# hormigón y ACERO

## nº 183

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

# 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.**—Raimundo Fernández Villaverde, 43. 28003 Madrid.
**ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).**—Orense, 10. 28020 Madrid.
**ARPO EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.**—Avda. de la Innovación, s/n. Edificio Espacio, planta 3.ª, mód. 4-7. 41007 Sevilla.
**AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.**—Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.
**CAMARA, S.A.**—Apartado 180. 36080 Pontevedra.
**CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.A.**—Grijalba, 9. 28006 Madrid.
**CEMENTOS MOLINS, S.A.**—C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Viçenc dels Horts (Barcelona).
**CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE OBRAS PUBLICAS (CEDEX). Gabinete de Información y Documentación.**—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.
**CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S.A., C.T.T., S.A.**—Aribau, 185. 08021 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. Centro de Documentación.**—Buen Pastor, 5. 08021 Barcelona.
**COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.**—Santa Eugenia, 19. 17005 Gerona.
**COL. LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA.**—Plaça Nova, 5. 08002 Barcelona.
**CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.**—Federico Salmón, 13. 28016 Madrid.
**CONSULTECO, S.L.**—Pintor Lorenzo Casanova, 26. 03003 Alicante.
**CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.**—Ayala, 42. 28001 Madrid.
**DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.**—Orense, 81. 28020 Madrid.
**DYWIDAG - SYSTEMS INTERNATIONAL, S.A.**—Azor, 25-27. Polígono Industrial Matagallegos. 28940 Fuenlabrada (Madrid).
**ECHO.**—De Hoeven, 15. B-3530 Houthalen (Bélgica).
**EMESA-TREFILERIA, S.A.**—Apartado 451. 15080 La Coruña.
**EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA, S.A. (AUXINI). Departamento Obras Especiales.**—Padilla, 46. 28006 Madrid.
**ENTRECANALES Y TAVORA, S.A. Biblioteca.**—Cardenal Spínola, s/n. Edificio E. 28016 Madrid.
**ESCUELA POLITECNICA SUPERIOR DEL EJERCITO. Departamento de Infraestructura.**—Joaquín Costa, 6. 28006 Madrid.
**ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.**—Ciudad Universitaria. 28040 Madrid.
**ESTEYCO, S.A.**—Menéndez Pidal, 17. 28036 Madrid.
**ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S.A. (EPTISA).**—Arapiles, 14. 28015 Madrid.
**EUROCONSULT, S.A.**—Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
**FERROVIAL, S.A.**—Príncipe de Vergara, 135. 28006 Madrid.

*(Continúa en el int. de contraportada)*

Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

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

COLEGIO DE INGENIEROS DE
CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

**COMITE DE REDACCION**

Director:
PIÑEIRO, Rafael

Vocales:
BARREDO, Carlos
JODAR, Juan
JULIA, Manuel
LLOMBART, José Antonio
ROMERO, Rafael
SANCHEZ-GALVEZ, Vicente

Censores:
ALCALA, Juan Luis
CUVILLO, Ramón del
ELICES, Manuel
GONZALEZ VALLE, Enrique
MANTEROLA, Javier
MORAN, Francisco
MORENO TORRES, Juan
MURCIA, Juan
POZO VINDEL, Florencio J. del
SIEGRIST, Carlos

# hormigón y acero

nº 183

2.º trimestre 1992

**CUOTAS ANUALES**

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

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 - ☎ 302 04 40

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



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

# hormigón y acero n. 183

## índice


Págs.

457-0-162 **Comentarios del autor sobre el artículo "Análisis aproximado en el tiempo de secciones de hormigón armado en servicio. Propuesta de un nuevo factor de cálculo de flechas diferidas"** ..... 9-10
Commentaires de l'auteur sur l'article "Approximation au calcul différé en service des sections en béton armé. Proposée d'un nouveau facteur de calcul des fléches différées".
Author's comments on the paper 'Analytical approach for serviceability time-dependent analysis of reinforced concrete cross-sections. Proposal of a new factor for delayed deflection calculation".
*J. Murcia*

457-0-170 **Formulación general para la determinación de las tensiones debidas a punzonamiento en pilares rectangulares y circulares** ..... 11-18
Formules generales pour le calcul des contraintes dues au poinçonnement pour des colonnes rectangulaires et circulaires.
General formulas for the computation of punching shear stresses in rectangular and circular columns.
*H. Corres Peiretti y H. Pérez Caldentey*

457-0-171 **Análisis diferido en servicio de secciones en T y en cajón de hormigón armado. Factor de cálculo de flechas diferidas** ..... 19-25
Calcul différé en service des sections type T et caisson en béton armé. Facteur pratique pour le calcul des fléches différées.
Serviceability time-dependent analysis of T and box shaped reinforced concrete cross-sections. Practical factor for obtaining delayed deflections.
*J. Murcia.*

457-8-165 **Adherencia entre armaduras corrugadas y hormigón reforzado con fibras metálicas** ..... 27-34
L'adhèrence entre les armatures à haute adhèrence et le béton armé avec fibres d'acier.
Bond between ribbed bars and steel fiber reinforced concrete.
*J. Rodríguez Santiago; L.M. Ortega Basagoiti y M. Fernández Cánovas.*




Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

Págs.

591-2-243 **Algunas ideas sobre el predimensionamiento de puentes empujados: empuje con torre provisional de atirantamiento y nariz metálica corta** ..... 35-47
Quelques idées sur le prédimensionnement des ponts poussés: poussage à l'aide de mat de haubannage provisoire et avant-bec métallique.
Some ideas about launched-bridges previous design: launching with provisional cable-stayed tower and short steel nose.
*C. Iglesias.*

591-2-244 **Proyecto de construcción del puente del Alamillo. Sevilla (España)** ..... 49-64
Projet de construction du pont de l'Alamillo. Seville (Espagne).
Construction projet of the Alamillo Bridges. Sevilla (Spain).
*C. Alonso; J.R. Atienza y A.C. Aparicio.*

591-2-245 **Sustitución de dos antiguas obras de fábrica para paso de ferrocarril sobre carretera, por puentes con tablero de hormigón pretensado** ..... 65-77
Substitution de deux ancients ouvrages d'art pour le passage du chemin de fer sur la route, par deux ponts avec tablier en béton précontraint.
Substitution of two railway overpasses by two bridges with prestressed concrete decks.
*J.A. Llombart.*

685-0-24 **Hormigones de alta resistencia. Experiencia regional. Córdoba. Argentina** ..... 79 a 99
Les bétons du haute resistance. Experience regionale. Cordoba. Argentina.
High strength concrete. Regional experience. Cordoba. Argentina.
*G. Durán y H. Cuneo.*

685-0-25 **Análisis de la variación de la capacidad de unión entre hormigones compactados, en función de su dosificación, madurez, consistencia y tratamiento superficial** ..... 101 al 108
Analyse de la variation de la capacité d'union des bétons compactés au rouleau en function de leur dosage, maturité, consistance et traitement superficiel.
Analisys of the variation in the junction capacity of compacted concretes as a function of their mix design, maturity, workability and surface treatment.
J.A. Polanco Madrazo; J. Díez-Cascón Sagrado y R. García de Arriba.

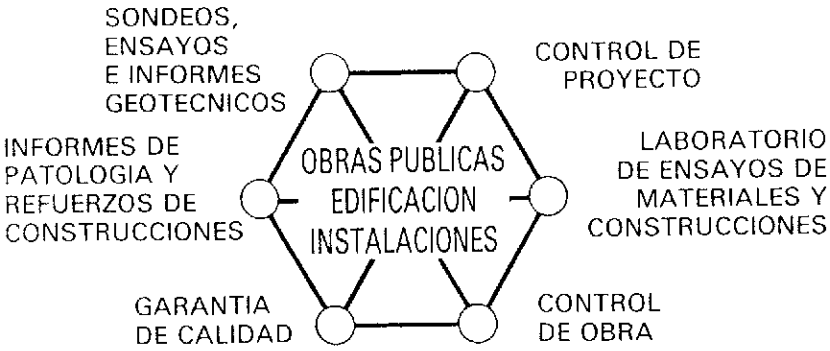
685-9-1 **Los materiales compuestos en el sector de la construcción. I. Materiales con matriz de cemento** ..... 109-118
Les materiaux composites pour le bâtiment et le genie civil. I. Materiaux a matrix de ciment.
Composite materials for building and public works. Cementitious materials.
*V. Sánchez Gálvez y M. Laura Sánchez Paradela.*

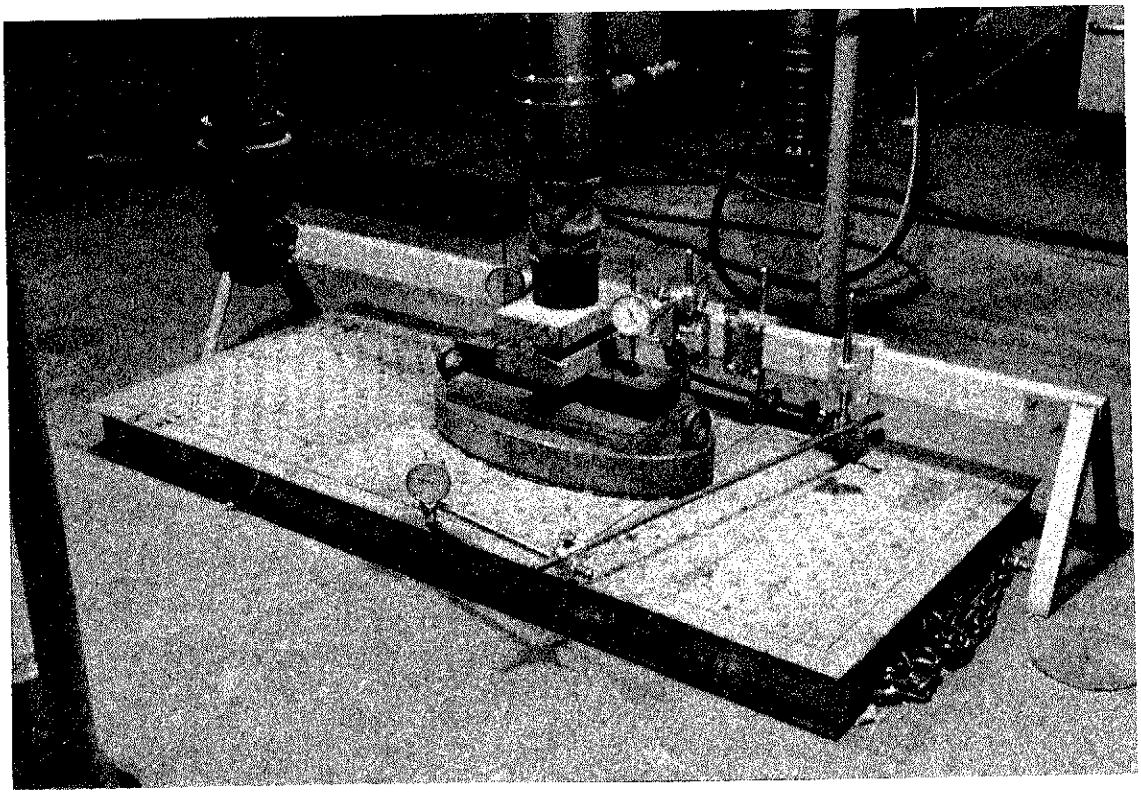


Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

# INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES



ENSAYO DE TAPAS DE ARQUETA DE UN HANGAR DE IBERIA, FRENTE A LA SIMULACION DE CARGA DE LA RUEDA DE UN JUMBO.

**MADRID:** Oficina: Monte Esquinza, 30-4.º-D. Teléfs.: (91) 410 51 58 - 62 - 66. Télex: 49987 INTEM E - Fax: 410 25 80 - 28010 MADRID
**MADRID:** Laboratorio: Carretera de Loeches, 7 - Teléfs.: (91) 675 31 00 - 04 - 08 - Fax: 677 41 45 - 28850 TORREJON DE ARDOZ (Madrid)
**BARCELONA:** Oficina y Laboratorio: Avda. de la Riera, 10, Nave 2, Pol. Ind. Tres Santos - Teléf.: (93) 372 83 00 - Fax: 473 03 09
08960 SANT JUST DESVERN (Barcelona)

Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

**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.
ALTRESA, S.A.—Aranda de Duero (Burgos).
ASOCIACIO ENGINYERS INDUSTRIALS DE CATALUNYA.—Barcelona.
ASOCIACION DE INVESTIGACION DE LAS INDUSTRIAS DE LA CONSTRUCCION.—Paterna (Valencia).
CASTRO HERMANOS, S.L.—Mislata (Valencia).
CENTRO DE ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS, S.A.—Oviedo.
CEYD TECNICA, S.A.—Oviedo.
C.I.C., S.A.—Consultor de Ingeniería Civil, S.A.—Barcelona.
CIISA "CONSULTING E INGENIERIA INT., S.A.".—La Coruña.
CINSA-EP.—Lasarte-Oria (Guipúzcoa).
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Andalucía Oriental.—Málaga.
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Galicia.—La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.—La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS. Laboratorio de Ensayos.—Tarragona.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE ASTURIAS.—Oviedo.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE BALEARES.—Palma de Mallorca.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE VALENCIA.—Valencia.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.—Bilbao.
CONTROLEX.—Alicante.
CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.—Barcelona.
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIONES ARQUITECTONICAS.—Escuela Técnica Superior de Arquitectura.—Sevilla.
DEPARTAMENTO DE MECANICA DE MEDIOS CONTINUOS Y TEORIA DE ESTRUCTURAS.—Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica. Madrid.
DIRECCION DE CARRETERAS Y TRANSPORTE. Diputación Foral de Guipúzcoa. San Sebastián.
DITECO, S.L.—Valencia.
E.E.P., S.A.—Elementos Estructurales Prefabricados, S.A.—Sant Fruitos de Bages (Barcelona)
ENAGA, S.A.—Pozuelo de Alarcón (Madrid).
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Barcelona.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Biblioteca.—La Coruña.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Madrid.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Biblioteca.—San Sebastián.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Sevilla.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS AGRONOMOS.—Biblioteca.—Córdoba.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES. Departamento de Teoría de Estructuras. Universidad de Zaragoza.—Zaragoza.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TECNICA.—Castro de Elviña (La Coruña).
ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TECNICA.—Granada.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA INDUSTRIAL.—Zaragoza.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA MINERA. Biblioteca.—León.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Alicante.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Barcelona.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Burgos.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Córdoba.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA DE MANRESA.—Manresa (Barcelona).
ESTRUCTURAS Y ENCOFRADOS RETICULADOS, S.A.—Alicante.
EUROESTUDIOS, S.A.—Madrid.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.—Madrid.
FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.—Valencia.
FORJADOS DOL.—Esquivias (Toledo).
FUERZAS ELECTRICAS DE CATALUÑA, S.A.—Barcelona.
FUNDACION DE LOS FERROCARRILES ESPAÑOLES.—Madrid.
GIJON E HIJOS, S.A.—Motril (Granada).
G.O.C.S.L.—Vigo (Pontevedra).

Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

HORMADISA, S.L.—Puentecesures - Cordeiro (Pontevedra).
IDEAM, S.A.—Madrid.
INBADELCA, S.A.—Baracaldo (Vizcaya).
INDUSTRIAS VEYGA, S.A.—Tarrasa (Barcelona).
INGENIERIA DE AUTOPISTAS Y OBRAS CIVILES, S.A.—Madrid.
INGENIERIA Y ECONOMIA DEL TRANSPORTE, S.A.—Centro de Documentación.—Madrid.
INGENIERIA FLORS, S.A.—Grao de Castellón.
INGENIEROS Y ARQUITECTOS ASOCIADOS, S.A.—Zaragoza.
INSTITUCIONES COLEGIALES PARA LA CALIDAD EN LA EDIFICACION.—Murcia.
INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIO DE CATALUNYA.—Barcelona.
INSTITUTO JUAN DE HERRERA.—Madrid.
J. CASTRO MATELO, S.A.—Sigueiro (La Coruña).
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.—Consejería de Fomento.—Valladolid.
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.—Dirección General de Carreteras, Servicio de Gestión.—Valladolid.
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.—Servicio de Obras Públicas.—Avila.
LA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION.—Santa Cruz de Tenerife.
LABORATORIO GEOCISA. Biblioteca.—Coslada (Madrid).
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.—Madrid.
LABORATORIOS DEL SURESTE, S.L.—El Palmar (Murcia).
LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).—Castellón de la Plana.
METALURGICA GALAICA, S.A.—Narón (La Coruña).
MINISTERIO DE DEFENSA. DIRECCION GENERAL DE INFRAESTRUCTURA.—Madrid.
MINISTERIO DE DEFENSA. DIRECCION DE INFRAESTRUCTURA DEL MANDO SUPERIOR DE APOYO LOGISTICO DEL EJERCITO.—Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS. DEMARCACION CASTILLA-LEON.—Valladolid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS. SERVICIO DE PUENTES Y ESTRUCTURAS.—Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES. DIRECCION GENERAL PARA LA VIVIENDA Y ARQUITECTURA, SUBDIRECCION GENERAL DE NORMATIVA BASICA Y TECNOLOGICA.—Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES. SUBDIRECCION GENERAL DE INFORMES ECONOMICOS Y TECNOLOGIA.—Madrid.
PLACAS DE HORMIGON, S.A.—Lliga d'Amunt (Barcelona).
POSTENSA, S.A.—Bilbao.
PRAINSA.—Barcelona.
PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.—Madrid.
PREFABRICADOS AGRICOLAS E INDUSTRIALES, S.A. (PRAINSA).—Zaragoza.
PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S.A. (PRECESA).—León.
PREFABRICADOS DE HORMIGON, S.A. (CUPRE-SAPRE).—Valladolid.
PREFABRICADOS PARA NAVES Y VIVIENDAS, S.A.—Zaragoza.
PREFABRICADOS POUSA, S.A.—Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
RUBIERA, S.A.—León.
S.C.N., S.A.—Madrid.
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.—Barcelona.
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.—Burgos.
SERVICIO TERRITORIAL DE CARRETERAS.—Gerona.
SESTRA, S.A.L.—Andoain (Guipúzcoa).
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.—Madrid.
SOCIEDAD ESPAÑOLA DE AUTOMOVILES DE TURISMO (SEAT). Biblioteca.—Barcelona.
SPANDECK CATALANA, S.A.—Barcelona.
TECHOS ESPECIALES PREFABRICADOS, S.A. (TEPSA).—Tarrasa (Barcelona).
TECNOS, GARANTIA DE CALIDAD, S.A.—Madrid.
TERRATEST, S.A.—Madrid.
TEXSA, S.A.—Barcelona.
TIGNUS, S.A.—Valencia.
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPSA).—Madrid.
UNIVERSIDAD CASTILLA-LA MANCHA.—Albacete.
UNIVERSIDAD DE CADIZ.—Algeciras (Cádiz).
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA. Biblioteca Universitaria.—Santander.

Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

UNIVERSIDAD DE LA LAGUNA. Departamento Ingeniería de la Construcción. Cátedra Materiales de Construcción.—La Laguna (Tenerife).
UNIVERSIDAD DE OVIEDO. Biblioteca Universitaria.—Oviedo.
UNIVERSIDAD POLITECNICA. Hemeroteca.—Valencia.
VIGUETAS MUBEMI.—Torrente (Valencia).
VISANFER, S.A.—Totana (Murcia).
VORSEVI, S.A.—Ingeniería y Control de Calidad.—Sevilla.

**EXTRANJERO**

ABCP/LIBRIS.—EBSCO.—Río de Janeiro (Brasil).
ASSOCIACAO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.—Sao Paulo (Brasil).
BIBLIOTECA DEL DIPARTIMENTO DI ENGEGNERIA STRUCTURALE.—Politécnico d'Torino: Torino (Italia).
COLTENSA, S.A.—Santa Fé de Bogotá, D.C. (Colombia).
CONSULAR CONSULTORES ARGENTINOS ASOCIADOS.—Buenos Aires (Argentina).
CONSULBAIRES. INGENIEROS CONSULTORES, S.A.—Buenos Aires (Argentina).
LABORATORIO DE ENGENHARIA DE ANGOLA.—Luanda (República Popular de Angola).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU.—Lima (Perú).
SARET P.P.B. Cadre Technique.—Le Pontet (Francia).
SWETS SUBSCRIPTION SERVICE.—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).

**MIEMBRO CORRESPONDIENTE**

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

* * *

## AVISO IMPORTANTE

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

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

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

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

Los comentarios deben enviarse, por duplicado, a la Secretaría de la A.T.E.P., Apartado 19.002, 28080 Madrid, dentro del plazo de tres meses contados a partir de la fecha de distribución de la Revista.

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

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

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

Los originales que por cualquier causa no fueran aceptados serán devueltos al Autor.

## 2. PRESENTACION DE ORIGINALES

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

### 2.1. Título

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

### 2.2. Resumen

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

### 2.3. Gráficos y figuras

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

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

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

### 2.4. Fotografías

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

### 2.5. Tablas y cuadros

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

### 2.6. Unidades

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

### 2.7. Fórmulas, letras griegas, subíndices y exponentes

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

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

Cualquier expresión que, por su complejidad, pueda dar lugar a interpretaciones equivocadas, se presentará manuscrita. Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (por ejemplo, la ℓ y el 1; la O y el cero; la K y la k, etc.).

### 2.8. Referencias bibliográficas

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

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

**Referencias de artículos publicados en revistas**

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

**Referencias de libros**

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

## 3. PRUEBAS DE IMPRENTA

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

# Comentarios del autor sobre el artículo "Análisis aproximado en el tiempo de secciones de hormigón armado en servicio. Propuesta de un nuevo factor de cálculo de flechas diferidas", por Juan Murcia, publicado en Hormigón y Acero nº 181 (pp. 9-17), 1991.

1. En la página 11 aparece una errata continuada (pero fácil de detectar): el término $(\sigma_s - \sigma_{s0})$ que multiplica de forma sucesiva al factor $A'_s$, y más tarde sale despejado, ha de ser evidentemente $(\sigma'_s - \sigma'_{s0})$.

2. Al incluir el efecto de la retracción (página 12), existe un error en un desarrollo intermedio, que precisamente conduce a que no exista un total paralelismo con la fluencia, en lo obtenido en principio, aunque más tarde se llegue también al resultado correcto.

El incremento de tensión diferido en el hormigón, debido a dicha deformación no es el que figura, esto es,

$$\Delta\sigma_{cr} = -\,\varepsilon_r \cdot \frac{A'_s \,.\, E_s}{2 \,.\, b \,.\, d' + n \,.\, A'_s}\,.$$

En efecto, si $\varepsilon_r$ es el valor de la retracción que influye en la curvatura (básicamente, la que se da desde que la sección entra en carga y se fisura), y $\Delta\sigma'_{sr}$ y $\Delta\sigma_{cr}$ $(\Delta\varepsilon_{cr})$ son, respectivamente, los incrementos de tensión (deformación) diferidos de la armadura y del hormigón en la zona comprimida, debidos a la primera, se tiene

$$A'_s \,.\, \Delta\sigma'_{sr} + 2 \,.\, b \,.\, d' \,.\, \Delta\sigma_{cr} = 0$$

y

$$\Delta\sigma'_{sr} = E_s \,.\, \Delta\varepsilon_{cr} = E_s \cdot \left[\varepsilon_r + \frac{\Delta\sigma_{cr}}{E_c} \,.\, (1 + k \,.\, \varphi)\right],$$

al establecer el equilibrio y la compatibilidad en dicha zona.

De las dos anteriores se deduce ya el incremento en cuestión, esto es,

$$\Delta\sigma_{cr} = -\,\varepsilon_r \cdot \frac{A'_s \,.\, E_s}{2 \,.\, b \,.\, d' + n \,.\, A'_s \,.\, (1 + k \,.\, \varphi)}\,.$$

Con este $\Delta\sigma_{cr}$ (de tracción), es posible ya considerar el efecto conjunto de la retracción y de la fluencia, incorporándolo al $\sigma_c - \sigma_{c0}$ obtenido antes sólo para la fluencia, de modo que

$$\sigma_c - \sigma_{c0} = -\left[\varepsilon_{c0} \,.\, \varphi \,.\, \frac{2 \,.\, A'_s \,.\, E_s \,.\, \dfrac{d - d'}{d}}{b \,.\, x_0 + 2 \,.\, n \,.\, A'_s \,.\, \dfrac{d - d'}{d} \,.\, (1 + k \,.\, \varphi)} + \varepsilon_r \,.\, \frac{A'_s \,.\, E_s}{2 \,.\, b \,.\, d' + n \,.\, A'_s \,.\, (1 + k \,.\, \varphi)}\right],$$

lo que evidencia el paralelismo entre la fluencia y la retracción.

Por tanto, siguiendo el camino del artículo, se tiene

$$\frac{c_{dif}}{c_0} = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{c0}}{\varepsilon_s + \varepsilon_{c0}} = \frac{\varepsilon_{c0} \cdot \varphi + \varepsilon_r + \dfrac{\sigma_c - \sigma_{c0}}{E_c} \cdot (1 + k \,.\, \varphi)}{\varepsilon_s + \varepsilon_{c0}}\,,$$

que, al sustituir en ella el incremento anterior y tener en cuenta que $x_0 = \dfrac{\varepsilon_{c0}}{\varepsilon_s + \varepsilon_{c0}} \,.\, d$, se convierte al final en

$$\frac{c_{dif}}{c_0} = x_0 \cdot \frac{b \,.\, x_0 \,.\, \varphi + 2 \,.\, b \,.\, d' \,.\, \left(\dfrac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{c0}}\right) \dfrac{b \,.\, x_0 + 2 \,.\, n \,.\, A'_s \,.\, \dfrac{d - d'}{d} (1 + k \,.\, \varphi)}{2 \,.\, b \,.\, d' + n \,.\, A'_s \,.\, (1 + k \,.\, \varphi)}}{b \,.\, d \,.\, x_0 + 2 \,.\, n \,.\, A'_s \,.\, (d - d') \,.\, (1 + k \,.\, \varphi)}\,.$$

Evidentemente, esta última expresión equivale, de forma muy aproximada, a



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

$$\frac{c_{dif}}{c_0} = b \cdot x_0^2 \cdot \frac{\varphi + \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{c0}}}{b \cdot d \cdot x_0 + 2\, n \cdot A'_s \cdot (d - d') \cdot (1 + k \cdot \varphi)} =$$

$$= \left(\frac{x_0}{d}\right)^2 \cdot \frac{\varphi + \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{c0}}}{\frac{x_0}{d} + 2 \cdot n \cdot \frac{A'_s}{b \cdot d} \cdot \frac{d - d'}{d} \cdot (1 + k \cdot \varphi)}.$$

Por tanto, el factor $\lambda$ correcto es el más simple de los propuestos en el artículo, esto es,

$$\lambda = \frac{x_0}{d} \cdot \frac{\varphi + \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{c0}}}{1 + 2 \cdot n \cdot \frac{A'_s}{b \cdot d} \cdot \frac{d - d'}{x_0} \cdot (1 + k \cdot \varphi)}.$$

el cual, por otra parte, refleja una vez más el gran paralelismo entre la fluencia y la retracción.

Al anterior se suman sus simplificaciones prácticas, como la indicada en el artículo; pero no la otra expresión que en éste figura, a saber,

$$\lambda = \frac{x_0}{d} \cdot \frac{\varphi + \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{c0}} \cdot \left[1 - \frac{n \cdot A'_s}{b \cdot d'} \cdot (1 + k \cdot \varphi)\right]}{1 + 2 \cdot n \cdot \frac{A'_s}{b \cdot d} \cdot \frac{d - d'}{x_0} \cdot (1 + k \cdot \varphi)},$$

ni sus derivaciones prácticas.

3. En fin, una precisión: en la página 15 (segundo párrafo anterior al comienzo del apartado de conclusión), al mencionar el posible gráfico de una parte del factor de la norma, similar al que se muestra antes, las cuatro curvas citadas serían evidentemente otras tantas rectas horizontales (dicho factor depende de la cuantía de armadura de compresión, pero no de la de tracción).

El autor aprovecha estos comentarios para agradecer la sugerencia recibida de su buen amigo y compañero Luis Albajar.

* * *

# Seminarios Torroja
# Tecnología de la Construcción y de sus Materiales
# Ciclo nº 13: Invierno de 1992

El Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, del CSIC, viene organizando seminarios monográficos sobre temas de actualidad en el ámbito de la Tecnología de la Construcción y de sus Materiales, a cargo de destacados investigadores nacionales y extranjeros del Sector.

Estos Seminarios se celebran en el Aula Eduardo Torroja del Instituto, situado en la c/Serrano Galvache, s/n (acceso por Arturo Soria, frente al núm. 278), y tienen lugar los jueves alternos a las 12:00 horas. Su duración aproximada es de dos horas, incluyendo la ponencia y el coloquio que se realiza a continuación. La asistencia a los mismos tiene carácter libre y gratuito.

Los seminarios programados para el décimo tercer ciclo, correspondiente al invierno de 1993, son los siguientes:

| | | Tema |
|---|---|---|
| 21 Enero | Mª Carmen HERNANDEZ LUCENDO<br>Dra. en Ciencias Físicas,<br>Facultad Físicas, UCM | Métodos de prospección geofísica aplicados a estudios en yacimientos arqueológicos |
| 04 Febrero | Miguel HERRAIZ SARACHAGA<br>Dr. en Ciencias Físicas<br>Instituto Eduardo Torroja | Aspectos humanos y técnicos de la autoconstrucción en Arequipa (Perú) |
| 18 Febrero | Juan Manuel MORON GARCIA<br>Dr. Ingeniero de Caminos,<br>Dragados y Construcciones | Investigación y Desarrollo en el Sector de la Construcción |
| 04 Marzo | Manuel FERNANDEZ CANOVAS<br>Dr. Ingeniero en Construcción,<br>Escuela Ingenieros de Caminos, UPM | Hormigones de Alta Resistencia |
| 18 Marzo | Julián SALAS SERRANO<br>Dr. Ingeniero Industrial,<br>Instituto Eduardo Torroja | La vivienda en los países en vías de desarrollo |



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

# Formulación general para la determinación de las tensiones debidas a punzonamiento en pilares rectangulares y circulares

**Alejandro Pérez Caldentey**
**Ingeniero de Caminos**
**Hugo Corres Peiretti**
**Dr. Ingeniero de Caminos**
**Departamento de mecánica de medios continuos y teoría de estructuras**
**E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos**
**Universidad Politécnica de Madrid**

## 1. INTRODUCCION

Aunque el estado límite de punzonamiento está incluido en la mayoría de las normas y manuales de hormigón armado, éstos suelen contemplar los casos más sencillos y proporcionar unas formulaciones incompletas.

La EH-91 [1], por ejemplo, sólo contempla pilares rectangulares sometidos a un solo momento flector y no proporciona ninguna expresión de los momentos de inercia combinados de la superficie de punzonamiento.

Quizás una de las formulaciones más completas se encuentre en el libro del Prof. J. Calavera, "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado para Edificios" [2], aunque tampoco allí se exponen las fórmulas para la deducción de los ejes principales de la superficie de punzonamiento.

Sin embargo, en la práctica de todos los días, el ingeniero tiene que enfrentarse habitualmente a pilares de esquina y de borde, rectangulares y circulares, cuya formulación completa, como ya se ha indicado, no suele estar disponible y cuya deducción puede ser engorrosa.

Este artículo se publica por lo tanto con la idea de suplir esta deficiencia y proporcionar a los proyectistas una formulación más general que responda a las exigencias de la práctica.

Las fórmulas que se exponen a continuación han sido deducidas con motivo de la próxima publicación del "Prontuario Informático del Hormigón" [3].

## 2. ALGUNAS DEFINICIONES

El estado límite de punzonamiento es un estado límite de rotura por tensiones tangenciales de un elemento de hormigón bidimensional tipo losa sometido a la acción de una carga concentrada. Dicho estado límite es particularmente importante debido a que se trata de una rotura frágil y su estudio se plantea con mucha frecuencia en la práctica, en particular en forjados bidireccionales, losas de cimentación y zapatas.

Se define como superficie crítica de punzonamiento aquella superficie de paramentos verticales cuyo perímetro rodea a la superficie de aplicación de la carga concentrada, a una distancia constante igual a medio canto útil de la losa.

Dicha definición está inspirada en los ensayos que demuestran que la superficie de rotura por punzonamiento tiene forma tronco-piramidal (o tronco-cónica en el caso de pilares circulares) con fisuras que nacen en el perímetro de la superficie de aplicación de la carga (en general el perímetro del pilar) y se propagan en el canto de la losa con una inclinación de 45 grados.

La superficie de punzonamiento atraviesa por lo tanto la superficie de rotura en su punto medio.

Para simplificar la redacción del presente artículo se define a continuación la notación utilizada en las fórmulas y en el texto.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

u, v: Coordenadas referidas a los ejes principales de la superficie de punzonamiento.

x, y: Coordenadas referidas a ejes paralelos a los ejes principales del pilar y cuyo origen es el centro de gravedad de la superficie de punzonamiento.

$J_u$, $J_v$: Momentos de inercia combinados de la superficie de punzonamiento, referidos a los ejes uv.

$J_x$, $J_y$: Momentos de inercia combinados de la superficie de punzonamiento, referidos a los ejes xy.

$H_{xy}$: Momento de inercia combinado cruzado de la superficie de punzonamiento, referido a los ejes xy. Este momento será distinto de cero cuando los ejes uv y xy no coincidan.

$A_c$: Area de la superficie de punzonamiento.

$N_d$: Carga concentrada mayorada que tiende a provocar una rotura por punzonamiento (en general, el axil mayorado actuante en el pilar).

$M_{du}$: Momento actuante según el eje principal u de la superficie de punzonamiento, que se transmite desde la placa al soporte por excentricidad de cortante.

$M_{dv}$: Momento actuante según el eje principal v de la superficie de punzonamiento, que se transmite desde la placa al soporte por excentricidad de cortante.

$M_{dx}$: Momento total mayorado actuante según la dirección x, referido al centro de gravedad de la superficie de punzonamiento.

$M_{dy}$: Momento total mayorado actuante según la dirección y, referido al centro de gravedad de la superficie de punzonamiento.

$\alpha_x$: Fracción del momento $M_{dx}$, que se transmite desde la placa al soporte por excentricidad de cortante.

$\alpha_y$: Fracción del momento $M_{dy}$, que se transmite desde la placa al soporte por excentricidad de cortante.

## 3. CALCULO DE LA TENSION EN LA SUPERFICIE CRITICA DE PUNZONAMIENTO

Para determinar si se requiere o no armadura de punzonamiento, es necesario calcular la máxima tensión tangencial a que está sometida la superficie crítica de rotura.

Para ello se utiliza la siguiente expresión general:

$$\tau_{pd} = \frac{N_d}{A_c} - \frac{M_{du}\, v}{J_u} + \frac{M_{dv}\, u}{J_v} \qquad \text{ec. 1}$$

siendo:

$\tau_{pd}$: Tensión tangencial mayorada actuante en el punto (u, v) del perímetro crítico de punzonamiento.

Como puede verse, esta fórmula es válida siempre y cuando las constantes $J_u$ y $J_v$, así como las coordenadas u y v y los momentos $M_{du}$ y $M_{dv}$ estén referidos a los ejes principales de la superficie de punzonamiento.

Sin embargo, los ejes principales de la superficie de punzonamiento no siempre coinciden con los ejes principales de la superficie de aplicación de la carga. En particular, ello no es así en el caso de los pilares de esquina.

Por lo tanto, para poder aplicar la ec. 1, es necesario determinar previamente los ejes principales de la superficie de punzonamiento y referir a estos ejes los momentos de inercia combinados así como las coordenadas del punto en el que se quiere determinar la tensión y los momentos $M_{du}$ y $M_{dv}$.

En el siguiente apartado se exponen las fórmulas que permiten resolver este problema a partir de los valores $J_x$, $J_y$ y $H_{xy}$ de los momentos de inercia combinados referidos a ejes paralelos a los principales del pilar y con origen en el centro de gravedad de la superficie de punzonamiento.

## 4. DETERMINACION DE LOS EJES PRINCIPALES

Supuestos conocidos los valores de $J_x$, $J_y$ y $H_{xy}$ se puede determinar el ángulo $\theta$ que forman los ejes principales uv con los ejes xy mediante aplicación de la siguiente fórmula:

$$\theta = \frac{1}{2} \arctan \frac{2H_{xy}}{J_y - J_x} \qquad \text{ec. 2}$$

Como puede verse, esta fórmula es válida siempre y cuando se cumpla que $J_y - J_x <> 0$. En caso contrario, si $H_{xy} <> 0$, entonces $\theta$ será igual a 45º (—45º si $H_{xy} < 0$) y sino igual a cero.

Conocido $\theta$ se pueden determinar los momentos de inercia combinados $J_u$ y $J_v$ en función de $J_x$, $J_y$ y $H_{xy}$, las coordenadas u y v en función de x e y, y los momentos $M_{du}$ y $M_{dv}$ en función de $M_{dx}$ y $M_{dy}$ que serán, en general, los valores de que disponga el proyectista.

Las expresiones son las siguientes:

$$J_u = J_x \cos^2 \theta + J_y \operatorname{sen}^2 \theta - H_{xy} \operatorname{sen} 2\theta \quad \text{ec.}\varphi$$

$$J_v = J_x \operatorname{sen}^2 \theta + J_y \cos^2 \theta + H_{xy} \operatorname{sen} 2\theta \quad \text{ec.4}$$



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

$$u = x \cos \theta + y \operatorname{sen} \theta \qquad \text{ec. 5}$$

$$v = -x \operatorname{sen} \theta + y \cos \theta \qquad \text{ec. 6}$$

$$M_{du} = \alpha_x M_{dx} \cos \theta + \alpha_y M_{dy} \operatorname{sen} \theta \qquad \text{ec. 7}$$

$$M_{dy} = -\alpha_x M_{dx} \operatorname{sen} \theta + \alpha_y M_{dy} \cos \theta \qquad \text{ec. 8}$$

Conocidos estos valores se puede, por lo tanto, determinar la tensión tangencial en cualquier punto de la superficie de punzonamiento y comprobar que ésta no excede el valor admisible.

Sin embargo, como se indicó en la introducción, la deducción de $J_x$, $J_y$ y $H_{xy}$ puede ser engorrosa, particularmente en el caso de pilares circulares. Por ello, en el siguiente apartado se dan estas expresiones para los casos de pilares circulares y rectangulares, centrados, de borde y de esquina.

## 5. EXPRESIONES DE $J_x$, $J_y$ Y $H_{xy}$ PARA PILARES RECTANGULARES Y CIRCULARES

La notación utilizada en las fórmulas que se exponen a continuación viene explicada, en su mayor parte, por las figuras 1 (para un pilar rectangular) y 2 (para un pilar circular).

Sin embargo, para simplificar la notación en las fórmulas, se utilizan algunas variables auxiliares tales como el momento estático combinado de la superficie de punzonamiento respecto de un eje determinado, o la distancia del centro de gravedad de dicha superficie a su borde, por lo que el significado de dichas variables se explica oportunamente.

Además, se dan los valores de $\alpha_x$ y $\alpha_y$ para cada uno de los casos considerados.

### Pilar rectangular centrado

Estas fórmulas son las más conocidas y figuran en cualquier libro o norma que haga referencia al estado límite de punzonamiento y se exponen en este artículo exclusivamente con el afán de evitar que el lector tenga que buscarlas en otro lugar.

$$A_c = 2d\,[c_1 + c_2 + 2d] \qquad \text{ec. 9}$$

$$J_x = \frac{d\,(c_1 + d)}{2}\left[\frac{d^2 + (c_1 + d)^2}{3} + (c_1 + d)\,(c_2 + d)\right] \qquad \text{ec. 10}$$

$$J_y = \frac{d\,(c_2 + d)}{2}\left[\frac{d^2 + (c_2 + d)^2}{3} + (c_1 + d)\,(c_2 + d)\right] \qquad \text{ec. 11}$$

$$H_{xy} = 0 \qquad \text{ec. 12}$$

Como puede observarse, al ser paralelos los ejes principales del pilar y de la superficie de punzonamiento, $H_{xy}$ vale cero ($\theta = 0$).

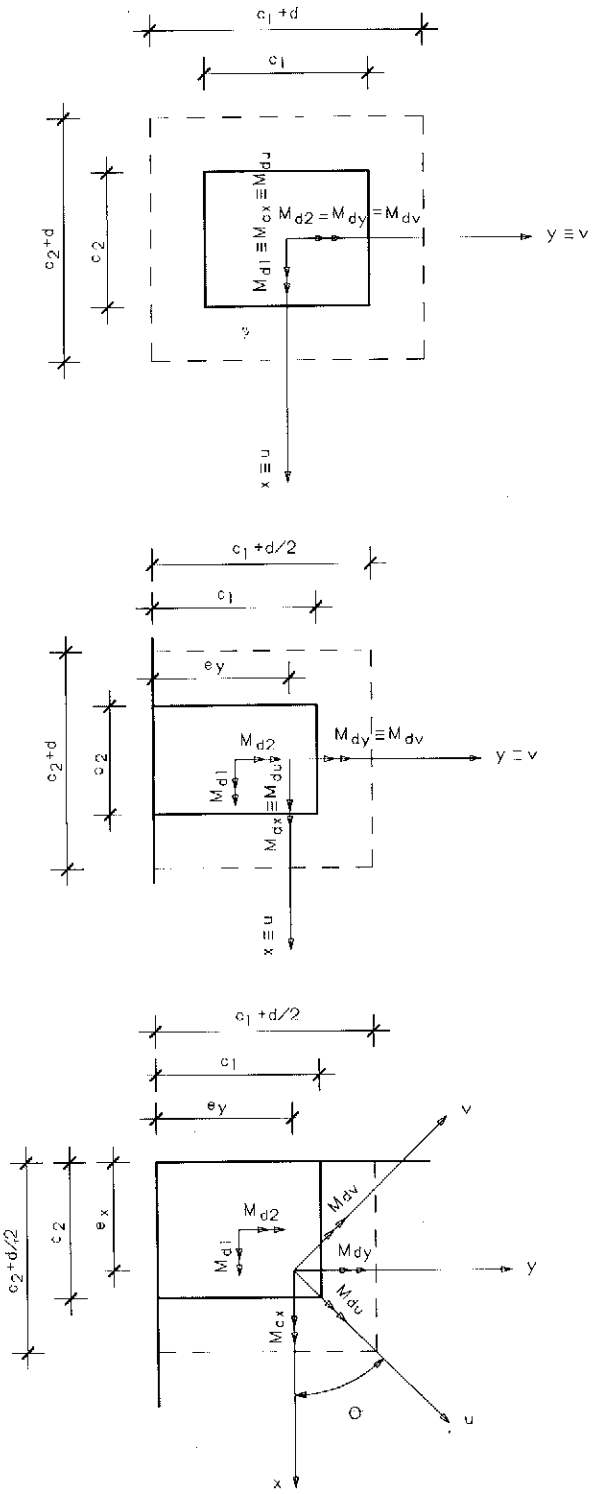



Fig. 1



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

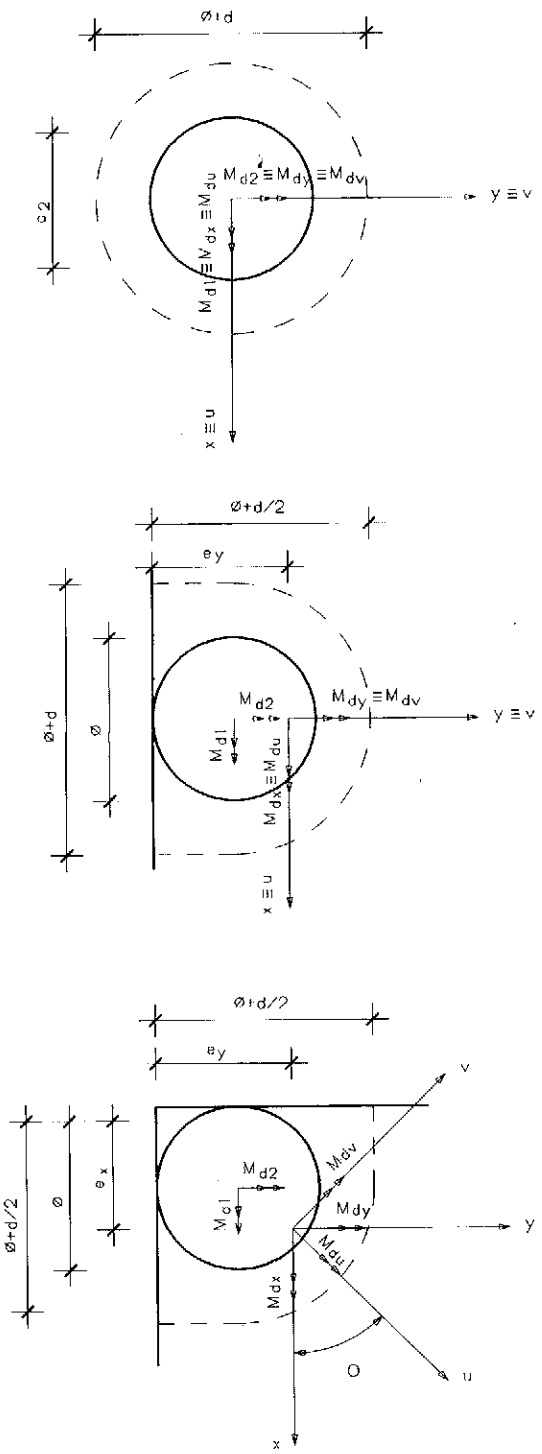



Fig. 2

$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} \qquad \text{ec. 13}$$

$$\alpha_y = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{c_2 + d}{c_1 + d}}} \qquad \text{ec. 14}$$

**Pilar rectangular de borde**

En el caso de un pilar de borde, el centro de gravedad de la superficie crítica de punzonamiento no coincide con el centro de gravedad del pilar, sino que se produce una traslación del mismo perpendicularmente al borde de la losa.

