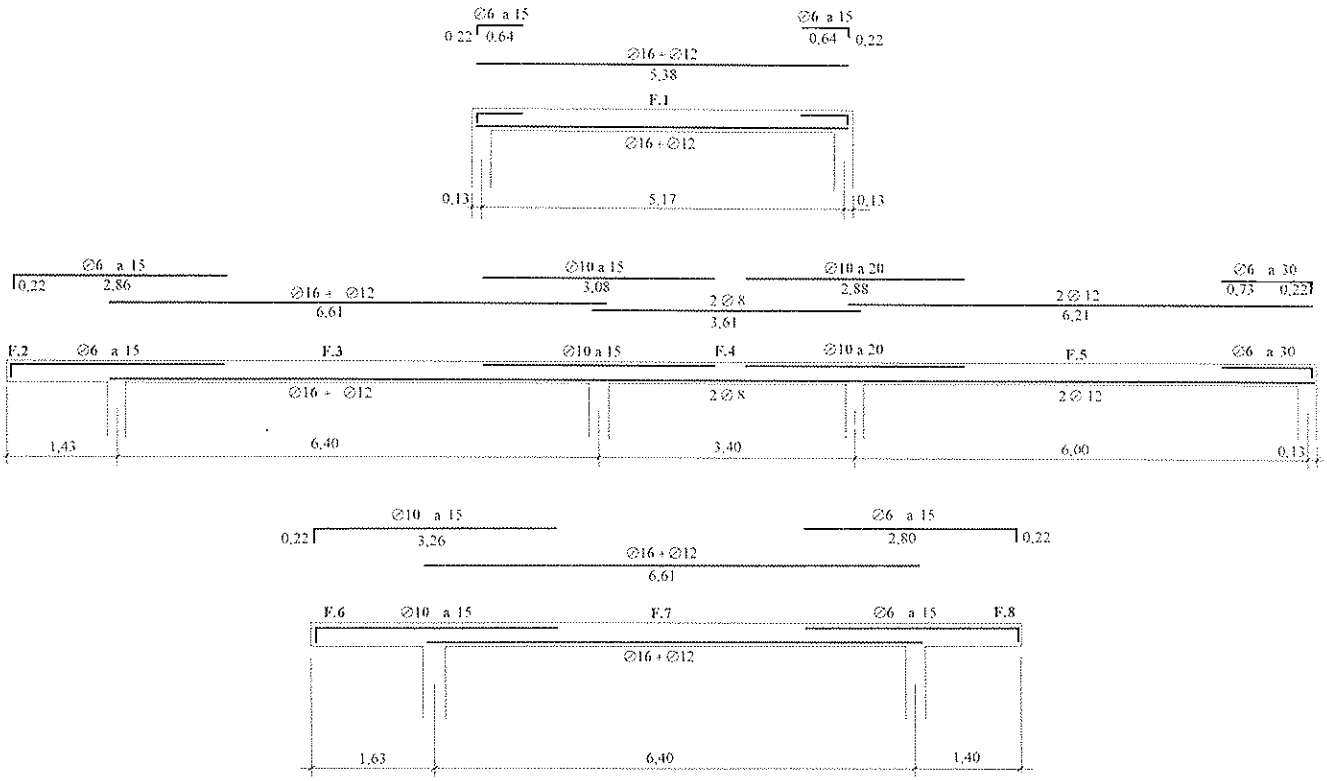


Figura 4. Alzados de los forjados, en escala 1/100, del edificio de la Fig. 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Máxima admisible
6,40/500 + 0,010 = 0,0228 m

Flecha activa, w_a:
$w_a = \zeta_a\, w_t$ = 1,09 x 0,0122 = 0,0133 m

Máxima admisible:
6,40/800 + 0,006 = 0,0140 m

Comprobaciones con la Ficha de características técnicas, ignífugas y acústicas.

Transmisión térmica. En la tabulación K = 2,07 W/m²°C.

CT 79 no tiene exigencia para forjados entre viviendas. Sobre un local no calefactado, caso del primer piso sobre local comercial, exige $K < 1{,}60$

$$R_a = 1/1{,}60 - 1/2{,}07 = 0{,}142 \text{ m}^2\text{°C/W}$$

Requiere placa de aglomerado de corcho de 1 cm: R_a = 0,01/0,04 = 0,25

Para la vivienda bajo cubierta de azotea exige $K < 0{,}90$, o sea:

$$R_a = 1/0{,}90 - 1/2{,}07 = 0{,}628 \text{ m}^2\text{°C/W}$$

Requiere placa de aglomerado de corcho de 3 cm: R_a = 0,03/0,04 = 0,75

Resistencia al fuego. CPI 96, en la Tabla 1 del artículo 14, determina la estabilidad ante el fuego mínima exigible a los forjados de piso, en función de la altura máxima de evacuación del edificio y del uso del recinto inferior al forjado considerado. Al uso vivienda o residencial, para edificios de altura ≥ 28 m, se le exige EF 180, que es el máximo valor de la tabla. En CPI 15.1, se indica que los forjados que separan sectores de incendios tendrán una RF al menos igual a la EF exigida en el Artículo 14, por lo que la RF exigible al forjado nervado es RF 180. En la tabulación, RF 240, luego el forjado cumple.

Condiciones acústicas: La Norma CA 88 exige las dos siguientes:

Aislamiento al ruido aéreo. En la tabulación, R = 67,68 > R = 45 dBA, valor exigido por la norma CA 88 en edificios habitables.

Nivel de ruido de impacto. En la tabulación, L = 67,32 > 55 dBA, valor mínimo exigido en la misma norma anterior.

11. NOTACIONES

Símbolo	Unidad	Concepto
a	cm	Ancho de un pieza de entrevigado
A	cm²	Area de una sección
A_c	cm²/m	Area por m, de la sección de hormigón de un forjado
A_l	cm²/m	Area por m, de la armadura longitudinal de una malla
A_s	cm²/m	Area por m, de la armadura inferior de un forjado
A'_s	cm²/m	Area por m, de la armadura superior de un forjado
A_t	cm²/m	Area por m, de la armadura transversal de una malla
A_h	cm²/m	Area por m, de la sección homogeneizada de un forjado, en el vano

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Símbolo	Unidad	Concepto
A'_h	cm^2/m	Area por m, de la sección homogeneizada de un forjado, en el apoyo
b	cm	Ancho de un nervio del forjado
b_0	cm/m	Ancho unitario de nervios de forjado ($b_0 = b/s$)
c	cm	Recubrimiento de una barra. (Mínima distancia de su perímetro al borde exterior del forjado).
d	cm	Canto útil del forjado en flexión positiva ($d=h - d_0$)
d'	cm	Canto útil del forjado en flexión negativa ($d = h - d'_0$)
d_0	cm	Desvío de la armadura inferior ($d = c + 0{,}5\ d_s$)
d'_0	cm	Desvío de la armadura superior ($d' = c + 0{,}5\ d'_s$)
d_s	cm	Diámetro de una barra de armadura inferior
d'_s	cm	Diámetro de una barra de armadura superior
e	cm	Espesor de la losa superior de hormigón del forjado
E_c	kN/mm^2	Módulo de deformación de un hormigón
E_s	kN/mm^2	Módulo de elasticidad de un acero
f	cm	Altura de una pieza de entrevigado
f_{cd}	N/mm^2	Resistencia de cálculo a compresión de un hormigón ($f_{cd} = f_{ck}/\gamma_f$)
f_{cf}	N/mm^2	Resistencia característica a flexotracción de un hormigón
f_{ck}	N/mm^2	Resistencia de proyecto de un hormigón (resistencia característica a compresión)
f_{cv}	N/mm^2	Resistencia virtual a cortante de un hormigón
$f_{c\alpha}$	N/mm^2	Resistencia en diagrama de cálculo de un hormigón ($f_{c\alpha} = \alpha f_{ck}$, con $\alpha = 0{,}85$ en EH 91)
f_{sd}	N/mm^2	Resistencia de cálculo de un acero
f_{sy}	N/mm^2	Límite elástico de proyecto de un acero
h	cm	Canto de un forjado ($h = e + f$)
I''_c	cm^4/m	Momento de inercia de la sección de hormigón de un forjado, respecto al borde inferior de éste