En las expresiones que siguen se denomina $e_y$ a la distancia del borde de la losa a dicho centro de gravedad. El valor de $e_y$ será además útil cuando sea necesario referir los momentos $M_{dx}$ y $M_{dy}$ al centro de gravedad de la superficie de punzonamiento, como se verá en el apartado 6.

$$A_c = [2\,c_1 + c_2 + 2d]\,. \qquad \text{ec. 15}$$

$$e_y = \frac{\left(c_1 + \frac{d}{2}\right)\left(c_1 + c_2 + \frac{3}{2}d\right)}{2c_1 + c_2 + 2d} \qquad \text{ec. 16}$$

$$J_x = d\left(c_1 + \frac{d}{2}\right) \cdot \left[\frac{d^2}{6} + \frac{\left(c_1 + \frac{d}{2}\right)^2}{6} + 2\left(\frac{c_1 + \frac{d}{2}}{2} - e_y\right)^2\right] + d\,(c_2 + d)\left(c_1 + \frac{d}{2} - e_y\right)^2 \qquad \text{ec. 17}$$

$$J_y = \frac{d\,(c_2 + d)}{2}\left[\frac{d^2 + (c_2 + d)^2}{6} + \left(c_1 + \frac{d}{2}\right)(c_2 + d)\right] \qquad \text{ec. 18}$$

$$H_{xy} = 0 \qquad \text{ec. 19}$$

Al igual que en el caso anterior, los ejes principales de la superficie de punzonamiento y del pilar son paralelos, por lo que no es necesario aplicar las fórmulas del apartado 3.

$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{c_1 + \frac{d}{2}}{c_2 + d}}} \qquad \text{ec. 20}$$

$$\alpha_y = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{c_2 + d}{c_1 + \frac{d}{2}}}} \qquad \text{ec. 21}$$

**Pilar rectangular de esquina**

En el caso del pilar rectangular de esquina, el



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

centro de gravedad de la superficie de punzonamiento queda trasladado perpendicularmente a ambos bordes respecto del centro de gravedad del pilar. Por lo tanto, es necesario definir dos variables auxiliares $e_x$ y $e_y$ que definen la distancia del primero de los citados centros de gravedad a los bordes correspondientes de la losa.

$$A_c = [c_1 + c_2 + d] \qquad \text{ec. 22}$$

$$e_y = \frac{\left[c_1 + \frac{d}{2}\right]\left[\frac{c_1}{2} + c_2 + 0{,}75\,d\right]}{c_1 + c_2 + d} \qquad \text{ec. 23}$$

$$e_x = \frac{\left[c_2 + \frac{d}{2}\right]\left[\frac{c_2}{2} + c_1 + 0{,}75\,d\right]}{c_1 + c_2 + d} \qquad \text{ec. 24}$$

$$J_x = d\left(c_1 + \frac{d}{2}\right)\left[\frac{d^2 + \left(c_1 + \frac{d}{2}\right)^2}{12} + \left(\frac{c_1}{2} + \frac{d}{4} - e_y\right)^2\right] + d\left(c_2 + \frac{d}{2}\right)\left(c_1 + \frac{d}{2} - e_1\right)^2 \qquad \text{ec. 25}$$

$$J_y = d\left(c_2 + \frac{d}{2}\right)\left[\frac{d^2 + \left(c_2 + \frac{d}{2}\right)^2}{12} + \left(\frac{c_2}{2} + \frac{d}{4} - e_x\right)^2\right] + d\left(c_1 + \frac{d}{2}\right)\left(c_2 + \frac{d}{2} - e_x\right)^2 \qquad \text{ec. 26}$$

$$H_{xy} = \frac{d}{2}\left[\left(c_2 + \frac{d}{2} - e_x\right)\left(c_1 + \frac{d}{2} - 2e_y\right)\left(c_1 + \frac{d}{2}\right) + \left(c_1 + \frac{d}{2} - e_y\right)\left(c_2 + \frac{d}{2} - 2e_x\right)\left(c_2 + \frac{d}{2}\right)\right] \qquad \text{ec. 27}$$

Como puede verse, en este caso $H_{xy}$ es distinto de cero. En particular, en el caso de un pilar cuadrado, se cumplirá que Jy = Jx y $\theta$ será igual a 45º.

$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{2c_1 + d}{2c_2 + d}}} \qquad \text{ec. 28}$$

$$\alpha_y = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{2c_2 + d}{2c_1 + d}}} \qquad \text{ec. 29}$$

A continuación se exponen las fórmulas para pilares circulares. Los comentarios hechos para pilares rectangulares son igualmente aplicables a las expresiones que siguen, por lo que sólo se dan las fórmulas sin más explicaciones.

**Pilar circular centrado**

$$A_c = 2\,\pi\left(\frac{\phi + d}{2}\right) d \qquad \text{ec. 30}$$

$$J_x = J_y = \pi\left(\frac{\phi + d}{2}\right)^3 d + \frac{1}{3}\left(\frac{\phi + d}{2}\right) d^3 \qquad \text{ec. 31}$$

$$H_{xy} = 0 \qquad \text{ec. 32}$$

$$\alpha_x = \alpha_y = 0{,}4 \qquad \text{ec. 33}$$

**Pilar circular de borde**

$$A_c = \left[(2 + \pi)\frac{\phi}{2} + \pi\frac{d}{2}\right] d \qquad \text{ec. 34}$$

$$M_{e,x} = \pi\frac{\phi + d}{2} d\left(\frac{2}{\pi}\cdot\frac{\phi + d}{2} + \frac{\phi}{2}\right) + \frac{\phi^2}{4} d \qquad \text{ec. 35}$$

$$e_y = \frac{M_{e,x}}{A_c} \qquad \text{ec. 36}$$

$$J_x = \frac{\pi}{2}\left(\frac{\phi + d}{2}\right)^3 d + \frac{1}{6}\left(\frac{\phi + d}{2}\right) d^3 + \pi\frac{\phi + d}{2} d \cdot \left(\frac{\phi}{2} + \frac{2}{\pi}\cdot\frac{\phi + d}{2} - e_y\right)^2 - \left(\frac{2}{\pi}\cdot\frac{\phi + d}{2}\right)^2\Big] + \left(\frac{\phi}{2}\right)^3\frac{d}{6} + \phi\frac{d^3}{12} + \phi\, d\left(\frac{\phi}{4} - e_y\right)^2 \qquad \text{ec. 37}$$

$$J_y = \frac{\pi}{2}\left(\frac{\phi + d}{2}\right)^3 d + \frac{1}{6}\left(\frac{\phi + d}{2}\right) d^3 + \phi\, d\left(\frac{\phi + d}{2}\right)^2 \qquad \text{ec. 38}$$

$$H_{xy} = 0 \qquad \text{ec. 39}$$

$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{\phi + \frac{d}{2}}{\phi + d}}} \qquad \text{ec. 40}$$

$$\alpha_y = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{\phi + d}{\phi + \frac{d}{2}}}} \qquad \text{ec. 41}$$



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

**Pilar circular de esquina**

$$A_c = \left[\left(2 + \frac{\pi}{2}\right)\frac{\phi}{2} + d\frac{\pi}{4}\right]d \qquad \text{ec. 42}$$

$$M_{e,x} = M_{e,y} = \frac{\pi}{2}\frac{\phi + d}{2}d\left(\frac{2}{\pi}\frac{\phi + d}{2} + \frac{\phi}{2}\right) +$$

$$+ \frac{\phi^2}{8}d + \frac{\phi}{2}d\left(\phi + \frac{d}{2}\right) \qquad \text{ec. 43}$$

$$e_x = e_y = \frac{M_{e,x}}{A_c} \qquad \text{ec. 44}$$

$$J_x = J_y = \frac{\pi}{4}\left[\frac{\phi + d}{2}\right]^3 d + \frac{1}{12}\left(\frac{\phi + d}{2}\right) d +$$

$$+ \frac{\pi}{2}\frac{\phi + d}{2} d \cdot$$

$$\cdot\left[\left(\frac{\phi}{2} + \frac{2}{\pi}\frac{\phi + d}{2} - e_x\right)^2 - \left(\frac{2}{\pi}\frac{\phi + d}{2}\right)^2\right] +$$

$$+ \frac{\phi}{24}d^3 + \frac{d}{12}\left[\frac{\phi}{2}\right]^3 + \frac{\phi}{2}d\left[\frac{\phi}{4} - e_x\right]^2 +$$

$$+ \frac{\phi}{2}d\left[\phi + \frac{d}{2} - e_y\right]^2 \qquad \text{ec. 45}$$

$$H_{xy} = \frac{d}{2}\left(\frac{\phi + d}{2}\right)^3 + \frac{\pi}{2}\frac{\phi + d}{2}d \cdot$$

$$+\left[\left(\frac{\phi}{2} + \frac{2}{\pi}\frac{\phi + d}{2} - e_x\right)^2 - \left(\frac{2}{\pi}\frac{\phi + d}{2}\right)^2\right] \cdot$$

$$+ \phi d\left(\phi + \frac{d}{2} - e_x\right)\left(\frac{\phi}{4} - e_y\right) \qquad \text{ec. 46}$$

$$\alpha_x = \alpha_y = 0{,}4 \qquad \text{ec. 47}$$

## 6. ACERCA DE LOS MOMENTOS $M_{dx}$ y $M_{dy}$

Es conveniente recordar al proyectista que los momentos $M_{dx}$ y $M_{dy}$ que intervienen en las expresiones anteriores están referidos al centro de gravedad de la superficie de punzonamiento.

Sin embargo, los esfuerzos que se obtienen de un cálculo matricial están normalmente referidos al centro de gravedad del pilar. Por lo tanto, si llamamos $M_{d1}$ y $M_{d2}$ a estos últimos, para determinar los momentos $M_{dx}$ y $M_{dy}$ será necesario aplicar las siguientes expresiones:

$$M_{dx} = M_{d1} + N_d\,(e_y - e_{py}) \qquad \text{ec. 48}$$

$$M_{dy} = M_{d2} - N_d\,(e_x - e_{px}) \qquad \text{ec. 49}$$

En las expresiones anteriores, $e_{px}$ y $e_{py}$ son las distancias del centro de gravedad del pilar a los bordes de la superficie de punzonamiento.

Estos valores serán función del tipo de pilar de que se trate. En cualquier caso son valores fáciles de determinar, por lo que no parece necesario detallar más las expresiones anteriores.

## 7. CONSIDERACIONES FINALES

Como conclusión y para evaluar el error cometido al no tener en cuenta adecuadamente que la ec. 1 sólo es válida cuando tanto los esfuerzos como las características geométricas están referidos a los ejes principales de la superficie de punzonamiento, a continuación se desarrolla el cálculo a punzonamiento de un pilar rectangular de esquina.

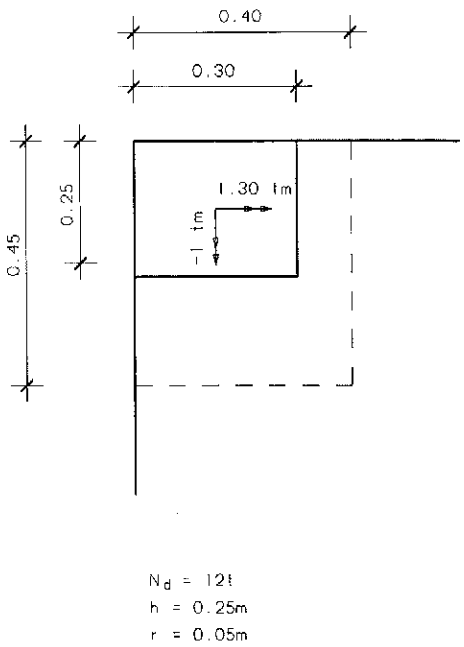



Fig. 3

Se considera el pilar de la figura 3, de 0,30 x 0,25 m² de sección, correspondiente a la planta de cubierta de un edificio cuyo forjado tiene 0,20 metros de canto útil (d).

El hormigón utilizado es un H-200.

Los esfuerzos solicitantes obtenidos de un cálculo matricial y por lo tanto referidos a los ejes principales del pilar son:

$N_d$ = 12,00 t.
$M_{d1}$ = —1,00 tm.
$M_{d2}$ = 1,30 tm.

Mediante la aplicación de las ec. 22 a 27 se obtienen los siguientes valores:



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

$A_c = 0{,}15\ m^2$
$e_y = 0{,}2933\ m$
$e_x = 0{,}2683\ m$
$J_x = 2{,}827 \cdot 10^{-3}\ m^4$
$J_y = 2{,}091 \cdot 10^{-3}\ m^4$
$H_{xy} = -1{,}307 \cdot 10^{-3}\ m^4$
$\alpha_x = 0{,}4161$
$\alpha_y = 0{,}3841$

A continuación se desarrolla el cálculo de la tensión en los puntos críticos de la superficie de punzonamiento (puntos 1, 2 y 3 de la figura 3) en tres supuestos:

1. Aplicando la ec. 1 respecto de los ejes xy, con los momentos referidos al centro de gravedad del pilar.

2. Aplicando la ec. 1 respecto de los ejes xy, con los momentos referidos al centro de gravedad de la superficie de punzonamiento.

3. Aplicando la ec. 1 respecto de los ejes uv, con los momentos referidos al centro de gravedad de la superficie de punzonamiento.

**Supuesto 1**

Este supuesto supone ignorar lo escrito en los apartados 3, 4 y 6.

La fórmula aplicada es, por lo tanto:

$$\tau_{pd} = \frac{N_d}{A_c} - \frac{\alpha_x M_{d1}\, x}{J_x} + \frac{\alpha_y M_{d2}\, y}{J_y}$$

A continuación se dan las coordenadas de los puntos críticos de la superficie de punzonamiento:

$x_1 = 0{,}0817\ m$ $\quad y_1 = 0{,}1067\ m$
$x_2 = -0{,}2683\ m$ $\quad y_2 = 0{,}1067\ m$
$x_3 = 0{,}0817\ m$ $\quad y_3 = -0{,}2933\ m$

Con estos valores, la tensión resultante en cada uno de estos puntos será:

$\tau_{pd\,(1)} = 115{,}20\ t/m^2$
$\tau_{pd\,(2)} = 31{,}64\ t/m^2$
$\tau_{pd\,(3)} = 56{,}34\ t/m^2$

**Supuesto 2**

Este supuesto supone ignorar lo escrito en los apartado 3 y 4 pero tener adecuadamente en cuenta el apartado 6.

La fórmula aplicada es, por lo tanto:

$$\tau_{pd} = \frac{N_d}{A_c} - \frac{\alpha_x M_{dx}\, x}{J_x} + \frac{\alpha_y M_{dy}\, y}{J_y}$$

Los momentos $M_x$ y $M_y$ se deducen a partir de los momentos $M_{d1}$, $M_{d2}$ y del axil $N_d$ aplicando las ec. 48 y 49.

Los valores obtenidos para los momentos son:

$M_x = 0{,}72\ tm$
$M_y = -0{,}42\ tm$

y para las tensiones:

$\tau_{pd\,(1)} = 62{,}39\ t/m^2$
$\tau_{pd\,(2)} = 95{,}60\ t/m^2$
$\tau_{pd\,(3)} = 104{,}8\ t/m^2$

**Supuesto 3**

Este supuesto equivale a aplicar la fórmula de la ec. 1 correctamente y para ello será necesario hacer uso previamente de las ec. 2 a 8. De esta forma se tendrán referidos a los ejes principales, tanto las características geométricas como los esfuerzos.

Los valores que se obtienen mediante estas expresiones son los siguientes:

$\theta = 37{,}137^{\circ}$
$J_u = 3{,}817 \cdot 10^{-3}\ m^4$
$J_v = 1{,}101 \cdot 10^{-3}\ m^4$
$u_1 = 0{,}1295\ m$ $\quad v_1 = 0{,}0357\ m$
$u_2 = -0{,}1495\ m$ $\quad v_2 = 0{,}2470\ m$
$u_3 = -0{,}1119\ m$ $\quad v_3 = -0{,}2830\ m$
$M_u = 0{,}1414\ tm$
$M_v = -0{,}3095\ tm$

Aplicando la ec. 1 se obtienen las siguientes tensiones:

$\tau_{pd\,(1)} = 42{,}27\ t/m^2$
$\tau_{pd\,(2)} = 112{,}87\ t/m^2$
$\tau_{pd\,(3)} = 121{,}94\ t/m^2$

**Comparación de los resultados obtenidos**

En la tabla 1 se indica el error cometido en los supuestos 1 y 2 en la evaluación de la tensión en cada uno de los puntos críticos.

**TABLA 1**

**Error cometido en la determinación de la tensión de punzonamiento en los supuestos 1 y 2, en % de la tensión correcta (supuesto 3)**

| Punto crítico | Error, supuesto 1 | Error, supuesto 2 |
|---|---|---|
| 1 | 173% | 48% |
| 2 | —72% | —15% |
| 3 | —54% | —14% |

En la tabla anterior, un valor positivo indica que se ha sobreestimado el valor de la tensión, mientras que un valor negativo indica que ésta se ha subestimado.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

Como puede verse, los errores son muy importantes si se considera la tensión en cada punto.

Sin embargo, lo que determina si se debe o no disponer armadura de punzonamiento es el valor de la tensión máxima. Por ello, en la tabla 2, se indica el error cometido en la evaluación de esta tensión de punzonamiento máxima (máximo de $\tau_{pd\,(1)}$, $\tau_{pd\,(2)}$ y $\tau_{pd\,(3)}$).

**TABLA 2**

**Tensión máxima en cada supuesto y error cometido**

| Supuesto | $\tau_{pdmáx.}$ [t/m²] | Error [%] |
|---|---|---|
| 1 | 115,5 | — 5,3 |
| 2 | 104,8 | —14,0 |
| 3 | 121,9 | 0 |

A la vista de estos resultados se pueden hacer las siguientes consideraciones:

—Aunque en este caso particular el error cometido en el valor máximo de la tensión no es muy importante, dicho error queda del lado de la inseguridad y curiosamente es más importante cuando se tiene en cuenta el apartado 6.

—El punto crítico en que se produce la máxima tensión no es el mismo en todos los supuestos, lo cual hace pensar que si el error es pequeño ello se debe a la superposición de errores de signo contrario.

—Si se considera que la tensión máxima de punzonamiento viene dada por (EH-91 [1]):

$$\tau_{pmáx} = \sqrt{f_{cd}}$$

tendríamos que:

$$\tau_{pmáx} = 115{,}5 \text{ t/m}^2$$

y en los supuestos 1 y 2 no sería necesario colocar armadura de punzonamiento, mientras que el supuesto 3 si nos llevaría a disponerla.

De este análisis se pueden sacar las siguientes conclusiones:

—Al dimensionar una losa a punzonamiento, debe tenerse un cuidado especial cuando se trate de un pilar de borde o de esquina.

—Si se trata de un pilar de borde, es necesario aplicar las ec. 48 y 49, con objeto de referir los momentos transmitidos del pilar a la losa por esfuerzo cortante, al centro de gravedad de la superficie de punzonamiento.

—Si se trata de un pilar de esquina, además de aplicar dichas ecuaciones con idéntica finalidad, es necesario aplicar las ec. 2 a 8, con objeto de referir las características geométricas y los esfuerzos, a los ejes principales de la superficie de punzonamiento que forman un ángulo $\theta$, distinto de cero, con los ejes principales del pilar.

—El no tener en cuenta los puntos anteriores puede conducir a errores importantes del lado de la inseguridad.

## 8. BIBLIOGRAFIA


1. EH-91. "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado". Ministerio de Obras Públicas y Transportes. 1991.

2. Calavera, J. "Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón armado para edificios". Intemac, 1985.

3. Corres, H. León J., Pérez, A. Arroyo, J.C., López, J.C. "Prontuario informático del hormigón armado". IECA, 1992.


## RESUMEN


Aunque el estado límite de punzonamiento está incluido en la mayoría de las normas y manuales de hormigón armado, estos suelen contemplar los casos más sencillos y proporcionar unas formulaciones incompletas.

Este artículo se publica, por lo tanto, con la idea de suplir esta deficiencia y proporcionar a los proyectistas una formulación más general que responda a las exigencias de la práctica.

Las fórmulas que se exponen a continuación han sido deducidas con motivo de la próxima publicación del "Prontuario Informático del Hormigón" [3].


## SUMMARY


Although the ultimate limit state due to punching shear is included in most codes and reinforced concrete handbooks, only the more simple cases are usually considered and the formulations given are incomplete.

This article is meant to supply the structural engineer with a more general approach to the problem including formulas for those cases most common in engineering practice.

These formulas have been derived for program TT3 included in the "Prontuario Informático del Hormigón" (a collection of programs for the computer aided design of reinforced concrete structures) soon to be published.




Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

# Análisis diferido en servicio de secciones en T y en cajón de hormigón armado. Factor práctico para el cálculo de flechas diferidas

**Juan Murcia Vela**
**Instituto de Ciencia de Materiales de Barcelona, CSIC.**
**(comisión de servicios en Dpto. de Ingeniería de la Construcción, UPC, E.T.S.I. Caminos de Barcelona)**

## INTRODUCCION

El estudio que aquí se muestra prosigue y complementa otro anterior, aparecido en un reciente artículo de esta revista (3), relativo a un asunto que continúa discutiéndose, entre otros, dentro del grupo de trabajo sobre flechas del Grupo Español del Hormigón: la conveniencia de revisar, y en su caso modificar, el factor de la vigente Instrucción española EH-91 (2), muy semejante al de la versión precedente EH-88 (1), que permite pasar de las flechas instantáneas a las diferidas.

Así, a continuación se efectúa un análisis aproximado en el tiempo de una sección en T o en cajón, de hormigón armado, con armadura en ambas caras y en situación de servicio (suponiéndola ya fisurada), bajo el efecto conjunto de la retracción y la fluencia del hormigón para las acciones permanentes o de larga duración.

Dicho análisis conduce finalmente a una fórmula bastante sencilla, que admite simplificaciones de cara a la práctica, para obtener ese factor de paso en tales tipos de sección; fórmula propuesta al final (complementando la obtenida en el artículo previo aludido) como posible alternativa a la existente en la citada norma. En relación a esta última, la que aquí se propone tiene la ventaja, entre otras, de dejar explícitas, por separado, la incidencia de la retracción y de la fluencia, deformaciones que pueden variar bastante según los casos; además, aunque su forma es muy parecida, ofrece en general resultados cuantitativos un tanto diferentes.

## COMPORTAMIENTO DE UNA SECCION EN EL TIEMPO

El comportamiento diferido de una sección en T o en cajón, fisurada y en servicio bajo acciones permanentes, puede analizarse con bastante facilidad mediante una serie de hipótesis, por otra parte muy razonables y realistas (para las dimensiones relativas usuales en estos tipos de secciones); se pretende tratar aquí en principio, por supuesto, de aquellas condiciones de trabajo no equivalentes ni cercanas a las de sección rectangular (esto es, que las compresiones rebasen con cierta amplitud la cabeza de compresión). Dichas hipótesis son:

—el baricentro de la cabeza de compresión de la sección coincide con el de su respectiva armadura;

—las compresiones del alma (o almas) de la sección pueden despreciarse frente a las de la cabeza: se tiene así en ésta una distribución trapezoidal de tensiones.

En tales circunstnacias, se alcanza una gran aproximación tomando la resultante de las compresiones en el hormigón sobre el citado baricentro. Interesa, entonces, poner las tensiones y deformaciones del hormigón en función de las existentes en dicho punto (valores medios de las relativas a la cabeza de compresión), en lugar de hacerlo, por ejemplo, respecto a la fibra extrema de la zona.

Al mismo tiempo, se mantienen otras hipótesis, básicas y muy sencillas, que ya fueron justificadas en detalle (3) para sección rectangular o asimilable (cuya zona comprimida resulte de anchura constante): la sobrecarga que en la armadura provoca la fluencia de la zona comprimida es equilibrada por una descarga similar en el hormigón de la misma; al coincidir los respectivos baricentros, no se modifica la solicitación (ni el esfuerzo axil ni el momento); si es así, la armadura de tracción debe mantener su tensión y, por tanto, su deformación inicial.

Suponiendo, una vez más, deformaciones planas en el tiempo, su ley pivota entonces



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

sobre la del acero a tracción; en la zona comprimida las deformaciones crecen por fluencia con arreglo a la evolución de las tensiones en el hormigón. Esto produce un ligero desajuste respecto a las últimas hipótesis enunciadas, aunque afecta muy poco a la curvatura diferida resultante (3), que es el parámetro que interesa aquí en definitiva.

La figura adjunta muestra un esquema de la situación que acaba de exponerse.

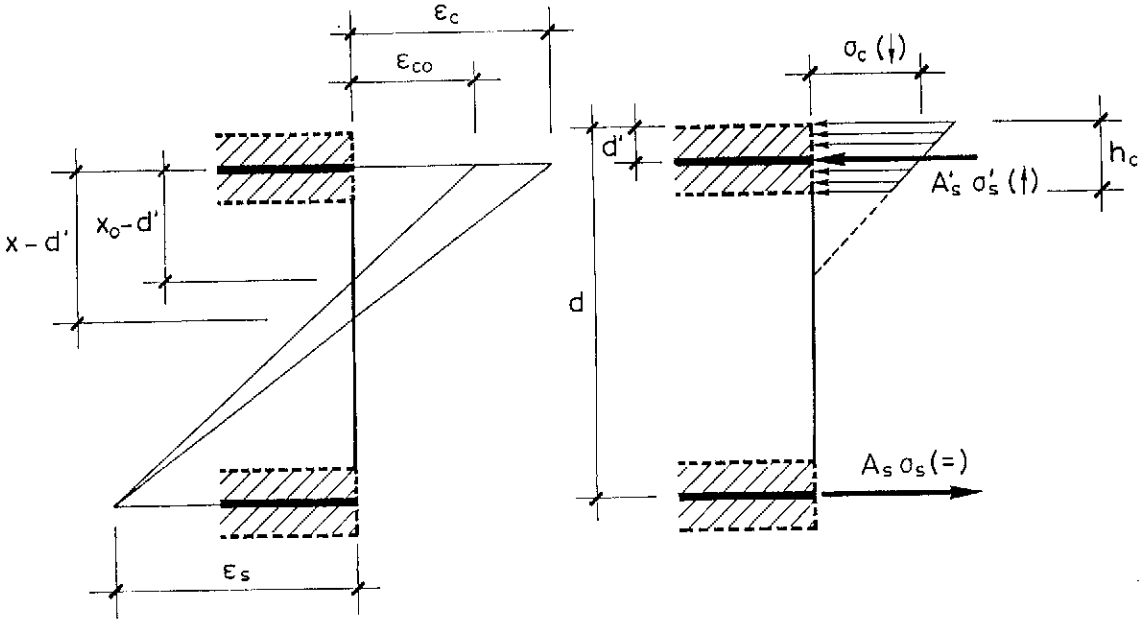
$$A'_s \cdot (\sigma'_s - \sigma'_{s0}) + b \cdot h_c \cdot (\sigma_c - \sigma_{c0}) = 0,$$

en la que b y $h_c$ son, respectivamente, la anchura y el canto de la cabeza de compresión.

Pero, al introducir la condición de compatibilidad en la zona, se tiene asimismo

$$A'_s \cdot (\sigma'_s - \sigma'_{s0}) = A'_s \cdot E_s (\varepsilon_c - \varepsilon_{c0}) .$$

Desarrollando la diferencia $\varepsilon_c - \varepsilon_{c0}$ en la




**Desarrollo analítico**

Veamos brevemente el desarrollo analítico de todo esto. Se mantendrá la notación empleada en el referido artículo (3), así como los signos de las tensiones y las deformaciones (como no hay lugar a confusión, tanto compresiones como tracciones son positivas si se encuentran en sus correspondientes zonas de la sección).

Las curvaturas actual e inicial son, respectivamente, como es bien sabido, $c = \frac{\varepsilon_s + \varepsilon_c}{d}$ y $c_0 = \frac{\varepsilon_s + \varepsilon_{c0}}{d}$.

Además, considerando en principio sólo la fluencia, se tiene (3)

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{c0} \cdot (1 + \varphi) + \frac{\sigma_c - \sigma_{c0}}{E_c} \cdot (1 + k \cdot \varphi),$$

donde $\varphi = \varphi(t, t_0)$ y $\varepsilon_{co} = \frac{\sigma_{c0}}{E_c}$.

El autoequilibrio en la zona comprimida (lo que se va sobrecargando la armadura se va descargando el hormigón), indicado al principio, se plasma en la expresión

última expresión, y teniendo en cuenta la ecuación de equilibrio ya vista, se obtiene

$$A'_s \cdot (\sigma'_s - \sigma'_{s0}) = A'_s \cdot E_s \cdot [\varepsilon_{c0} \cdot \varphi + \frac{\sigma_c - \sigma_{c0}}{E_c} \cdot (1 + k \cdot \varphi)] = - b \cdot h_c \cdot (\sigma_c - \sigma_{c0}).$$

De lo anterior resulta

$$\sigma_c - \sigma_{c0} = - \varepsilon_{c0} \cdot \varphi \cdot \frac{A'_s \cdot E_s}{b \cdot h_c + n \cdot A'_s \cdot (1 + k \cdot \varphi)} .$$

Por otra parte, la curvatura de la sección se puede poner como $c = c_0 + c_{dif}$, siendo $c_{dif}$ el incremento de la curvatura en el tiempo. De ahí se deduce que

$$c_{dif} = c - c_0 = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{c0}}{d} = \frac{\varepsilon_{c0} \cdot \varphi + \frac{\sigma_c - \sigma_{c0}}{E_c} \cdot (1 + k \cdot \varphi)}{d},$$

en función de los valores iniciales (salvo la tensión $\sigma_c$) y del coeficiente de fluencia $\varphi$.

Tomando la expresión del cociente entre $c_{dif}$ y $c_0$, y sustituyendo en ella el valor ya obtenido para $\sigma_c - \sigma_{c0}$, resulta



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

$$\frac{c_{dif}}{c_0} = \frac{\varepsilon_{c0} \cdot \varphi + \dfrac{\sigma_c - \sigma_{c0}}{E_c} \cdot (1 + k \cdot \varphi)}{\varepsilon_s + \varepsilon_{c0}} =$$

$$= \frac{b \cdot h_c \cdot \varepsilon_{c0} \cdot \varphi}{[b \cdot h_c + n \cdot A'_s \cdot (1 + k \cdot \varphi)] \cdot (\varepsilon_s + \varepsilon_{c0})}.$$

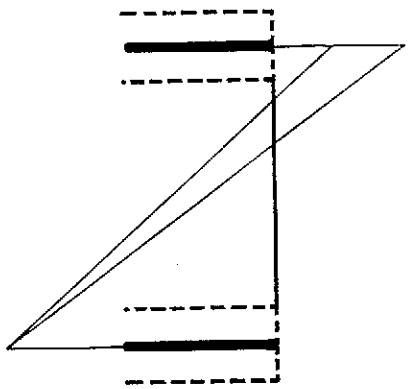
Teniendo en cuenta que $x_0 - d' = \dfrac{\varepsilon_{c0}}{\varepsilon_s + \varepsilon_{c0}} \cdot (d - d')$, se obtiene

$$\frac{c_{dif}}{c_0} = \frac{x_0 - d'}{d - d'} \cdot \frac{b \cdot h_c \cdot \varphi}{b \cdot h_c + n \cdot A'_s \cdot (1 + k \cdot \varphi)}.$$

Para el caso particular $A'_s = 0$, resulta

$$\frac{c_{dif}}{c_0} = \frac{x_0 - d'}{d - d'} \cdot \varphi .$$

Consideremos ahora, por su parte, la *retracción* del hormigón.



A efectos de la curvatura, la retracción operativa es la que se produce en la cabeza de compresión a partir del instante en que la sección entra en carga y se fisura.

Si $\varepsilon_r$ es tal retracción (por tanto, $\varepsilon_r = \varepsilon_r(t, t_0)$, con los mismos tiempos que para la fluencia) y, debidos sólo a su efecto, $\Delta\sigma'_{sr}$ y $\Delta\sigma_{cr}$ ($\Delta\varepsilon_{cr}$) son, respectivamente, los incrementos de tensión (deformación) diferidos en la armadura y en el hormigón de la citada zona, se tiene

$$A'_s \cdot \Delta\sigma'_{sr} + b \cdot h_c \cdot \Delta\sigma_{cr} = 0$$

y

$$\Delta\sigma'_{sr} = E_s \cdot \Delta\varepsilon_{cr} = E_s \cdot \left[\varepsilon_r + \frac{\Delta\sigma_{cr}}{E_c} \cdot (1 + k \cdot \varphi)\right],$$

al establecer el equilibrio y la compatibilidad en la misma.

De las dos anteriores resulta

$$\Delta\sigma_{cr} = -\varepsilon_r \cdot \frac{A'_s \cdot E_s}{b \cdot h_c + n \cdot A'_s \cdot (1 + k \cdot \varphi)}.$$

Una vez definido este $\Delta\sigma_{cr}$ (de tracción), puede ya tenerse en cuenta el efecto conjunto de la retracción y de la fluencia, incorporándolo al $\sigma_c - \sigma_{c0}$ obtenido antes sólo para ésta, de forma que

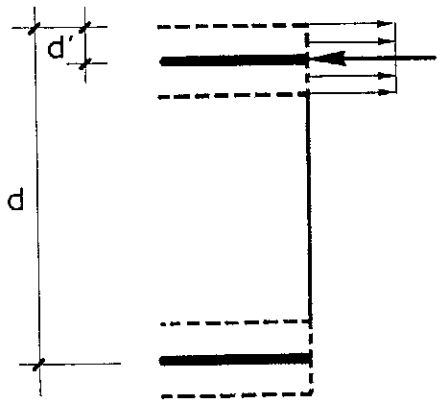
$$\sigma_c - \sigma_{c0} = -(\varepsilon_{c0} \cdot \varphi + \varepsilon_r) \cdot \frac{A'_s \cdot E_s}{b \cdot h_c + n \cdot A'_s \cdot (1 + k \cdot \varphi)}.$$

Y así, incluyendo ya también $\varepsilon_r$ en el incremento de la deformación del hormigón, para el cociente de curvaturas en cuestión se obtiene, sucesivamente,

$$\frac{c_{dif}}{c_0} = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{c0}}{\varepsilon_s + \varepsilon_{c0}} =$$

$$= \frac{\varepsilon_{c0} \cdot \varphi + \varepsilon_r + \dfrac{\sigma_c - \sigma_{c0}}{E_c} \cdot (1 + k \cdot \varphi)}{\varepsilon_s + \varepsilon_{c0}} =$$

$$= \frac{(\varepsilon_{c0} \cdot \varphi + \varepsilon_r) \cdot \left[1 - \dfrac{n \cdot A'_s}{b \cdot h_c + n \cdot A'_s \cdot (1 + k \cdot \varphi)} \cdot (1 + k \cdot \varphi)\right]}{\varepsilon_s + \varepsilon_{c0}} =$$




$$= \frac{x_0 - d'}{d - d'} \cdot \frac{b \cdot h_c \cdot \left(\varphi + \dfrac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{c0}}\right)}{b \cdot h_c + n \cdot A'_s \cdot (1 + k \cdot \varphi)},$$

donde de nuevo se ha sustituido $x_0 - d' = \dfrac{\varepsilon_{c0}}{\varepsilon_s + \varepsilon_{c0}} \cdot (d - d')$.

La última expresión puede ponerse como

$$\frac{c_{dif}}{c_0} = \frac{x_0 - d'}{d - d'} \cdot \frac{\varphi + \dfrac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{c0}}}{1 + n \cdot \dfrac{A'_s}{b \cdot h_c} \cdot (1 + k \cdot \varphi)}.$$

Para el caso particular $A'_s = 0$, resulta

$$\frac{c_{dif}}{c_0} = \frac{x_0 - d'}{d - d'} \cdot \left(\varphi + \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{c0}}\right).$$

Por último, de las condiciones iniciales (equilibrio de fuerzas y compatibilidad) en la sección,

$$A'_s \cdot \sigma'_{s0} + b \cdot h_c \cdot \sigma_{c0} = A_s \cdot \sigma_{s0}.$$



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

y

$$\frac{\sigma'_{s0}}{x_0 - d'} = \frac{\sigma_{s0}}{d - x_0} = n \cdot \frac{\sigma_{c0}}{x_0 - d'},$$

se obtiene el parámetro que falta para definir el cociente entre curvaturas, esto es,

$$\frac{x_0 - d'}{d - d'} = \frac{n \cdot A_s}{b \cdot h_c + n \cdot (A_s + A'_s)} = \frac{n \cdot \dfrac{A_s}{b \cdot h_c}}{1 + n \cdot \dfrac{A_s + A'_s}{b \cdot h_c}}.$$

## FORMULACION PRACTICA ORIENTADA A LA NORMATIVA

Como se ha visto, las curvaturas diferidas (debidas tanto a la fluencia, inducida por las acciones permanentes o de larga duración, como a la retracción) se obtienen multiplicando las instantáneas por el factor encontrado.

Pero, una vez más, este mismo factor, referido a una cierta sección promedio en la zona fisurada de las piezas, es clara y directamente *extensible a las flechas* (de forma bastante ajustada y por el lado de la seguridad), puesto que, entre otras cosas, en la práctica su valor no depende de la flexión existente, variable a lo largo de aquéllas.

Cabe así utilizarlo sin más como factor de paso de las flechas instantáneas a las diferidas. Este factor, conocido por $\lambda$, es entonces

$$\lambda = \frac{x_0 - d'}{d - d'} \cdot \frac{\varphi + \dfrac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{c0}}}{1 + n \cdot \dfrac{A'_s}{b \cdot h_c} \cdot (1 + k \cdot \varphi)}.$$

A efectos prácticos, el coeficiente que en $\lambda$ multiplica a $\dfrac{A'_s}{b \cdot h_c}$ se sustituirá, normalmente, por una adecuada constante. Para ello, teniendo en cuenta que el valor operativo de $\varphi$ es, en estos cálculos de flechas, el que corresponde a $t \to \infty$, dicho coeficiente puede ser del orden de 20.

Por otra parte, el valor de $\varepsilon_{c0}$ puede tomarse en forma ajustada o simplificada, sustituyéndolo en la práctica por un valor fijo suficientemente pequeño (por ejemplo, del orden de $2 \times 10^{-4}$).

De este modo, se constata que el factor de paso antes encontrado puede adoptar una forma parecida a las que tiene tanto en la actual norma EH-91 (2) como en la anterior EH-88 (1):

$$\lambda = \frac{x_0 - d'}{d - d'} \cdot \frac{\varphi + \dfrac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{c0}}}{1 + 20 \cdot \dfrac{A'_s}{b \cdot h_c}},$$

donde la cuantía de armadura de compresión respecto al área de su respectiva cabeza es, en cada caso, directamente transformable en la que aparece en la norma, $\rho'$ (relativa al canto útil d), siendo una vez más

$$\frac{x_0 - d'}{d - d'} = \frac{n \cdot \dfrac{A_s}{b \cdot h_c}}{1 + n \cdot \dfrac{A_s + A'_s}{b \cdot h_c}}.$$

Se recuerda, en fin, que el ancho de la sección b que figura en todas las expresiones anteriores es el de la cabeza de compresión.

### Comparación con el factor de paso de la norma española

No se va a entrar ahora con detalle en esta cuestión, ya discutida (junto con el posible origen del factor de la norma) para sección rectangular o asimilable (3), dada la relativa semejanza existente entre el factor obtenido entonces y el aquí encontrado, si se confronta la magnitud de ambos con la que alcanza el factor de la EH-91 (2); este último, por lo demás, no distingue entre distintos tipos de sección, al igual que ocurría en la EH-88 (1).

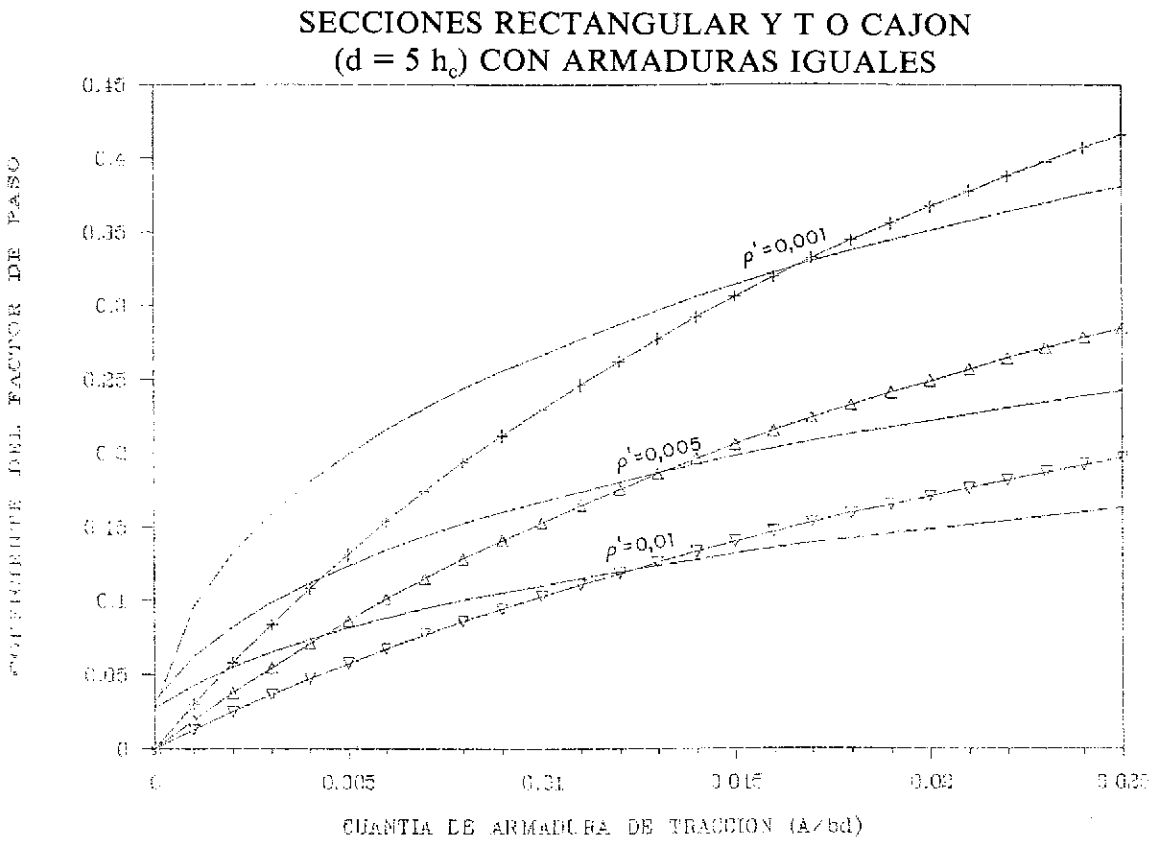
En efecto, el factor de la norma sigue resultando normalmente muy conservador (un poco menos, en general, que el de la citada versión anterior), al ser aplicado a estas secciones en T o en cajón, aunque tal diferencia disminuye también al crecer la cuantía de armadura de tracción (y bajar la de compresión).

Para comprobarlo, se efectuará una comparación entre los factores aquí y allá obtenidos, sin contar el término $\varphi + \dfrac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{c0}}$, y de éstos a su vez con el de la norma, prescindiendo del parámetro $\xi$ (esto es, tomando sólo $\dfrac{1}{1 + 50 \cdot \rho'}$).

Tal comparación, y no la de las expresiones completas de los factores, es procedente dado que, como ya se hizo en (3), una primera y razonable referencia al factor de la norma, consiste en asimilar $\xi$ con el término sumatorio mencionado; por otro lado, se trata de la parte del factor que no depende más que de la propia pieza.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025




La figura adjunta muestra un gráfico de los citados coeficientes del factor $\lambda$, o factores parciales, en función de la cuantía de armadura de tracción $\rho$ (relativa también al canto d): para sección rectangular, por un lado, y para sección en T o en cajón (en el caso en que $h_c = 0{,}2 \cdot d$), por otro, siendo $n = 7$ y $d' = 0{,}1 \cdot d$ en ambas. Se han tomado tres valores diferentes para la cuantía de armadura de compresión $\rho'$ (0,001, 0,005 y 0,01).

Las curvas trazadas con línea continua corresponden a la sección rectangular y las marcadas además con otros símbolos a la de forma en T o en cajón. En todos los casos, conforme va aumentando la cuantía $\rho'$, las curvas se mueven de arriba hacia abajo, con valores cada vez más pequeños.

Pues bien, el citado coeficiente del factor de la norma, homólogo a los representados en el gráfico, toma, para las mismas cuantías $\rho'$, los valores 0,95, 0,80 y 0,67 (serían obviamente rectas horizontales, si se representasen), muy superiores a los que alcanzan los otros en sus respectivos casos.

**Evolución real del factor en las secciones estudiadas**

Colocados ya ante tales resultados gráficos, y más allá de las anteriores comparaciones, resulta muy oportuno analizar también el comportamiento real de las propias secciones objeto de este estudio, en lo que se refiere a su factor $\lambda$.

En el gráfico presentado se observa cómo, para una misma cuantía $\rho'$, con cuantías de tracción pequeñas el coeficiente del factor o factor parcial obtenido aquí es siempre menor que el mismo en sección rectangular, para pasar a ser mayor con valores más altos. Recordando que también la profundidad $x_0$ de la zona comprimida crece siempre con la cuantía de armadura de tracción, hay que indicar que ambas curvas se cortan siempre en puntos cuya $x_0$ es tal que, calculada para una u otra sección, $x_0 > h_c$.

Pero tampoco debe olvidarse que las secciones en T o en cajón, mientras toda la compresión se encuentra dentro de su respectiva cabeza (esto es, mientras $x_0 \leq h_c$), se comportan exactamente como si fueran rectangulares; de ahí que, para valores bajos de la cuantía de tracción (dejando aparte los ya muy próximos a cero, cuyos resultados carecen de sentido real), las curvas que en realidad les corresponden son las de estas secciones.

Y así, en principio, quedan caracterizadas al combinar el modelo de análisis para sección rectangular (3) y el desarrollado más arriba.

No obstante, con todos estos datos no será difícil apreciar cómo, partiendo ya siempre del que corresponde a las secciones rectangulares (cuantías de tracción bajas), el auténtico comportamiento de las que ahora nos ocupan se sitúa más tarde como intermedio entre aquél y



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

el obtenido aquí, aunque quedando muy cercano a este último.

Para ello, interpretemos lo que ocurre en dichas secciones a la luz del modelo empleado en este estudio. Mientras se comportan como rectangulares, o casi igual (cuando ya $x_0 > h_c$, sin que aún ambos valores se separen mucho), con tal modelo se tiende a minusvalorar el efecto de la fluencia; sin embargo, al crecer más la profundidad $x_0$, y pasar a ser relativamente fuerte, se tiende a lo contrario.

Lo anterior parece entroncar con el hecho de colocar la resultante de las compresiones del hormigón en el baricentro de la cabeza correspondiente, y también con el de despreciar las que actúan sobre el alma (o las almas): en el primer caso aludido, la resultante real está por encima de la supuesta y produce una mayor curvatura diferida relativa; en el segundo, la real está un poco por debajo de la supuesta (pero por encima, y cada vez más, de la que se obtendría en sección rectangular, modelo ya no aplicable) y da lugar a una algo menor.

Por último, de cara a evaluar y comparar oportunamente el factor $\lambda$ (y ya no sólo una parte de él) a que se llegaría con uno y otro de los modelos citados, y a efectuar una propuesta adecuada para el mismo en estas secciones, conviene tener presente que:

—para los casos en que $x_0 > h_c$, con la misma flexión relativa (como parece lógico al comparar casos con cuantías iguales), ya no existirá mucha diferencia entre las deformaciones $\varepsilon_{c0}$ en el baricentro y en la fibra extrema de la cabeza de compresión (puntos de referencia, respectivamente, en el modelo aquí adoptado y en el de sección rectangular), aunque la primera se mantiene siempre menor;

—en la práctica, y por estar del lado de la seguridad, si existe cota superior del factor, de valor parecido, conviene tomarla como $\lambda$.

## CONCLUSION

A la vista de los resultdos obtenidos más arriba, para las secciones en T o en cajón, aquí consideradas, surgen en principio unas conclusiones muy semejantes a las ya apuntadas en (3).

En primer lugar, la semejanza de forma entre el factor $\lambda$, para pasar de las flechas instantáneas a las diferidas, que figura en la vigente norma española EH-91 (2) y el obtenido en este trabajo.

En segundo lugar, la gran ventaja que posee el factor deducido aquí de hacer explícitas, por separado, las repercusiones de la fluencia y de la retracción, pudiendo ajustarse a las condiciones específicas de cada caso concreto.

Y en tercer lugar, el hecho de que el factor $\lambda$ de la actual norma, que por otra parte no distingue entre tipos de sección, suele resultar también un tanto conservador al ser aplicado a estas secciones (lo que mantiene, para las mismas, la pertinencia del problema que dio lugar a las discusiones mencionadas al principio).

En definitiva, y como consecuencia del análisis efectuado, procede ahora complementar la propuesta realizada en su día (3) para obtener el factor de paso $\lambda$, extendiéndola a las secciones en T o en cajón, posible alternativa al actual de la norma.

Así, para el mismo se propone la expresión

$$\lambda = \frac{x_0 - d'}{d - d'} \cdot \frac{\varphi + \dfrac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{c0}}}{1 + 20 \cdot \dfrac{A'_s}{b \cdot h_c}},$$

donde

$$\frac{x_0 - d'}{d - d'} = \frac{n \cdot \dfrac{A_s}{b \cdot h_c}}{1 + n \cdot \dfrac{A_s + A'_s}{b \cdot h_c}}$$

y $\varepsilon_{c0}$ es la deformación inicial del hormigón en el baricentro de la cabeza de compresión.

No obstante, como con estas secciones existen casos en los que es más conveniente mantener el factor de la sección rectangular, es preciso incluirlos aquí: aparte de los obvios, cuya zona comprimida se encuentra enteramente dentro de su respectiva cabeza, se trata de otros casos cercanos (en que dicha zona rebasa ya la cabeza, pero no mucho) de comportamiento muy próximo al de aquélla.

Entonces, recogiendo lo propuesto en (3) y en los comentarios del autor sobre dicha referencia (que figuran en este mismo número), para tales casos se tomará

$$\lambda = \frac{x_0}{d} \cdot \frac{\varphi + \dfrac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{c0}}}{1 + 150 \cdot \rho'},$$

donde ahora

$$\frac{x_0}{d} = \sqrt{n^2 \cdot (\rho + \rho')^2 + 2 \cdot n \cdot \left(\rho + \rho' \cdot \frac{d'}{d}\right)} - n \cdot (\rho + \rho')$$

(o alguna variante simplificada similar a las allí enunciadas)

y $\varepsilon_{c0}$ es la deformación inicial del hormigón en la fibra extrema (más comprimida) de la cabeza de compresión.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

Faltaría entonces delimitar ambas opciones, al objeto de poder conocer cuál de las dos se ha de seguir. Un criterio práctico, que se muestra razonable y seguro a tales efectos, podría ser el siguiente:

—calcular antes que nada, con la primera opción, el valor de $\frac{x_0 - d'}{d - d'}$ y deducir de éste el de la profundidad $x_0$;

—si $x_0 \leq 1{,}5 \cdot h_c$, se opta por la segunda opción (a pesar de que, entonces, la sección funciona o se encuentra cerca de trabajar como rectangular, no es preciso calcular $x_0$ con la expresión de ésta: ya se tiene en cuenta que este último valor es menor que el obtenido);

—si $x_0 > 1{,}5 \cdot h_c$, se prosigue con la primera opción.

En todas las expresiones anteriores se verifica lo que sigue:

—las cuantías y demás varibles seccionales se refieren a una sección adecuada en la zona fisurada de la pieza;

—para la fluencia, $\varphi = \varphi\ (t, t_0)$, y, para la retracción, $\varepsilon_r = \varepsilon_r\ (t, t_0)$, siendo $t_0$ la edad del hormigón en el instante de la carga y t la edad o tiempo de cálculo (como se indicó, $t \rightarrow \infty$ es aquí el valor operativo).

Además, $\varepsilon_{c0}$ puede dejarse como variable, para evaluar en cada caso concreto, o bien mantenerse como un valor promedio fijo adecuado ($\varepsilon_{c0} = 2 \times 10^{-4}$, por ejemplo, u otro conveniente).

Finalmente, se vuelve a insistir en que la anchura de la sección, que aparece en todo lo anterior, corresponde a la cabeza de compresión.

## REFERENCIAS


1. COMISION PERMANENTE DEL HORMIGON. *EH-88: Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado.* Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Madrid, 1988.

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

3. MURCIA, J. Análisis aproximado en el tiempo de secciones de hormigón armado en servicio. Propuesta de un nuevo factor de cálculo de flehcas diferidas. *Hormigón y Acero,* nº 181 (pp. 9-17). Madrid, 1991.


## RESUMEN


En la línea de un artículo anterior, se presenta en éste un nuevo estudio aproximado en el tiempo de una sección de hormigón armado, en T o en cajón, con armadura en ambas caras, en situación de servicio y con fisuración, teniendo en cuenta la retracción y la fluencia del hormigón bajo acciones permanentes.

Al final, y como consecuencia del anterior, se propone una fórmula práctica para el factor $\lambda$, que permite pasar de las flechas instantáneas a las diferidas, como posible alternativa a la existente en la vigente Instrucción española EH-91 (muy parecido al de la anterior EH-88), la cual, por otra parte, no distingue entre distintos tipos de sección.

Dicha fórmula presenta, una vez más, la ventaja de hacer explícitas las repercusiones de la retracción y de la fluencia, las cuales pueden variar bastante según los casos. Por otro lado, aunque su forma es muy semejante a la de la norma, ofrece en general resultados cuantitativos un tanto menos conservadores.


## SUMMARY


In connection with a prior paper, this one presents an approach to the time-dependent analysis of T or box shaped reinforced concrete cross-sections, with reinforcement at both sides, in serviceability conditions after cracking, considering shrinkage and creep under permanent load.

Finally, as a result from this analysis, a formula for the factor permitting to obtain delayed deflections from instantaneous ones is proposed for practical calculations. It could be an alternative to the one existing at the current Spanish reinforced concrete code (EH-91), almost equal in this to the prior version (EH-88), not distinguishing different kind of cross-sections.

The formula has the important quality of making explicit the incidence of both shrinkage and creep, properties having big variations from one case to another. By other hand, in spite of having a similar formulation to the Spanish code one, it offers normally rather less conservative numerical results.




Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

# V Simposio Internacional de la Rilem sobre "Fluencia y retracción del hormigón"

Organizado por la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, de Barcelona, Universidad Politécnica de Catalunya (ETSECCPB-UPC) y el Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE); patrocinado por la "Unión Internacional de Laboratorios de Investigación y Ensayos de Materiales y Estructuras (RILEM) y con el apoyo del CIRIT de la Generalitat de Catalunya, y de INTEMAC, se va a celebrar, durante los días 6 al 9 de septiembre del próximo año 1993, el V Simposio Internacional de la RILEM sobre "Fluencia y Retracción del Hormigón".

**Objetivos**

En este Simposio, que continúa la tradición de los anteriores, celebrados en 1958 y 1968 en Munich, en 1978 en Leeds y en 1986 en Evanston, se expondrán los últimos avances logrados en el conocimiento de la fluencia y retracción del hormigón y de sus efectos en las estructuras. Especial atención se prestará a temas relacionados con las últimas investigaciones realizadas sobre las características físicas y micromecánicas de la fluencia y retracción, sus aspectos probabilísticos y estadísticos, el desarrollo de modelos más representativos del comportamiento del material, de métodos de análisis estructural y de la durabilidad de las estructuras a largo plazo.

Se intenta proporcionar un foro adecuado donde puedan desarrollarse en profundidad discusiones técnicas entre científicos, investigadores teóricos y numéricos, e ingenieros prácticos en la ejecución de obras.

**Temas**

—Mediciones en obra y en laboratorio.

—Mecanismos físicos y modelos micromecánicos.

—Relaciones fundamentales.

—Modelos sencillos para las predicciones en la práctica.

—Análisis estructural y soluciones con elementos finitos.

—Efectos de las variaciones de humedad, de la temperatura y de la fisuración.

—Interacción de la fluencia y la rotura.

—Modelos probabilísticos de materiales y estructuras.

—Apliaciones y casos estudiados.

**Desarrollo de las Sesiones**

Las Sesiones se iniciarán con una Conferencia a cargo de personalidades especialmente invitadas. A continuación se destinarán de 15 a 20 minutos a la presentación de las Comunicaciones correspondientes a cada una de las Sesiones y, finalmente, habrá un amplio coloquio.

Los idiomas oficiales para el Simposio serán el inglés y el francés.

Al iniciarse el Simposio, se entregará a cada participante inscrito un ejemplar de los "Proceedings".

**Sede y Programa de Actos Sociales**

El Simposio se celebrará en la Universidad Técnica de Cataluña, en Barcelona.

Está previsto un amplio programa de Actos Sociales, tanto para los participantes en el Simposio como para los acompañantes.

**Alojamiento**

En las proximidades del local donde va a celebrarse el Simposio, existen varios hoteles, de diversas categorías, y residencias de estudiantes. En algunos de estos hoteles se han hecho reservas de plazas para los participantes.

En fecha próxima, a los interesados en asistir al Simposio, se les facilitarán datos adicionales en relación con estos alojamientos.

**Consultas**

Cualquier consulta que desee hacerse sobre el Simposio, deberá dirigirse a:

Edith Wolf
ConCreep 5
Centre Internacional de Métodes Numérics en Enginyería
Gran Capitá, s/n - Edif. C1
E-08034 BARCELONA, España
Tel.: (34-3) 205-7016. Fax: (34-3) 401-6517



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

# Adherencia entre armaduras corrugadas y hormigón reforzado con fibras metálicas (*)

**Jesús Rodríguez Santiago**
**Doctor Ingeniero de Caminos**
**Luis M. Ortega Basagoiti**
**Ingeniero de Caminos**
**GEOCISA (Grupo DRAGADOS)**
**Manuel Fernández Cánovas**
**Catedrático de la ETSICCP de Madrid**

## 1. INTRODUCCION

La utilización de aceros con límite elástico superior a 400 MPa en las estructuras de hormigón armado, ha exigido mejorar la capacidad de transmisión de esfuerzos en la superficie de contacto entre la armadura y el hormigón, con el fin de poder seguir estableciendo la compatibilidad de deformaciones entre ambos materiales. Esta mejora se obtuvo acabando la superficie de las barras con unos nervios o corrugas que incrementan notablemente la adherencia entre ambos materiales.

De esta forma, la rotura de la unión entre la armadura y el hormigón se produce para valores altos de la tensión de adherencia, si se utilizan fuertes espesores de recubrimiento de hormigón o se emplean cuantías elevadas de armadura transversal de confinamiento. El fallo se produce por rotura del hormigón según una superficie cilíndrica que envuelve a las corrugas de la barra (efecto pull-out).

Sin embargo, las armaduras en las estructuras se situan cerca de la superficie del hormigón, con recubrimientos pequeños (20-40 mm) y con cuantías moderadas de armadura transversal. En estos casos, antes de producirse el fallo por efecto "pull-out", se forman fisuras en el hormigón, radiales y paralelas a las barras, debidas a la presión generada por el engarzamiento de las corrugas en el hormigón. La rotura se produce de forma frágil cuando la tensión en el hormigón alcanza su resistencia a tracción, si no existe armadura de confinamiento (efecto splitting). Este comportamiento puede mejorarse confinando la barra, adecuadamente, mediante el aumento del espesor de recubrimiento, la mejora de la resistencia del hormigón, la disposición de armadura transversal o la aplicación de una presión exterior, (1) (2) (3).

La incorporación de fibras metálicas al hormigón, retrasa la aparición de las fisuras y aumenta su resistencia a tracción, (4) (5). En consecuencia, el refuerzo del hormigón con estas fibras debe, en principio, mejorar su adherencia con las armaduras corrugadas (6) (7) (8). No obstante, este efecto ha sido poco estudiado, existiendo información escasa acerca de la mejora de la adherencia cuando el fallo se produce por "efecto splitting".

En este trabajo, se resume el desarrollo de un programa de investigación, cuyos principales objetivos fueron: a) la puesta a punto de un ensayo de adherencia, con las armaduras situadas próximas a la superficie del hormigón, b) la evaluación experimental de la influencia del refuerzo del hormigón con fibras metálicas, en la adherencia, y c) el contraste de los resultados experimentales con los deducidos a partir de las expresiones propuestas por Tepfers (1) y Eligehausen (3).

## 2. TRABAJO EXPERIMENTAL

### 2.1. Materiales

Se emplearon dos tipos de **hormigones**, correspondientes a hormigones de edificación (B y BF) y de obra civil (D y DF), fabricándose amasadas con fibras y sin ellas, con las dosificaciones indicadas en la tabla 1.

Se fabricaron probetas cilíndricas ($\phi$ 15 x 30 cm) para los ensayos de resistencia a compresión y brasileño, y probetas prismáticas (15 x 15 x 60 cm) para los ensayos de rotura a flexotracción y aparición de la primera fisura. En la tabla 2, se resumen los valores medios de los resultados obenidos.

Se utlizaron **barras corrugadas** de acero soldable tipo AEH 500 S, con diámetros $\phi$ 12 y $\phi$ 25 mm, cuyas características se resumen en la tabla 3.

(*) Trabajo presentado a la International Conference on BOND IN CONCRETE (Riga, Octubre 1992).



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

TABLA 1

| | Hormigón B | Hormigón BF | Hormigón D | Hormigón DF |
|---|---|---|---|---|
| Arido silíceo machacado 12/20 | 465 kg/m$^3$ | 465 kg/m$^3$ | 430 kg/m$^3$ | 430 kg/m$^3$ |
| Arido silíceo machacado 6/12 | 465 kg/m$^3$ | 465 kg/m$^3$ | 430 kg/m$^3$ | 430 kg/m$^3$ |
| Arena silícea 0/6 | 930 kg/m$^3$ | 930 kg/m$^3$ | 860 kg/m$^3$ | 860 kg/m$^3$ |
| Cemento IIZ-35 (B y BF) y I-45 (D y DF) | 300 kg/m$^3$ | 300 kg/m$^3$ | 400 kg/m$^3$ | 400 kg/m$^3$ |
| Agua | 170 kg/m$^3$ | 170 kg/m$^3$ | 185 kg/m$^3$ | 185 kg/m$^3$ |
| Superfluidificante | 1,5 kg/m$^3$ | 4,5 kg/m$^3$ | 2,0 kg/m$^3$ | 6,0 kg/m$^3$ |
| Fibras metálicas Dramix 50/50 | — | 30 kg/m$^3$ | — | 60 kg/m$^3$ |

TABLA 2

| Hormigón | Resistencia en MPa | | |
|---|---|---|---|
| | Compresión | Flexotracción | Tracc. indirecta |
| B | 31,3 | 4,2 | 3,0 |
| BF | 30,6 | 4,9 (4,3) | 3,7 |
| D | 47,2 | 5,3 | 3,7 |
| DF | 45,4 | 9,0 (5,9) | 6,2 |

Los valores entre paréntesis indican la resistencia correspondiente a la primera fisura.

TABLA 3

| | | |
|---|---|---|
| Diámetro nominal (mm) | 25,00 | 12,00 |
| Diámetro medio equivalente (mm) | 24,96 | 11,87 |
| Altura resaltos transversales (mm) | 2,18 | 1,10 |
| Altura resaltos long. o helic. (mm) | 1,28 | 0,65 |
| Anchura resaltos long. o helic. (mm) | 3,47 | 2,07 |
| Separación resaltos transversales (mm) | 15,87 | 7,40 |
| Resistencia a tracción (MPa) | 661,30 | 642,40 |
| Límite elástico (MPa) | 551,40 | 561,70 |
| Alargamiento en rotura ($l = 5\ \phi$) | 18,50 | 21,80 |
| Resistencia/límite elástico | 1,20 | 1,14 |

### 2.2. Ensayos de adherencia

Las consideraciones expuestas en la introducción de este trabajo, condujeron a prescindir de los ensayos de adherencia convencionales, tipo "pull-out" o "beam-test", ya que éstos permiten obtener el valor de la máxima tensión de adherencia cuando el fallo se produce principalmente por "pull-out" y no por "splitting" del hormigón. El refuerzo del hormigón con fibras, presumiblemente, debe contribuir a mejorar su comportamiento frente a este último tipo de rotura.

En este trabajo, se ha puesto a punto un tipo de ensayo "pull-out modificado" (figura 1), ya utilizado por otros autores, (9) (10), en el que las armaduras se situan en las cuatro esquinas de una probeta prismática. De esta manera, se reproducen mejor las condiciones reales de ubicación de las barras y la posible aparición de las fisuras longitudinales en el hormigón, paralelas a la armadura, pudiendo evaluarse el efecto beneficioso producido por el refuerzo con fibras.

Se fabricaron un total de 32 probetas cúbicas y, en cada caso, se prepararon dos probetas iguales. La longitud adherente de las barras en la primera probeta de cada serie era $L_o = 15\ \phi$; mientras que en la segunda se redujo a $L_o = 11\ \phi$, para evitar que se alcanzara la rotura de las armaduras o de las probetas de hormigón, antes que el fallo de la unión barra/hormigón (véase tabla 4).

Este tipo de probetas ha permitido realizar cuatro ensayos de adherencia por probeta de hormigón, evaluando el comportamiento de la unión barra/hormigón en distintas posiciones de las armaduras (cara superior o cara inferior de la probeta). En ciertos casos, el ensayo de alguna de las barras dañaba la probeta de hormigón de tal forma, que no era posible realizar el ensayo con las barras restantes.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

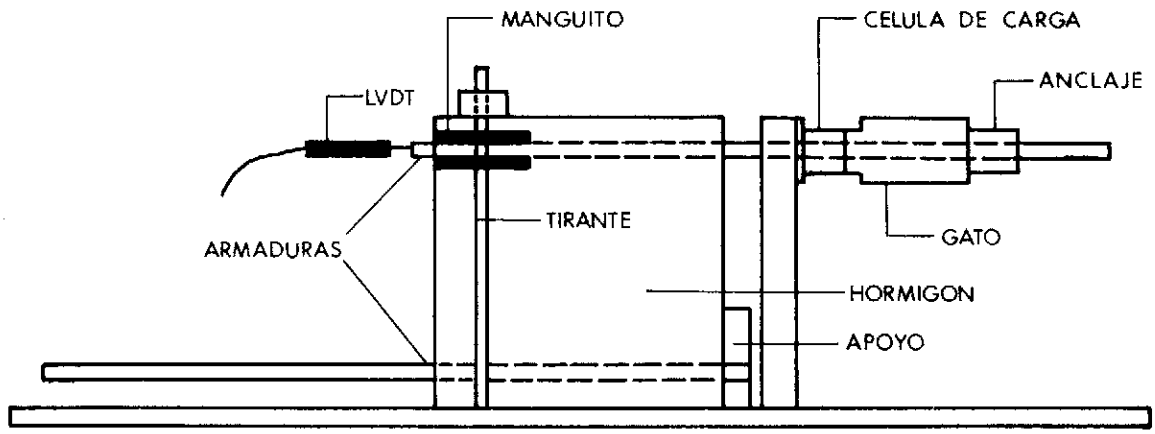



Fig. 1. Esquema del dispositivo para el ensayo de adherencia.

TABLA 4

| Nº probetas | L (m) | Hormigón | $\phi$ (mm) | c (mm) | $l_o$ (cm) |
|---|---|---|---|---|---|
| 2 | 0,30 | B | 12 | 30 | 18/13 |
| 2 | 0,30 | B | 12 | 50 | 18/13 |
| 2 | 0,30 | BF | 12 | 30 | 18/13 |
| 2 | 0,30 | BF | 12 | 50 | 18/13 |
| 2 | 0,45 | B | 25 | 40 | 37/28 |
| 2 | 0,45 | B | 25 | 60 | 37/28 |
| 2 | 0,45 | BF | 25 | 40 | 37/28 |
| 2 | 0,45 | BF | 25 | 60 | 37/28 |
| 2 | 0,30 | D | 12 | 30 | 18/13 |
| 2 | 0,30 | D | 12 | 50 | 18/13 |
| 2 | 0,30 | DF | 12 | 30 | 18/13 |
| 2 | 0,30 | DF | 12 | 50 | 18/13 |
| 2 | 0,45 | D | 25 | 40 | 37/28 |
| 2 | 0,45 | D | 25 | 60 | 37/28 |
| 2 | 0,45 | DF | 25 | 40 | 37/28 |
| 2 | 0,45 | DF | 25 | 60 | 37/28 |

L: Lado de la probeta cúbica de hormigón.
$\phi$: Diámetro de la barra.
c: Recubrimiento de la barra por ambas caras.
$l_o$: Longitudes de la zona adherente de la barra, en la primera y segunda probeta, respectivamente.

Para la realización de estos ensayos se utilizó un equipo, (fig. 2), compuesto por una estructura metálica, un gato hidráulico con émbolo hueco para enhebrar la barra corrugada, una célula de carga y un sensor de desplazamiento LVDT para medir el deslizamiento entre la barra y el hormigón. Las señales provinientes de la célula de carga y el sensor LVDT, se registraban en un sistema informático formado por un PC y un Data Logger.

En cada probeta se ensayaron, en primer lugar, las dos barras situadas en su cara superior y, a continuación, las dos barras de su cara inferior. La carga se aplicó de forma continua, con un incremento, por unidad de tiempo, sensiblemente constante.

### 2.3. Resultados de los ensayos

En la tabla 5, se resumen los valores medios de la tensión de adherencia de rotura, correspondientes a las armaduras situadas en la cara superior (A.S.) e inferior (A.I.) de las probetas.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

TABLA 5

| $\phi$ (mm) | c (mm) | Hormigón | $f_b$ (MPa) | |
|---|---|---|---|---|
| | | | A.S. | A.I. |
| 12 | 30 | B | 4,9 | 6,8 |
| 12 | 30 | BF | 5,6 | 7,3 |
| 12 | 30 | D | 7,3 | 9,0 |
| 12 | 30 | DF | 7,2 | 10,0 |
| 12 | 50 | B | 5,8 | 8,8 |
| 12 | 50 | BF | 6,8 | 9,9 |
| 12 | 50 | D | 9,2 | 12,3 |
| 12 | 50 | DF | 11,0 | 13,9 |
| 25 | 40 | B | 3,1 | 4,3 |
| 25 | 40 | BF | 4,1 | 5,9 |
| 25 | 40 | D | 4,6 | 5,0 |
| 25 | 40 | DF | 5,5 | 7,5 |
| 25 | 60 | B | 3,8 | 5,1 |
| 25 | 60 | BF | 5,0 | 7,2 |
| 25 | 60 | D | 6,6 | 7,5 |
| 25 | 60 | DF | 7,2 | 8,9 |

El valor medio de la tensión de adherencia, se ha obtenido a partir de la media de todos los resultados de los ensayos. Cuando en éstos se apreciaba cierta dispersión no relacionada con ningún problema detectado en el ensayo, se despreciaron aquellos valores cuya probabilidad de ocurrencia fuese inferior al 5%, admitiendo una distribución normal de frecuencias. En algún caso, los resultados obtenidos indican un valor límite inferior, ya que no se alcanzó el fallo de la adherencia en ningún momento, sino la rotura de las probetas de hormigón o de las barras de acero.

En la figura 3 puede apreciarse la fisuración en una probeta de un hormigón con fibras, una vez terminado el ensayo de adherencia.

## 3. DISCUSION DE LOS RESULTADOS

### 3.1. Comparación con los modelos teóricos

Uno de los objetivos principales del trabajo era la comprobación de la aplicación de los modelos propuestos por Tepfers (1) y Eligehausen (3) al caso del hormigón reforzado con fibras. La tensión última de adherencia, en cada uno de dichos modelos, viene dada por:

- Modelos propuestos por Tepfers:
  —Plástico: $f_b = [2\ c/\phi]\ f_{ct}$
  —Elástico-fisurado: $f_b = [0{,}6\,(c/\phi) + 0{,}3]\ f_{ct}$
- Modelo de Eligehausen:
  —$f_b = [1{,}55\ (c/\phi)^{0{,}5}]\ f_{ct}$.

Los modelos propuestos por Tepfers suponen una cota superior e inferior, respectivamente, de los valores experimentales de la tensión última de adherencia publicados en la bibliografía. Por otra parte, estos valores experimentales se situan a ambos lados de los deducidos con el modelo de Eligehausen.

Se han aplicado las expresiones anteriores a los resultados obtenidos en los ensayos correspondientes a las barras situadas en la posición inferior de la probeta al hormigonar, cuya situación, respecto a la adherencia, es similar a la de los ensayos utilizados para el contraste de los modelos citados. El valor de la resistencia a tracción "$f_{ct}$", que es necesario introducir en las expresiones citadas, se ha obtenido como promedio entre los valores deducidos a partir de los ensayos de flexotracción y brasileño, aplicando los criterios establecidos en el Model Code CEB-FIP 1990.

La figura 4 permite observar que casi todos los ensayos efectuados con el hormigón "DF" proporcionan valores que resultan inferiores a los deducidos mediante el modelo elástico-fisurado de Tepfers. Una situación análoga se alcanza si se analizan los resultados obtenidos con el hormigón BF, mientras que en los hormigones sin fibras, B y D, los valores proporcionados por el modelo elástico-fisurado resultan menores que los obtenidos experimentalmente.

A la vista de ello se optó por estudiar el ajuste que proporcionarían tales modelos teóricos, en el caso del hormigón con fibras, reemplazando la resistencia a tracción por la resistencia deducida a partir del valor correspondiente a la aparición de la primera fisura en el ensayo de flexotracción. En la citada figura 4 puede apreciarse cómo al aplicar esta hipótesis los resultados experimentales quedan situados por encima de lo previsto por el modelo elástico-fisurado de Tepfers. Una situación similar se produce en el caso del hormigón tipo BF.

Si se aplica el mismo criterio al modelo de Eligehausen, los resultados experimentales se sitúan a ambos lados de la curva, tal y como sucede con los hormigones sin fibras, si bien en el caso de los hormigones con ellas, los resultados tienden a situarse por debajo de dicha curva.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

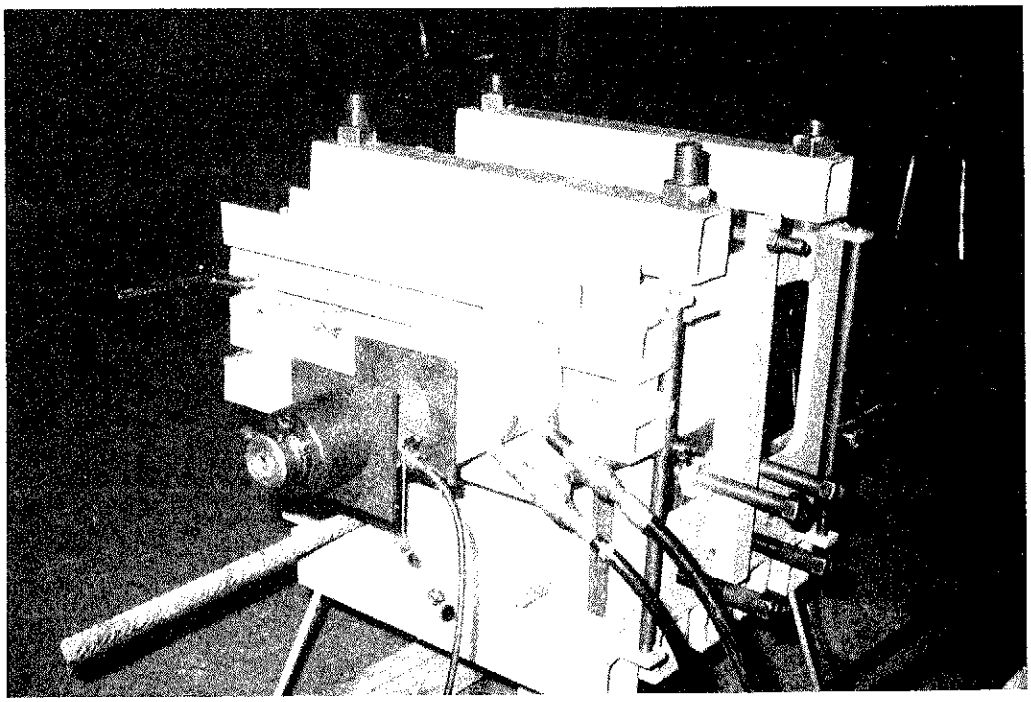


Fig. 2. Vista del dispositivo para el ensayo de adherencia.

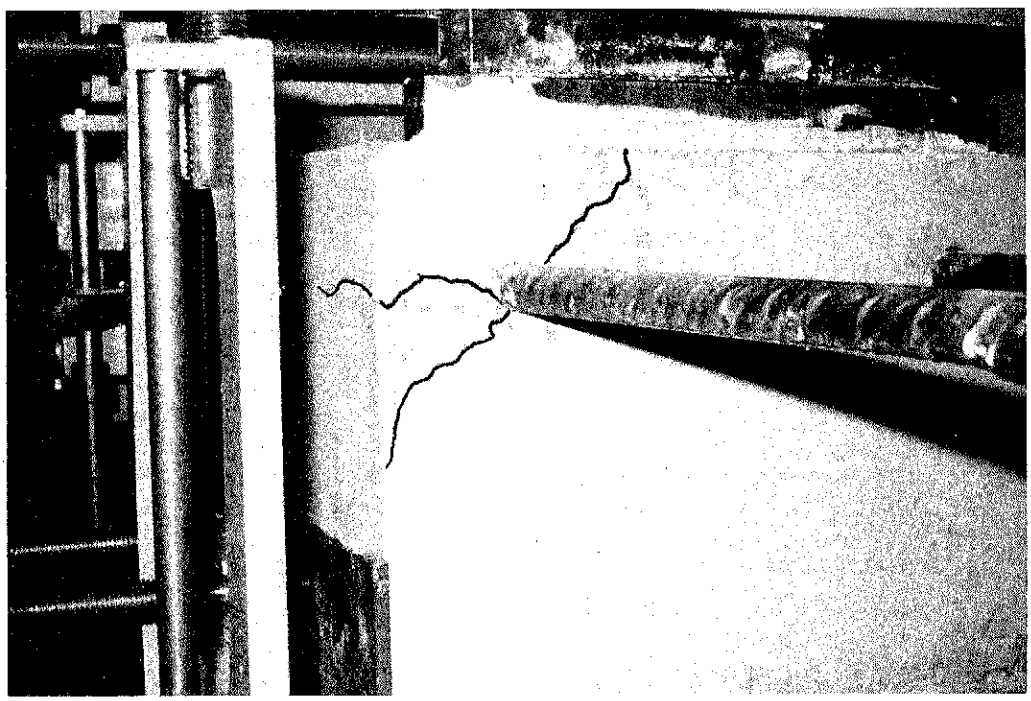


Fig. 3. Fisuración de una probeta de hormigón con fibras, una vez finalizado el ensayo.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

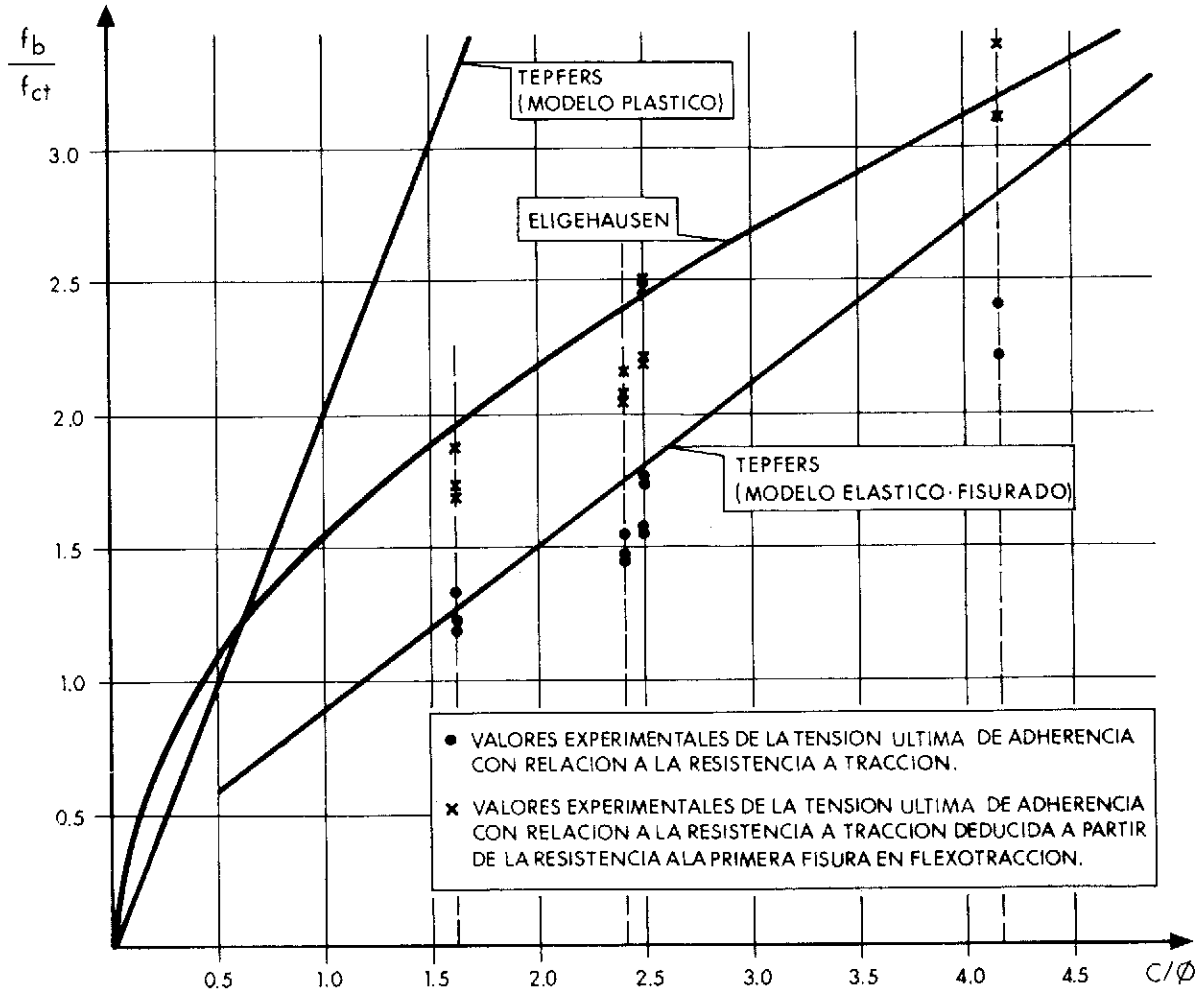



Fig. 4. Valores de la tensión máxima de adherencia, obtenidos en los ensayos con hormigón tipo "DF".

### 3.2. Influencia de la adición de fibras al hormigón

En la tabla 6 se recogen los valores correspondientes a la relación entre las tensiones últimas de adherencia obtenidas en hormigón con fibras y sin ellas, a igualdad de los restantes parámetros ($c/\phi$ y posición de la armadura).

**TABLA 6**

| $c/\phi$ | Armadura inf. | | Armadura sup. | |
|---|---|---|---|---|
| | D | B | D | B |
| 1,60 | 1,50 | 1,36 | 1,19 | 1,32 |
| 2,40 | 1,19 | 1,42 | 1,10 | 1,32 |
| 2,50 | 1,11 | 1,07 | 0,98 | 1,15 |
| 4,17 | 1,13 | 1,13 | 1,18 | 1,18 |
| Valor medio | 1,23 | 1,25 | 1,11 | 1,24 |
| Desv. típica | 0,15 | 0,15 | 0,09 | 0,08 |
| Coef. var. | 12,5% | 12,0% | 7,8% | 6,5% |

Los valores incluidos en esta tabla, muestran claramente la tendencia a que las tensiones últimas de adherencia se incrementen al añadir fibras metálicas al hormigón. Sin embargo, la dispersión de los resultados es notable, llegándose incluso a obtener en un caso un valor ligeramente inferior a la unidad. Esto ha sido debido, probablemente, a anomalías en el desarrollo de los ensayos de barras $\phi$ 12 mm, en probetas con hormigones DF y recubrimiento c = 30 mm, cuyos valores resultan claramente bajos respecto a los de los restantes ensayos.

Pese a esta dispersión comentada, parece observarse una tendencia sistemática a que la efectividad de la adición de fibras haya resultado mayor en las probetas correspondientes a los ensayos con $\phi$ 25, sin que pueda determinarse su causa. Por otra parte, en todas las columnas de la tabla anterior, el valor inferior corresponde a la fila $c/\phi = 2{,}5$ ($\phi$ 12, c = 30 mm).



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

TABLA 7

| c/$\phi$ | DF | D | BF | B | BF + DF | B + D |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,60 | 1,37 | 1,09 | 1,46 | 1,41 | | |
| 2,40 | 1,24 | 1,14 | 1,44 | 1,34 | | |
| 2,50 | 1,40 | 1,22 | 1,31 | 1,40 | | |
| 4,17 | 1,28 | 1,33 | 1,46 | 1,52 | | |
| Valor medio | 1,32 | 1,20 | 1,42 | 1,42 | 1,37 | 1,31 |
| Desviación típica | 0,06 | 0,09 | 0,06 | 0,06 | 0,08 | 0,14 |
| Coeficiente variación | 4,9% | 7,7% | 4,4% | 4,5% | 5,8% | 10,4% |

Al ser este caso el de recubrimiento menor, podría indicar un posible límite inferior del recubrimiento, por debajo del cual la capacidad de refuerzo de las fibras, frente a un fallo de adherencia por "splitting", quedaría reducida.

### 3.3. Influencia de la posición de las barras

En la tabla 7 se recogen los valores correspondientes a la relación entre las tensiones últimas de adherencia obtenidas para barras en la posición inferior y superior, a igualdad de los restantes parámetros (c/$\phi$ y hormigón).

Los valores anteriores resultan, en todos los casos, superiores a la unidad, pero muestran igualmente una notable dispersión, variando entre 1,09 y 1,52. Parece apreciarse, sin embargo, una tendencia a que esta influencia sea más apreciable en el caso de hormigones de menor resistencia (B y BF). Por el contrario, no se observa una diferencia significativa entre los resultados obtenidos en hormigones con fibras y sin ellas.

## 4. CONCLUSIONES

En esta investigación se ha puesto a punto un ensayo para obtener la tensión de adherencia entre armarduras y hormigón, cuando el fallo se produce por "splitting", aplicándolo al caso de los hormigones reforzados con fibras metálicas y contrastando los resultados de los ensayos con los valores deducidos a partir de los modelos propuestos por Tepfers y Eligehausen.

Pese a la dispersión encontrada en los resultados de algunos de los ensayos efectuados, se han podido extraer diversas conclusiones que, en algunos casos, pudieran necesitar el refrendo de una investigación complementaria:

- El modelo "elástico-fisurado" de Tepfers no proporciona una cota inferior de los valores de la tensión última de adherencia en los hormigones con fibras ensayados en esta experimentación, salvo que se reemplace la resistencia a tracción por el valor deducido a partir de la tensión correspondiente a la aparición de la primera fisura en el ensayo de flexotracción. La adopción de un valor intermedio entre los dos antes citados, que proporcione un mejor ajuste del modelo con los resultados de los ensayos, deberá ser objeto de un estudio complementario posterior.

- El modelo propuesto por Eligehausen no representa, adecuadamente, el valor de la tensión última de adherencia en los hormigones con fibras ensayados en esta experimentación, salvo que se introduzca la modificación indicada en el punto anterior.

- El refuerzo del hormigón con fibras metálicas, mejora la adherencia entre éste y las armaduras corrugadas. Sin embargo, la eficacia de este refuerzo parece que requiere poder contar con un recubrimiento suficiente, no inferior a los 30-40 mm, para las fibras utilizadas en esta experimentación.

- El valor medio de la relación entre las tensiones últimas de adherencia de las armaduras situadas en las caras inferior y superior, se sitúa en torno a 1,35, tanto en los hormigones con fibras como sin ellas.

## AGRADECIMIENTOS

Este proyecto de investigación ha sido realizado en el laboratorio GEOCISA (Coslada, Madrid), interviniendo en su desarrollo Jorge Perelli, José Carlos Valenciano y Antonio Pazos, además de los autores de este artículo. La Comisión Interministerial de Ciencia y Tecnología (CICYT), a través de la Asociación de Investigación de Laboratorios de Construcción (AILAC), subvencionó este proyecto, en el año 1991.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. Tepfers R.: "A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars". Publication 73:2. Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Gothenburg, 1973.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

2. CEB: "Bond action and bond behaviour of reinforcement. State of the art", Bulletin d'Information nº 151, April 1982.

3. Eligehausen R., Bertero V.V., Popov E.P.: "Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations, tests and analytical model". Report No. UCB/EERC-83, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 10, 1983.

4. JSCE: "Recommendation for design and construction of steel fiber reinforced concrete". JSCE Steel Fiber Reinforced Concrete Research Subcommittee, Concrete Library of JSEC No. 3, June 1984.

5. ACI: "State-of-the-art report on fiber reinforced concrete". ACI 544.1R-86. Manual of Concrete Practice, Part 5, 1989.

6. Swamy R.N., Al-Noori K.: "Bond strength of steel fiber reinforced concrete". Concrete. August 1984.

7. Lorentsen M.: "Steel fibre concrete for structural elements". US-Sweden Joint Seminar on Steel Fiber Concrete, pp. 421-442, Stockholm, June 1985.

8. Perepérez B., Giménez E., Benlloch J., Barberá E.: "Adherencia armaduras pasivas-hormigones con fibras de acero. Influencia de la contaminación con cloruros". 7º Congreso Interancional de Corrosión Marina e Incrustaciones, Valencia (España). Noviembre 1988.