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Símbolo	Unidad	Concepto
I_h	cm^4/m	Momento de inercia de la sección homogeneizada de un forjado, respecto al baricentro de ésta
I''_h	cm^4/m	Momento de inercia de la sección homogeneizada de un forjado, respecto al borde inferior de éste
K_f	$W/m^2{}^\circ C$	Coeficiente de transmisión térmica de un forjado
K_I	kNm^2/m	Rigidez entera de la sección en vano de un firjado ($K_I = I_h E_c$)
K'_I	kNm^2/m	Rigidez entera de la sección en apoyo de un forjado ($K'_I = I'_h E_c$)
K_{II}	kNm^2/m	Rigidez fisurada de la sección en vano de un forjado
K''_I	kNm^2/m	Rigidez fisurada de la sección en apoyo de un forjado
l	cm	Luz de un tramo de forjado (entre ejes de apoyos)
L	dBA	Nivel de ruido de impacto en un forjado
m	kg/m^2	Masa, por m^2, de un forjado
m_a	kNm/m	Momento flector de fisura 0,2 mm, por m, en flexión positiva
m'_a	kNm/m	Momento flector de fisura 0,2 mm, por m, en flexión negativa
m_f	kNm/m	Momento flector de fisuración, por m, en flexión positiva
m'_f	kNm/m	Momento flector de fisuración, por m, en flexión negativa
m_u	kNm/m	Momento flector último, por m, en flexión positiva
m'_u	kNm/m	Momento flector último, por m, en flexión negativa
n	—	Coeficiente de equivalencia ($n = E_s / E_c$)
q_i	kN/m^2	Carga uniforme parcial, i, sobre un forjado
q_k	kN/m^2	Carga característica sobre un forjado
q_1	kN/m^2	Peso propio del forjado
q_2	kN/m^2	Peso de tabiquería
q_3	kN/m^2	Peso de solado y techo
q_4	kN/m^2	Sobrecarga de uso

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Símbolo	Unidad	Concepto
R	dBA	Aislamiento al ruido aéreo de un forjado
R_c	m^2°C/W	Resistencia térmica del hormigón del forjado
R_e	m^2°C/W	Resistencia térmica del entrevigado del forjado
R_f	m^2°C/W	Resistencia térmica de un forjado
R_i	m^2°C/W	Resistencia térmica del revestimiento inferior del forjado
R_s	m^2°C/W	Resistencia térmica del revestimiento superior del forjado
R_x	m^2°C/W	Resistencia térmica de separación con el espacio exterior
R_y	m^2°C/W	Resistencia térmica de separación con el espacio interior
s	cm	Separación entre ejes de nervios de un forjado ($s = b + a$)
s_m	cm	Separación media entre fisuras
t_i	mes	Lapso desde el hormigonado de un forjado a la ejecución del elemento i
t_1	mes	Lapso hasta el desencofrado del forjado
t_2	mes	Lapso hasta la ejecución de la tabiquería
t_3	mes	Lapso hasta la ejecución de solado y techo
t_4	mes	Lapso hasta la terminación de la obra
p	kN/m^2	Peso, por m^2, de un forjado
x	cm	Distancia de la línea neutra en flexión positiva, al borde de homigón comprimido
x'	cm	Distancia de la línea neutra en flexión negativa, al borde de hormigón comprimido
u	cm	Profundidad del esfuerzo de compresión, U, del hormigón, en flexión positiva
u'	cm	Altura del esfuerzo de compresión, U', conjunto de hormigón y acero, en flexión negativa
v_u	kN/m	Esfuerzo cortante último, por m ($v_u = v_{ut} < v_{uc}$)

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Símbolo	Unidad	Concepto
v_{uc}	kN/m	Esfuerzo cortante último, por compresión oblicua del hormigón del nervio
v_{ut}	kN/m	Esfuerzo cortante último, por m, por tracción oblicua del hormigón del nervio
w_u	cm	Anchura característica de fisuras
z	cm	Brazo de palanca en flexión positiva (Distancia del baricentro de la armadura inferior al centro de compresión)
z'	cm	Brazo de palanca en flexión negativa (Distancia del baricentro de la armadura superior al centro de compresión)
z''_h	cm	Distancia al baricentro de la sección homogeneizada de un forjado al borde inferior de éste
α	—	Factor reductor de la resistencia, en el diagrama de compresión (En EH 91: $\alpha = 0{,}85$)
β	—	Factor de fisuración, función de la dimensión mínima de una pieza
γ_c	—	Coeficiente de minoración del hormigón (En EH 91: $\gamma_c = 1{,}5$)
γ_f	—	Coeficiente de ponderación de acciones (En EH 91: $\gamma_f = 1{,}6$)
γ_s	—	Coeficiente de minoración del acero (En EH 91: $\gamma_s = 1{,}1$)
ε	—	Dilatación (deformación unitaria)
ε_c	—	Dilatación del hormigón en flexión positiva
ε'_s	—	Dilatación del acero en flexión negativa
ε_{sm}	—	Dilatación media de la armadura, considerando la contribución del hormigón
ζ_c	—	Factor de influencia de la cuantía en el esfuerzo cortante
ζ_i	—	Factor de efecto diferido, de la carga parcial i
ζ_1	—	Factor del peso propio
ζ_2	—	Factor de la tabiquería

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Símbolo	Unidad	Concepto
ζ_3	—	Factor del solado y techo
ξ_4	—	Factor de la sobrecarga de uso
κ_1	—	Rateo q_1/q_k
κ_2	—	Rateo q_2/q_k
κ_3	—	Rateo q_3/q_k
κ_4	—	Rateo q_4/q_k
λ	W/m°C	Conductividad térmica de un material
ξ	—	Profundidad unitaria de la línea neutra ($\xi = x/d$)
ξ_c	—	Factor de influencia del canto, en el esfuerzo cortante
σ_c	N/mm^2	Tensión en el hormigón
σ_s	N/mm^2	Tensión en la armadura
υ	—	Esfuerzo unitario en flexión ($\upsilon = U / df_{ca}$)
ξ	—	Profundidad unitaria del esfuerzo de compresión ($\chi = U / d$).

12. BIBLIOGRAFIA

(1) ***Amat, J., Trepat, F. X.*** Bases de datos de materiales de construcción. Hormigón y Acero, n° 199. Madrid, 1996.

(2) ***Real Decreto 1630/1980.*** Fabricación y empleo de elementos resistentes para pisos y cubiertas. B.O.E. 1980.08.08, Madrid.

(3) ***Orden M.O.P.U. de 1989.11.29.*** Modelos de fichas técnicas a que se refiere el Decreto 1630/1980. B.O.E. 1989.12.16. Madrid.

(4) ***Instrucción EF 88.*** Forjados unidireccionales de hormigón armado y pretensado. Real Decreto 824/1988. B.O.E. 1988.07.28, Madrid.

(5) ***Lahuerta, J. A.*** Cómo calcular las viguetas de hormigón. Revista Arquitectura, C.O.A.M., Madrid, 1959.

(6) ***Norma OHA 41.*** Cálculo y ejecución de las obras de hormigón armado. Decreto de 1941.07.22. B.O.E. 1941.08.02, Madrid.

(7) ***Norma FLA 41.*** Proyecto y ejecución de forjados de ladrillo armado. Decreto de 1941.07.22. B.O.E. 1941.08.02, Madrid.

(8) ***Decreto P.G. 124/1966.*** Fabricación y empleo de sistemas de forjados y estructuras para pisos y cubiertas. B.O.E. 1966.01.31. Madrid.

(9) ***Orden M. V. de 1966.02.25.*** Modelos de fichas de características de los sistemas de forjados. B.O.E. 1966.03.09. Madrid.