9. CUR: "An investigation of the bond of deformed steel bars with concrete". Netherlands Committee for Concrete Research. Cement and Concrete Association. Traslation nº 112, 1961.

10. Chana P.S.: "A test method to establish realistic bond stresses". Magazine of Concrete Research, Vol. 42, No. 151, pp. 83-90, June 1990.

## RESUMEN

El valor máximo de la tensión de adherencia entre el hormigón y las barras corrugadas de acero, situadas cerca de la superficie, se produce cuando se alcanza la fisuración y rotura del hormigón que las recubre. Por ello, el refuerzo del hormigón con fibras metálicas debiera mejorar la adherencia entre este material y las armaduras, en la medida que afecta positivamente a su resistencia a tracción.

Este trabajo resume la experimentación realizada para estudiar dicha mejora, utilizando un ensayo tipo "pull-out modificado", con el que se obtuvo el valor de la tensión última de adherencia en las cuatro barras situadas en las esquinas de cada probeta.

Los resultados obtenidos han puesto de manifiesto la mejora de la adherencia en los hormigones con fibras y la necesidad de introducir alguna modificación en las expresiones de los modelos de Tepfers y Eligehausen con el fin de poder aplicarlas a los hormigones reforzados con fibras.

## ABSTRACT

The maximum value of bond stress between the concrete and the ribbed bars, placed near the surface, is produced when the splitting of the concrete cover is reached. Consequently, the concrete reinforced by steel fibers should improve the bond between this material and the reinforcing bars, since the fibers increase the concrete tensile strength.

This paper summarizes the research carried out to study such improvement, using a modified pull-out test with which the bond stress value was obtained in the four bars placed near the corners of each specimen.

The results have shown the bond improvement in the fiber reinforced concrete (FRC) and the necessity of introducing some modifications in the formula of Tepfers and Eligehausen models in order to be applied to FRC.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

# Algunas ideas sobre el predimensionamiento de puentes empujados: Empuje con torre provisional de atirantamiento y nariz metálica corta

**Celso Iglesias**
**Ingeniero de Caminos**
**M.S. (E.N.P.C.)**
**Carlos Fernández Casado, S.A.**

## 1. EMPUJE DE TABLEROS CON TORRE DE ATIRANTAMIENTO

### 1.1. Narices cortas y torres de atirantamiento

El gran precio de una nariz metálica hace que deba amortizarse mediante su utilización repetida, aun cuando sus características no respondan al dimensionamiento óptimo requerido. Ello puede suceder cuando se dispone de una longitud de nariz tal que, para el puente que pretendemos empujar y cuya distribución de luces viene determinada por otros condicionantes, la nariz disponible resulta demasiado corta, es decir, permite que el momento en ménsula antes de apoyar sea inadmisible. En este caso, se puede optar por una solución consistente en disponer una torre provisional de atirantamiento. El sistema de atirantamiento se compone de un mástil en pórtico, apoyado en el tablero justo encima de las almas del cajón, o de los nervios de la losa si se trata de una losa tipo Homberg, mediante unos gatos hidráulicos. El mástil soporta, mediante sillas de apoyo, a los cables de pretensado o tirantes exteriores cuya longitud es función de la luz del vano. Los tirantes se anclan al tablero por delante y por detrás del pórtico.

El problema de nariz corta puede plantearse también al revés. Puede suceder que pretendamos empujar una luz demasiado grande (del orden de 70 m o más) y, puesto que la longitud de nariz adecuada ya sobrepasa el óptimo económico, decidamos empujar con una nariz "corta" para la luz que manejamos (pero normal para las luces habituales). En este caso, podemos recurrir al sistema de atirantamiento provisional aludido para limitar el valor del momento negativo en pila. Por tanto, se puede decir que para luces más allá de los 70 m puede ser una alternativa al puente por voladizos.

### 1.2. Funcionamiento del sistema de atirantamiento provisional

Durante el empuje, la primera dovela hormigonada trabaja en ménsula y, para compensar el momento negativo engendrado, se utiliza una nariz corta asociada a un sistema de atirantamiento provisional, de tensión regulable, mediante los gatos hidráulicos ya aludidos.

Esto tiene el inconveniente de tener que facilitar, para cada posición del proceso de empuje, los valores límites del esfuerzo que suministran los gatos en la base del mástil, para que las tensiones extremas sean admisibles. Esto exige, como se ve, un cuidado y control extremos para no romper el puente. Junto a este inconveniente, se achaca a este sistema de empuje combinado, la necesidad de disponer un área de prefabricación mucho mayor, para asegurar la estabilidad del conjunto en las fases iniciales de empuje, puesto que al principio y antes de conseguir apoyar, se avanza con mucho más hormigón que en el caso de empuje con "nariz óptima".

Para un puente de infinito número de vanos, podemos estimar los valores extremos, durante el proceso de empuje, de los momentos flectores originados por el peso propio q, uniforme por unidad de longitud. Estos valores serán:

$$\begin{cases} M_{min} = -\lambda q \ell^2; \text{ en apoyo,} \\ M_{máx} = \mu q \ell^2; \text{ en centro de vano,} \end{cases}$$

con $\lambda = 1/12$, y $\mu = 1/24$, y esto para zonas alejadas de la nariz, siendo $\ell$ la luz del vano que estamos empujando.

En cuanto a la zona delantera, se puede representar la variación de los coeficientes $\lambda$, $\mu$ basándonos en el estudio previo de narices metálicas (8). A lo largo del proceso de empuje,



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

la ley de momentos flectores será la representada en la figura 1, en donde $\ell_o$ es la longitud de la nariz, y $\xi$ la longitud del vuelo del tablero de hormigón, lo que define, en cada instante, la posición de empuje. Por otra parte, $\alpha = \xi/\ell$ no es más que la misma variable expresada adimensionalmente. En el instante en que ya se apoya la nariz, se tendrá: $\xi = \ell - \ell_o$ (Fig. 2), y $\alpha = 1 - \frac{\ell_o}{\ell}$.

Supondremos que cuando obtenemos el momento de voladizo máximo, justo antes de apoyar, el mástil se sitúa a la izquierda de la pila C (Fig. 2). De esta forma, la pila C contribuye a la resistencia a esfuerzo cortante máximo, provocado por la aplicación de la máxima tensión en la base del mástil, coincidente a su vez con el voladizo máximo. Ya se adivina otro de los inconvenientes del procedimiento: la gran reacción vertical que soporta la pila que, multiplicada por el correspondiente coeficiente de rozamiento entre el apoyo deslizante y el tablero, hace que la pila haya que dimensionarla principalmente frente a esfuerzos horizontales. Por otra parte, en ciertos casos y para grandes luces y según la dimensión de las almas, será necesario reforzar el puente, mediante pretensado vertical, cerca de la base del mástil, para poder compensar el esfuerzo cortante adicional generado por éste.

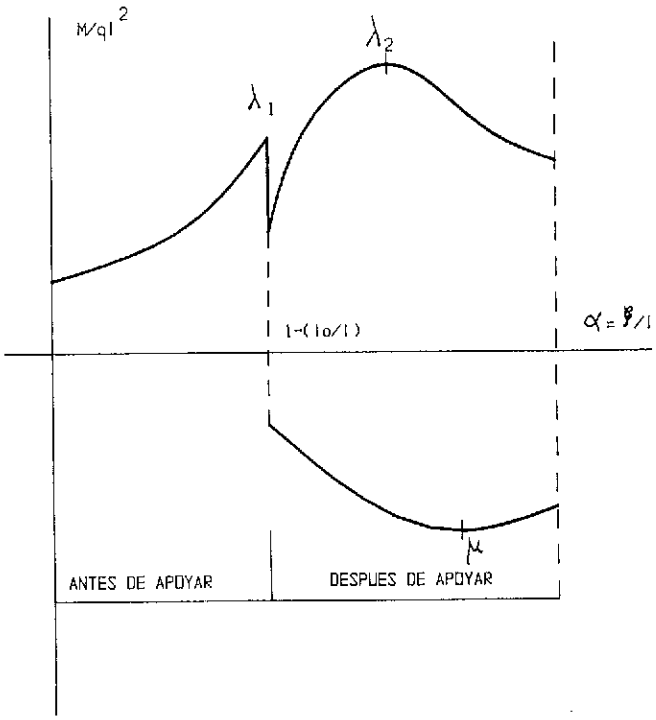



Fig. 1. Envolventes de momentos en la zona delantera.

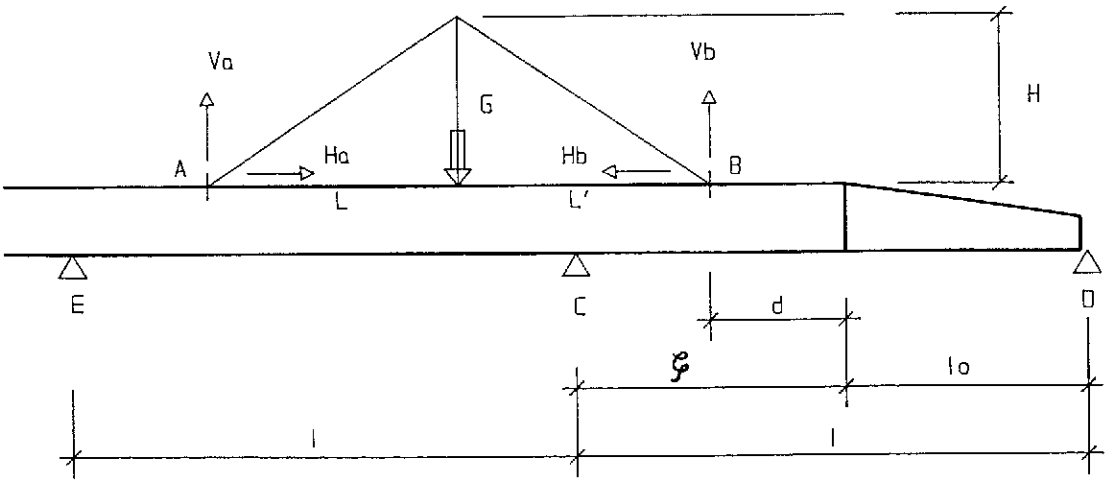



Fig. 2. Esquema estático de empuje con torre provisional de atirantamiento.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

El comienzo de la puesta en tensión ha de tener lugar para una posición definida por $\alpha c \in [0, \ 1 - (\ell_o/\ell)]$. Según el valor que tomemos para L', d, $\ell_o$, $\ell$, podría suceder que en alguna posición de empuje $\alpha \in [1 - (\ell_o/\ell), 1]$ el mástil estuviese situado a la derecha de la pila C, dando lugar a una carga vertical G en su base que provocaría un aumento inadmisible del momento positivo. Es lícito, por tanto, establecer el final del proceso de carga, o dicho de otra forma, la descarga del sistema de atirantamiento provisional, para $\alpha f = 1 - (\ell_o/\ell)$, una vez la nariz metálica ha apoyado en D. Lo anterior se puede resumir así:

$$\begin{cases} G(\alpha) \neq 0; \text{ para } \alpha \in (\alpha c, \alpha f), \\ G(\alpha) = 0; \text{ caso contrario,} \end{cases}$$

siendo G el esfuerzo generado por el gato hidráulico. Con referencia a las figuras 2 y 3 resulta inmediato obtener las expresiones siguientes:

$$\begin{cases} Ha - Hb = 0 \\ Va + Vb = G \qquad Ma = Va \cdot v \\ G.L = Vb\,(L + L') \qquad Mb = Vb \cdot v \end{cases}$$

En el punto B se obtiene:

$$\begin{cases} Vb = G\,(L/(L + L')) \\ Hb = Vb\,L'/H \end{cases}$$

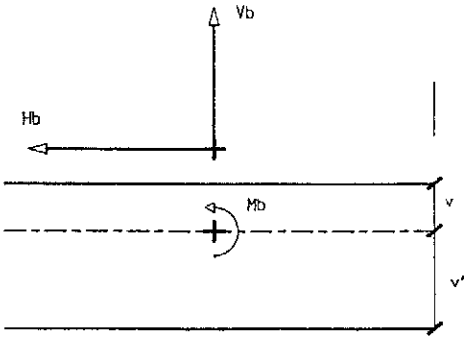



Fig. 3. Anclaje del tirante en el tablero.

Siguiendo a Calgaro y Virlogeux (4), podemos evaluar la ley de momentos en el sistema estático de la figura 2. Para ello hemos de calcular el momento de continuidad en E. Este momento se calcula fácilmente, sin más que igualar giros a ambos lados del apoyo E. Por un lado, el giro que se produce en el extremo de una viga continua de infinito número de vanos:

$$\theta_E = \frac{M_E \cdot \ell}{2\sqrt{3}\,EI}$$

Por otro lado, el giro correspondiente a la ley de momentos en el tramo A-B del sistema de atirantamiento con apoyo de la estructura en E y C pero sin que la nariz metálica haya todavía apoyado en D. Esta ley de momentos se representa en la figura 4 con L = L' y, por tanto, Ma = Mb = m. Tras un cálculo muy sencillo se obtiene como valor del momento hiperestático:

$$M_E = \frac{1}{4 + 2\sqrt{3}}\, G\,\frac{L^3}{\ell^2} = 0{,}134\, G\,\frac{L^3}{\ell^2}$$

en donde despreciamos el valor del momento m. Por otra parte, el momento isostático vale:

$$Miso = G\,\frac{L}{2}$$

Por tanto, se comprueba que el momento hiperestático es relativamente débil:

$$M_E = -\,0{,}268\,\frac{L^2}{\ell}\,Miso$$

Como $L \simeq 0{,}5\ \ell$ se obtiene:

$$M_E = 0{,}067\ Miso$$

$$\Delta M = Miso - M_E = 0{,}933\ Miso$$

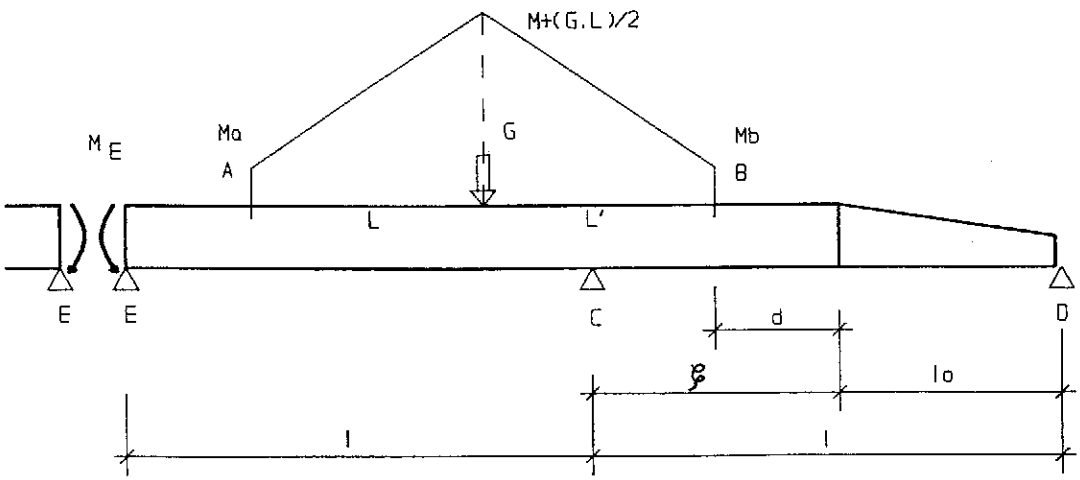



Fig. 4. Ley de momentos en el esquema isostático de la torre de atirantamiento.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

Y al ser $M_E$ pequeño, el atirantamiento provisional genera momentos positivos bastante importantes en el vano EC, por lo que se justifica la eliminación de la carga G en la base de la torre tras haber apoyado en D la nariz metálica, tal y como se ha explicado anteriormente, es decir, una vez el mástil sobrepasa el apoyo C. Hay que señalar, no obstante, que después de apoyar cambia el sistema estático de la estructura.

### 1.3. Predimensionamiento del sistema de atirantamiento

En el predimensionamiento del sistema de atirantamiento provisional, hemos de tener en cuenta el pretensado centrado en la zona delantera, cerca de la nariz metálica, así como el momento en voladizo definido por el coeficiente $\lambda_1$, es decir, justo antes de apoyar.

Como ya se ha dicho, el máximo valor del momento negativo, antes de apoyar, lo obtenemos para:

$$\alpha = 1 - \left(\frac{\ell_0}{\ell}\right), \text{ es decir: } \xi = \ell - \ell_0 \text{ (Fig. 2)}$$

y es en este momento cuando la fuerza G en el sistema de atirantamiento ha de ser máxima.

No obstante, el valor que dimensiona el pretensado centrado necesario será el coeficiente $\lambda_2$ en lugar de $\lambda_1$, ya que el sistema de atirantamiento ha de compensar el valor $\lambda_1$ correspondiente al momento en voladizo. Lo compense en su totalidad o sólo en parte, ello garantiza que, si después de apoyar la nariz, se elimina la fuerza en el gato, el valor máximo del momento negativo en apoyo, corresponde a $\lambda_2$.

Por tanto, el predimensionamiento del sistema de atirantamiento pasa por el cálculo del pretensado centrado necesario en zona delantera, y posteriormente, limitando las tensiones en fibras extremas de nuestra sección a un valor admisible, por la determinación de la fuerza G en la base del sistema de atirantamiento.

#### *1.3.1. Pretensado centrado necesario*

Su obtención resulta inmediata a partir de las tensiones extremas máximas admisibles, $\bar{\sigma}_t$, $\bar{\sigma}_c$, a tracción y compresión, respectivamente.

- Con momentos mínimos (Mmin < 0): en fibra superior

$$\bar{\sigma}_t \leq \frac{P}{A} + \frac{Mmin}{I} v$$

- Con momentos mínimos (Mmin < 0): en fibra inferior

$$\bar{\sigma}_c \geq \frac{P}{A} - \frac{Mmin}{I} v'$$

- Con momentos máximos (Mmax > 0): en fibra superior

$$\bar{\sigma}_c \geq \frac{P}{A} + \frac{Mmax}{I} v$$

- Con momentos máximos (Mmax > 0): en fibra inferior

$$\bar{\sigma}_t \leq \frac{P}{A} - \frac{Mmax}{I} v'$$

obteniendo:

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_t - \dfrac{Mmin}{I} v \leq \dfrac{P}{A} \leq \bar{\sigma}_c - \dfrac{Mmax}{I} v; \\ \text{fibra superior,} \\ \bar{\sigma}_t + \dfrac{Mmax}{I} v' \leq \dfrac{P}{A} \leq \bar{\sigma}_c + \dfrac{Mmin}{I} v'; \\ \text{fibra inferior.} \end{cases}$$

Haciendo:

$$Mmin = -\lambda q \ell^2, \text{ en apoyo,}$$

$$Mmax = +\mu q \ell^2, \text{ en centro de vano,}$$

se obtienen las desigualdades siguientes:

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_t + \dfrac{\lambda q \ell^2}{I} v \leq \dfrac{P}{A} \leq \bar{\sigma}_c - \dfrac{\mu q \ell^2}{I} v; \text{ fibra superior,} \\ \bar{\sigma}_t + \dfrac{\mu q \ell^2}{I} v' \leq \dfrac{P}{A} \leq \bar{\sigma}_c - \dfrac{\lambda q \ell^2}{I} v'; \text{ fibra inferior,} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_t + \frac{q\ell^2}{I} MAX(\lambda v, \mu v') \leq \frac{P}{A} \leq \bar{\sigma}_c - \frac{q\ell^2}{I} MAX(\mu v, \lambda v')$$

$$\left(\frac{P}{A}\right) min = \bar{\sigma}_t + \frac{q\ell^2}{I} MAX(\lambda v, \mu v')$$

El valor de los coeficientes en esta última ecuación se resume de la siguiente manera:

- Para zonas alejadas de la nariz:

$$\lambda = \frac{1}{12}; \quad \mu = \frac{1}{24}$$

- Para empuje sin sistema de atirantamiento:

$$\lambda = MAX(\lambda_1, \lambda_2); \quad \mu$$

- Para empuje con nariz y sistema de atirantamiento provisional:



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

$$\lambda = \lambda_2; \quad \mu$$

ya que $M_1 = \lambda_1 q \ell^2$, se compensa en su totalidad pues el empuje se produce con sistema de atirantamiento. Se obtiene además, de forma inmediata, el valor del momento positivo en la sección de la pila, Matir, generado por la base de atirantamiento, activo sólo hasta que la nariz apoya en la pila siguiente:

$$\text{Matir} = \text{Vb}\,(\ell - \ell_o - d) + \text{Hb}\,.\,v$$

$$\text{Vb} = \text{Hb}\,\frac{H}{L'}$$

siendo, con arreglo a las figuras 2 y 3, Vb, Hb la descomposición vertical y horizontal de la carga T del tirante medio de la torre provisional. Haciendo la sustitución y operando, se obtiene:

$$\text{Matir} = \text{Hb}\left(\frac{H\,(\ell - \ell_o - d)}{L'} + v\right) = \text{Hb}\,.\,a,$$

donde:

$$a = \frac{H\,(\ell - \ell_o - d)}{L'}$$

*1.3.2. Predimensionamiento del sistema de atirantamiento*

Con referencia a la figura 2 y para facilitar la transmisión directa del cortante inducido por el mástil a la pila C, situamos éste a una distancia igual a la mitad del canto del tablero de la misma:

$L' = \ell - \ell_o - d + (h/2)$; h = canto del tablero

El momento inducido por el sistema de atirantamiento será, según lo ya visto:

$$\text{Matir} = \text{Hb}\,.\,a \quad \text{y} \quad \text{Matir} > 0$$

Siendo $M_1$ el momento en la sección de la pila C, según se ve en la figura 2, y sabiendo que $M_1 < 0$, podemos escribir las condiciones de tensiones en fibras extremas de la sección:

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_t \leq \left(\frac{P}{A}\right) \min + \frac{Hb}{A} + \left((-M_1 + \text{Matir})\frac{v}{I}\right) \leq \\ \leq \bar{\sigma}_c;\ \text{fibra superior} \\ \bar{\sigma}_t \leq \left(\frac{P}{A}\right) \min + \frac{Hb}{A} + \left((M_1 + \text{Matir})\frac{v'}{I}\right) \leq \\ \leq \bar{\sigma}_c;\ \text{fibra inferior} \end{cases}$$

con lo que las condiciones de tensiones en fibras extremas serán,

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_t \leq \left(\frac{P}{A}\right) \min - \frac{M_1 v}{I} + \text{Hb}\left(\frac{1}{A} + \frac{av}{I}\right) \leq \bar{\sigma}_c; \\ \text{fibra superior} \\ \bar{\sigma}_t \leq \left(\frac{P}{A}\right) \min + \frac{M_1 v'}{I} + \text{Hb}\left(\frac{1}{A} - \frac{av'}{I}\right) \leq \bar{\sigma}_c; \\ \text{fibra inferior} \end{cases}$$

Estas inecuaciones se pueden simplificar sin más que tomar los valores siguientes:

$$m = 1/A + av/I; \quad n = 1/A - av'/I$$

Resulta siempre, $a > 0$, luego $m > 0$, y para valores habituales, $n < 0$. Por lo tanto:

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_t - \left(\frac{P}{A}\right) \min + \frac{M_1 v}{I} \leq m\,\text{Hb} \leq \bar{\sigma}_c - \\ - \left(\frac{P}{A}\right) \min + \frac{M_1 v}{I}\ ;\ \text{fibra superior} \\ \bar{\sigma}_t - \left(\frac{P}{A}\right) \min - \frac{M_1 v'}{I} \leq n\,\text{Hb} \leq \bar{\sigma}_c - \\ - \left(\frac{P}{A}\right) \min - \frac{M_1 v'}{I}\ ;\ \text{fibra inferior} \end{cases}$$

Recordando que $\text{Hb} = G\,\frac{L\,L'}{(L + L')\,H} = \delta\,G$

donde: $\delta = \frac{L\,L'}{(L + L')\,H}$, y G es la fuerza ejercida en el gato, bajo el mástil de la torre de atirantamiento, resulta:

$$\begin{cases} \frac{1}{m\,\delta}\left(\bar{\sigma}_t - \left(\frac{P}{A}\right) \min + \frac{M_1 v}{I}\right) \leq G \leq \\ \leq \frac{1}{m\,\delta}\left(\bar{\sigma}_c - \left(\frac{P}{A}\right) \min + \frac{M_1 v}{I}\right);\ \text{fibra superior} \\ \frac{1}{n\,\delta}\left(\bar{\sigma}_t - \left(\frac{P}{A}\right) \min - \frac{M_1 v'}{I}\right) \leq G \leq \\ \leq \frac{1}{n\,\delta}\left(\bar{\sigma}_c - \left(\frac{P}{A}\right) \min - \frac{M_1 v'}{I}\right);\ \text{fibra inferior} \end{cases}$$

Para $m > 0$, $n < 0$ obtenemos:

$$\begin{cases} \text{Gmin} = \text{MAX}\left[\frac{1}{m\,\delta}\left(\bar{\sigma}_t - \left(\frac{P}{A}\right) \min + \frac{M_1 v}{I}\right);\right. \\ \left.\frac{1}{n\,\delta}\left(\bar{\sigma}_c - \left(\frac{P}{A}\right) \min - \frac{M_1 v'}{I}\right)\right] = \\ = \text{MAX}\,[\text{Gmin1};\ \text{Gmin2}] \\ \text{Gmax} = \text{MIN}\left[\frac{1}{n\,\delta}\left(\bar{\sigma}_t - \left(\frac{P}{A}\right) \min - \frac{M_1 v'}{I}\right);\right. \\ \left.\frac{1}{m\,\delta}\left(\bar{\sigma}_c - \left(\frac{P}{A}\right) \min + \frac{M_1 v}{I}\right)\right] = \\ = \text{MIN}\,[\text{Gmax1};\ \text{Gmax2}] \end{cases}$$



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

Para $0 \leq \alpha \leq 1 - (\frac{\ell_o}{\ell})$, que es cuando es activo el sistema de atirantamiento, o sea, antes de apoyar:

$$\alpha = \frac{\xi}{\ell} = \frac{\ell - \ell_o}{\ell} = 1 - \frac{\ell_o}{\ell}; \text{ y} \qquad M_1 = -\lambda_1 q \ell^2$$

Estos conceptos de Gmin y Gmax se verán claros con el ejemplo siguiente, extraido de los cuadros del apartado 1.4:

$$\ell = 70 \text{ m}; \quad A = 5{,}660 \text{ m}^2; \quad \lambda_2 = 0{,}1229$$
$$\ell_o = 35 \text{ m}; \quad I = 16{,}998 \text{ m}^4; \quad \lambda_1 = 0{,}1839$$
$$H = 12{,}50 \text{ m}; \quad v = 2{,}157 \text{ m}$$
$$d = 4 \text{ m}; \quad v' = 2{,}543 \text{ m}$$
$$q = 2{,}5 \text{ A} = 14{,}15 \text{ t/m}$$
$$\bar{\sigma}_t = 0; \quad \bar{\sigma}_c = 2.000 \text{ t/m}^2$$

El pretensado centrado mínimo en zona delantera, así como el momento isostático en voladizo, resultan:

$$(\frac{P}{A}) \min = 0 + \frac{14{,}15 \times 70^2}{16{,}998} \times 0{,}1229 \times 2{,}157 =$$
$$= 1.081 \text{ t/m}^2$$

$$M_1 = \lambda_1 q \ell^2 = 0{,}1839 \times 14{,}15 \times 70^2 = 12.751 \text{ tm}$$

Adoptando los valores:

$$L' = 33{,}35 \text{ m}; \quad a = 13{,}77 \text{ m}; \quad m = 1{,}92;$$
$$n = -1{,}88; \quad \delta = 1{,}334$$

y recordando las expresiones obtenidas para las fuerzas mínima y máxima admisibles para el gato situado bajo la torre:

$$\text{Gmin} = \text{MAX [Gmin1; Gmin2]}$$
$$\text{Gmax} = \text{MIN [Gmax1; Gmax2]}$$

resulta inmediata la obtención de los valores contenidos entre corchetes:

$$\text{Gmin1} = 209 \text{ t}; \quad \text{Gmin2} = 393 \text{ t}$$
$$\text{Gmax1} = 1.189 \text{ t}; \quad \text{Gmax2} = 988 \text{ t}$$

Por tanto, Gmin = 393 t y Gmax = 988 t; y al comprobar tensiones en fibras extremas vemos que debe ser Gmin = 393 t y no Gmin = 209 t pues, en este segundo caso, aunque elimina estrictamente tracciones en fibra superior, agota, sin embargo, por compresión excesiva, la fibra inferior. Hemos de aumentar, pues, el valor de G hasta un valor "mínimo", pero curiosamente no para eliminar tracciones en fibra superior sino para, creando suficiente tracción en fibra interior, no agotar esta última por compresión. Al llevar G al valor Gmin = 393 t, las tensiones en fibras extremas resultan ser:

$$\sigma_s = (\frac{P}{A}) \min - \frac{M_1 v}{I} + m\, G\, \delta = 472{,}8 \text{ t/m}^2;$$
fibra superior

$$\sigma_i = (\frac{P}{A}) \min + \frac{M_1 v'}{I} + n\, G\, \delta = 2000 \text{ t/m}^2;$$
fibra inferior

Sin embargo, con el valor de G = Gmin1 = 209 t, resulta:

$$\sigma_s = 0; \quad \sigma_i = 2.463 \text{ t/m}^2 > \bar{\sigma}_c$$

Si ahora estudiamos el valor Gmax = 988 t, vemos que aquí la limitación reside, para este caso, en no agotar por compresión excesiva la fibra superior, ya que para este valor:

$$\sigma_s = 2.000 \text{ t/m}^2; \; \sigma_i = 505 \text{ t/m}^2$$

Suponiendo el mástil articulado en su base, el único esfuerzo existente y dimensionante de la sección del mismo es el valor Gmin que exige una sección mínima:

$$\text{Smin} \geq \text{Gmin}/\bar{\sigma}_m$$

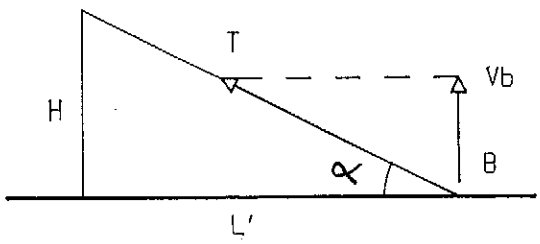



Fig. 5. Descomposición de la reacción del tirante medio.

siendo $\bar{\sigma}_m$ la tensión admisible del acero del mástil. El atirantamiento del mástil lo podemos asimilar a un tirante medio, de sección Satir; y siendo $\bar{\sigma}_{ti}$ la tensión admisible del cable, se obtiene la fuerza T en el tirante (véase figura 5):

$$T = \frac{Vb}{\text{sen } \alpha}; \; Vb = G \frac{L}{L + L'}; \; \text{sen } \alpha = \frac{H}{\sqrt{H^2 + L'^2}}$$

$$T = \frac{GL}{L + L'} \frac{\sqrt{H^2 + L'^2}}{H}; \qquad \frac{T}{\text{Satir}} \leq \bar{\sigma}_{ti}$$

$$\text{Satir} \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_{ti}} = \frac{GL}{\bar{\sigma}_t (L + L')} \frac{\sqrt{H^2 + L'^2}}{H}; G = \text{Gmin},$$

siendo Gmin la fuerza mínima que hay que aplicar en el gato para no sobrepasar las tensiones admisibles en el hormigón, a tracción-compresión.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

*1.3.3. Estimación del costo del sistema de atirantamiento*

Podemos distinguir los siguientes conceptos:

● MASTIL: El precio, lo representamos por Pm, y si cm es el coste por kg de acero y m el peso del mástil, tendremos:

$$Pm = cm \cdot m = cm \cdot \rho_s \cdot Sm \cdot H,$$

siendo:

Sm = Sección del mástil.

H = Altura del mástil.

$\rho_s$ = 7,85 t/m$^3$, densidad del acero.

Recordando que G es la carga del gato en la base del mástil, resulta: $Sm = G/\bar{\sigma}_m$.

● TIRANTE MEDIO: Su precio lo denominamos Patir, y si Catir es el coste del tirante por kg de acero, Satir la sección del tirante y m el peso del tirante, tendremos:

$$Patir = Catir \cdot m;\ m = 2\ Satir \sqrt{H^2 + L'^2}\ \rho_s.$$

Designando por $\bar{\sigma}_m$ la tensión admisible en el mástil, y por $\bar{\sigma}_{ti}$ la admisible en el tirante, podemos tomar, como valores para nuestras estimaciones:

$$\bar{\sigma}_m = 10.000\ t/m^2;\quad \bar{\sigma}_{ti} = 70.000\ t/m^2;$$

$$cm = 350\ Ptas./kg;\quad Catir = 700\ Ptas./kg$$

*1.3.4. Estimación del costo de la nariz metálica*

Si el precio lo representamos por Pn y si cn es el coste por kg de acero; qo el peso medio por unidad de longitud de la nariz metálica, y $\ell_o$ la longitud de nariz, se tendrá:

$$Pn = cn \cdot m = cn \cdot qo \cdot \ell_o;\ \text{pudiendo tomar,}$$

$$cn = 250\ Ptas/kg$$

*1.3.5. Estimación del costo del pretensado necesario en zona delantera*

Recordamos que:

$$\left(\frac{P}{A}\right) min = \bar{\sigma}_t + \frac{q\ell^2}{I} MAX\,(\lambda v, \mu v')$$

donde $\bar{\sigma}_t$ es la tensión a tracción admisible en el hormigón del tablero; q el peso propio, uniforme, por unidad de longitud del tablero, y $\ell$ la luz del vano que hay que empujar.

● Para zonas alejadas de la nariz:

$$\lambda = 1/12;\quad \mu = 1/24$$

● Para empuje sin sistema de atirantamiento:

$$\lambda = MAX\,(\lambda_1, \lambda_2);\quad \mu$$

● Para empuje con nariz y torre provisional:

$$\lambda = \lambda_2;\quad \mu$$

En cualquiera de los tres casos anteriores, conocido el valor de (P/A)min, se obtiene el precio del pretensado Pp de la forma siguiente, llamando $F_p$ a la fuerza de pretensado y Spret a la sección de acero de pretensado en zona delantera:

Fp = (P/A) min. A, al 0,75% de Fpu (carga de rotura).

Fpu = (P/A) min x A/0,75; fpu = 180.000 t/m$^2$

Spret = (P/A) min x A/(0,75 x 180.000)

Suponiendo extendido el pretensado a vano y medio en la zona delantera, resulta:

$$Pp = cp \cdot m,\ \text{con}\ m = Spret \times (1{,}5\,\ell) \times \rho_s$$

siendo $\ell$ la luz del vano que hay que empujar, $\rho_s$ la densidad del acero y pudiéndose tomar, cp = 400 Ptas/kg.

*1.3.6. Costo total final*

Será la suma de todos los costos anteriores, es decir, del mástil, del conjunto de los tirantes, de la nariz metálica y del pretensado centrado necesario sobre vano y medio en zona delantera. Esta suma total nos interesará en el caso eventual de querer comparar el coste de empuje de un puente con nariz metálica normal (0,6 $\ell$), con el coste de empuje de este mismo puente con nariz metálica corta y torre provisional de atirantamiento. En lo que sigue no vamos a efectuar esta comparación, sino que nos limitaremos a estudiar el empuje con torre provisional y nariz corta, con objeto de optimizar el sistema de atirantamiento.

## 1.4. Estudio paramétrico de empuje de tableros de hormigón

Se realizarán una serie de estudios paramétricos a partir de los resultados obtenidos, con objeto de obtener las dimensiones del sistema provisional de atirantamiento que resultan óptimas desde un punto de vista económico, cuando se empuja con el sistema combinado de nariz y torre.

Para el estudio de la influencia de los diferentes parámetros (H, L', d) que intervienen en el sistema de atirantamiento, fijamos la relación entre la longitud de nariz y la del vano en un valor tal que aquélla resulte ya "corta" para las luces habituales (40 ó 50 m) y "muy corta" para las luces mayores (70 a 80 m). La esbeltez de la estructura se fija en 1/15 en una primera fase y adoptamos estos valores para los parámetros intervinientes:



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

$(EI)o/EI = 0,15$.

$\ell_o/\ell = 0,50$; luces hasta 70 m.

$\ell_o/\ell = 35/\ell$; luces mayores de 70 m.

Las características de la sección transversal serán las que se indican en los cuadros adjuntos, y como tensiones admisibles, se tomarán 200 kg/cm² en compresión y tracciones nulas. Los anclajes se suponen simétricos respecto a la torre (L = L'). El parámetro d podrá variar desde un mínimo de 2 m, ya que menos parece complicado, hasta 3 o 4 metros, pero no más, como se verá a continuación.

En una segunda fase, se supone nariz constante de 25 m y se estudian valores de esbeltez más elevados, con luces importantes de hasta 80 m.

Toda esta información se facilita en los cuadros adjuntos. Para el estudio se ha elegido una sección tipo puente de Tula (8), y aunque en realidad es un puente de ferrocarril, se estudian esbelteces fuera del rango de estos puentes (1/20).

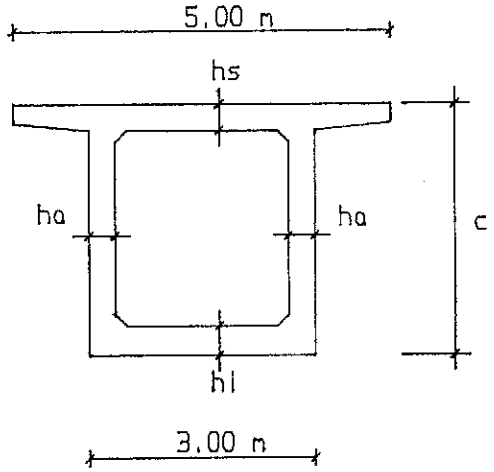



Fig. 6. Sección tipo puente de Tula.

**CUADRO 1**

**Esbeltez = 1/15**

| Luz = $\ell$ | c | hs | hi | ha | A | I | v | v' |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 40,00 | 2,70 | 0,35 | 0,40 | 0,35 | 4,260 | 4,315 | 1,207 | 1,493 |
| 50,00 | 3,35 | 0,35 | 0,40 | 0,35 | 4,715 | 7,370 | 1,513 | 1,837 |
| 60,00 | 4,00 | 0,35 | 0,40 | 0,35 | 5,170 | 11,418 | 1,821 | 2,179 |
| 70,00 | 4,70 | 0,35 | 0,40 | 0,35 | 5,660 | 16,998 | 2,157 | 2,543 |
| 75,00 | 5,00 | 0,40 | 0,50 | 0,45 | 7,485 | 24,998 | 2,383 | 2,617 |
| 80,00 | 5,35 | 0,40 | 0,55 | 0,45 | 7,930 | 30,122 | 2,592 | 2,758 |

| Luz = $\ell$ | $\lambda_1$ | $\lambda_2$ | qo/q | $\ell_o/\ell$ |
|---|---|---|---|---|
| 40,00 | 0,2032 | 0,1263 | 0,23 | 0,50 |
| 50,00 | 0,1957 | 0,1249 | 0,21 | 0,50 |
| 60,00 | 0,1894 | 0,1238 | 0,19 | 0,50 |
| 70,00 | 0,1839 | 0,1229 | 0,18 | 0,50 |
| 75,00 | 0,2039 | 0,1245 | 0,18 | 0,47 |
| 80,00 | 0,2138 | 0,1245 | 0,18 | 0,44 |

**CUADRO 2**

**Empuje sin torre de atirantamiento**

| Luz = $\ell$ | c | MAX ($\lambda_1$, $\lambda_2$) = $\lambda_1 = \lambda$ | MAX ($\lambda$v, $\mu$v') | (P/A) min |
|---|---|---|---|---|
| 40,00 | 2,70 | 0,2032 | 0,245 | 968 |
| 50,00 | 3,35 | 0,1957 | 0,296 | 1.184 |
| 60,00 | 4,00 | 0,1894 | 0,345 | 1.406 |
| 70,00 | 4,70 | 0,1839 | 0,397 | 1.619 |
| 75,00 | 5,00 | 0,2039 | 0,486 | 2.054 |
| 80,00 | 5,35 | 0,2138 | 0,554 | 2.334 |



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

## CUADRO 3

**Empuje con torre de atirantamiento**

| Luz = $\ell$ | c | $\lambda = \lambda_2$ | MAX ($\lambda$v, $\mu$v') | (P/A) min |
|---|---|---|---|---|
| 40,00 | 2,70 | 0,1263 | 0,152 | 600 |
| 50,00 | 3,35 | 0,1249 | 0,189 | 755 |
| 60,00 | 4,00 | 0,1238 | 0,225 | 917 |
| 70,00 | 4,70 | 0,1229 | 0,265 | 1.081 |
| 75,00 | 5,00 | 0,1245 | 0,297 | 1.256 |
| 80,00 | 5,35 | 0,1245 | 0,323 | 1.360 |

## CUADRO 4

**Esbeltez = 1/18,5 a 1/20**

| Luz = $\ell$ | c | hs | hi | ha | A | I | v | v' |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 50,00 | 2,70 | 0,35 | 0,40 | 0,35 | 4,260 | 4,315 | 1,207 | 1,493 |
| 60,00 | 3,35 | 0,35 | 0,40 | 0,35 | 4,715 | 7,370 | 1,513 | 1,837 |
| 70,00 | 4,00 | 0,35 | 0,40 | 0,35 | 5,170 | 11,418 | 1,821 | 2,179 |
| 75,00 | 4,00 | 0,35 | 0,40 | 0,35 | 5,170 | 11,418 | 1,821 | 2,179 |
| 80,00 | 4,70 | 0,35 | 0,40 | 0,35 | 5,660 | 16,998 | 2,157 | 2,543 |
| 80,00 | 4,00 | 0,35 | 0,40 | 0,35 | 5,170 | 11,418 | 1,821 | 2,179 |

| Luz = $\ell$ | $\lambda_1$ | $\lambda_2$ | qo/q | $\ell_o/\ell$ |
|---|---|---|---|---|
| 40,00 | 0,2470 | 0,1280 | 0,23 | 0,40 |
| 50,00 | 0,2325 | 0,1266 | 0,21 | 0,40 |
| 60,00 | 0,2573 | 0,1255 | 0,21 | 0,36 |
| 70,00 | 0,2702 | 0,1245 | 0,21 | 0,33 |
| 75,00 | 0,2780 | 0,1228 | 0,21 | 0,31 |
| 80,00 | 0,2819 | 0,1233 | 0,21 | 0,31 |

## CUADRO 5

**Empuje con torre de atirantamiento**

| Luz = $\ell$ | c | $\lambda = \lambda_2$ | MAX ($\lambda$v, $\mu$v') | (P/A) min |
|---|---|---|---|---|
| 50,00 | 2,70 | 0,1280 | 0,154 | 950 |
| 60,00 | 3,35 | 0,1266 | 0,194 | 1.117 |
| 70,00 | 4,00 | 0,1255 | 0,229 | 1.271 |
| 75,00 | 4,00 | 0,1245 | 0,227 | 1.445 |
| 80,00 | 4,70 | 0,1228 | 0,265 | 1.412 |
| 80,00 | 4,00 | 0,1233 | 0,225 | 1.631 |

### 1.5. Optimización económica

Para una luz y longitud de nariz conocidas, sabiendo que el empuje tiene lugar con torre provisional, el valor de (P/A) min viene fijado de antemano. La optimización del sistema, desde el punto de vista económico, pasa por minimizar el costo del mástil y de los tirantes, ya que el costo de la nariz y del pretensado centrado en zona delantera es constante para cualquier valor de H y d.

Se trata de resolver un problema de mínimos, planteando el costo total del sistema de atirantamiento de la siguiente forma:

$$\text{Ptotal} = \text{Pm} + \text{Patir}$$

$$\text{Pm} = \text{H} \,.\, \text{Sm} \times 7{,}85 \,.\, \text{cm}$$

$$\text{Patir} = 2\ \text{Satir}\ \sqrt{\text{H}^2 + \text{L}'^2} \,.\, \rho_s \,.\, \text{Catir}$$

De acuerdo con los resultados de apartados anteriores:

$$\text{Ptotal} = \text{H}\frac{\text{Gmin}}{\bar{\sigma}_m} \,.\, 7{,}85 \,.\, \text{cm} + 2\sqrt{\text{H}^2 + \text{L}'^2} \,.\, \frac{1}{\bar{\sigma}_{ti}} \,.$$

$$.\ \frac{\text{Gmin}}{2}\,\frac{\sqrt{\text{H}^2 + \text{L}'^2}}{\text{H}} \,.\, 7{,}85 \,.\, \text{Catir}$$



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

De acuerdo con las tensiones admisibles y precios dados en el apartado 1.3.3:

$$\bar{\sigma}_{ti} = 7\ \bar{\sigma}_m; \quad \text{catir} = 2\ \text{cm}$$

$$\text{Ptotal} = \frac{\text{Gmin . cm}}{\bar{\sigma}_m}\left[7{,}85\ \text{H} + 2\frac{\text{H}^2 + \text{L}'^2}{\text{H}} \cdot \frac{7{,}85}{7}\right] = \alpha\ \text{Gmin f (H, L')}$$

donde el valor que hay que minimizar es el producto de las funciones Gmin y f (H, L'), siendo $\alpha$ una constante, de valor $\alpha = \frac{cm}{\sigma}$, y f (H, L') =

$$= \left[7{,}85\ \text{H} + 2\frac{\text{H}^2 + \text{L}^2}{\text{H}} \cdot \frac{7{,}85}{7}\right].$$

En lo que sigue se estudian cinco casos, resumiendo los resultados obtenidos. Los datos corresponden a los cuadros contenidos en el apartado 1.4. Hay que señalar que ante costos muy parecidos entre dos parejas de valores (H, L') preferiremos aquella que minimiza la fuerza del gato, Gmin, bajo el mástil de la torre provisional.