(10) ***Instrucción EH 68.*** Proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa o armado. Decreto P. G. 2987/1968. B.O.E. 1968.12.03. Madrid.

(11) ***Lahuerta, J. A.*** Cálculo de los for-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

jados por el método de las rótulas plásticas. Colegio de Arquitectos. Bilbao. 1967.

(12) ***Instrucción EH 73.*** Proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa o armado. Decreto P. G. 3062/1973. B.O.E. 1973.17.07/14, Madrid.

(13) ***Instrucción EH 91.*** Proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa o armado. Real Decreto 1039/1991. B.O.E. 1991.07.03. Madrid.

(14) ***Lahuerta, J. A.*** El arquitecto y los forjados de los edificios. Revista de edificación, n° 13, Pamplona 1993.

(15) ***Comisión permanente del hormigón.*** Propuesta para mejorar la calidad del hormigón. Ministerio de O.P.T. y M.A. Madrid, 1994.

(16) ***UNE ENV 1992-1-1/1991.*** Eurocódigo 2. Parte 1-1. Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para edificación. AENOR, Madrid, 1993.

(17) ***Calavera, J.*** Cálculo, construcción y patología de forjados de edificación. 4° ed. INTEMAC, 1988, Madrid.

(18) ***Calavera, J. González Valle, E.*** Tensiones de corte en la superficie de contacto de piezas compuestas. Hormigón y Acero, n° 130 a 132, Madrid, 1979.

(19) ***Lahuerta, J. A., Irujo J., Glaría V.*** Ensayos de forjados de hormigón pretensado en momentos negativos. Hormigón y Acero, n° 107-108, Madrid 1973.

(20) ***Instrucción EP 77.*** Proyecto y ejecución de obras de hormigón pretensado. Real Decreto 1408/1977, B.O.E. 1977.6.2, Madrid.

(21) ***Norma UNE 4002-63.*** Números normales. IRATRA, Madrid, 1962.

(22) ***Lahuerta, J. A. Modrego, M.*** Proyecto de forjados, considerando redistribución y alternancia de sobrecargas. Hormigón y Acero n° 189, Madrid 1993.

(23) ***Norma CT 79.*** Condiciones térmicas en los edificios. Real Decreto 2429/1979. B.O.E. 1991.03.08. Madrid.

(24) ***Norma CA 82.*** Condiciones acústicas en los edificios. Reales Decretos 1909/1981 y 2115/1982, B.O.E. 1981.09.07 y 1982.10.07, Madrid.

(25) ***Norma CPI 96.*** Condiciones de protección contra incendios en los edificios. Real Decreto 2177/1996, B.O.E. 1996.10.29, Madrid.

(26) ***Eurocódigo 2.*** Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-2. ENV 1992-1-2/1995. Proyecto de estructuras frente al fuego. AENOR, Madrid, 1996.

(27) ***Dios, M. J.*** Norma de incendios NBE-CPI 91. Casos tipo de edificios de vivienda. EUNSA, Pamplona, 1993.

(28) ***Norma UNE 23 093-81.*** Ensayo de la resistencia al fuego de las estructuras y elementos de la construcción. IRANOR, Madrid, 1981.

(29) ***ENV 1992-1-2/1995.*** Eurocódigo 2. Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-2. Proyecto de estructuras frente al fuego. AENOR, Madrid, 1996.

(30) ***Norma AE 88.*** Acciones en la edificación. Real Decreto 1370/1988. B.O.E. 1988.11.19, Madrid.

(31) ***Instrucción EF 96.*** Forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado. Real Decreto 2608/1996. B.O.E. 1997.01.22, Madrid.

(32) ***Resolución DGVU*** de 1997.01.30. Actualización de las fichas de autorización de uso de sistemas de forjados. B.O.E. 1997.03.06, Madrid.

RESUMEN

Los ***forjados***, son los elementos resistentes, planos, de los pisos y cubiertas de los edificios. Se realizan hoy en España, generalmente, ***forjados industrializados***, con viguetas o paneles prefabricados, de hormigón armado o pretensado complementados con armaduras y hormigón de obra.

Requieren ***Autorización de Uso*** del Ministerio de Fomento, extendida en una Ficha de Características Técnicas, aportada

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

por su fabricante, que constituye una eficaz base de datos para el proyecto y la ejecución de estos forjados industrializados.

Los ***forjados nervados***, de hormigón armado, sin prefabricados resistentes, también se emplean, pero como no hay fabricante a quien pedirle Ficha de Características Técnicas, sus valores tienen que calcularse en la oficina del arquitecto.

Una ***tabulación*** de las características técnicas de un sistema usual de forjados nervados, se aporta en este artículo, calculadas para ayuda de los arquitectos que tengan que dimensionarlos, con las condiciones de los estados límites últimos y de utilización.

Los ***métodos*** empleados para calcularlos se exponen en forma de ejemplo, y se espera que sean útiles a todos los que dimensionan forjados y que sirva para afianzar los conceptos y las fórmulas algebraicas utilizadas para determinar las características técnicas.

Las ***características funcionales***, térmicas, ignífugas y acústicas de estos forjados nervados, no forman hoy parte de lo exigido para la Autorización de Uso, pero cada vez se utilizan más, por lo que también se han tratado y se presenta una segunda ***tabulación*** para ellas.

Como ***ejemplo*** para ayudar al uso de las tabulaciones, se han dimensionado los forjados de la planta de pisos de un edificio de viviendas, detallando las etapas que requieren la condiciones de los estados límites. También se incluyen la ***notación*** utilizada y la ***bibliografía***.

SUMMARY

Floors are plane resistent members of building's storeis and roofs. They are executed nowadays normally in Spain ***industrialized floors*** with joists or precast panels made of reinforced or prestressed concrete, complemented with reinforcing steel and in site concrete.

They require an ***Authorization of Use*** from the Ministry of Fomento, who draws it up in a Document of Technical Characteristics, which is brought by the fabricant, and constitues an efficient data base for the design and execution of industrialized floors.

Ribbed floors, made of reinforced concrete without resistent precast members are also used, but there is no fabricant whom to ask for the Document of Technical Characteristics, its values having to be reckoned in the architec's office.

A ***tabulation*** of the technical characteristics of an usual system for a ribbed floor is given in this paper, which has been calculated in order to help architects who have to dimensionate them in the conditions of ultimate and serviceability limit states.

The ***methods*** used to calculate them are exposed in an example, hoping it may be useful for those who have to design floors, being good for strengthening the concepts and algebraic formulae used to determine the technical characteristics.

Functional characteristics of this ribbed floor, such as thermic, fire resisting and acoustic, are not required for the Authorization of Use, but are needed more and more everyday. For that reason have also been included and they are presented in a second tabulation.

For helping in the use of the tabulations, the floors of a storey of a residential building have been calculated, detailing the stages followed for the conditions of the limit states. The ***notation*** employed and ***bibliography*** are included too.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Nuevo manual de la ATEP "Proyecto y construcción de puentes y estructuras con pretensado exterior. H.P. 10-96"

La Asociación Técnica Española del Pretensado decidió, en su día, constituir una Comisión con el objeto de añadir a su colección de Manuales uno sobre Pretensado Exterior. Se estimó conveniente la redacción y preparación de este Manual, ya que no existía ningún tipo de recomendación o normativa específica sobre el particular, en España, cuando se puso en marcha esta iniciativa. Y por otra parte, el Pretensado Exterior tiene una serie de particularidades en diseño, cálculo, ejecución y conservación, que lo diferencian del Pretensado Interior.

El Manual está dividido en seis Capítulos y un Anejo con tres ejemplos de cálculo.

El Capítulo 1, "Introducción", recoge el estado actual de las aplicaciones de este tipo de pretensado, desde los puntos de vista de proyecto, construcción y conservación de las estructuras y puentes realizados con el mismo.

El Capítulo 2, "Recomendaciones para el proyecto", incluye algunos conceptos básicos que deben tenerse en cuenta desde las primeras etapas del proyecto de una estructura con pretensado exterior.