● CASO 1: e = 1/15; $\ell$ = 50 m; $\ell_o$ = 25 m

L' = $\ell - \ell_o$ — d + (h/2) = 26,67 — d

(P/A) min = 1.184 t/m²; $M_1 = \lambda_1 q \ell^2$ = 5.768 tm

| H | d | L' | Gmin | f (H, L') | Gmin. f (H, L') |
|---|---|---|---|---|---|
| 7,50 | 2,00 | 24,67 | 198,13 | 257,70 | 51.058 |
| 10,00 | 2,00 | 24,67 | 202,50 | 237,43 | 48.079 |
| 12,50 | 2,00 | 24,67 | 205,23 | 235,36 | 48.303 |
| 10,00 | 4,00 | 22,67 | 221,70 | 216,20 | 47.931 |

El óptimo se obtiene para H = 10,00 y d = 2,00, pues el valor de Gmin es menor que el obtenido para H = 10,00 y d = 4,0, aunque el costo en este último caso sea menor.

El pretensado centrado en zonas alejadas de la nariz, se obtiene de forma inmediata:

$$\text{Me} = \frac{q\ell^2}{12} = 2.456\ \text{tm}$$

(P/A) e = 2.456 x 1,513/7,370 = 504 t/m²

(P/A) min = 2,35 (P/A) e

Recordemos que $M_e$ es el momento de empotramiento perfecto; $M_1$ el momento de voladizo justo antes de apoyar la nariz metálica (coeficiente $\lambda_1$); (P/A) e el pretensado centrado que compensa $M_e$, y (P/A) min el pretensado que compensa el momento mínimo Mmin = — $\lambda_2$ . . q . $\ell^2$. No olvidemos que $\lambda_2$ es el coeficiente que define (P/A) min cuando empujamos con torre.

● CASO 2: e = 1/18; $\ell$ = 60 m; $\ell_o$ = 24 m

L' = $\ell - \ell_o$ — d + (h/2) = 37,67 — d

(P/A) min = 1.117 t/m²; $M_1 = \lambda_1 q \ell^2$ = 9.868 tm

| H | d | L' | Gmin | f (H, L') | Gmin. f (H, L') |
|---|---|---|---|---|---|
| 7,50 | 2,00 | 35,67 | 340,54 | 456,19 | 155.350 |
| 10,00 | 2,00 | 35,67 | 347,91 | 386,30 | 134.397 |
| 12,50 | 2,00 | 35,67 | 352,49 | 354,46 | 124.943 |
| 15,00 | 2,00 | 35,67 | 355,61 | 341,64 | 121.490 |
| 17,50 | 2,00 | 35,67 | 357,88 | 339,69 | 121.568 |

El óptimo se obtiene para H = 15,00 y d = 2,00, siendo el pretensado centrado en zonas alejadas de la nariz, el siguiente:

$$\text{Me} = \frac{q\ell^2}{12} = 3.537\ \text{tm}$$

(P/A) e = 3.537 x 1,513/7,370 = 504 t/m²

(P/A) min = 1,54 (P/A) e



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

● CASO 3: e = 1/15; $\ell = 70$ m; $\ell_o = 35$ m

$L' = \ell - \ell_o - d + (h/2) = 37{,}33 - d$

$(P/A)\,min = 1.081\ t/m^2$; $M_1 = \lambda_1 q \ell^2 = 12.751$ tm

| H | d | L' | Gmin | f (H, L') | Gmin. f (H, L') |
|---|---|---|---|---|---|
| 7,50 | 2,00 | 35,33 | 351,50 | 449,04 | 157.837 |
| 10,00 | 2,00 | 35,33 | 362,60 | 380,94 | 138.127 |
| 12,50 | 2,00 | 35,33 | 369,60 | 350,17 | 129.422 |
| 12,50 | 4,00 | 35,33 | 393,30 | 325,53 | 128.029 |
| 15,00 | 2,00 | 35,33 | 374,40 | 338,06 | 126.571 |
| 15,00 | 4,00 | 33,33 | 398,44 | 317,50 | 126.516 |
| 17,50 | 2,00 | 35,33 | 377,92 | 336,63 | 127.219 |

Análogamente al primer caso, el óptimo se obtiene para H = 15,00 y d = 2,00 que minimiza coste y aunque esto no se cumpla frente a H = 15,00 y d = 4,00, así se obtiene un valor de Gmin menor. En cualquier caso es fácil ver que el óptimo ha de estar en considerar una distancia d entre 2 y 4 metros, pero no más, si no queremos que la fuerza en el gato aumente demasiado y con ello el cortante en pila. El pretensado centrado en zonas alejadas de la nariz, vale:

$$Mc = \frac{q\ell^2}{12} = 5.778\ tm$$

$(P/A)\ e = 5.778 \times 2{,}157/16{,}998 = 733\ t/m^2$

$(P/A)\ min = 1{,}47\ (P/A)\ e$

● CASO 4: e = 1/17,5; $\ell = 70$ m; $\ell_o = 25$ m

$L' = \ell - \ell_o - d + (h/2) = 46{,}80 - d$

$(P/A)\,min = 1.271\ t/m^2$; $M_1 = \lambda_1 q \ell^2 = 16.302$ tm

| H | d | L' | Gmin | f (H, L') | Gmin. f (H, L') |
|---|---|---|---|---|---|
| 7,50 | 2,00 | 44,80 | 521,77 | 675,90 | 352.662 |
| 10,00 | 2,00 | 44,80 | 535,32 | 551,08 | 295.004 |
| 12,50 | 2,00 | 44,80 | 543,80 | 486,28 | 264.439 |
| 12,50 | 4,00 | 42,80 | 570,25 | 454,85 | 259.375 |
| 13,50 | 2,00 | 44,80 | 546,36 | 469,70 | 256.624 |
| 13,50 | 3,00 | 43,80 | 559,33 | 454,98 | 254.483 |
| 15,00 | 2,00 | 44,80 | 549,60 | 451,49 | 248.141 |
| 16,00 | 2,00 | 44,80 | 551,44 | 442,83 | 244.194 |
| 17,50 | 2,00 | 44,80 | 553,82 | 433,85 | 240.277 |
| 20,00 | 2,00 | 44,80 | 557,02 | 426,93 | 237.810 |
| 22,50 | 2,00 | 44,80 | 559,55 | 427,16 | 239.015 |

El mínimo se obtiene para H = 20,00 y d = 2,00, siendo el pretensado centrado en zonas alejadas de la nariz:

$$Mc = \frac{q\ell^2}{12} = 5.280\ tm$$

$(P/A)\ e = 5.280 \times 1{,}821/11{,}418 = 842\ t/m^2$

$(P/A)\ min = 1{,}51\ (P/A)\ e$



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

● CASO 5: e = 1/20; $\ell = 80$ m; $\ell_o = 25$ m

$$L' = \ell - \ell_o - d + (h/2) = 57{,}20 - d$$

$$(P/A)\,min = 1.631\ t/m^2;\quad M_1 = \lambda_1 q \ell^2 = 23.327\ tm$$

| H | d | L' | Gmin | f (H, L') | Gmin. f (H, L') |
|---|---|---|---|---|---|
| 7,50 | 2,00 | 55,20 | 744,88 | 784,34 | 584.236 |
| 12,50 | 2,00 | 55,20 | 756,58 | 672,89 | 509.093 |
| 15,00 | 2,00 | 55,20 | 764,59 | 607,00 | 464.105 |
| 17,50 | 2,00 | 55,20 | 770,41 | 567,14 | 436.933 |
| 20,00 | 2,00 | 55,20 | 774,84 | 543,56 | 421.173 |
| 22,50 | 2,00 | 55,20 | 778,31 | 530,83 | 413.147 |
| 25,00 | 2,00 | 55,20 | 781,12 | 525,68 | 410.622 |
| 27,50 | 2,00 | 55,20 | 783,31 | 526,07 | 412.072 |

El mínimo se obtiene para H = 25,00 y d = 2,00, siendo el pretensado centrado en zonas alejadas de la nariz:

$$Me = \frac{q\ell^2}{12} - 6.896\,tm$$

$$(P/A)\ e = 6.896 \times 1{,}821/11{,}418 = 1.100\ t/m^2$$

$$(P/A)\ min - 1{,}48\ (P/A)\ e$$

A la vista de los resultados obtenidos en los cinco estudios paramétricos, resulta fácil establecer, para cada caso, el valor de la relación $H/(\ell - \ell_o)$, que se conserva aproximadamente constante:

| CASO | H | $\ell - \ell_o$ | $H/(\ell - \ell_o)$ |
|---|---|---|---|
| 1 | 10,00 | 25,00 | 1/2,50 |
| 2 | 15,00 | 36,00 | 1/2,40 |
| 3 | 15,00 | 35,00 | 1/2,33 |
| 4 | 20,00 | 45,00 | 1/2,25 |
| 5 | 25,00 | 55,00 | 1/2,20 |

## 2. CONCLUSIONES PRACTICAS

1. La esbeltez elegida de 1/15 en la primera fase del estudio paramétrico, podría llevarse incluso a 1/17 ó 1/18, pues la relación entre la cantidad de pretensado entre los vanos alejados de la zona delantera y estos vanos próximos a la nariz, incluso disminuye (P/A) min/(P/A) e.

2. A la vista de los cuadros se observa que si empujamos con vanos mayores de 60 m es cuando el sistema de atirantamiento provisional empieza a ser recomendable, pues de lo contrario precisaríamos longitudes de nariz demasiado grandes (0,7 a 0,8 veces la longitud del vano), sobre todo si la esbeltez fuese muy pequeña y llegase a ser entre 1/18 y 1/20.

3. La cantidad de pretensado centrado en zona delantera, cuando se empuja con torre ($\lambda_2$) es muy poco variable por relaciones de rigidez relativa entre pico y tablero, dependiendo sobre todo de $q\ell^2$.

4. La relación (P/A) min/(P/A) e, oscila entre un valor próximo a 2 para luces de menos de 60 m y un valor de 1,5 para luces mayores de 60 m; por tanto, la torre es más efectiva para las luces mayores de 60 m.

5. Para luces menores de 60 m, si empujamos con torre y nariz podemos limitar de forma importante el pretensado centrado en zona delantera. Conviene entonces que la nariz no sea demasiado corta, para no hacer muy grande la fuerza en el gato de la torre y, por consiguiente, el cortante y la reacción horizontal sobre la pila.

6. Las dimensiones del sistema de atirantamiento parecen óptimas cuando la altura de la torre oscila entre 10,00 y 25,00 m, según se trate de luces cortas de menos de 60 m (40 ó 50 m) o luces grandes de hasta 80 m, lo que equivale a respetar las relaciones siguientes:

$$\frac{1}{2{,}50} \leq \frac{H}{\ell - \ell_o} \leq \frac{1}{2{,}20}\ ,\ \text{para } 50\ m \leq \ell \leq 80\ m$$

En cualquier caso, un valor medio puede ser $H/(\ell - \ell_o) = 1/2{,}3$, y esto casi con independencia de la esbeltez elegida, con una distancia del punto de anclaje d no muy grande (2 ó 3 metros) para no aumentar demasiado el valor de Gmin. Con estas dimensiones se limita la fuerza en el gato y la tensión en los cables, lo que repercute directamente en el costo del sistema de atirantamiento.

7. Las longitudes que podemos llamar "cortas" de nariz, están comprendidas en el rango de variación $0{,}4 \leq \frac{\ell_o}{\ell} \leq 0{,}6$.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

8. Es fácil observar que el precio del sistema, nariz más pretensado centrado en zona delantera, aumenta de forma importante para luces mayores de 60 metros.

9. Lo mismo sucede con el precio del sistema de atirantamiento que, a cambio, debe limitar de forma importante el pretensado centrado delantero mínimo y, ello, para una nariz que de por sí ya resultará corta para esa luz y, por tanto, más barata por metro de luz que hay que empujar.

## BIBLIOGRAFIA


1. C. SIEGRIST. "Construcción de puentes de hormigón pretensado por empuje del tablero". Hormigón y Acero nº 135, 1980.

2. M. PLACIDI. "La construction au sol et la mise en place par déplacement". Annales de l'ITBTP nº 420. Diciembre 1983.

3. J. COURBON. "Résistance des Matériaux". DUNOD, 1971.

4. J.A. CALGARO, M. VIRLOGEUX. "Projet et construction des Ponts: Analyse structurale des tabliers des ponts". PRESSES DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES, 1988.

5. P. LAUNAY, P. BAUM, P. CHASSAGNETTE, H. STOUFF. "Une nouvelle méthode de construction des ouvrages de franchissement en béton précontraint: le poussage". Annales de l'ITBTP nº 269 - Mayo 1970.

6. J. MANTEROLA, L. FERNANDEZ TROYANO. "Tres obras empujadas. Acueducto de los Monegros. Puente de Tula. Puente de Atoyac". Hormigón y Acero nº 158, 1986.

7. R. MARTI. "Puentes empujados en Korea". Hormigón y Acero nº 158, 1986.

8. C. IGLESIAS. "Algunas ideas sobre el predimensionamiento de puentes empujados: empuje con nariz metálica". Hormigón y Acero nº 182, 1er trimestre 1992.


## RESUMEN


En el presente trabajo se aborda el empuje de tablero mediante nariz metálica "corta" y torre provisional de atirantamiento, y constituye una continuación del estudio, ya publicado, de empuje de tablero con nariz metálica "normal" ($\ell_o = 0{,}6\ \ell$).

Tras deducir las relaciones entre los parámetros que intervienen en el sistema de atirantamiento, se hacen una serie de estudios paramétricos, con objeto de determinar las dimensiones óptimas (altura de la torre y punto de anclaje del atirantamiento) basándonos en un criterio económico.


## SUMMARY


In this paper incremental launched-bridges technique with "short" steel nose and provisional cable-stayed tower is discussed. This study completes the already published paper about launched-bridges with "normal" steel nose ($\ell_o = 0{,}6\ \ell$).

Some relationships between the main parameters governing the cable-stayed system are proposed and four parametric studies are performed in order to determine the optimum design (height of the tower and anchorage point of the cable-stayed system) based on economic criteria.


* * *

# PREMIOS CONSTRUMAT-93

El Instituto de Tecnología de la Construcción de Cataluña-ITEC, convoca la 5ª edición de los Premios Construmat que promueve el Salón Internacional de la Construcción, Construmat-93 y patrocina el Departamento de Política Territorial y Obras Públicas de la Generalitat de Cataluña, con el objetivo de estimular la innovación tecnológica y la calidad de la construcción.

En la presente convocatoria se otorgarán los siguientes Premios:

—Ingeniería Civil.
—Edificación.
—Periodismo.
—Producto Industrial.
—Proceso Constructivo.

Las propuestas y los trabajos correspondientes que opten a los Premios, deberán presentarse a la Secretaría Técnica de los Premios Construmat (ITEC; Calle Wellington, 19; 08018 Barcelona; Tel.: 93-3093404) hasta el 29 de enero de 1993.

Los veredictos de los Jurados se harán públicos, así como la entrega de premios y de diplomas, en un acto que se celebrará en el Palacio de la Generalitat durante la celebración del Salón Construmat-93.

Los interesados en optar a estos premios deberán ponerse en contacto con la citada Secretaría, solicitando el envío de las correspondientes bases.

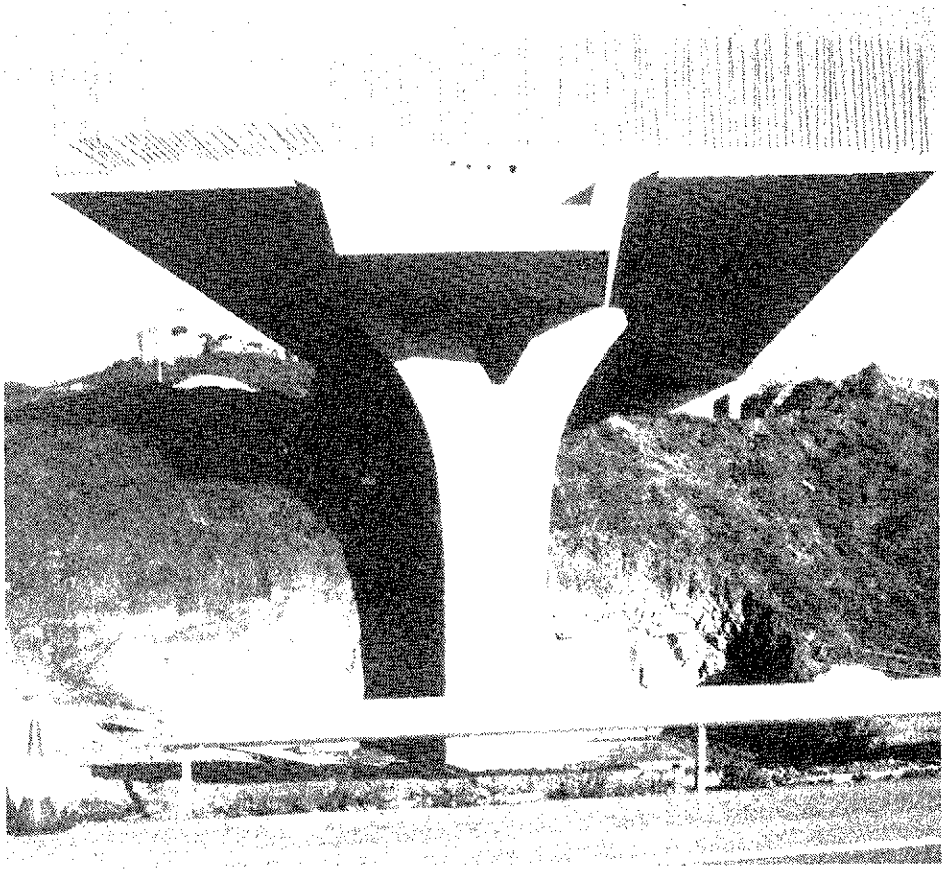


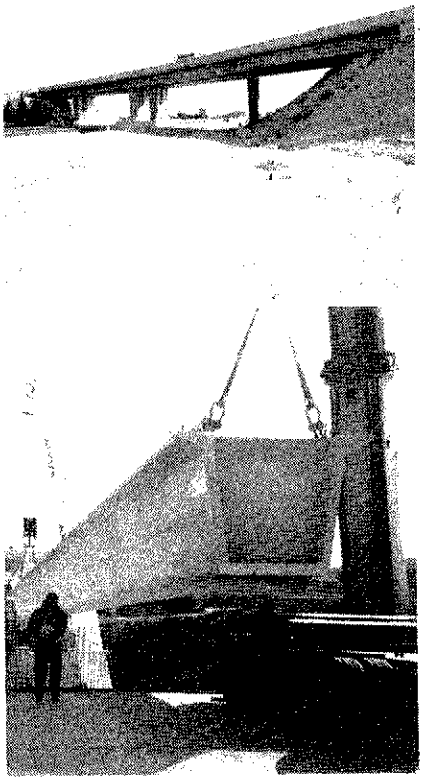
Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

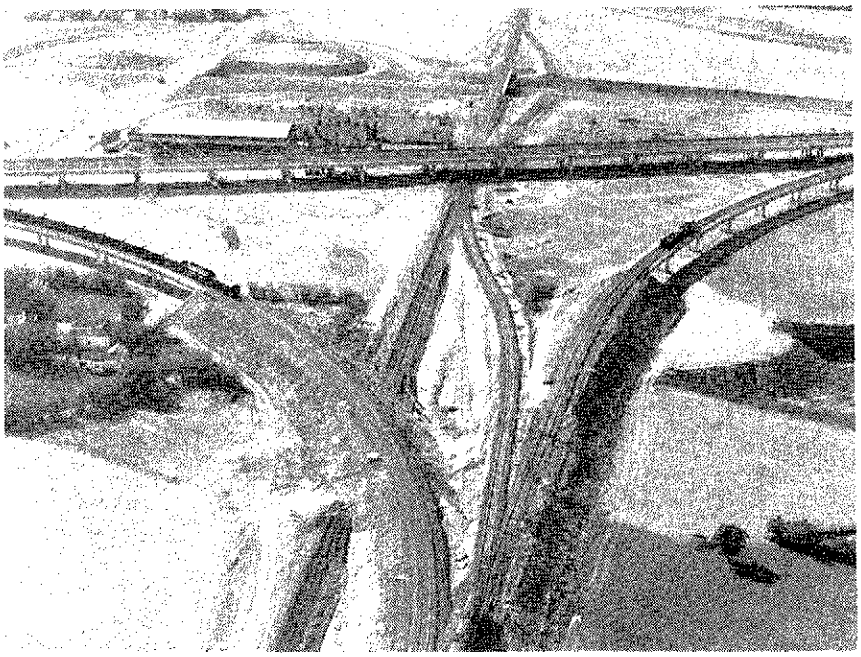
PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

ALVISA

# PUENTES - NAVES INDUSTRIALES - FORJADOS







**ANDUJAR**
Polígono Industrial Ave María - Apart. 248.
Tel: 953/50 63 00 JAEN

**BARCELONA**
Avda. Josep Tarradellas, 8-10, 5º, 1ª.
Tel: 93/439 82 33

**GRANADA**
c/ Divina Pastora, 9. Portal 11 - Bajo.
Tel: 958/27 46 86

**HUESCA**
Paseo Lucas Mallada, s/n.
Tel: 974/22 39 00

**MONZON**
Carretera de Lérida, s/n.
Tel: 974/40 07 80 HUESCA

**TORREJON DE ARDOZ**
Carretera de Torrejón-Loeches, km. 4,200.
Tel: 91/675 04 50 MADRID

**ZARAGOZA**
Paseo de la Constitución, 31.
Tel: 976/23 75 02

**MADRID: DIRECCION COMERCIAL**
**c/Orense, 10-12. Tel: 91/555 05 35**

Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

# Proyecto de construcción del Puente del Alamillo. Sevilla (España)

**Carlos Alonso, Dr. Ing. de Caminos (E.T.S. Ing. de Caminos de Santander)**
**José R. Atienza, Dr. Ing. de Caminos (E.T.S. Ing. de Caminos de Valencia)**
**Angel C. Aparicio, Dr. Ing. de Caminos (E.T.S. Ing. de Caminos de Barcelona)**

## 1. CONCEPCION GENERAL DEL PUENTE Y PROBLEMATICA PLANTEADA

El Puente del Alamillo surge como una síntesis del diseño estructural, arquitectónico y escultórico, aplicado a una obra pública, en este caso, un Puente. En la concepción de esta Obra han influido de forma fundamental: el obstáculo que había que salvar, el Río Guadalquivir; el lugar donde va a estar situado el Puente, la ciudad de Sevilla; y los acontecimientos históricos que, en este caso, han dado origen a la ejecución de las obras, la realización de la Exposición Universal de Sevilla. Por lo tanto, se plantea el diseño de una estructura que sirva de nexo de unión entre una ciudad cargada de historia como Sevilla, y la Isla de la Cartuja, sede de la Exposición Universal de 1992, y, por consiguiente, lugar de encuentro de las últimas innovaciones culturales, estéticas, científicas y técnicas, del conjunto de las Naciones y, en particular, de nuestro país, durante el siglo que está a punto de finalizar.

El conjunto de las dos estructuras fundamentales que componen el Paso del Alamillo es un Viaducto de 526 metros, sobre la Isla de la Cartuja, y un puente atirantado, de 200 metros de luz, sobre el Meandro de San Jerónimo; y de éste es del que fundamentalmente vamos a hablar. Esta estructura representa un concepto totalmente innovador, y por ello polémico, dentro de la tipología estructural de los puentes

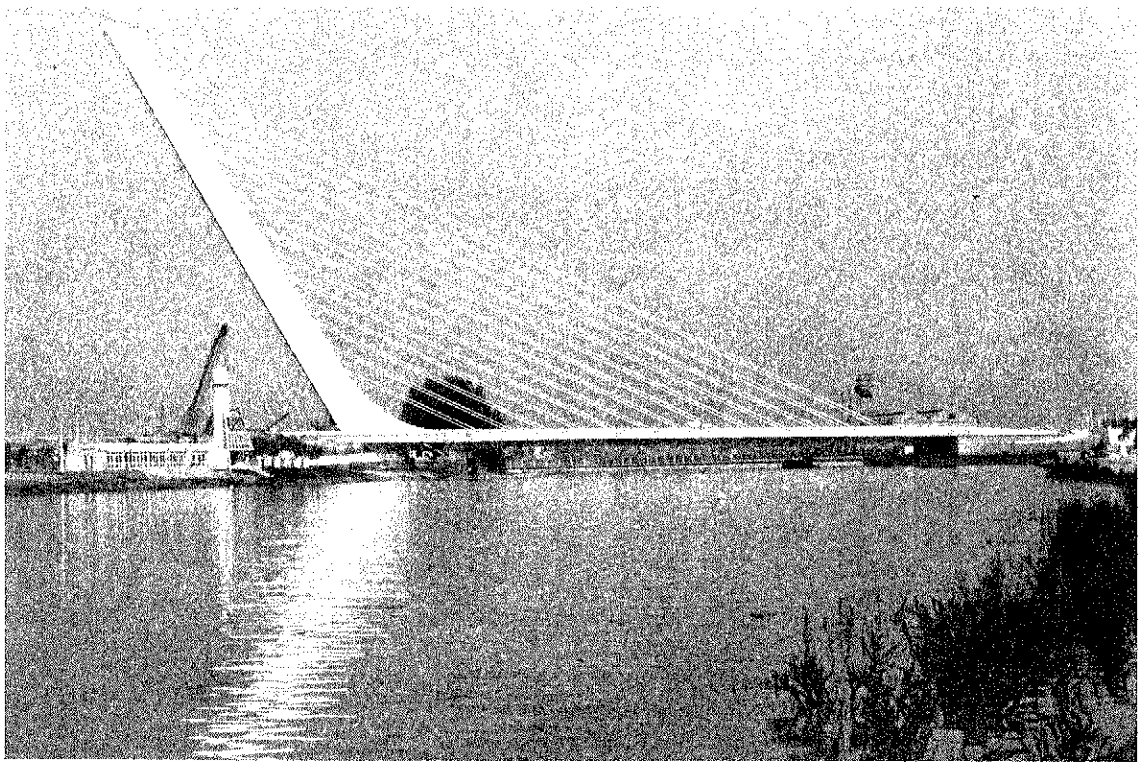
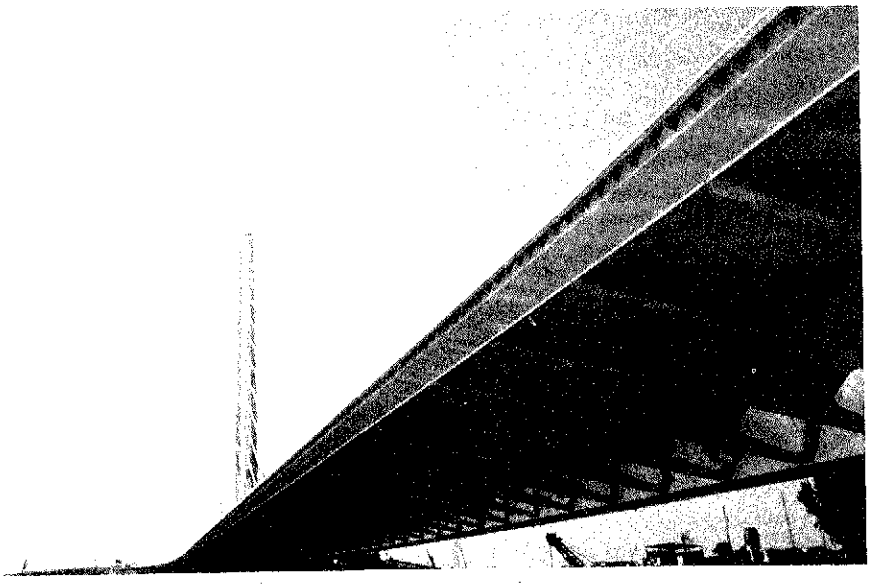


Foto 1. Vista general del puente terminado.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

atirantados construidos hasta este momento. Con un planteamiento estructural "aséptico", puede parecer una "aberración estructural" plantear un puente atirantado, de un solo vano, de 200 metros de luz, con atirantamiento central compuesto por 13 familias de tirantes paralelos formando un "arpa", que no disponga de tirantes de retenida para transmitir, a través del mástil, los esfuerzos de los tirantes al terreno. Pero, en este caso, este planteamiento es consecuencia de una profunda meditación sobre los objetivos que debía cumplir, y transmitir a la ciudad. Por un lado, se trataba de diseñar un concepto atípico de mástil ya que, el mismo debía ser, además de elemento transmisor de las cargas al terreno, una escultura que aglutinase lo antiguo y lo moderno de una forma natural. Al mismo tiempo, los peatones, al contrario que en los puentes tradicionales donde discurren por paseos laterales, al mismo nivel que el tráfico, deberían ir en un plano superior y en la misma alineación que el mástil, para que de esta

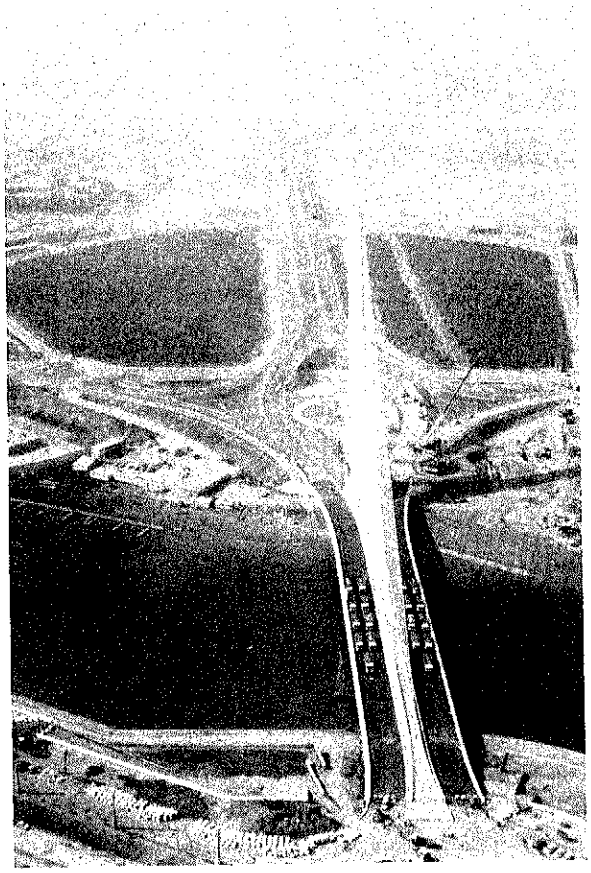


Fotos 2 y 3.
Vistas generales del puente terminado.

forma, cuando se acercan a la entrada de la Exposición Universal, tengan de frente la gran escultura, con su diseño atrevido y moderno, dejando detrás a la vieja Sevilla cargada de historia.

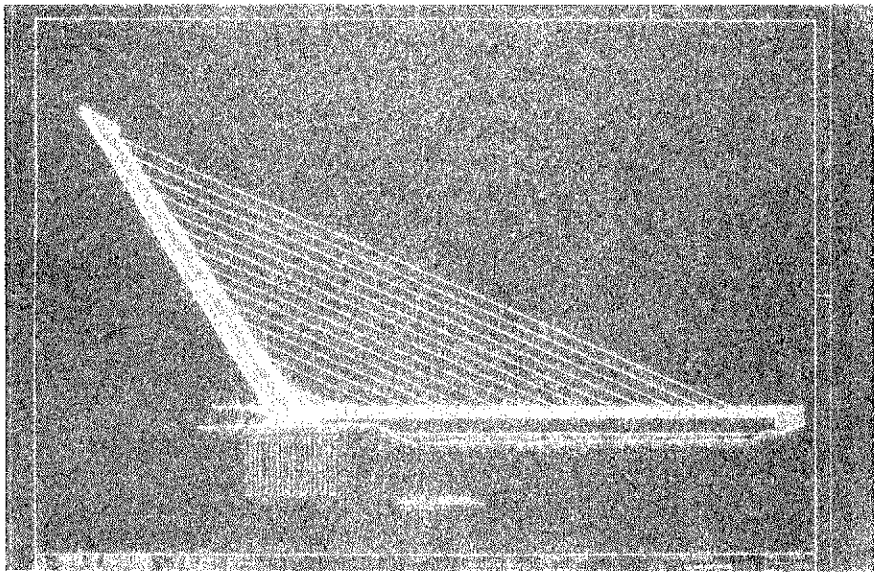
Planteado el diseño del puente bajo estos dos puntos de vista, nos encontramos que el mástil, dada su altura, debe tener unas dimensiones considerables, si realmente queremos que sea para la ciudad un gran monolito integrado en la misma; y por lo tanto, dadas sus dimensiones, con una capacidad importante para resistir esfuerzos de compresión, flexión y torsión. Al mismo tiempo, el tablero debe tener, en su zona central, un canto significativo, si se quiere marcar claramente la diferencia entre el nivel de paso del tráfico y de los peatones.

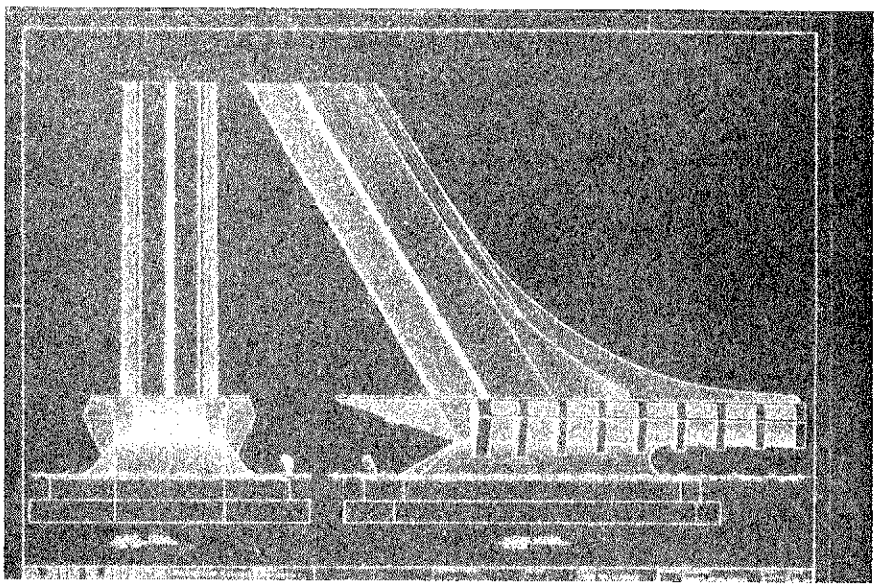
Esta necesidad de un canto importante en el eje del tablero, llevó a diseñarlo como una gran viga cajón metálica, de 4,40 metros de canto y ancho vriable, en la que se empotran, cada 4 metros, unas costillas triangulares, que sirven de apoyo a una losa de hormigón armado que constituye la calzada sobre la que discurre el tráfico. Es decir, nos encontramos con un tablero muy poco esbelto desde el punto de vista resitente. Un canto de 4,40 metros para una luz de 200 metros y tablero mixto, representa una esbeltez de L/45 bastante inferior a la

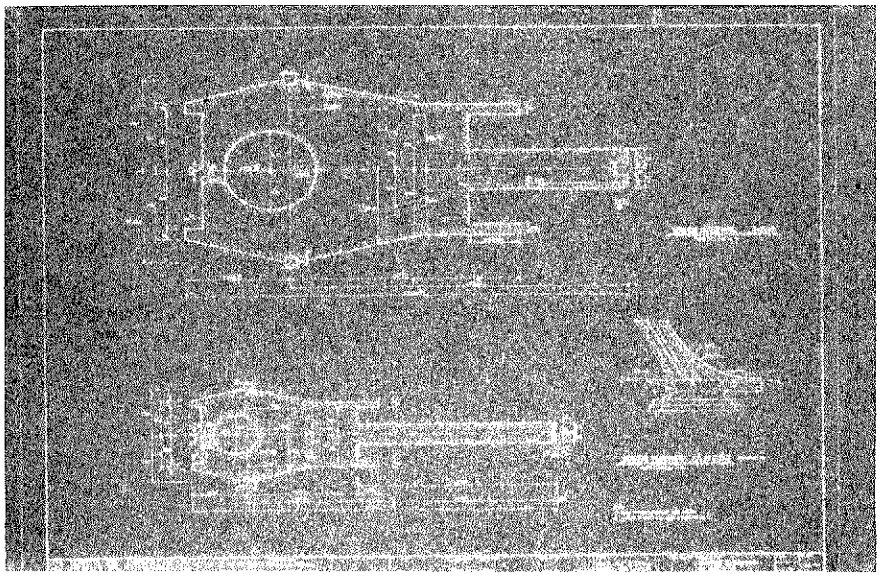




Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025







Fotos 4, 5 y 6.
Planos de definición
de la estructura.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

habitual en este tipo de puentes, pero que ópticamente es bastante esbelto, ya que el canto entre la línea superior de la imposta y el fondo del tablero es de 2,70 metros, lo que representa una esbeltez de L/74 muy superior a la esbeltez estructural.

Los importantes pesos del tablero y del mástil nos llevan a intentar diseñar el puente como una balanza en la que, jugando con la inclinación del mástil (58º con la horizontal) y los pesos del mástil y del tablero, se puede llegar a obtener un estado permanente de esfuerzos, óptimo. Esta idea, muy sencilla en cuanto a su principio de funcionamiento, es bastante complicada en cuanto al desarrollo del proyecto, la construcción de la estructura y el control de la misma. Una construcción de este tipo nos obliga a plantearnos muy seriamente el concepto de coeficiente de seguridad en servicio y construcción, de forma que sea viable técnicamente la construcción del puente sin que se dispare el costo del mismo. Por lo tanto, hay que encontrar un compromiso entre las necesidades de Proyecto, desequilibrio mínimo y las posibilidades que la tecnología actual nos permite, no sólo en cuanto a la construcción con ese desequilibrio previsto en Proyecto, sino también, la posibilidad real de poder controlar con certeza el error cometido. Estamos en el caso en el que los Proyectistas de la estructura, la Empresa Constructora y el Control, deben trabajar conjuntamente para conseguir el objetivo previsto, que en este caso no es otro que obtener un estado permanente de esfuerzos, óptimo.

## 2. DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO

El puente del Alamillo es una estructura atirantada, de un único vano de 200 metros de luz, con atirantamiento central compuesto por 13 familias de tirantes paralelos formando un "arpa".

### —TABLERO

El tablero está formado por un cajón metálico de ancho variable y sendos voladizos laterales de 13,20 metros de anchura. El cajón metálico tiene 4,40 metros de canto y su sección transversal forma un hexágono cuyas alas, superior e inferior, van variando de anchura desde 3,75 metros a 6,394 metros en el forjado superior y de 3,246 m a 5,89 m en el forjado inferior. Los voladizos están compuestos por costillas metálicas separadas 4 metros y por una losa superior de hormigón armado, constituida a base de placas prefabricadas de 10 cm de espesor, y 13 cm de hormigón colocado "in situ" encima de dichas placas. El tablero se ancla al mástil mediante 13 parejas de tirantes paralelos que nacen de los bordes del cajón metálico central. Cada pareja de tirantes está formada por 60 torones, de 0,6" de diámetro cada uno, salvo los que constituyen la última pareja, de 292 metros de longitud, que está formada por 45 torones de 0,6". Los torones van autoprotegidos mediante un tratamiento a base de resina epoxi, quedando el conjunto de los torones dentro de una vaina blanca, de polietileno de alta densidad, que a su vez está inyectada en las zonas de anclaje.

### —EL MASTIL

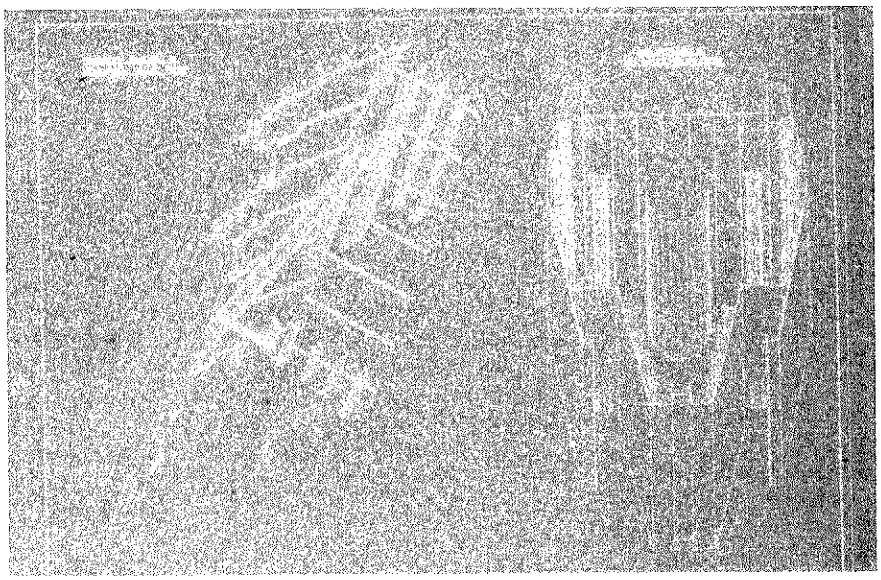
El mástil, al que se anclan los tirantes, constituye una estructura compuesta de hormigón y acero. Su sección transversal es variable y lleva interiormente un aligeramiento circular, de 4 metros de diámetro hasta la cota 76,15, y de 2 metros desde la cota 76,15 hasta la cota 132,25. La altura total del mástil, desde la base del pedestal (7.00), hasta la cota de coronación (141.25), es de 134,25 metros. El mástil tiene una fuerte inclinación, de 32º respecto a la vertical, lo que permite equilibrar el tiro de los tirantes sin necesidad de utilizar cables de retenida. Ambas estructuras, mástil y tablero, se empotran en el pedestal que, a su vez, se empotra en 54 pilotes, de 2 metros de diámetro y 47,5 metros de longitud.

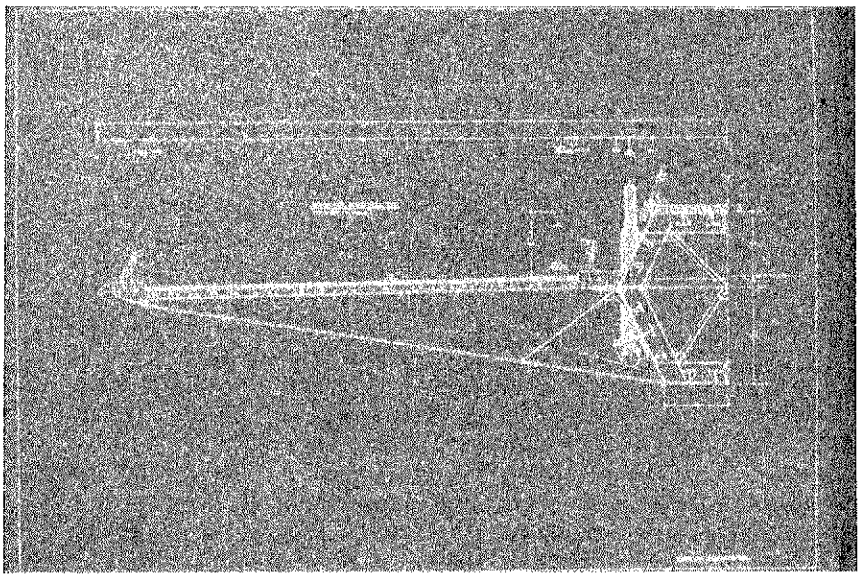
## 3. ANALISIS ESTRUCTURAL REALIZADO

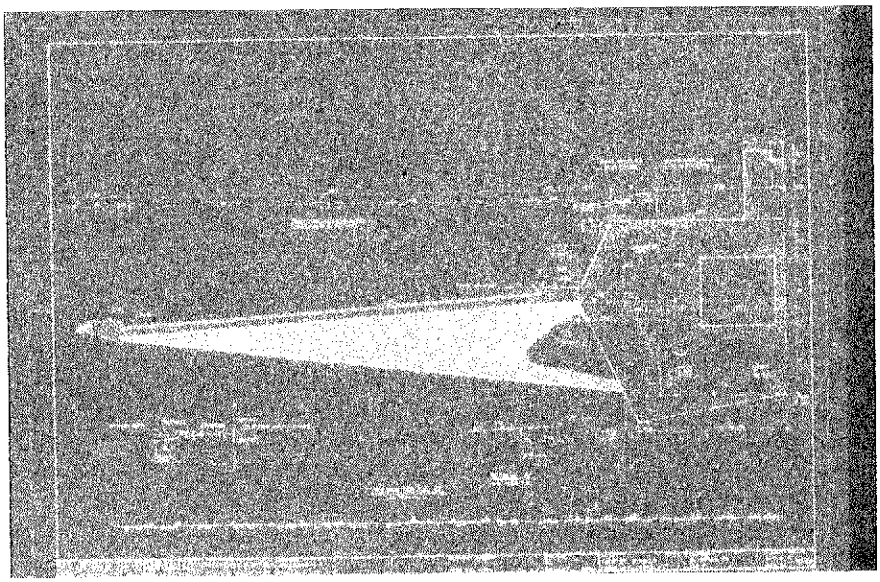
El análisis estructural de un puente de este tipo, difiere respecto al de cualquier otro puente atirantado en que, además de necesitar conocer con toda precisión el proceso constructivo del mismo, es necesario establecer hipótesis adicionales en cuanto a la magnitud de los errores máximos admitidos, tanto en la geometría como en el peso del tablero y del mástil. Esto es así, ya que la estructura que estamos proyectando es una auténtica balanza y los esfuerzos en la misma dependen de que estén perfectamente compensados los pesos del tablero y del mástil. Esto supone, como se puede ver en la ley de momentos flectores del mástil en estado permanente, que el momento en arranque pase de 70.941 Mp.m, para W = 1,0 Wt., a 115.021 Mp.m para W = 1,1 Wt., es decir, 1,62 veces el valor característico. Por tanto, un error de un 10% en la evaluación del peso del mástil supone "comerse" el coeficiente de seguridad que hay que utilizar en el cálculo en rotura. Debido a esto, en el momento de realizar el Proyecto de Construcción, de acuerdo con los técnicos de las Empresas Constructoras, se decidió admitir que el peso del mástil podía oscilar entre el valor característico y 1,10 veces dicho valor. Con este criterio se ha determinado la envolvente de esfuerzos en tablero y mástil en estado



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025







Fotos 7, 8 y 9.
Planos de definición
de la estructura.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

permanente, discretizando la estructura como un pórtico espacial y analizando la misma mediante un programa de ordenador que tiene en cuenta la no linealidad geométrica de las barras y el comportamiento exacto de los tirantes como cables. Este mismo programa de ordenador se ha utilizado para analizar los esfuerzos debidos a la acción del viento, las sobrecargas de uso y las acciones térmicas. Seguidamente, se va a comentar brevemente el criterio seguido en este Proyecto para la evaluación de dichas acciones:

**Acción estática del viento**

Dadas las características del puente —tramo atirantado de 200 metros de luz, atirantamiento central y mástil de dimensiones importantes que alcanza una altura que supera la cota 141,25, totalmente exento, sin arriostramiento alguno— la evaluación, lo más precisa posible, de la acción estática del viento es fundamental de cara a la verificación de la seguridad estructural. Por ello, se ha realizado, en una primera fase, un estudio comparativo entre las acciones que podrían deducirse de la aplicación de distintos códigos. Así, se han utilizado los siguientes: Instrucción Española de acciones que hay que considerar en el proyecto de Puentes de Carretera (O.M. 28/02/72); la Norma Británica BS-5400, parte segunda, relativa a acciones sobre puentes; la Norma Suiza SIA-E160, referente a acciones, así como diversa literatura especializada.

Dada la enorme discrepancia de los valores evaluados, sobre todo para el mástil, se decidió realizar un estudio de viento en la zona, solicitando información al Centro Meteorológico del Guadalquivir, sobre la velocidad y orientación del viento en la misma. En base a dicha información se determinó la velocidad del viento que debía utilizarse en Proyecto: 170 Km/h a la cota 6,80, incrementándose con la altura conforme a las leyes preconizadas en la bibliografía especializada. Definida esta velocidad máxima, se han utilizado los siguientes coeficientes de arrastre para cada elemento: Tablero c = 1,30; Mástil c = 1,78 y Cables c = 1,20.

**Comportamiento aerodinámico del puente**

Para estudiar el comportamiento aerodinámico de la estructura, se ha realizado un análisis dinámico de la misma, verificándose que el puente no tiene problemas de inestabilidad aerodinámica. El fenómeno de acoplamiento entre las vibraciones en flexión longitudinal y torsión (flutter) se produce, según un análisis teórico, para velocidades del viento superiores a 200 Km/hora, las cuales son altamente improbables de acuerdo con los datos del viento de la zona. Este valor de la velocidad del viento a partir del cual se presentan problemas de inestabilidad, ha sido plenamente confirmado en el ensayo seccional realizado en el túnel de viento del INTA.

Otro aspecto importante en el comportamiento aerodinámico de este tipo de estructuras es determinar la velocidad crítica para la que se pueden producir problemas de fatiga y/o confort para el usuario, por desprendimiento de remolinos cuando sopla un viento de baja velocidad. Del estudio teórico realizado, utilizando los resultados del ensayo seccional realizado en el INTA, se podía deducir que la estructura podía presentar problemas de grandes oscilaciones de flexión y torsión por desprendimientos de torbellinos, para velocidades comprendidas entre 50 y 120 Km/h. Debido a estos problemas, se decidió realizar un nuevo estudio en modelo reducido de la estructura completa, en el Laboratorio de la Universidad de Western Ontario (Canadá). En este túnel se puede, además de ensayar el puente completo, modelizar la turbulencia del viento, mantener diferentes grados de amortiguamiento, etc.

Este nuevo ensayo ha confirmado que el comportamiento del puente frente a la acción del viento es plenamente satisfactorio, no habiendo indicios ni de excitación por generación de vórtices ni de inestabilidad aerodinámica a alta velocidad. Estos resultados han sido plenamente confirmados, al comprobar que los parámetros dinámicos del modelo utilizado y su grado de amortiguamiento, coinciden muy bien con los resultados de la prueba de carga dinámica realizada previamente a la puesta en servicio del puente.

**Acciones térmicas**

Dado que se trata de una estructura de dos materiales diferentes —hormigón y acero— y además de espesores muy distintos, los efectos del soleamiento producirán expansiones y contracciones desiguales en la torre, el tablero y los tirantes. Además de este efecto, de importancia considerable por la ubicación del puente en una zona de norme soleamiento, su orientación según la dirección oeste-este, y su tipología de pilono único centrado, le hacen muy sensible al gradiente térmico.

Por ello, se ha planteado un estudio detallado de los efectos de las acciones térmicas sobre el puente, evaluados en la zona de emplazamiento; considerando su orientación, su configuración geométrica y materiales.

Los resultados de este estudio térmico son de especial interés por su repercusión en la seguri-



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

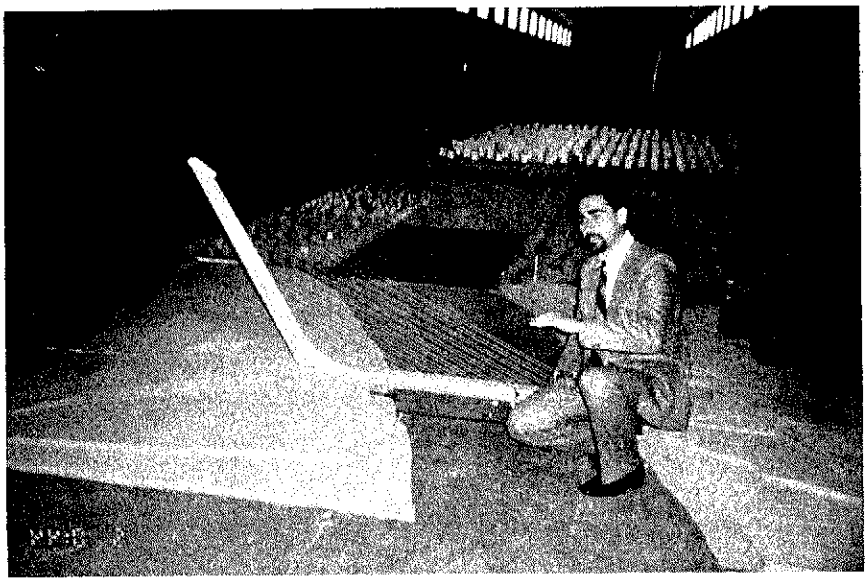


Foto 10. Modelo final utilizado para el estudio de la acción del viento.

dad estructural, sobre todo lo que se refiere a la acotación lo más exacta posible del gradiente térmico transversal del pilono, de gran repercusión en los efectos de segundo orden y en la seguridad frente al pandeo global de la torre. Los valores obtenidos del citado estudio, que se han utilizado en el dimensionamiento, son los siguientes:

Variación de temperatura:

| | | |
|---|---|---|
| Tablero | +/— | 23,3ºC |
| Mástil | +/— | 13,5ºC |
| Tirantes | +/— | 26,0ºC |

Gradiente térmico:

| | | |
|---|---|---|
| Tablero | +/— | 21,0ºC |
| Mástil | +/— | 5,0ºC |

## 4. PROCESO CONSTRUCTIVO

El Proceso Constructivo elegido para la ejecución del tablero y mástil, ha sido una de las decisiones más difíciles de tomar por parte de todo el equipo técnico que ha intervenido en el Proyecto de Construcción. En este puente, el Proceso Constructivo ha estado condicionado, de una forma muy importante, por el propio plazo de finalización de la Obra, que obligaba a concluirla, inexcusablemente, antes de la inauguración de la Exposición Universal de Sevilla (EXPO-92).

### TABLERO

El Procedimiento constructivo tradicional de este tipo de puentes, plantea la construcción del tablero y del mástil, simultáneamente, para tener, de esta forma, equilibrados los esfuerzos en el mástil mediante el tiro de los cables anclados al tablero en construcción. Este planteamiento condiciona de forma importante el plazo de construcción de la estructura, al no poder independizar la construcción de las dos partes más importantes de la misma, tablero y mástil. Al estar situado el puente sobre el antiguo cauce del río Guadalquivir, en la actualidad una dársena, se podía realizar un relleno de la misma y, de esta forma, independizar la construcción del tablero y del mástil. Además, rellenar provisionalmente la dársena, permitía disponer de un acceso provisional a la Isla de la Cartuja, para la ejecución de los trabajos dentro del recinto de la Exposición Universal.

El montaje del cajón metálico se realizó dividiéndolo en 6 dovelas de 24 metros de longitud y dos dovelas de 9,5 m y 21,3 metros, la primera y la última. El apoyo de las dovelas en las torres metálicas se realiza, mediante 4 apoyos de neopreno teflón, en las dovelas 1, 2 y 3, y 4 aparatos de neopreno confinado, instrumentados, en las restantes parejas de dovelas. Una vez montados los cajones se procedía a la unión soldada de los mismos, mediante soldadura manual al arco eléctrico, con electrodo básico de bajo contenido en hidrógeno. A la vez que se procedía a la unión de los cajones metálicos, se procedía a la colocación de las costillas metálicas, las placas prefabricadas de hormigón y al hormigonado de la losa superior, tanto en la zona peatonal como en la zona de paso del tráfico.

La unión del tablero metálico con la parte inicial de hormigón armado, se realiza mediante una transición hormigón-acero dentro del propio tablero metálico, de forma que las compresiones de la chapa se transmitan correctamente al hormigón mediante conectores. La longitud de transición es de 40 metros en el forjado inferior, 8 metros en el forjado superior y 12 metros en las almas.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

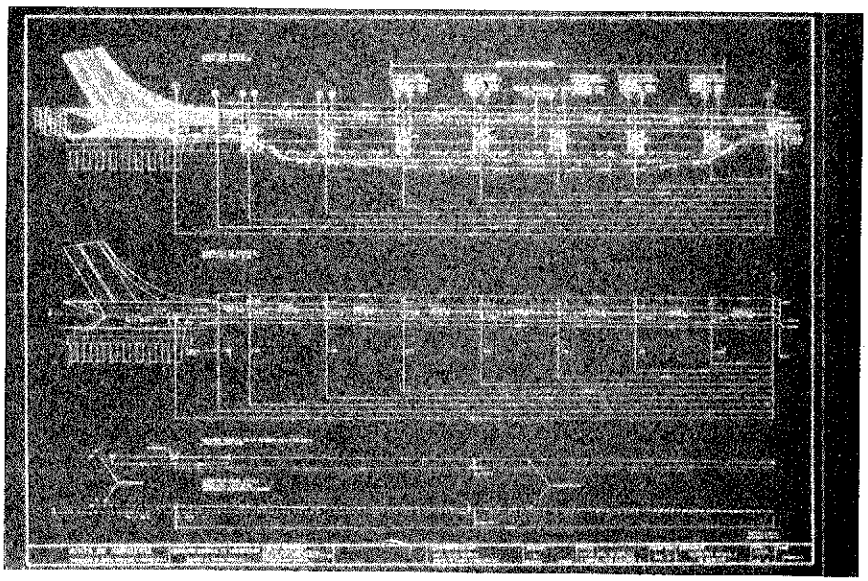


Foto 11. Plano del proceso constructivo del tablero.

La cimentación del puente se ha realizado mediante 54 pilotes, de 2 metros de diámetro, empotrados 26 metros en las margas y con una longitud total de 47,5 metros. La ejecución de estos pilotes presentó problemas al principio de la obra, debido a la dificultad de extracción de la camisa metálica en la zona de gravas, lo que obligó a la Empresa Constructora a utilizar una máquina de vibración de gran potencia.

## MASTIL

El Proceso Constructivo del Mástil ha venido concidicionado, de forma importante, por el plazo de ejecución. Inicialmente, estaba previsto ejecutar el mástil en hormigón armado, mediante encofrado deslizante. Esta forma de ejecución presentaba serios problemas de plazo, debido a la dificultad de colocación de la gran cantidad de barras dentro de la sección de hormigón. Para hacernos una idea, hay que pensar que el número de barras de diámetro 32 mm en la sección de arranque es de 794, más un número importante de barras de diámetro 20 mm y toda la armadura de cortante y rasante. Debido a esta dificultad, se pensó en sustituir las barras por chapa de acero dispuesta en el contorno y conectada al hormigón mediante los propios rigidizadores, los pernos y los cercos interiores. Esta solución presentaba la ventaja de que la chapa, además, de su misión resistente, nos sirve de encofrado. Por tanto, la solución adoptada ha consistido en dividir el mástil en 16 dovelas metálicas de, aproximadamente, 7,30 metros de altura, más la cabeza. Dichas

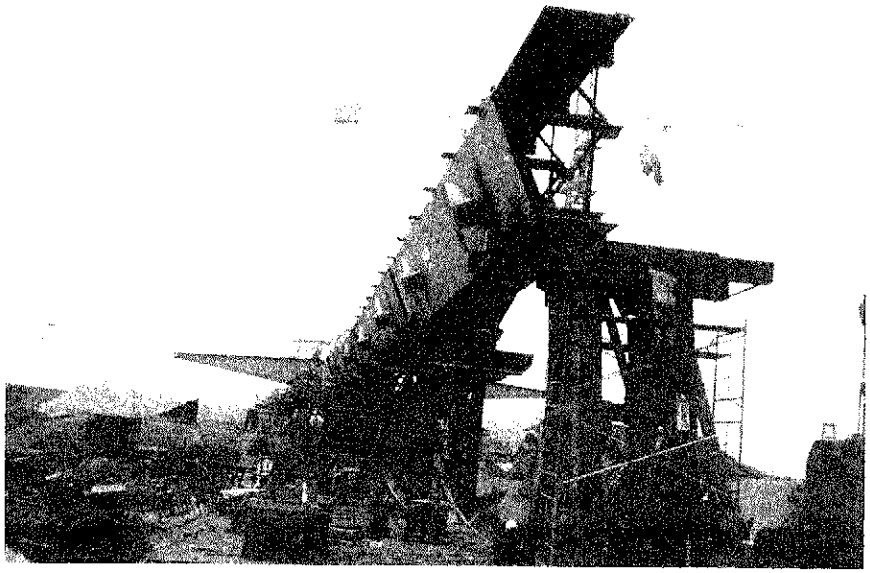


Foto 12. Montaje del núcleo metálico del tablero.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

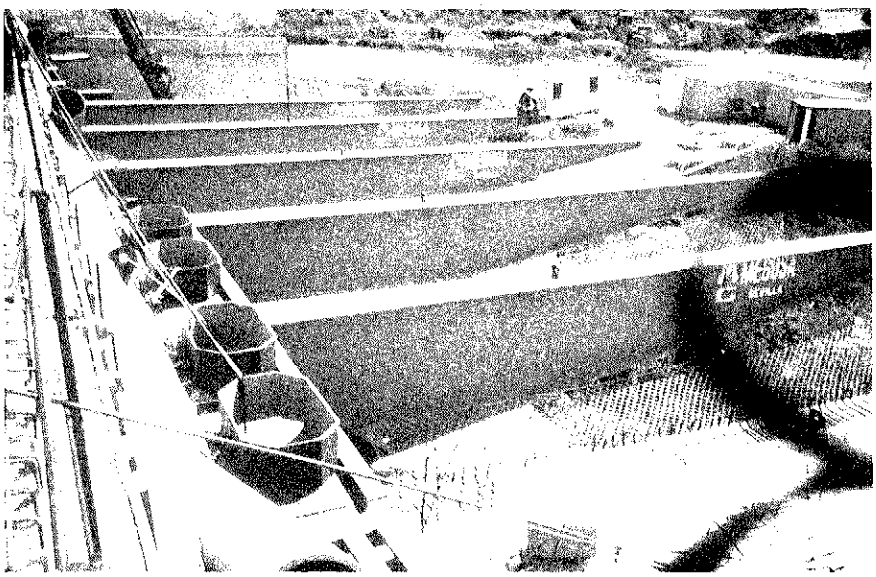


Foto 13. Montaje del tablero.

Foto 14. Apoyo del tablero en el estribo.

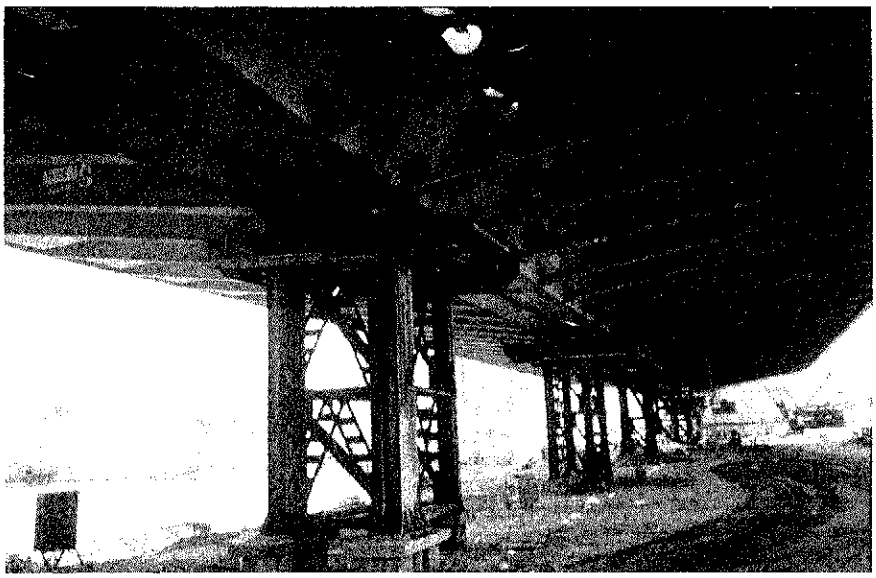


Foto 15. Apoyos provisionales del tablero.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

Foto 16. Vista inferior del tablero.

dovelas se ejecutan en taller y después se montan en obra utilizando una grúa Manitowoc 4.600, montada sobre ringer, para incrementar su capacidad de carga. En el parque de montaje, en obra, se incorporaban a la dovela, tanto los elementos estructurales (tubos, ferralla, etc.) como los elementos auxiliares, es decir, todo lo necesario para las operaciones posteriores de unión de dovelas, hormigonado, izado de cables, etc.

De todas las dovelas izadas, la más pesada fue la cuarta, cuyo peso ascendió a 160 toneladas.

Las dovelas se pintaban antes de su elevación, salvo unas bandas de 50 mm en las zonas próximas a su unión con la dovela contigua, para evitar la producción de los gases tóxicos que genera la pintura cuando se suelda sobre ella. La unión entre dovelas metálicas se realiza, primero desde dentro, mediante soldadura manual al arco eléctrico, con electrodo básico de bajo contenido en hidrógeno y, posteriormente, se procede desde fuera a sanear la raíz y a preparar los bordes para soldar nuevamente. La separación entre dovelas en el momento de la colocación de la dovela superior sobre la ya ejecutada, puede oscilar entre 3,5 y 11 mm.

## TIRANTES

Los tirantes se fabricaban en obra, cada uno con su longitud previamente calculada, en dos camas de montaje situadas sobre el tablero, a ambos lados de la zona peatonal del puente, con el objeto de poder formar, en cada ciclo, la pareja de tirantes correspondiente a la dovela del pilono que se construía en ese momento.

Cada cama constituye una pista por donde deslizan y se sitúan los patines hexagonales que sirven de apoyo al tirante, durante su fabrica-

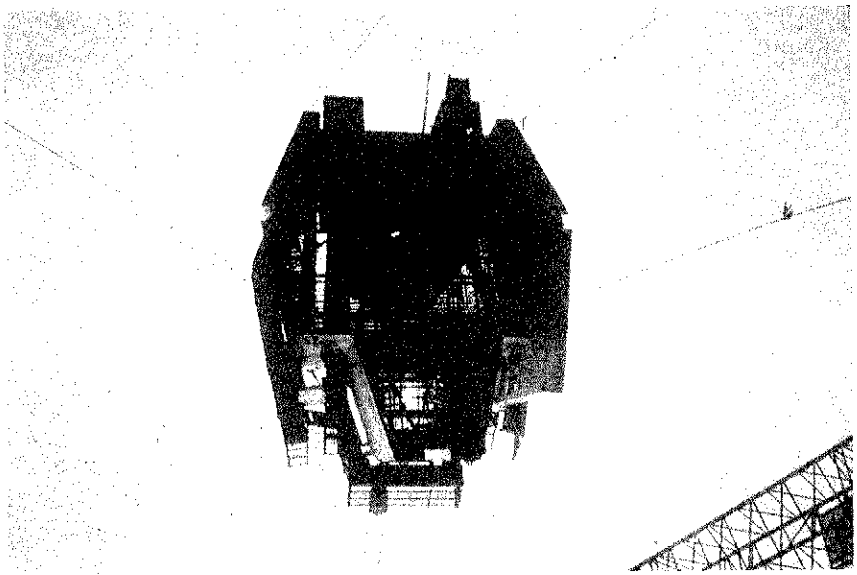
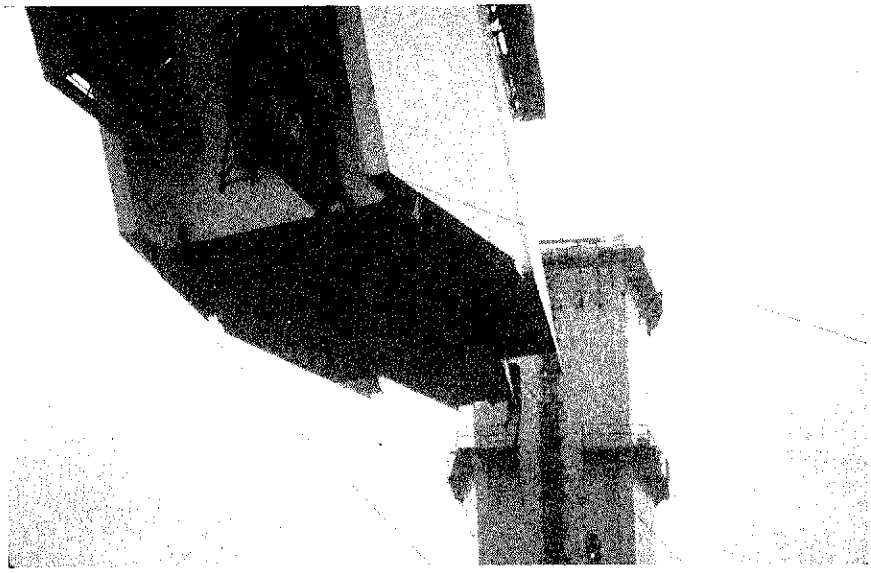
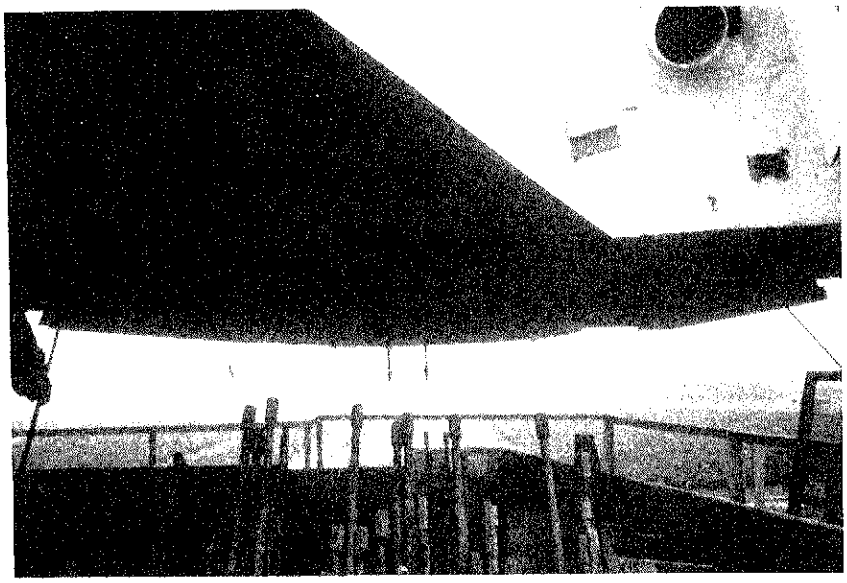


Foto 17. Montaje de las dovelas del mástil



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025





Fotos 18 y 19.
Montaje de las dovelas del mástil.

ción. Estos patines tienen las alas superiores abatibles, con objeto de que no estorben en el tendido de los torones de las capas inferiores del tirante.

La primera operación que había que ejecutar consistía en el tendido de los torones sobre los patines, mediante una carretilla que circulaba entre ambas camas. Una vez montados todos los torones del tirante, se colocaban distanciadores cada dos metros, los cuales abrazan el paquete de torones y lo centran en el interior de la vaina, llevando una acanaladura donde se aloja la abrazadera metálica de atado. De esta forma, se consigue que la misma no roce con la vaina de polietileno, evitándose que la dañe al producirse los movimientos relativos entre ella y el tirante, como consecuencia de los diferentes coeficientes de dilatación entre acero y polietileno.

Tras la operación de tendido de torones, se colocaba la vaina que protege el tirante. Esta vaina se suministra en tramos de 10 metros, que se enhebran mediante un sistema de vaivén, soldándose mediante un proceso combinado de presión y calor, previa preparación de los bordes de unión.

Debido a que el coeficiente de dilatación del polietileno es 10 veces mayor que el del acero, se producen fuertes desplazamientos entre cable y vaina, por lo que es preciso prever en ésta una zona telescópica, próxima al mástil, que absorba estos movimientos relativos.

Una vez finalizado el montaje de la vaina, se procedía a la colocación de las cabezas de anclaje, con sus correspondientes trompetas, separadores de cables, placas de anclaje, cuñas y placas de retención de cuñas, finalizando con



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

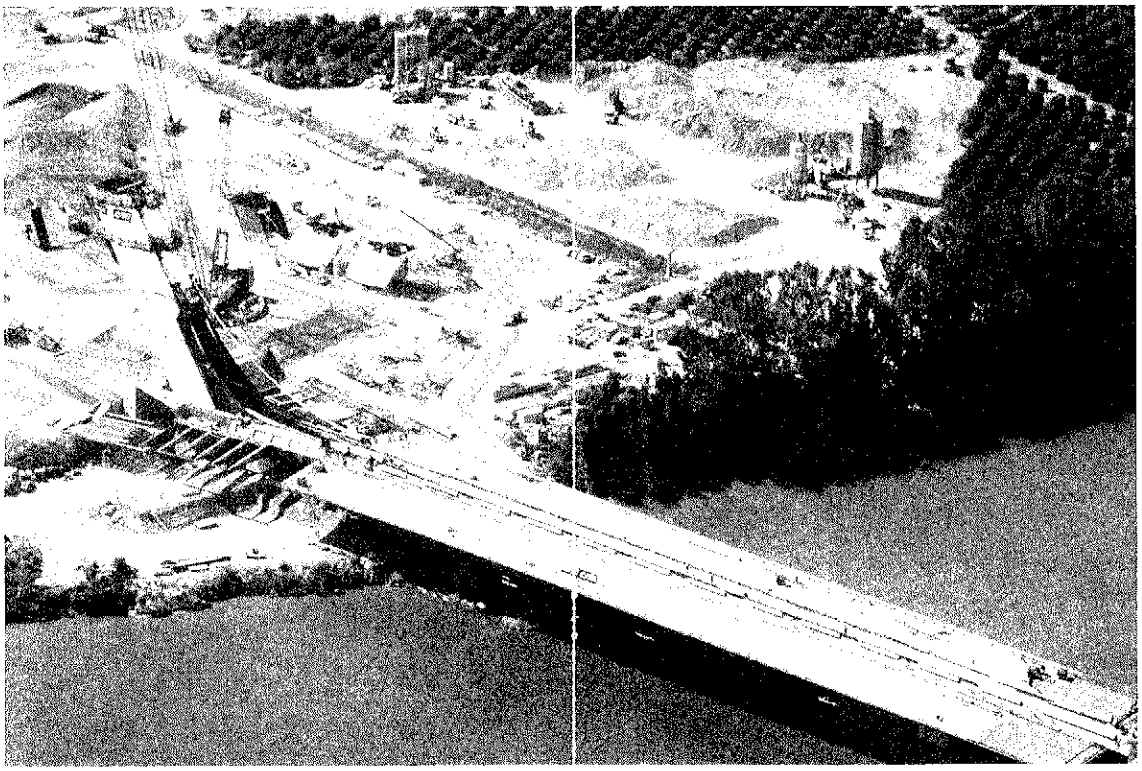


Foto 20. Vista general del tablero y del mástil, en fase de ejecución.

la colocación de las cabezas de protección y de tiro.

Finalizado el montaje del tirante, se procedía al izado del mismo. Para ello, el tirante era arrastrado suavemente, por el tiro de un cabrestante de 70 t, sobre la propia cama de fabricación, deslizándolo a continuación, sobre una pista recubierta de teflón, situada sobre el mástil, hasta la altura de la dovela en la que iba a ser anclado. En esta fase, el tirante queda en plano e inclinación diferentes de la definitiva; por lo tanto, para llevarlo a su situación definitiva, se desenganchaba el tiro y mediante un dispositivo desviador, que sujetaba provisionalmente el tirante, lo descendía y a la vez lo giraba hasta su posición correcta, donde era enganchado nuevamente por el cabrestante, que lo enfilaba a través del mástil para llevar la cabeza hasta el lugar de anclaje. Como última operación en la colocación del tirante, se situaba el anclaje activo en su alojamiento dentro del tubo del tablero, utilizándose para ello

Foto 21. Soldadura de la vaina de los cables.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

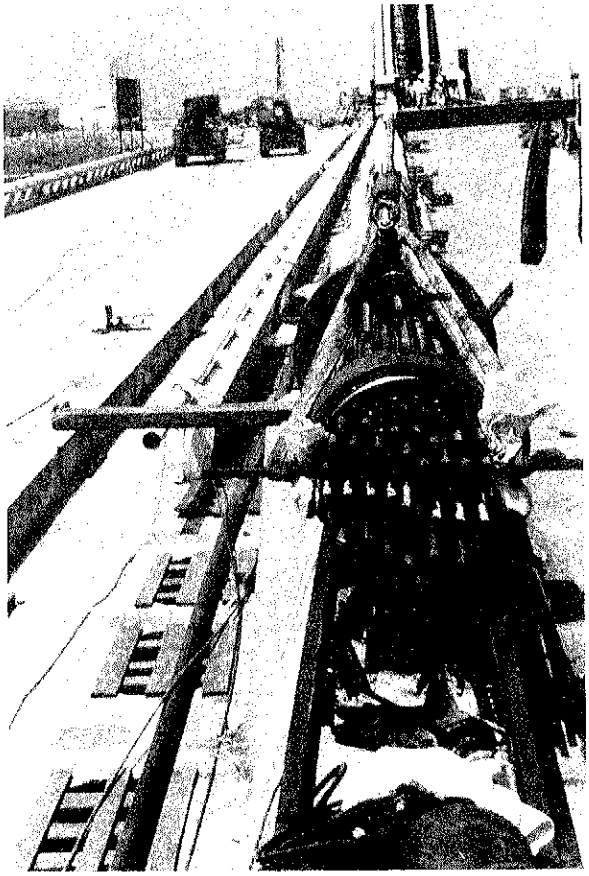


Foto 22. Cabeza de anclaje del tirante.

una silla recubierta de teflón, que ayudaba a enfilarlo en la dirección definitiva del tirante.

El tesado de los tirantes se realizaba por debajo del tablero, tesando ambos tirantes simultáneamente. Para ello, se disponía el gato de tesado sobre una deslizadera situada en un bastidor orientable. Una vez marcada la dirección exacta de tiro, el gato se aproximaba hasta la cabeza de anclaje, arrastrado sobre la deslizadera con un tráctel. Alcanzada esta posición, se pasaba ya a efectuar el tesado simultáneo de todos los torones del tirante.

## 5. INSTRUMENTACION

Como ya se ha comentado, esta estructura es una auténtica balanza, donde los esfuerzos dependen en gran medida de la compensación entre los pesos del tablero y del mástil. Por tanto, ya desde el comienzo de la ejecución de la obra, se planteó la necesidad de realizar una correcta instrumentación de la misma, que permitiera, en todo momento, conocer con precisión los esfuerzos en las secciones críticas para, en su caso, introducir las medidas correctoras necesarias para poder obtener, al final del Proceso Constructivo, los esfuerzos previstos. En líneas generales, el proceso de control planteado comprende los siguientes aspectos:

—Control de pesos reales del tablero y del pilono.

—Control topográfico de la ejecución del mástil.

—Control de las reacciones en pilas provisionales, durante el Proceso Constructivo, mediante los apoyos instrumentados.

—Control del estado tensional en la sección de empotramiento tablero-mástil, sección de arranque del mástil y tirantes.

—Control de temperaturas en tablero, tirantes y mástil.

Para medir las deformaciones y tensiones en el acero y el hormigón, así como las reacciones en los apoyos provisionales, se ha dispuesto el siguiente material:

—Barras instrumentadas, calibradas individualmente.

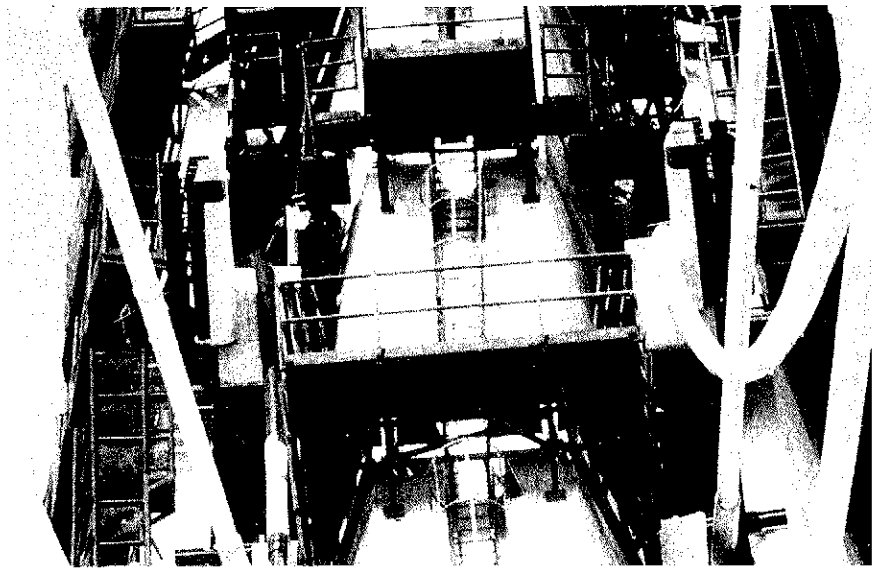


Foto 23. Vista general del izado de los tirantes.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

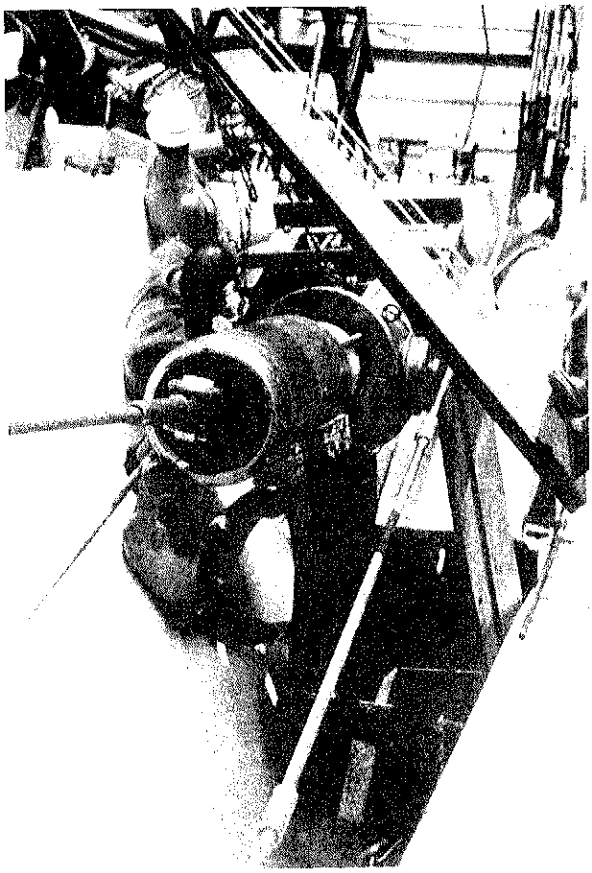


Foto 24. Desviador de dirección del cable.

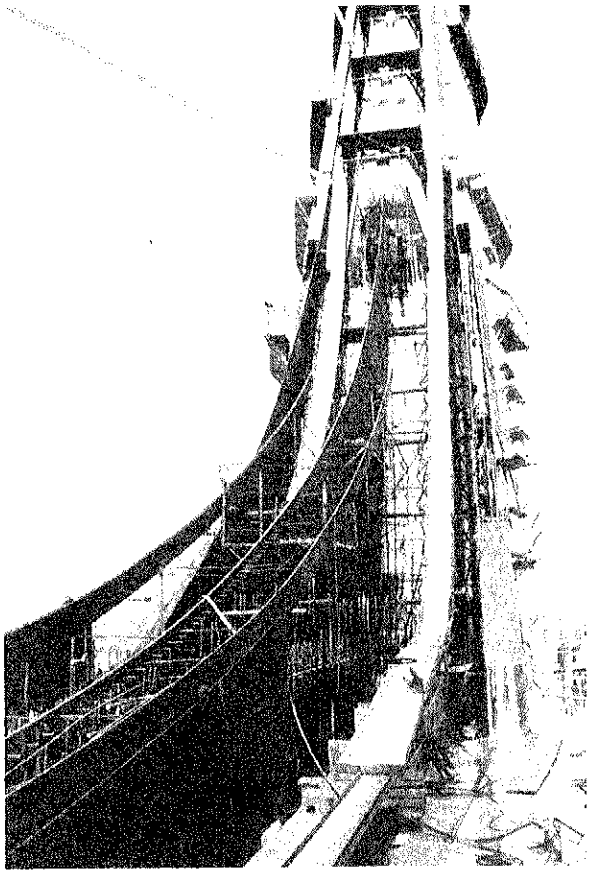


Foto 25. Pista de teflón para montaje de los cables.

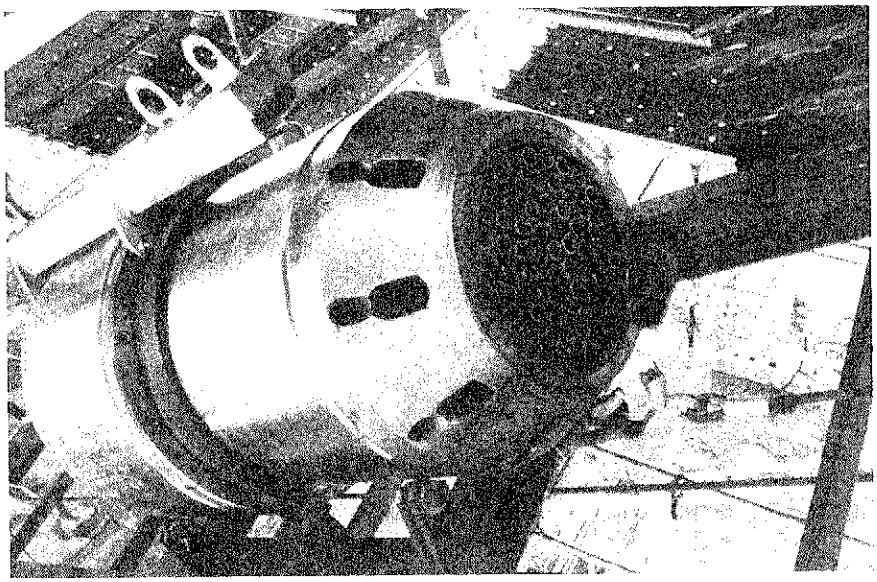


Foto 26. Detalle del gato de tesado de los tirantes.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

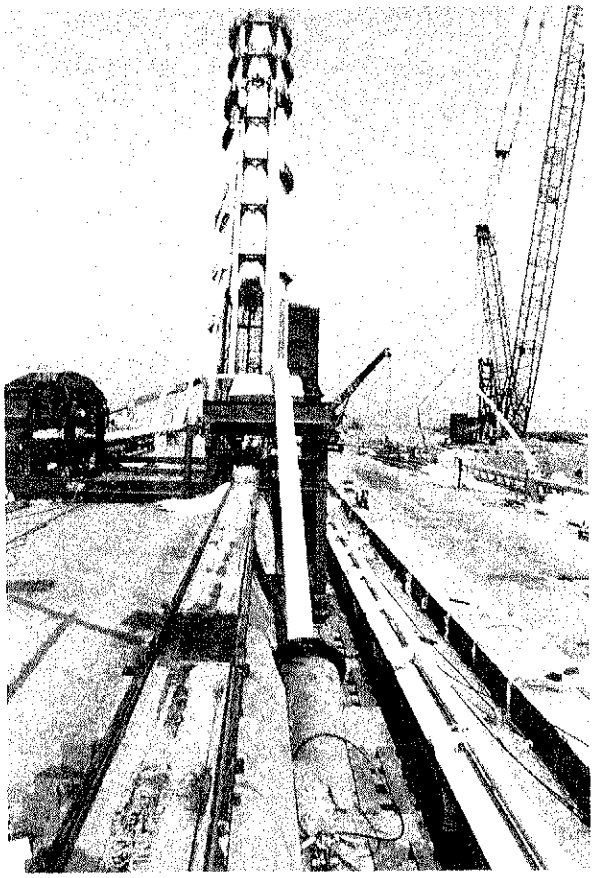


Foto 27. Enhebrado del cable en el tablero.

—Células de presión en el hormigón.

—Extensómetros en el hormigón.

—Aparatos de apoyo instrumentados.

—Extensómetros en el acero.

—Termopares en el hormigón.

—Termopares en el acero estructural.

—Clinómetros y Transductores de presión.

En total, la instrumentación dispuesta permitía registrar, de forma automática y continua, la señal procedente de los 294 aparatos de medida dispuestos. Esta información era grabada en disco, cada hora.

Una vez obtenidas las deformaciones unitarias en las armaduras de acero y las presiones y deformaciones en el hormigón, mediante la correspondiente integración, se han ido obteniendo los esfuerzos reales en las secciones instrumentadas (Axil y Momento Flector en ambos sentidos), conforme avanzaba la construcción.

En cuanto al control de movimientos del mástil, se han dispuesto dos clinómetros bidireccionales y un acelerómetro triaxial situado en coronación, así como 30 microprismas fijos en el pilono, para el control topográfico.

Como complemento a la instrumentación instalada en la obra, se ha realizado, en Laboratorio, un estudio del comportamiento del hormigón, bajo carga mantenida, en diferentes etapas asociadas a la puesta en tensión de los distintos tirantes, empleando bastidores de ensayo de fluencia.

Esta instrumentación ha permitido seguir con precisión todas las etapas del Proceso Constructivo, tanto en lo que se refiere al montaje de dovelas en el mástil como al hormigonado de las mismas y su posterior tesado.