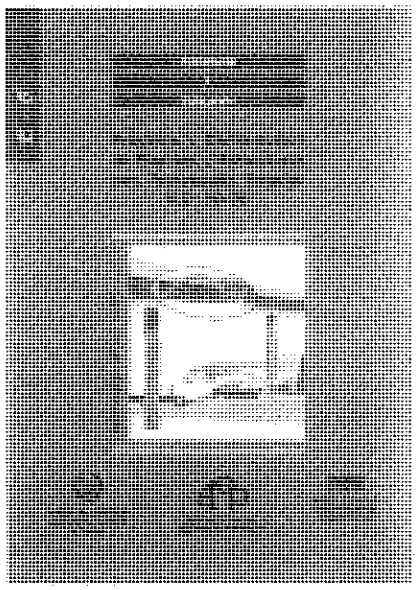
El Capítulo 3, "Sistemas de pretensado exterior", trata del conjunto de materiales, su disposición y los elementos de maquinaria que se necesitan para pretensar una estructura con tendones exteriores.

Los diferentes sistemas de pretensado exterior están habitualmente protegidos por patentes y marcas comerciales. Por ello, en este Capítulo se han recogido sólo los principios generales bajo los que se organizan los sistemas.

El Capítulo 4, "Montaje", recoge algunos conceptos básicos relacionados con el montaje de los tendones de pretensado exterior y establece las condiciones de replanteo de los elementos de desvío y anclaje.

El Capítulo 5, "Bases de cálculo", contiene la información básica para poder calcular una estructura con pretensado exterior.

El Capítulo 6, "Durabilidad e inspección", incluye, en primer lugar, un catálogo de las causas más frecuentes que producen daños que afectan a la Durabilidad de las estructuras. Después, se establece un determinado número de barreras para los tendones exteriores, en función de la agresividad del ambiente. Y, dado que muchos daños se pro-



ducen debido a la deficiente ejecución de las barreras, se incluyen recomendaciones, con las condiciones básicas de ejecución de las mismas, para que realmente sean eficaces contra la corrosión.

Por lo que respecta a la Inspección, se trata, por una parte, de cómo se puede inspeccionar la fuerza de un tendón exterior, para lo que se dan las fórmulas y las especificaciones para realizar un ensayo no destructivo mediante "Cuerda vibrante"; y por otra se explica la forma en que se pueden sustituir los tendones según sus tipos y las condiciones de acceso que, para ello, debe poseer la estructura.

Los ejemplos incluidos en el Anejo 1, se refieren a: Un puente isostático, monolítico, de sección en π; un puente isostático, monolítico, de sección en cajón y un puente hiperestático, por develas, de sección en cajón.

El Manual es el resultado del trabajo de un amplio panel de especialistas españoles que han colaborado, desinteresadamente, en el mismo. Esperamos que este Manual sirva para extender la utilización del Pretensado Exterior en nuestro país y en los países de habla hispana.

El precio de esta publicación de 149 páginas, con numerosas figuras y tablas, es de 4.000 Ptas., IVA incluido (32 dólares USA para el extranjero). No obstante, como siempre, a los miembros de la ATEP se les concede un sensible descuento, por lo que podrán adquirir cuantos ejemplares deseen, al precio de 3.000 Ptas., IVA incluido (25 dólares USA para el extranjero), cada ejemplar.

Los pedidos, que serán atendidos por riguroso orden de recepción, deben dirigirse a:

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO
Apartado de Correos 19002
28080 MADRID
Tel. y fax: ((1) 766 07 03

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

(Continuación de Int. Portada)

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

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

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

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

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

GRUPO TIERRA ARMADA.–Pº Castellana, 165. 28046 Madrid.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

PACADAR, S.A.–Hermosilla, 57. 28001 Madrid.

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

PRETENSADOS DEL LOURO, S.A.–Polígono Industrial Atios. 36400 Porriño (Pontevedra).

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

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

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

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

TECPRESA, S.A.–Velázauez, 105. 28006 Madrid.

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

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

asociación técnica
española del pretensado

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025