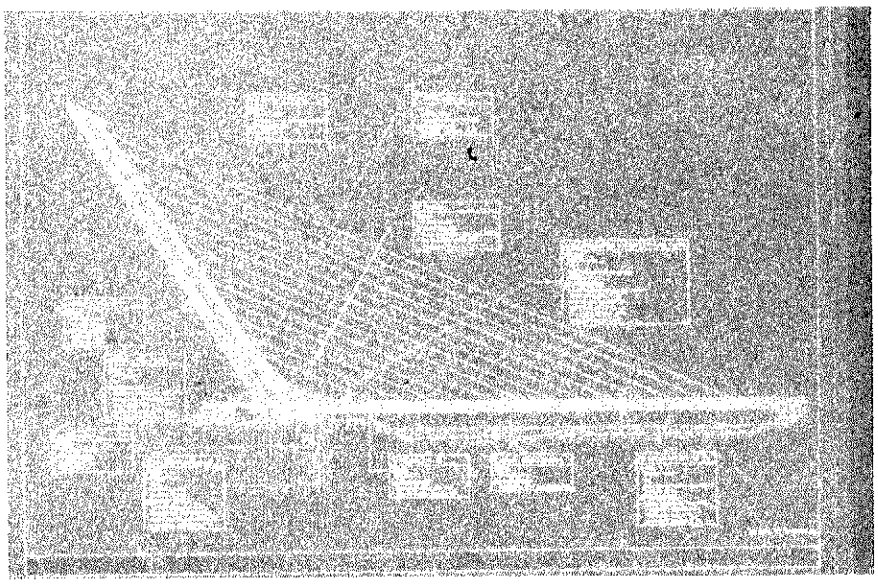


Foto 28. Instrumentación del puente.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

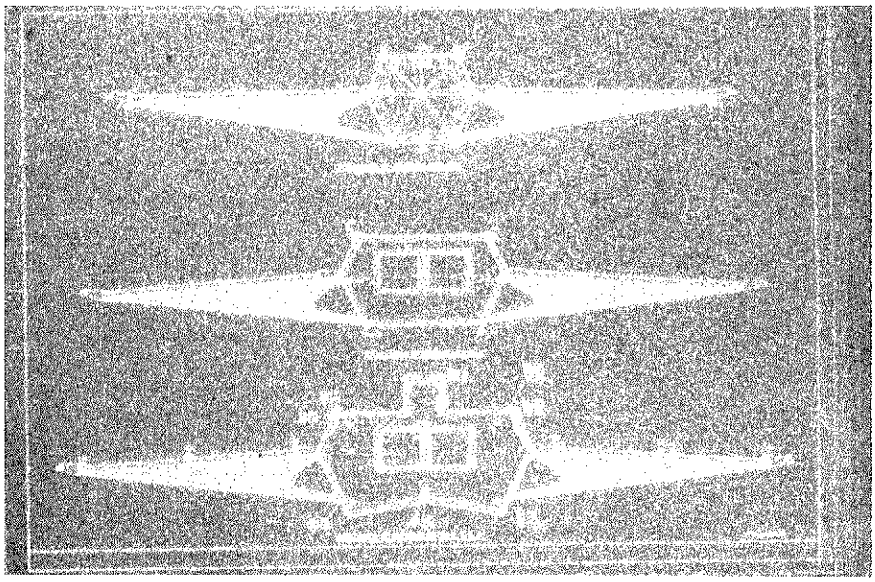


Foto 29. Instrumentación del puente.

## 6. EQUIPO TECNICO

| | |
|---|---|
| —Concepción General: | Santiago Calatrava Valls |
| —Proyecto de Construcción: | Carlos Alonso Cobo |
| | José R. Atienza Reales |
| | Angel C. Aparicio |
| —Constructores: | U.T.E. Fomento de Construcciones y Contratas y Dragados |
| —Instrumentación y Control: | VICRUSA |
| | Víctor Ruiz León y Juan Balcato |
| —Propiedad: | Consejería de Obras Públicas de la Junta de Andalucía |
| —Directores del Proyecto y de la Obra: | José Guerrero Fdez. |
| | Angel Tavira Herrero |


## RESUMEN

El conjunto de las dos estructuras fundamentales que componen el Paso del Alamillo es un viaducto de 526 metros, sobre la Isla de la Cartuja, y un puente atirantado, de 200 metros de luz, sobre el meandro de San Jerónimo. En este artículo se presentan las principales características, tanto desde el punto de vista de proyecto como de la Construcción, del puente atirantado situado sobre el Meandro de San Jerónimo y que sirve de unión entre la Isla de la Cartuja y la ciudad de Sevilla.

## SUMMARY

The so-called Paso del Alamillo is formed by one viaduct of 526 m over the Cartuja island and a cable stayed bridge, with a span of 200 m, over the San Jeronimo meander. This article deals with the main characteristics, from both points of view design and construction, of the cable stayed bridge over the San Jeronimo meander, which connects the Cartuja island to the city of Sevilla.




Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

# Sustitución de dos antiguas Obras de Fábrica para paso de ferrocarril sobre carretera, por puentes con tablero de hormigón pretensado

**José Antonio Llombart**
**Dr. Ingeniero de Caminos**
**Estudio de Ingeniería y Proyectos (EIPSA)**

## 1. INTRODUCCION

Los dos puentes de ferrocarril que se describen a continuación, tienen en común la característica de tratarse de la sustitución de antiguas Obras de Fábrica, por estructuras adaptadas a nuevas exigencias de gálibo para la calzada inferior de la carretera existente.

El proceso constructivo fue tenido en cuenta como una parte fundamental del Proyecto e incidió en el diseño definitivo del conjunto, permitiendo, al mismo tiempo, la ejecución de la obra de acuerdo con unas exigencias previamente definidas.

Uno de los aspectos de mayor importancia que hay que tener en cuenta en este tipo de obras, son las características del terreno y la naturaleza del terraplén existente, por resultar determinantes, tanto en la elección de la cimentación adecuada, como en el resto del proceso constructivo del conjunto.

La ejecución de una nueva cimentación capaz de proporcionar la sustentación de la futura estructura a una cota situada por debajo de la base del terraplén, puede evidentemente ser resuelta mediente un proceso de excavación en pozo, utilizándose apropiados sistemas de entibación. Sin embargo, el obligado paso de los trenes, aún circulando a baja velocidad, introducen un factor de riesgo que en ocasiones no es fácil determinar. A ello hay que añadir la incertidumbre acerca del material y el grado de compactación de terraplenes de obras antiguas, cuya construcción , como es el caso de la Obra de Fábrica que existía en el Paseo Federico Anaya de Salamanca, data del siglo pasado.

En los dos puentes que se describen, tales consideraciones determinaron la disposición de cimentación profunda, ejecutada desde la coronación del terraplén, con máximas garantías en lo referente a la seguridad; en el Paso de Salamanca, mediante pantallas, y en el Paso de Béjar mediante pilotes.

El estudio conjunto del sistema adoptado para la ejecución de la cimentación, tipología estructural, construcción del tablero al lado de la Obra de Fábrica existente y su posterior movimiento hasta su posición definitiva, permitieron resolver felizmente la problemática planteada.

## 2. PUENTE DE FERROCARRIL SOBRE EL PASEO FEDERICO ANAYA, EN SALAMANCA

El Paseo Federico Anaya, en Salamanca (Fig. 1), está atravesado transversalmente por un terraplén sobre el que discurre el Ferrocarril y en donde existía inicialmente un angosto pontón para paso de vehículos (Fig. 2).

La expansión de la ciudad precisaba la construcción de una nueva Obra de Fábrica capaz de permitir el ensanche de la calzada de vehículos del citado Paseo por debajo del Ferrocarril, con la debida amplitud.

Los condicionantes de diseño del nuevo puente se han derivado de la exigencia de mantener el tráfico durante la ejecución de la obra, con un mínimo de interrupciones, tanto para el ferrocarril, como para los vehículos que circulaban a través del pontón.

El nuevo puente tiene un solo vano (Fig. 3). Si bien el cruce del Ferrocarril es oblicuo en relación con el Paseo, se estimó poco conveniente disponer un puente esviado, fundamentalmente por motivos constructivos y se optó por resolver el tablero con mayor luz que la estrictamente necesaria y con los apoyos en disposición ortogonal.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

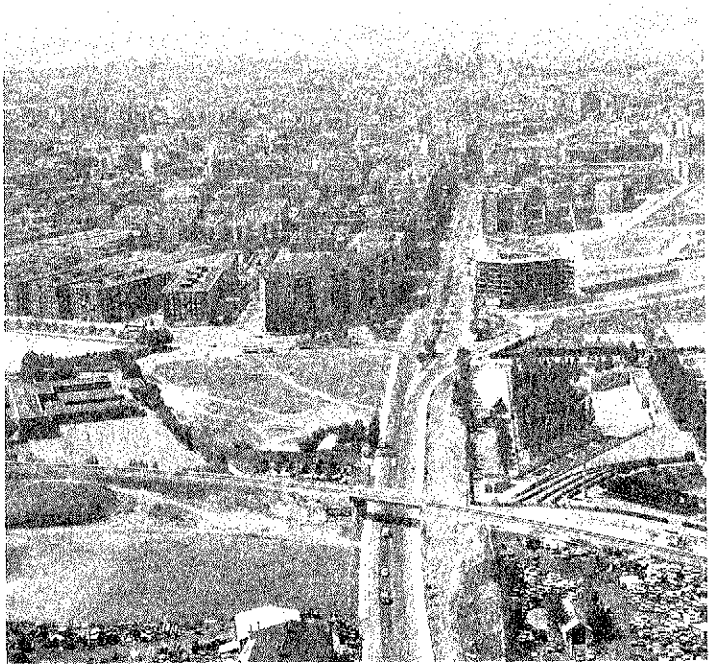


Fig. 1. Vista aérea del paseo Federico Anaya, en Salamanca, con el nuevo puente terminado.

Fig. 2. Antiguo pontón existente bajo el terraplén del Ferrocarril.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

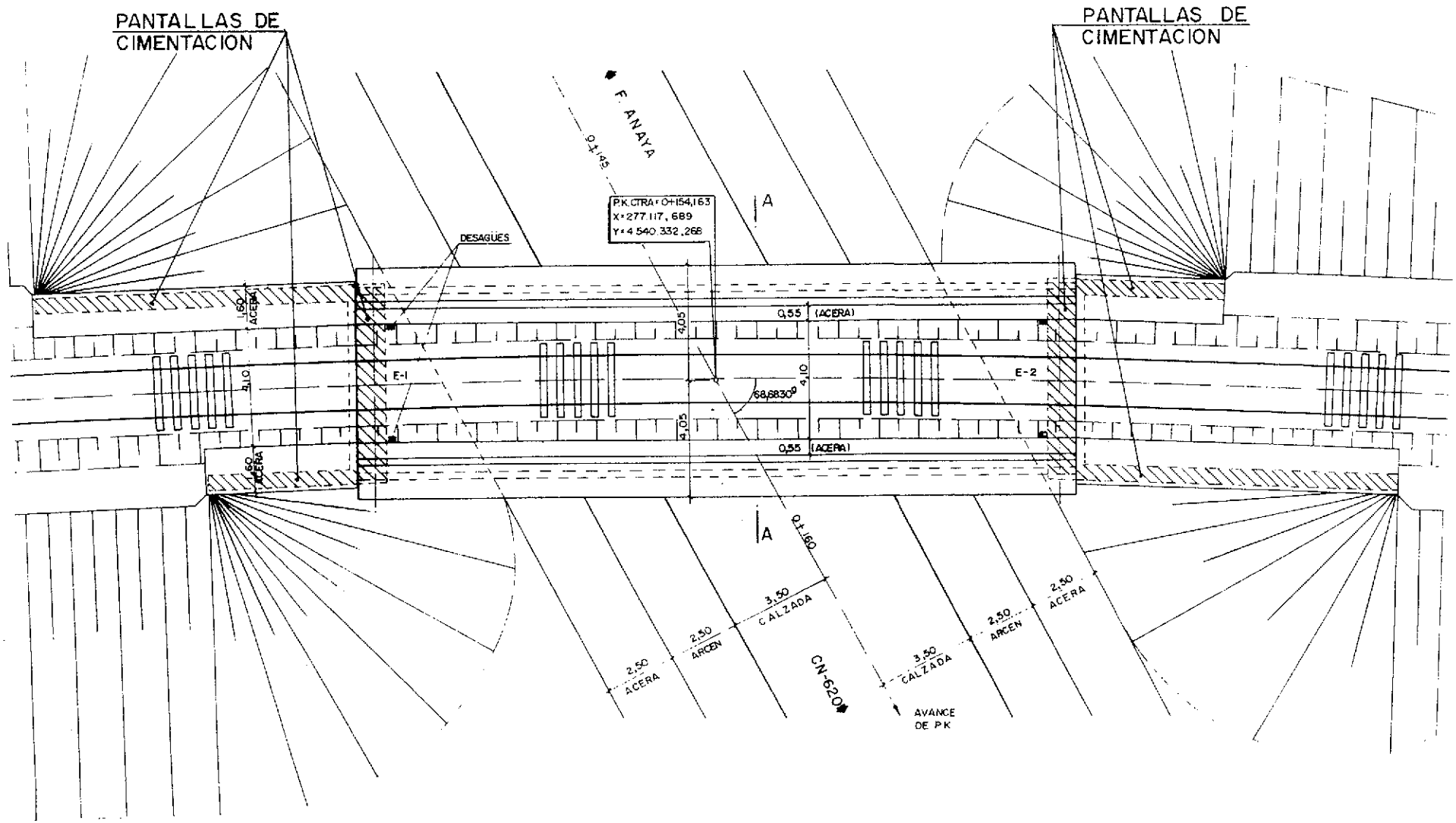



Fig. 3.- Nuevo Paso del F.C. sobre el Paseo Federico Anaya, en Salamanca. Planta general

El tablero está constituido por una pieza única, de hormigón postesado, con sección en artesa (Fig. 4), cuya construcción se realizó al lado del mencionado pontón (Fig. 5). La forma de artesa, propia de puentes de ferrocarril, permite situar en su interior toda la plataforma compuesta por el balasto y los elementos de vía y proporciona además una ventaja en lo referente a conseguir óptimas condiciones de gálibo vertical para el tráfico de la calzada que discurre por su parte inferior.

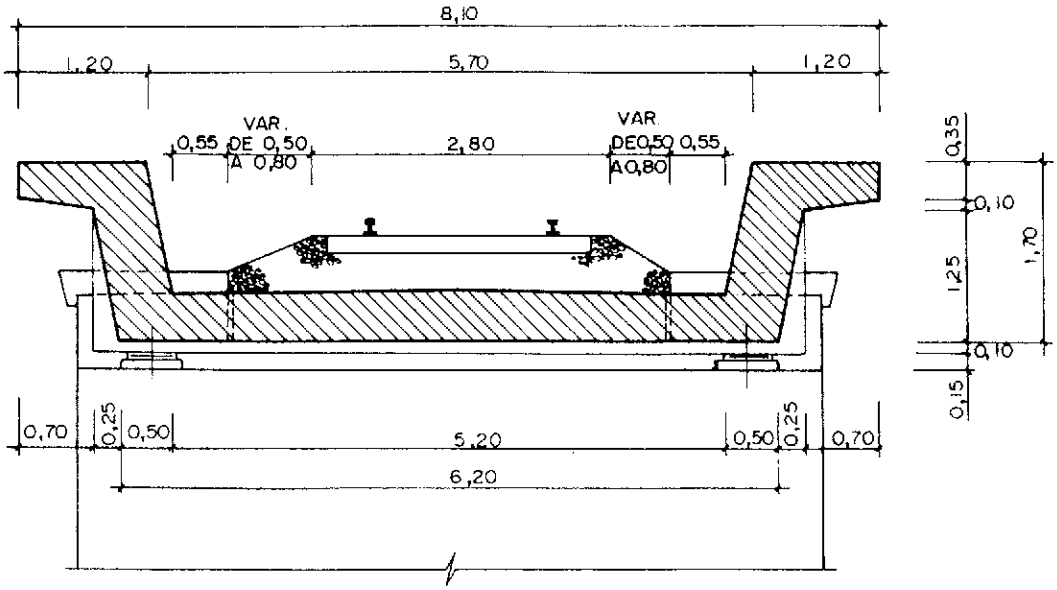



Fig. 4. Nuevo Paso del F.C. sobre el Paseo Federico Anaya, en Salamanca. Sección transversal del tablero.

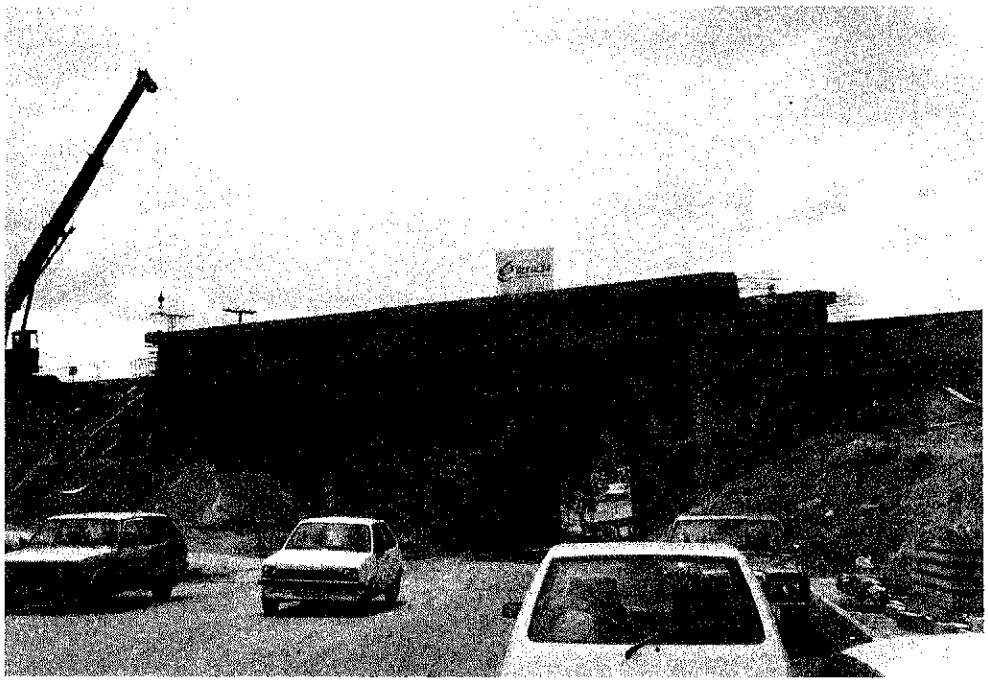


Fig. 5. Nuevo tablero construido al lado del pontón existente, soportado por unos tabiques provisionales de hormigón y en situación apropiada para el ripado a su posición definitiva.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

La cimentación de cada uno de los estribos está constituida por un conjunto de pantallas, con una disposición de "U" en planta, cuya misión es soportar las cargas verticales derivadas del apoyo del tablero, así como las horizontales debidas al frenado y al empuje de tierras del terraplén, que queda interrumpido por los estribos. La ejecución de las pantallas se llevó a cabo desde la plataforma superior, durante intervalos de tiempo comprendidos entre el paso de los trenes.

El tablero se hormigonó sobre una cimbra, provista en su parte central de unas vigas metálicas,de tal forma, que fué posible mantener el tráfico durante la práctica totalidad de las operaciones.

Posteriormente al tesado y retirada de la cimbra, el tablero quedó apoyado sobre dos tabiques provisionales de hormigón, dispuesto para ser deslizado horizontalmente hasta su posición definitiva. Se procedió a la demolición parcial de la parte superior del pontón, proporcionando con ello espacio suficiente para situar el nuevo tablero en posición definitiva. El sistema para el deslizado estaba constituido por elementos de gran simplicidad: El tablero descansaba sobre apoyos de teflón, que deslizaban sobre un patín de acero inoxidable. El movimiento se efectuó mediante arrastre por dos cables de acero, accionados por sendos gatos unifilares de pretensado (Fig. 6), colocados en las líneas de apoyo, sobre los estribos. Una vez situados los elementos para el deslizado, se procedió a mover suavemente el tablero, cuyo peso es cercano a las 400 toneladas, de tal forma que en un escaso período de tiempo quedó posicionado en el lugar previsto.

Se restituyó rápidamente la vía y se restableció el tráfico ferroviario. Posteriormente se demolió el resto del pontón y la parte de terraplén comprendida entre ambos apoyos del tablero, ejecutándose finalmente las operaciones de terminación de la obra (Fig. 7).

En cuanto a la forma de cada estribo, cabe destacar una curiosa disposición motivada por el hecho de que el cruce del Ferrocarril es oblicuo en relación con la alineación del Paseo Federico Anaya y sin embargo, el tablero del puente ha sido resuelto con los apoyos dispuestos ortogonalmente al eje de la vía, para facilitar al máximo los trabajos de construcción (Fig. 8). El paramento visto del estribo enlaza la línea de apoyos del tablero con el borde interior de la acera de la calzada inferior, mediante una superficie reglada, cuya definición geométrica corresponde a la de un paraboloide hiperbólico.

La Obra del Puente sobre el Paseo Federico Anaya, de Salamanca, fué supervisada por el Ingeniero D. Jesús Martín Almeida, de la Junta Castilla - León. La construcción fué llevada a cabo por la Empresa GECOCSA (General de Construcciones Civiles, S.A.)

## 3. PUENTE DE FERROCARRIL SOBRE LA CARRETERA N - 630, EN BEJAR

En el P.K. 423 de la N - 630 (Gijón - Sevilla), denominada "Carretera de la Plata" existía un antiguo puente de Ferrocarril (Fig. 9), de arco

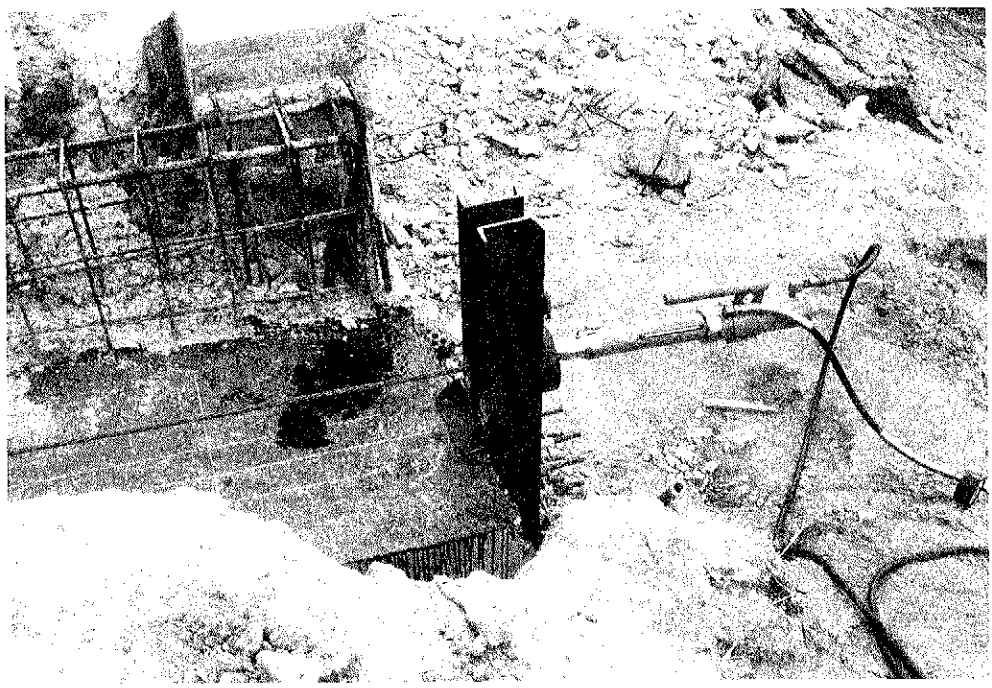


Fig. 6. Sistema de arrastre del tablero en uno de los estribos, constituido por un gato unifilar de pretensado, que acciona el cable de tracción.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

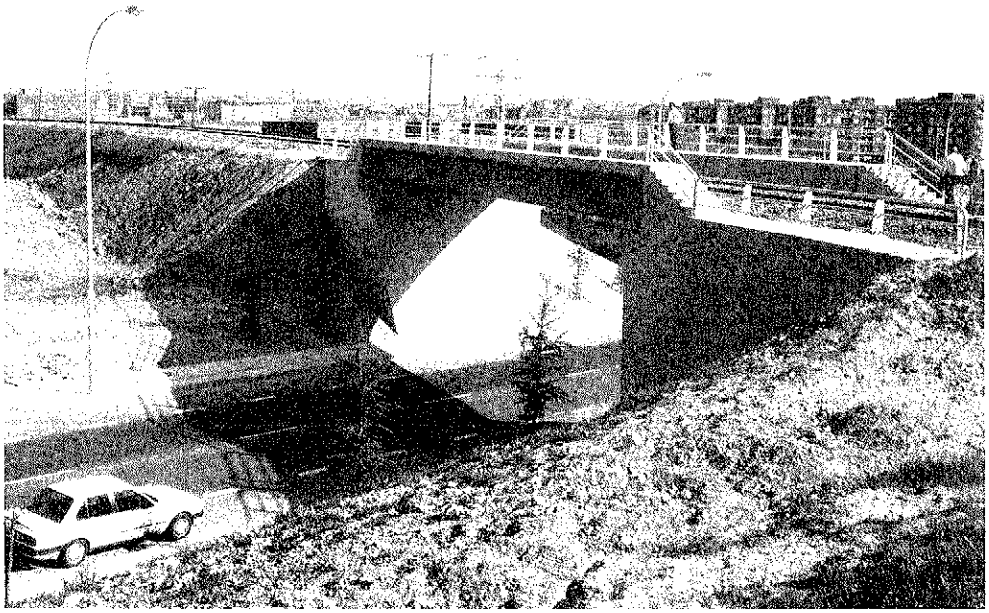


Fig. 7. Aspecto de la obra terminada, vista a la altura de la plataforma del Ferrocarril.

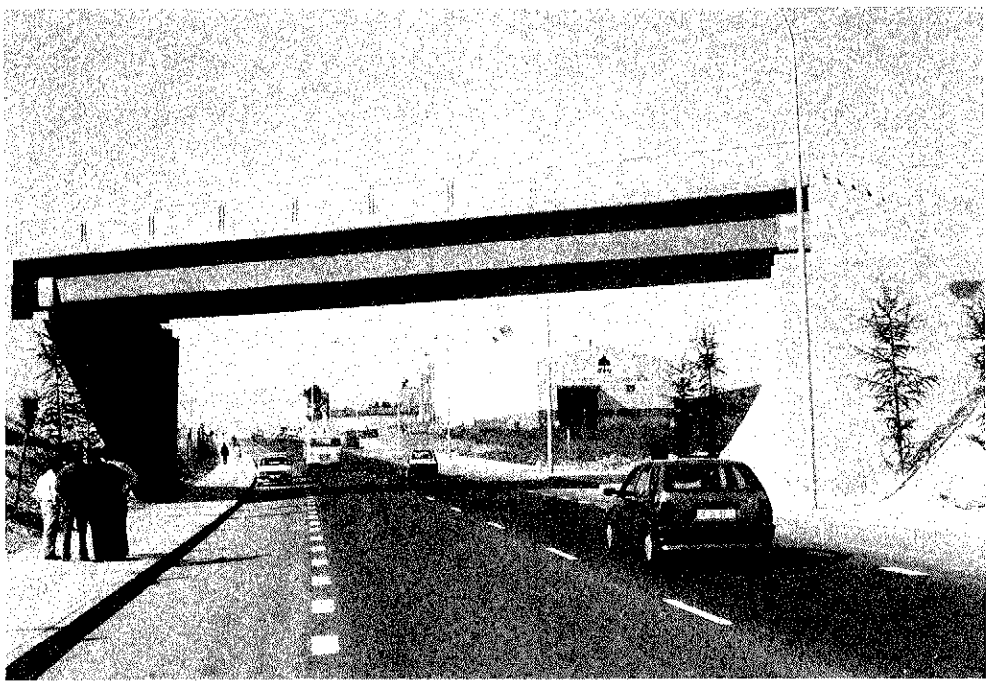


Fig. 8. Vista del puente desde el Paseo Federico Anaya. Puede observarse la peculiar forma del paramento de los estribos que compatibiliza la naturaleza de cruce oblícuo, con los apoyos del tablero dispuestos perpendicularmente a la vía.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

Fig. 9. Antiguo puente para el Paso Superior del F.C. sobre la Carretera N-630.

rebajado, caracterizado por el escaso gálibo disponible para el paso de vehículos, con una altura libre máxima de 3,80 metros en el punto coincidente con la clave y con una luz libre entre estribos,de ocho metros. El paso de vehículos pesados era alternativo, estaba limitado y debía ser canalizado necesariamente por un solo carril, en el centro de la calzada. Requería, además, ser realizado con gran precaución para evitar colisiones que, pese a ello, solían producirse con frecuencia.

El Proyecto de sustitución del puente existente por otro de dimensiones adecuadas para resolver el problema de gálibo, precisaba tener en cuenta, simultáneamente, una serie de condicionantes que rara vez concurren en una obra. Dada la situación topográfica de la zona, era impensable la construcción de un desvío provisional, tanto para el ferrocarril como para la carretera, debido a que su costo habría sido desmesurado.

Los requisitos relativos al futuro gálibo de la calzada inferior, imponían la necesidad de dotar a la nueva estructura de un tablero de poco espesor, capaz de soportar la vía del ferrocarril. Si bien una solución con tablero en forma de artesa, similar al de la obra de Salamanca citada anteriormente, parecía adecuada inicialmente, sin embargo, la construcción "in situ" no era posible, debido a las condiciones de gálibo precisadas para el paso de vehículos bajo la cimbra, durante la construcción.

La intensidad de tráfico de la carretera existente, sólo permitía interrupciones ocasionales; y en cuanto al ferrocarril, era necesario ejecutar la obra de forma compatible con los condicionantes de explotación.

A todo ello había que añadir las peculiaridades del trazado del ferrocarril, que discurría en curva, y la circunstancia, además, del cruce esviado sobre la carretera.

Se proyectó una estructura constituida por un tablero de gran esbeltez, formado por piezas prefabricadas de sección rectangular, unidas por una losa superior construida "in situ" posteriormente al montaje (Fig. 10).

Una vez está totalmente constituido el tablero y en su posición definitiva, aparte de soportar las cargas verticales del ferrocarril, establece un vínculo de unión entre la coronación de los dos estribos, de tal forma que las cargas horizontales debidas al frenado del ferrocarril y al empuje de tierras de los terraplenes de ambos estribos, se compensa mutuamente. Por tal motivo, fué posible adoptar una solución para la cimentación de los estribos, caracterizada por su gran simplicidad (Fig. 11).

Existen, únicamente, dos pilotes en cada uno de los estribos, situados de forma que su construcción se pudo realizar durante intervalos comprendidos entre el paso de los trenes y sin la necesidad de desmontar la vía (Fig. 12). Posteriormente al hormigonado de pilotes, se ejecutó un arriostramiento de unión en cabeza, de hormigón armado, inmediatamente por debajo de las vías.

En ambos lados de la carretera se construyeron unos tabiques, al objeto de apoyar, al lado del puente existente, el nuevo tablero constituido por nueve vigas prefabricadas, de sección rectangular, provistas de un potente pretensado y unidas posteriormente por una losa superior (Fig. 13).

Los tabiques construidos tienen diversas funciones. Por una parte, sirvieron, en un principio,



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

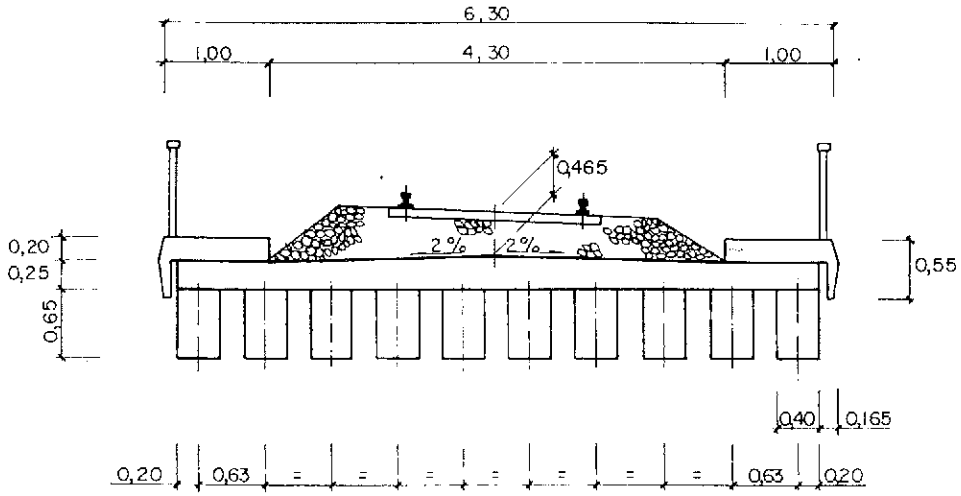



Fig. 10. Puente de F.C. sobre la Carretera N-630, en Béjar. Sección del tablero.

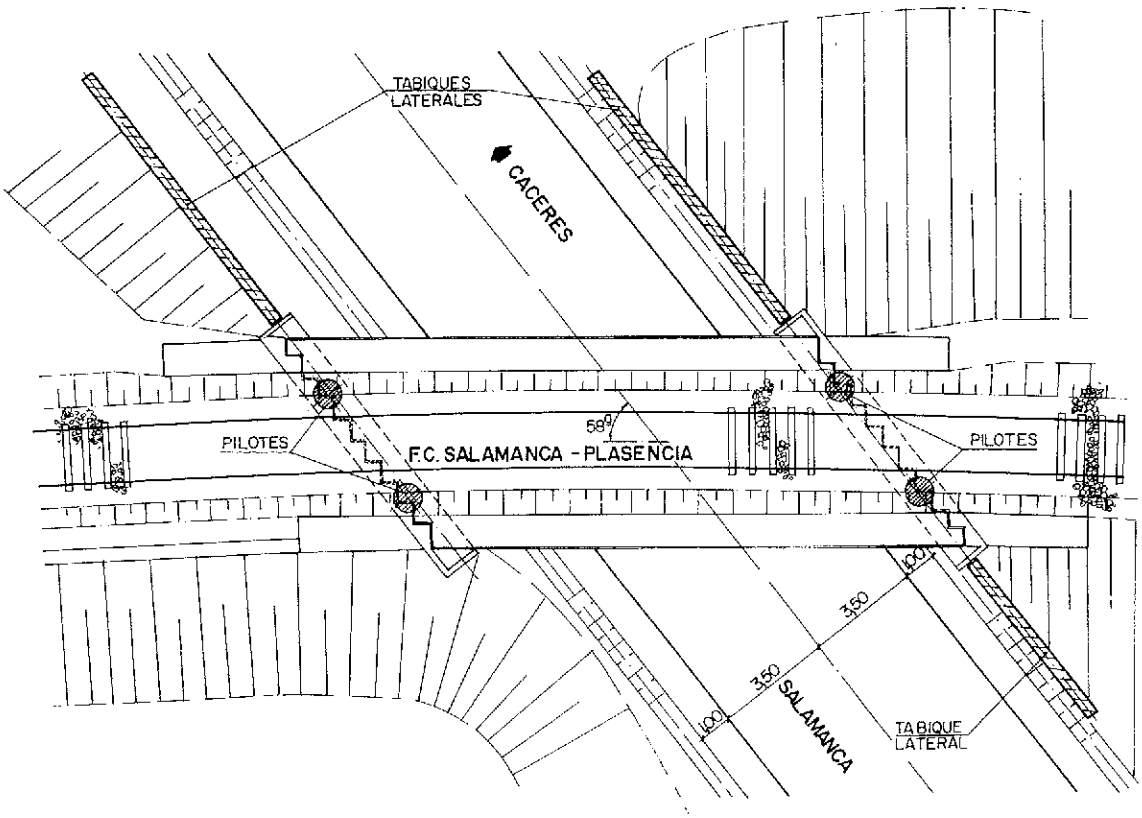



Fig. 11. Puente de F.C. sobre la Carretera N-630, en Béjar. Planta general.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

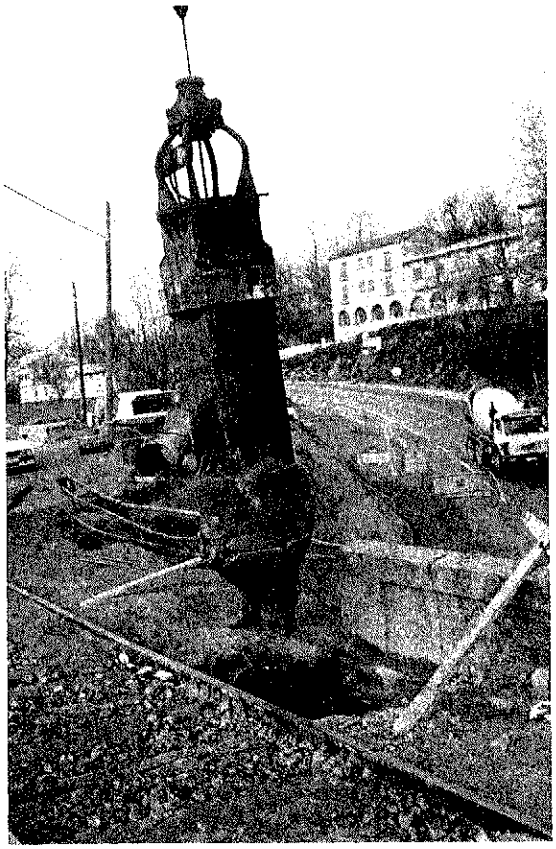


Fig. 12. Construcción de un pilote. La vía no precisa ser desmontada.

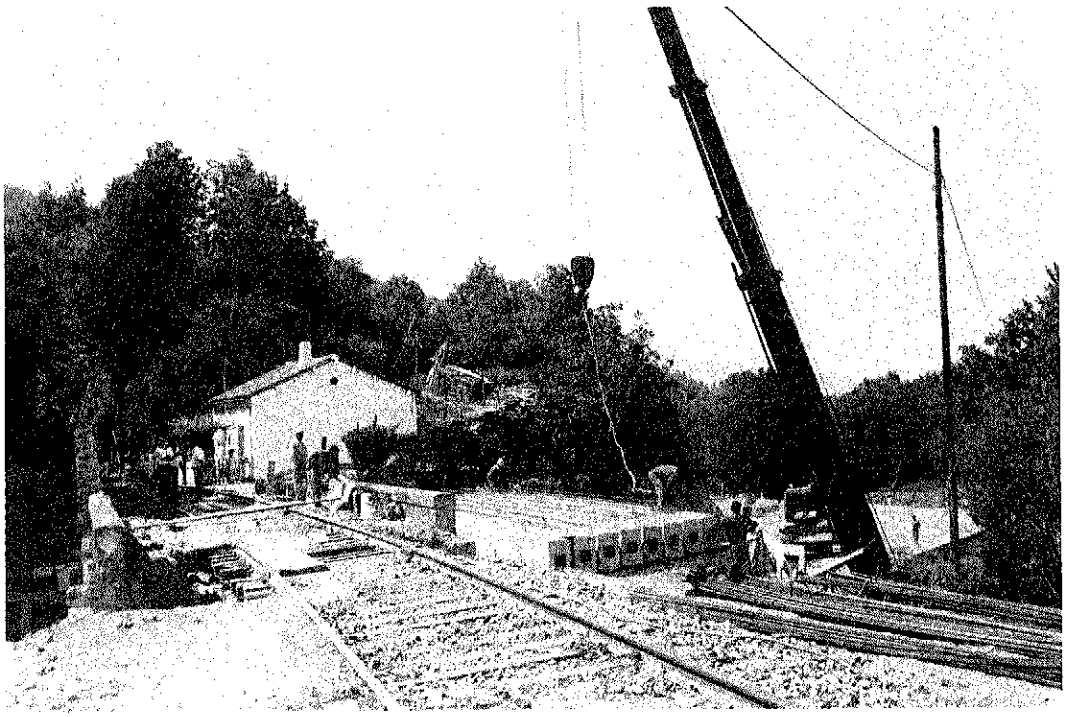


Fig. 13. Colocación de las piezas prefabricadas que constituyen el tablero.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

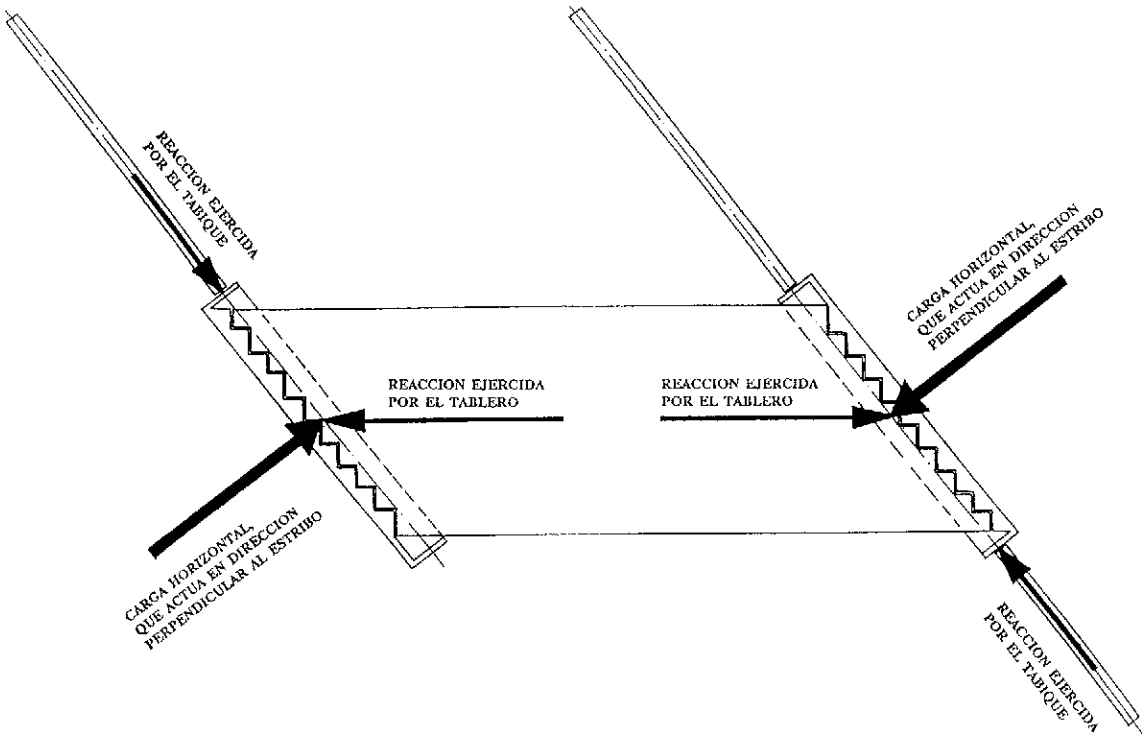



Fig. 14. Puente de F.C. sobre la Carretera N-630, en Béjar. Esquema de transmisión de cargas horizontales, no alineadas con el eje longitudinal del tablero.

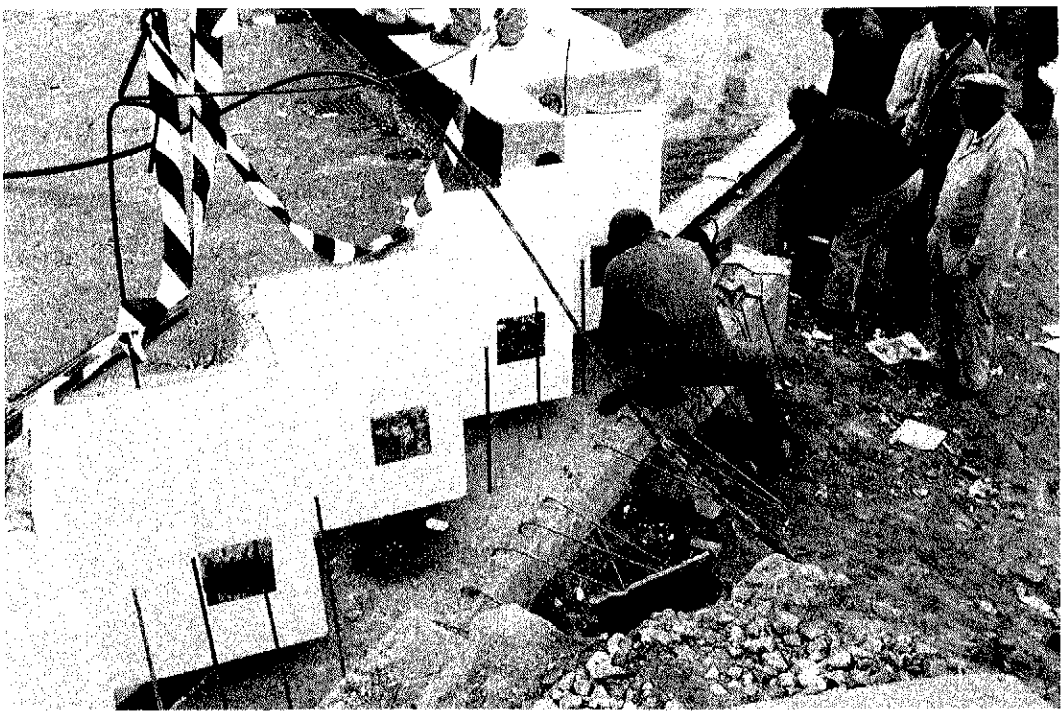


Fig. 15. Detalle del extremo del tablero tras el ripado. Puede observarse, en el extremo de cada viga, el correspondiente tope de neopreno para la coacción horizontal del estribo.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

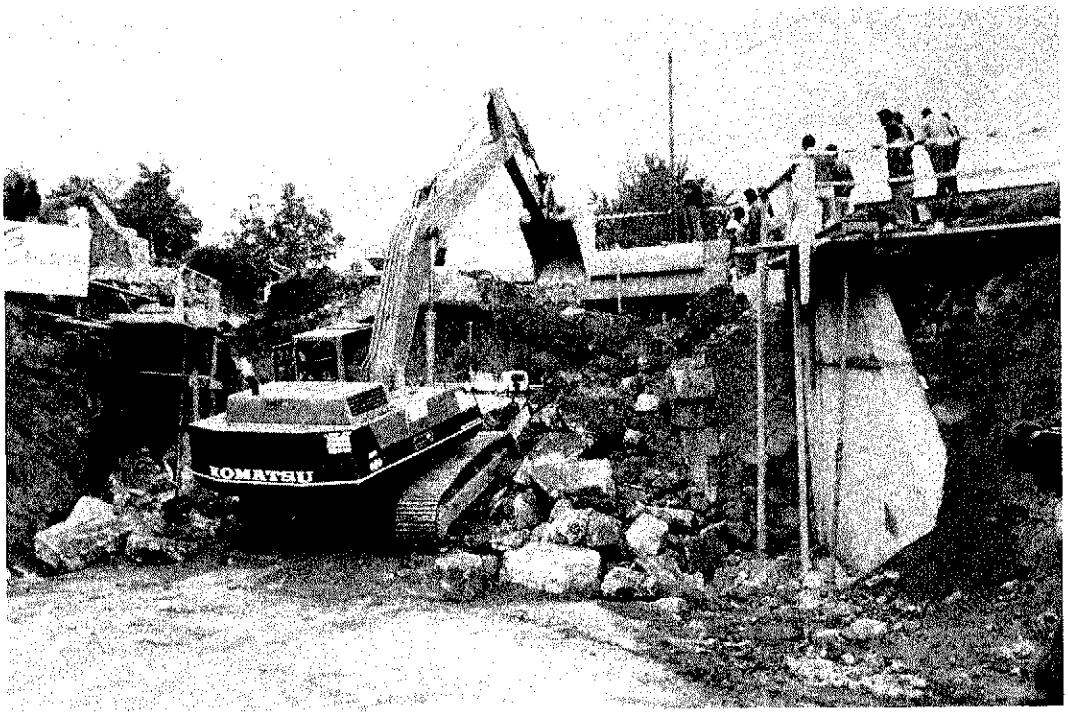



Fig. 16. Demolición del puente antiguo.

Fig. 17. Ripado del tablero. Puede verse en la parte inferior y sobre el patín de deslizamiento, el cable de arrastre. Simultáneamente, en la calzada inferior, se está procediendo al desescombro posterior a la demolición.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

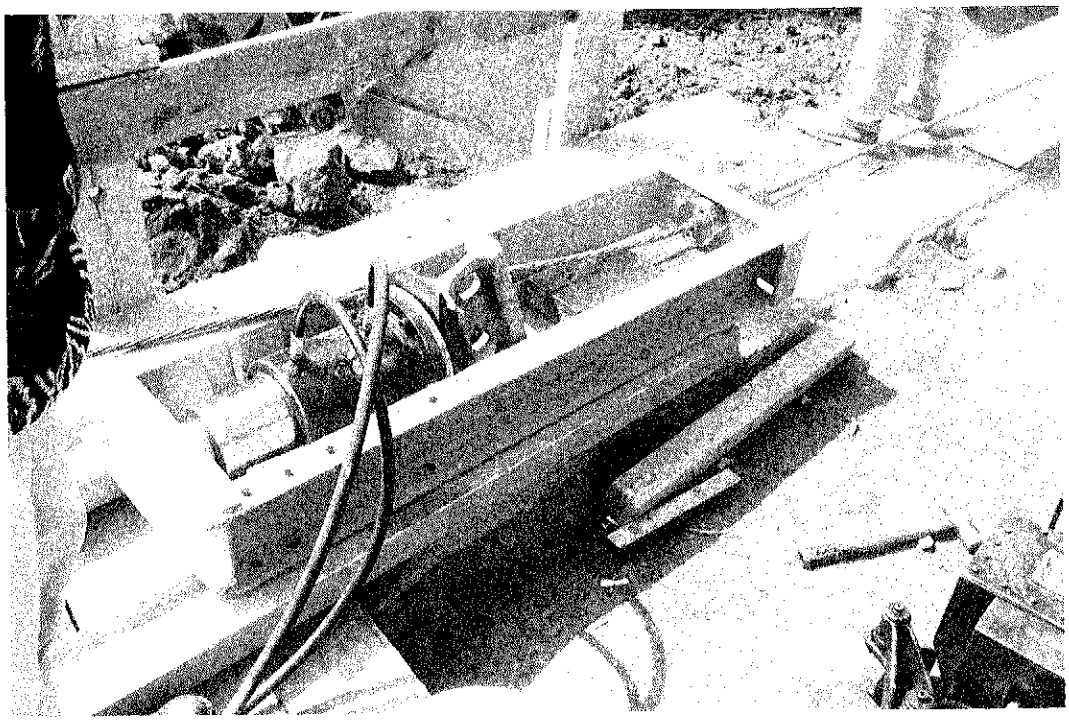


Fig. 18. Mecanismo de arrastre, provisto de un gato hidráulico.

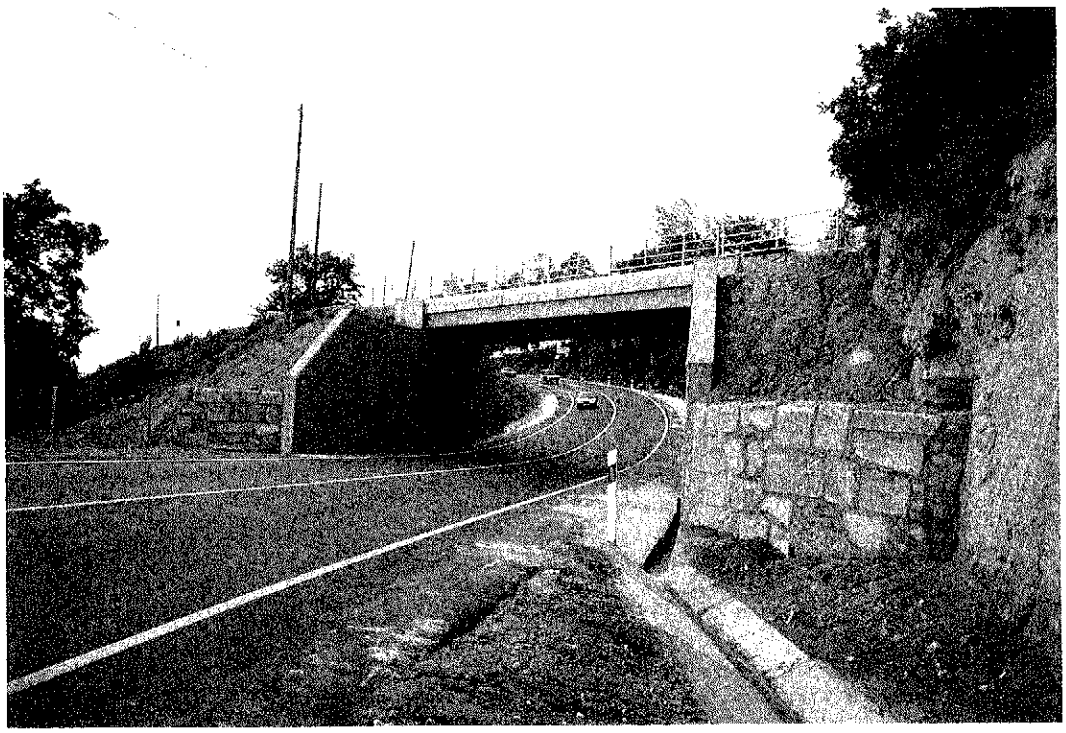


Fig. 19. Puente de F.C. sobre la C.N. 630, en Béjar. Los tabiques, que en su momento sirvieron para apoyo provisional del tablero en construcción, ejercen actualmente la doble función de contención de tierras y de fijación transversal del estribo definitivo.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

Fig. 20. Aspecto de la obra terminada, en estado de servicio.

como elementos auxiliares para el apoyo provisional del tablero. Una vez concluida la obra, tienen por misión la contención de los terraplenes de acceso y, finalmente, ejercen una función de arriostramiento lateral de los estribos. Debido a la condición de puente esviado, el empuje de tierras que actúa perpendicularmente a cada uno de los estribos, no queda totalmente contrarrestado por la coacción mutua ejercida por el tablero (Fig. 14). Los tabiques laterales existentes en ambos lados del puente, actúan como contrafuertes y están capacitados para resistir la componente transversal del empuje que aparece como consecuencia del hecho de que los dos estribos no están enfrentados perpendicularmente.

En ambos extremos de cada viga y a la altura de la línea baricéntrica, existen unos topes de neopreno, cuyo objeto es proporcionar el adecuado contacto con los estribos y ejercer la coacción horizontal (Fig. 15). Verticalmente, el tablero queda soportado por apoyos de neopreno-teflón que descansan sobre un patín de acero inoxidable que, en su momento, permitió el deslizamiento del tablero.

Durante la mañana del día 9 de junio de 1992, se llevaron a cabo todas las operaciones correspondientes a la demolición del puente existente (Fig. 16) y el posterior ripado del nuevo tablero a su posición definitiva (Fig. 17), previa interrupción del tráfico. El sistema de arrastre del tablero estaba constituido, en cada uno de los estribos, por un sencillo mecanismo elaborado en la propia obra, consistente en un marco metálico, provisto en un extremo de una placa de anclaje con sus correspondientes cuñas, para el cable de tracción, y un gato hidráulico en su interior (Fig. 18).

Horas más tarde, se procedió al bloqueo de los apoyos deslizantes y al hormigonado de la coronación de los estribos, que quedan en contacto con los topes situados en los extremos del tablero.

A continuación,se efectuó la reposición de la vía, quedando la obra definitivamente abierta al tráfico ferroviario, el 11/6/92.

Las figuras 19 y 20 muestran la obra totalmente terminada. La Obra del Puente sobre la Carretera N-630, en Béjar, fué supervisada por el Ingeniero D. Pablo Felipe Prieto, Jefe de la Unidad de Carreteras del M.O.P.T., en Salamanca. La construcción fué llevada a cabo por la Empresa GECOCSA.

## RESUMEN

Se trata de dos recientes realizaciones, consistentes en la sustitución de antiguas obras de fábrica por nuevos puentes. Durante la ejecución, se ha mantenido el tráfico ferroviario, así como el de automóviles por la calzada inferior, con un mínimo de interrupciones. Se describen los detalles más interesantes del proyecto realizado, proceso constructivo y de la obra terminada.

## SUMMARY

This paper deals with two new bridges that substitute old Railway Overpasses.

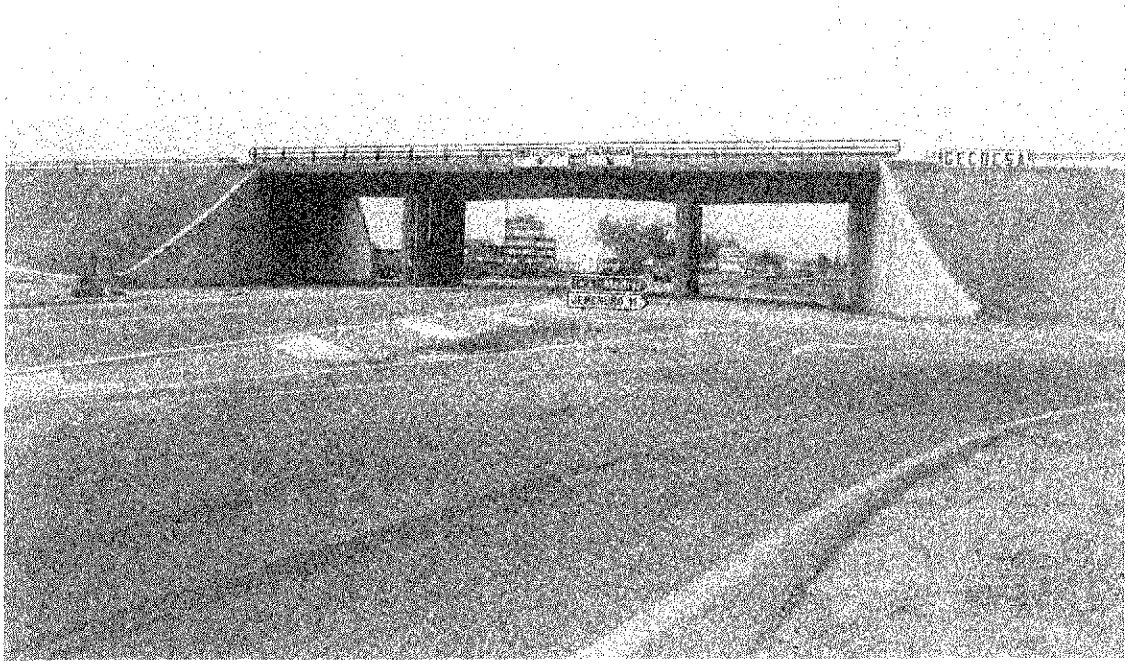
During the works, railway traffic, as well as road traffic, was kept free with minimum interference. Most interesting details concerning the project, the construction process and the bridge as-built are described



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

# GECOCSA

GENERAL DE CONSTRUCCIONES CIVILES SA



***CARRETERAS · PUENTES · URBANIZACIONES***

Avda. de Mirat, 36 - Teléfono 25 81 47 - Fax: 25 42 08
37005 SALAMANCA

Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

# Hormigones de alta resistencia. Experiencia regional. Córdoba. Argentina

**Gabriela Durán y**
**Hugo Cuneo Simian**
**Ingenieros Civiles. Docentes de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba, Argentina**
**Con la colaboración de Pablo Stump**
**Estudiante de Ingeniería Civil. U.N.C.**

## 1. INTRODUCCION

El progreso en el campo de la tecnología del hormigón y del control de calidad, conjuntamente con los nuevos requerimientos de las estructuras, han conducido al desarrollo de hormigones de niveles de resistencia cada vez más elevados.

Realizando una breve reseña histórica, se puede notar que el hormigón, en los primeros años del siglo XX poseía una resistencia de aproximadamente 14 MPa. En los años 30 este valor se había casi duplicado.

Al comienzo de los años 50, un hormigón con resistencia a la compresión de 34 MPa, era considerado un Hormigón de Alta Resistencia.

En la década de los 60, hormigones con valores de resistencia entre 41 y 52 MPa, eran de uso comercial en EE.UU. Al comienzo de los 70, se produjeron hormigones de 62 MPa.

Actualmente, se han empleado hormigones con valores de resistencia de 110 MPa, para la confección de elementos pretensados.

Las investigaciones han centrado su atención en el desarrollo de métodos que en un futuro próximo puedan hacer viable la producción de hormigones con valores de resistencia de 150 MPa.

Este avance de la tecnología del hormigón hace necesario analizar los factores que intervienen en la producción del Hormigón de Alta Resistencia: empleo selectivo de materiales, procedimientos de diseño de la mezcla, compactación y control de calidad.

## 2. DEFINICION DE LOS HORMIGONES DE ALTA RESISTENCIA

El Comité 363 del AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, define los Hormigones de Alta Resistencia (H.A.R.) como aquellas mezclas realizadas con áridos de peso normal o ligero, que tienen una resistencia a la compresión superior a los 40 MPa. En esta clasificación no se incluyen los materiales o técnicas exóticas, como pueden ser los hormigones con polímeros incorporados, etc.

El Comité 363, consideró la posibilidad de definir los H.A.R., según la región geográfica, tomando como base de resistencia, la comercialización regional. En Córdoba se comercializan hormigones de hasta 30 MPa.

Las razones que justifican la elección del límite inferior (de 40 MPa) de resistencia para la definición de las H.A.R. son:



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

a) Para producir hormigones con resistencias superiores a los 40 MPa, se requiere un grado elevado de control y mayor cuidado en la selección y proporción de los materiales necesarios (plastificante, tipo, forma y tamaño de los áridos, etc.).

b) Estudios experimentales muestran que la microestructura y las propiedades de los hormigones con resistencias superiores a los 40 MPa son considerablemente diferentes a los hormigones convencionales. Así, por ejemplo, las ecuaciones empíricas utilizadas para estimar el módulo de elasticidad del hormigón en función de la tensión, varían sensiblemente.

## 3. APLICACION DE LOS HORMIGONES DE ALTA RESISTENCIA — H.A.R.

La mayor aplicación del Hormigón de Alta Resistencia en los Estados Unidos de Norteamérica es en las áreas metropolitanas de: CHICAGO, NEW YORK y HOUSTON.

En la Argentina, el reglamento C.I.R.S.O.C. 201, actualmente R.A.R. 1, en el capítulo 6 "MATERIALES", apartado 6.5.2.2 "CLASIFICACION Y APLICACIONES", realiza una clasificación de los hormigones en función de sus resistencias características, desde $H_4$ hasta $H_{47}$. El hormigón $H_{47}$ tiene una resistencia característica de 400 kp/cm$^2$, que se encuentra en el límite de los H.A.R.

## 4. CONSIDERACIONES SOBRE LA RESISTENCIA

Al analizar el hormigón como material compuesto de árido grueso y matriz (entendiéndose como tal a la mezcla de arena, cemento, agua y eventualmente aditivos), las propiedades del conjunto hormigón tienen íntima relación con las de sus partes componentes. En efecto, propiedades tales como elasticidad, deformabilidad, conductividad, etc., así lo demuestran.

El caso de la resistencia resulta singular, pues además de la capacidad resistente de cada parte, entra en consideración el mecanismo por el cual se desarrolló la rotura; esto es, la forma en que se generaron y propagaron las fisuras. Por ello, fase e interfase podrán aparecer con efectos diferentes sobre el resultado final. La adherencia matriz-árido ha sido tema de interés en los últimos años. Las interfases afectan al proceso de fisuración y constituyen, además, zonas de concentración de deformaciones. Se han estudiado bajo distintos niveles de observación: desde el análisis microscópico de los productos de hidratación, hasta valorizaciones mecánicas.

Trabajos anteriores han demostrado que la adherencia depende de la textura superficial y del tipo de roca empleada; se ve afectada en menor medida que la matriz por las variaciones en la porosidad y, además, su resistencia crece con la edad en forma diferente a como crece en la matriz. En general, la mayoría de los trabajos han efectuado el análisis bajo el sistema pasta-árido.

En los materiales sólidos existe una relación inversa fundamental entre la porosidad y la resistencia, que viene dada por:

$$S = S_o e^{-KP}$$

siendo:

$S$ = Resistencia del material para porosidad P.

$S_o$ = Resistencia intrínseca con porosidad cero.

$K$ = Constante que depende del material.

Como consecuencia, en muchos materiales y también en el hormigón, la porosidad es uno de los factores que limita la resistencia. Los áridos pétreos utilizados en la elaboración del hormigón de peso normal, son densos y resistentes. Por lo tanto, la porosidad de la matriz cementicia y la zona de interfase, es la que determina la porosidad del hormigón. El factor más importante en la porosidad es la relación a/c.

En 1918 en la University de Illinois, Duff Abrams expone los resultados de sus trabajos en los que se relacionó la resistencia del hormigón con la relación a/c. Esta relación se expresa de la siguiente forma:

$$T_c = K_1/k_2 \times a/c$$

siendo:

$T_c$ = Resistencia del hormigón a compresión

$K_1$ y $K_2$ = Constantes empíricas

a/c = Relación agua/cemento

Pero además, se deben considerar factores tales como: grado de compactación, condición de curado, mineralogía, tamaño del árido grueso, mezclado, dimensiones de la probeta, condiciones de humedad, tipo de tensión (tracción, compresión, etc.) y magnitud de carga, contenido de aire, edad, etc. Por lo tanto:

$T_c$ = Función (a/c; grado de compactación).

Si la edad y el curado son constantes, en la práctica de la construcción se verifica la ley de Abrams.

Roy y Goude (1973), demostraron la posibilidad de obtener alta resistencia con baja porosidad. En ensayos realizados con pasta de cemento, relación a/c de 0,29 a 0,37 y compac-



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

tación con presiones de 340 MPa y temperatura (250ºC), se obtuvieron los siguientes valores:

P = Porosidad = 1%.

$T_c$ = Resistencia a la compresión = 64 MPa.

Las conclusiones deducidas de este trabajo son: existe una relación entre P y $T_c$; no hay relación directa entre la relación a/c, y la resistencia. De los resultados de los ensayos no es posible deducir con precisión el modelo matemático más adecuado para expresar la relación entre la porosidad y la resistencia.

Según los actuales conocimientos, la Ley de Abrams tiene un determinado campo de validez ya que:

1. Para bajas relaciones agua/cemento:

—La resistencia deja de incrementarse a medida que disminuye la relación a/c, por insuficiente compactación.

—Para altos contenidos unitarios de cemento, existe una regresión de la resistencia por fisuración, debido a retracción restringida.

2. Para relaciones agua/cemento altas:

—La curva de la ley Abrams tiende a hacerse asintótica.

En general la ley de Abrams está limitada por:

—Grado de hidratación del cemento.
—Propiedades físicas y químicas del cemento.
—Temperatura de hidratación.
—Contenido de aire.
—Variación de la relación a/c por exudación.

Es más correcto relacionar la resistencia del hormigón en función de la relación:

$$\frac{\text{CONCENTRACION DE SOLIDOS HIDRATADOS}}{\text{ESPACIO DISPONIBLE}}$$

propuesta por Power (1958), lo que puede expresarse:

$$T_c = f(X)$$

siendo $T_c$ la resistencia a compresión del hormigón, y X la relación gel/espacio.

En el caso del hormigón, Power propone:

$$T_c = 234\ X^3\ (\text{MPa})$$

expresión que se verifica con independencia de la edad, tipo y características de la mezcla.

Analizando las investigaciones anteriormente citadas, se desprende que los factores de mayor influencia en la obtención de hormigones de alta resistencia son la interfase y la relación gel/espacio.

## 5. SELECCION DE MATERIALES

La producción de hormigones de alta resistencia, implica un mayor cuidado en la selección de los materiales, que el normal en la realización de hormigones de menor calidad.

Para obtener alta resistencia en un material compuesto como el hormigón, es necesario que los elementos que lo componen sean también de alta resistencia.

### 5a. Cemento

La elección del cemento portland para H.A.R. es extremadamente importante, a menos que una alta resistencia inicial sea el objetivo, como ocurre en hormigones pretensados. No es necesario utilizar un cemento tipo III (ASTM). Además, dentro de un tipo de cemento dado, diferentes marcas pueden tener diferentes resistencias, debido a las variaciones en la composición y finura.

Es muy importante que el cemento empleado tenga una elevada resistencia y uniformidad. En hormigones de alta resistencia se utilizan mayores contenidos de cemento, produciéndose un aumento de temperatura en el interior del hormigón.

Una forma posible de reducir el calor de hidratación y ganar resistencia y economía, es reemplazar parte del cemento por adiciones activas de minerales puzolánicos. Así por ejemplo, en la construcción de la "Water Place", de Chicago, 1975, se utilizaron cenizas volantes, tipo F; en la "Texas Commerce Tower", de Houston, en 1980, cenizas volantes tipo C, y para unos ensayos de mezclas para la fabricación de hormigones de muy alta resistencia, realizados en 1984, se utilizó humo de sílice. El humo de sílice se ha utilizado para la elaboración de hormigones de muy alta resistencia desde 1984. El humo de sílice se recomienda especialmente para la elaboración de H.A.R., por sus dimensiones y sus propiedades cementantes; pero no se pudo utilizar en el presente trabajo debido a que no se dispone de este material en la provincia de Córdoba.

El cemento empleado en el desarrollo de la presente investigación fue cemento portland de alta resistencia inicial, semejante al tipo III ASTM, con las siguientes características:



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

| COMPOSICION POTENCIAL (%) | |
|---|---|
| $SC_3$ | 57 |
| $SC_2$ | 18 |
| $AC_3$ | 3,3 |
| $FAC_4$ | 14,6 |

CARACTERISTICAS FISICAS:

—SUP. ESP. (BLAIEN) ($cm^2/g$): 4.020

—RET. TAMIZ 200 (%): 2,3

—FRAG. INICIAL H. MIN.: 2,15

| RESISTENCIA A FLEXION (MPa): | |
|---|---|
| 7 DIAS | 7,5 |
| 28 DIAS | 8,4 |

| RESISTENCIA A COMPRESION (MPa): | |
|---|---|
| 7 DIAS | 45,0 |
| 28 DIAS | 48,5 |

**5b. Aditivos químicos**

Con gran frecuencia, se utilizan los aditivos químicos y las adiciones activas en la elaboración de hormigones de alta resistencia.

Los aditivos aireantes no son recomendables ya que las burbujas que incorporan pasan a ser lugares de concentración de tensiones, y disminuyen la resistencia. Por tal razón, deben ser solamente usados cuando se deba considerar la durabilidad.

La utilización de retardadores en la elaboración de H.A.R. es frecuentemente beneficiosa para el control de la hidratación temprana, ya que los diseños estructurales, actualmente, requieren una densa armadura, lo que complica la colocación del hormigón. Los proyectos en los que se usaron retardadores, dieron resultados muy favorables.

También existen experiencias en el empleo de reductores de agua para asientos normales, aceleradores, combinación de aditivos y aditivos de minerales finamente divididos.

En este trabajo se usó como aditivo un reductor de agua que permitió alcanzar altas resistencias a tempranas edades, ya que posee un fuerte poder dispersante de las partículas de cemento, sin efectos secundarios en la masa de hormigón. Se utilizó para disminuir la relación agua/cemento sin disminuir la trabajabilidad. Sus características son las siguientes:

ADITIVO: SUPER FLUIDIFICANTE REDUCTOR DE AGUA DE ALTO EFECTO, A BASE DE FORMALDEHIDOS DE NAFTALENOS SULFONADOS

DENSIDAD = 1,18 Kp/*l*

PH = 7 + 1

NOTA: CUMPLE NORMA IRAM 1663

**5c. Aridos**

Los áridos finos y gruesos usados en H.A.R. deben, por lo menos, cumplir con la norma IRAM respectiva.

*5c.1. Arido fino*

Una óptima granulometría del árido fino es determinante por su efecto en el requerimiento de agua en H.A.R., más que por el acomodamiento físico. Para H.A.R. se seleccionó una arena con módulo de finura superior a 3, ya que este tipo de hormigón contiene altos contenidos de materiales finos cementicios, de manera tal que la granulometría de los áridos es relativamente poco importante en comparación con lo que ocurre en el hormigón convencional.

Las características del material utilizado eran:

ARENA GRUESA:

PROCEDENCIA: RIO SUQUIA

DENSIDAD RELATIVA (IRAM 1520) $Kp/dm^3$ = 2,64

ABSORCION (IRAM 1520) = 0,6%

EQUIVALENTE ARENA (IRAM 1682) = = 92%

MATERIAL ORGANICO (IRAM 1512) = = CUMPLE

MODULO DE FINURA = 3,26

PASANTE TAMIZ 754 (IRAM 1540) = 0,2%

GRANULOMETRIA: FIGURA Nº 1



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

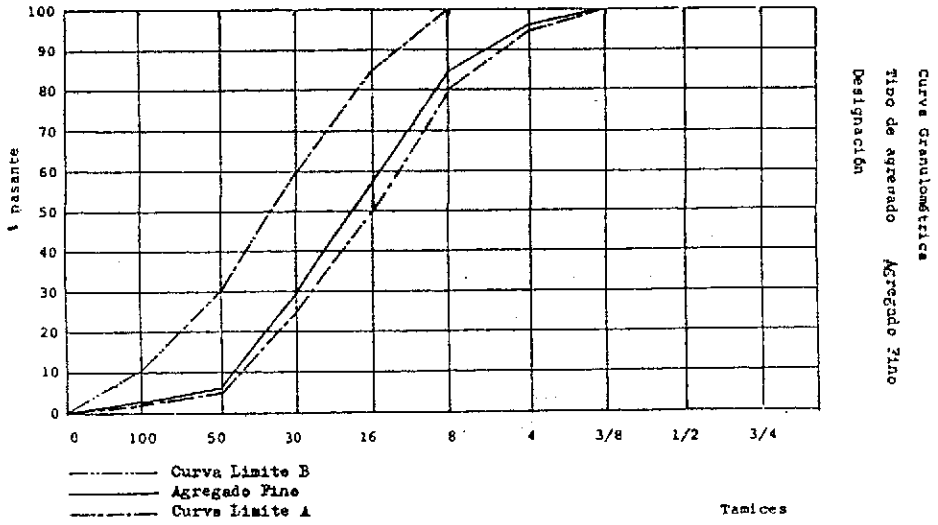



Fig. 1.

*5c.2. Arido grueso*

Se adoptó un tamaño máximo de 19 mm, ya que según los estudios de Alexander, la adherencia de la matriz para una partícula de árido de 3" es sólo el 10% de la de 1/2"; y establece que salvo para muy buenos o muy malos áridos, la resistencia de la interfase es alrededor del 50-60% de la resistencia de la pasta, a los 7 días.

Menores tamaños de áridos producen mayores resistencias en el hormigón, debido a que no se producen grandes concentraciones de tensiones alrededor de las partículas, por las diferencias entre los módulos de elasticidad de pasta y árido. La forma de la partícula adoptada, fue la piedra partida, para incrementar la adherencia mecánica.

Características del árido grueso utilizado:

ARIDO GRUESO:

MATERIAL: TRITURADO GRANITICO DE LA CALERA

TAMAÑO MAXIMO: 19 mm

PESO ESPECIFICO (IRAM 1533) = 2,85 Kp/dm$^3$

ABSORCION (IRAM 1533) = 0,2%

DESGASTE LOS ANGELES (1533) = 20

PESO UNITARIO COMPACTADO (SECO) IRAM 1548 = 1.587 Kp/cm$^3$

GRANULOMETRIA: FIGURA Nº 2

La roca madre a partir de la cual se obtuvo este árido, pertenece al grupo de las rocas metamórficas regionales.

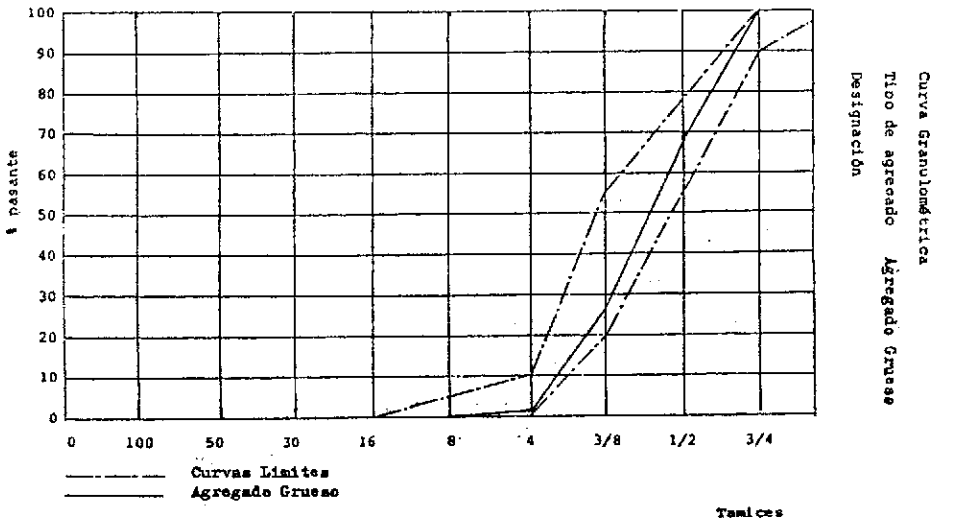



Fig. 2.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

**ASOCIACION MINERAL**

Plagioclasa
Biotita
Cuarzo
Cordierita
Granate
Sillimanita

Según esta asociación, la roca es un Gneis Tonalitico Biotitico.

**ESTRUCTURA**

Roca maciza, con una esquistosidad poco marcada, de grano mediano a grueso.

**DENSIDAD** = 2,85 Kp/dm$^3$

**RESISTENCIA A LA COMPRESION**

2.500 Kp/cm$^2$.

### 5d. Agua

Los requerimientos de la calidad del agua no difieren de los necesarios para hormigones convencionales. Por tal razón, se utilizó agua potable de la empresa Obras Sanitarias, de la provincia de Córdoba (Argentina).

## 6. DOSIFICACION DE HORMIGONES DE ALTA RESISTENCIA

### CONSIDERACIONES GENERALES

La porosidad de los componentes y de la interfase en el hormigón, es el factor más importante en la resistencia, cuando la trabajabilidad es adecuada. La relación agua-cemento es la clave en la porosidad de la pasta de cemento y la zona de transición.

Una reducción de la relación a/c a valores de 0,38 a 0,34 puede dar lugar a valores de resistencia superiores a los 40 MPa, pero con el decremento del contenido de agua, se hacen más difíciles las operaciones de mezclado, colocado y compactado.

Estas dificultades quedan en parte solucionadas con el uso de superfluidificantes.

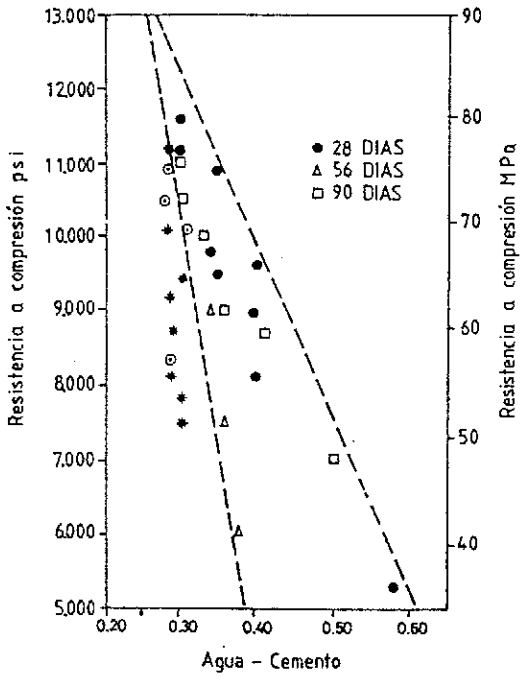
Debido a la necesidad de usar bajas relaciones a/c y al menor tamaño máximo de árido grueso, el contenido de cemento es elevado. Existen trabajos de investigación que afirman que el incremento de contenido de cemento origina un límite en los valores de la resistencia. Esto es debido a una inherente falta de homogeneidad en la pasta hidratada de cemento, donde se encuentran largos cristales de hidróxido de calcio que representan superficies de clivaje bajo carga. Además, la falta de homogeneidad y las superficies de corte de las áreas de transición, son zonas vulnerables de microfisuras antes de haber sido aplicada la carga externa. También se debe considerar que el incremento en el contenido de cemento significa un aumento en el costo del material.

En el presente trabajo se consideraron algunas recomendaciones de distintos investigadores para las dosificaciones y se aplicó el método de los volúmenes absolutos.

Se dosificaron hormigones según el método de Erntroy y Shacklock, sin obtenerse buenos resultados para nuestros materiales.

### 6a. Relación agua/cemento

La relación a/c y la resistencia a la compresión que se utilizan para fabricar hormigones convencionales son válidas también para Hormigones de Alta Resistencia, como se vió anteriormente (con sus limitaciones). Para este tipo de hormigones la relación a/c utilizada varía de 0,27 a 0,30; en la figura 3 se representan los valores de resistencia obtenidos en distintas investigaciones (incluyendo la nuestra), con distintas relaciones a/c.




* 28 días - Experiencia realizada en nuestro laboratorio
⊙ 56 días

Fig. 3.

### 6b. Contenido de cemento

El contenido de cemento por m$^3$ de hormigón fue determinado mediante la fabricación de masas de prueba. Los contenidos de cemento comúnmente utilizados, varían de 392 a 557 kg/m$^3$.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

Siguiendo las recomendaciones del Reglamento CIRSOC 201, y por las razones expuestas anteriormente, el contenido máximo de cemento se fijó en 500 kg/m$^3$, excepto para los hormigones $H_A$ y $H_E$ (véase Tabla 1).

### 6c. Proporción de áridos

*6c.1. Arido fino*

Dado que todo el área de la superficie del árido debe estar cubierto con pasta cementicia, la proporción de finos o gruesos puede tener efecto cuantitativo directo en los requerimientos de pasta. Además, la forma de estas partículas de arena puede ser esférica, subangular o muy angular. Esta propiedad puede alterar los requerimientos de pasta, aún siendo el volumen de la arena el mismo.

Como es sabido, la graduación del árido fino juega un importante papel en la plasticidad del hormigón.

La trabajabilidad aumenta a mayor contenido de arena; pero se necesita más pasta para compensar el aumento de superficie. Si el volumen de la pasta aumenta añadiendo agua, puede producirse una pérdida de resistencia; por el contrario, bajos contenidos de árido fino, con altos contenidos de árido grueso, disminuyen los requerimientos de pasta.

*6c.2. Arido grueso*

En la tabla 3.1 que aparece en ACI 211.1, se indica la cantidad y tamaño del árido grueso, en función del módulo de finura de la arena.

En los primeros trabajos de prueba realizados, se determinó el volumen de árido grueso por unidad de volumen de hormigón, siguiendo las recomendaciones mencionadas; pero se obtuvieron mezclas muy secas y poco trabajables. Erntroy y Shacklock confeccionaron una tabla para determinar la relación árido/cemento en función de la relación a/c y el tamaño máximo del árido grueso, que tampoco dió buenos resultados.

El contenido de árido grueso óptimo se determinó de forma experimental.

### 6d. Dosificación de los aditivos

Se determinó experimentalmente la variación del asiento según distintas dosis de aditivos. El hormigón analizado era de un contenido unitario de cemento de 500 Kg/m$^3$ y a/c = 0,28.

## 7. METODO DE DOSIFICACION DE ERNTROY Y SHACKLOCK PARA HORMIGONES DE ALTA RESISTENCIA

El método de Erntroy y Shacklock, publicado en "**Manuales y Normas del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento**" da la posibilidad de utilizar hormigones con relación a/c menor que 0,30. Las proporciones del hormigón A se determinaron utilizando este método; con los materiales utilizados en este trabajo no se lograron buenos resultados.

## 8. DOSIFICACION DE LOS HORMIGONES ESTUDIADOS

Se fabricaron ocho tipos de hormigones. Las proporciones de las mezclas tenían como objetivo lograr Hormigones de Alta Resistencia, empleando técnicas convencionales, es decir diseñar mezclas para hormigones con resistencias a la compresión mayor de 40 MPa (H.A.R.), no incluyendo hormigones tales como aquéllos con polímeros, resinas epoxi, etc.

El diseño de la mezcla del hormigón A, se

**TABLA 1**

**Dosificación de hormigones**

| Tipo de hormigón | a/c | Cemento Kp | Agua Kp | Ag.Grueso Kp | Ag. Fino Kp | % de Aditivo | Peso Unit. Kp/m$^3$ | Asentamiento cm |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $H_A$ | 0,30 | 506 | 150 | 1118 | 602 | 2 | 2376 | 21 |
| $H_B$ | 0,29 | 500 | 145 | 1176 | 666 | 2 | 2497 | 20 |
| $H_C$ | 0,28 | 500 | 140 | 1232 | 607 | 1 | 2484 | 2 |
| $H_D$ | 0,28 | 500 | 140 | 1232 | 607 | 2 | 2489 | 15 |
| $H_E$ | 0,28 | 550 | 154 | 1260 | 516 | 2 | 2491 | 22 |
| $H_F$ | 0,28 | 500 | 140 | 1112 | 738 | 1,5 | 2497 | 20 |
| $H_G$ | 0,28 | 500 | 140 | 1179 | 701 | 1 | 2525 | 1 |
| $H_H$ | 0,27 | 500 | 135 | 1179 | 710 | 2 | 2534 | 4 |



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

realizó por el método propuesto por Erntroy y Shacklock. Con el deseo de disminuir la relación a/c para obtener mayor resistencia se confeccionaron los hormigones B y C. Las mezclas resultaron ásperas, debido a la gran relación volumen absoluto de árido grueso/unidad de volumen del hormigón, que era igual a 0,45.

En las mezclas D, E, F y H, se obtuvieron mezclas trabajables, de consistencia plástica, con las que se obtuvieron excelentes resultados.

En la tabla 1 se muestran las dosificaciones de los hormigones estudiados.

## 9. TRABAJABILIDAD

La trabajabilidad es definida en A.C.I. 116 R, como una propiedad de la mezcla de hormigón en estado fresco, la cual determina la comodidad y homogeneidad con la que puede ser mezclado, colocado y terminado un hormigón.

La cuantificación de la consistencia del hormigón por el método del Cono de Abrams, es útil para hormigones plásticos y cohesivos. Otros métodos de ensayos tales como el medidor de consistencia "Vebe", fueron usados con éxito para H.A.R.

En el Japón, es común utilizar hormigones con gran cantidad de arena y de alto valor de asiento, para la construcción en general, ya que con el objeto de resistir sismos, las construcciones contienen una gran cantidad de acero de refuerzo. En general, se utilizan superfluidificantes para reducir los requerimientos de agua manteniendo un asiento de 20 cm.

Los hormigones diseñados en nuestro trabajo, contemplaron la necesidad de abarcar un espectro amplio de los valores de asiento, variando estos entre 22 cm y 1 cm, como se indica en la tabla 1.

## 10. MEZCLADO, COMPACTACION Y CURADO

El mezclado se realizó en una hormigonera de eje basculante con una velocidad de giro de 24 vueltas/min. Este valor cumple con la velocidad de rotación recomendada por L'Hermite:

$$D \cdot N^2 = 350 \text{ a } 450$$

siendo:

N = Diámetro del tambor (m).

N = Nº de vueltas por minuto.

La secuencia empleada, fue:

a) Mezclado, 4 minutos.

b) Reposo, 2 minutos.

c) Remezclado, 2 minutos.

La compactación se realizó mediante un vibrador de inmersión. El tiempo de vibrado variaba en función de la trabajabilidad que presentaba cada mezcla.

Se observó que la velocidad de mezclado es fundamental en la obtención de H.A.R. Velocidades de giro menores a 24 vueltas por minuto, imposibilitan la elaboración.

Se confeccionaron probetas cilíndricas de 15 x x 30 cm. Permanecieron en los moldes hasta las 24 horas y a partir de ese momento fueron colocadas bajo agua, hasta la edad de ensayo.

## 11. PESO UNITARIO

Los valores medidos son levemente mayores que los de los hormigones de menor resistencia hechos con los mismos materiales. Los valores medidos se encuentran en la tabla 1.

## 12. ENSAYOS SOBRE EL HORMIGON ENDURECIDO

Los ensayos realizados para evaluar las propiedades de los hormigones en estado endurecido, fueron los siguientes:

—Resistencia a la compresión a 7-28-56 días (Tch°).

—Resistencia a flexión (Tfh°).

—Módulo de elasticidad estática a 7-28-56 días (E).

—Velocidad ultrasónica (Vu) (medición directa o indirecta).

La realización de ensayos a 56 días, es debido a que un campo de utilización de los hormigones de alta resistencia, es el de los soportes de edificios de gran altura, donde las cargas totales no actúan hasta edades avanzadas.

El resumen de los resultados de resistencia (promedio de 6 ensayos), y de módulo de elasticidad, se encuentran resumidos en la tabla 2 y la figura 4.

Los ensayos de resistencia a flexión y velocidad ultrasónica, se realizaron con dos muestras del hormigón $H_{II}$, debido a que fue el que mayores valores de resistencia presentó. Los resultados se indican en la tabla 3.

Las velocidades de propagación de las ondas ultrasónicas, se midieron utilizando un Equipo Pundit, con palpadores o transductores de 54 $KH_Z$.

Las mediciones se hicieron directa e indirectamente sobre las mismas probetas del mismo hormigón. Se tomó, para el paso de la onda ultrasónica directa, una longitud de 0,15 m,



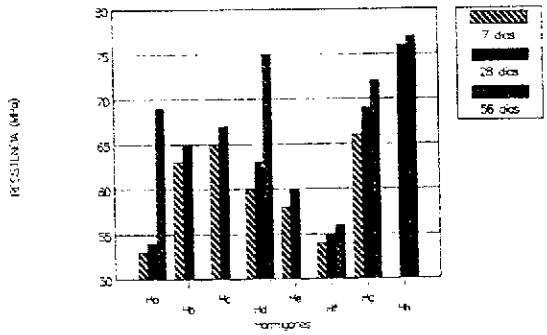
Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

**TABLA 2**

| Tipo de hormigón | Resistencia a Compresión (MPa) | | | Módulo de Elasticidad (MPa) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Edad (días) | | | Edad (días) | | |
| | 7 | 28 | 56 | 7 | 28 | 56 |
| A | 53 | 54 | 69 | 32851 | 33966 | 34718 |
| B | 63 | 65 | — | — | — | 37549 |
| C | 65 | 67 | — | 35806 | 37114 | — |
| D | 60 | 63 | 75 | 34840 | 36024 | 37411 |
| E | 58 | 60 | — | — | 35111 | — |
| F | 54 | 55 | 56 | 31012 | 32069 | 32855 |
| G | 66 | 69 | 72 | 39060 | 40385 | 44099 |
| H | 72 | 76 | 77 | 36729 | 37436 | 39620 |

NOTA: Los resultados que faltan no se pudieron obtener debido a desperfectos en el laboratorio.

RESISTENCIA – TIEMPO




MODULO DE ELASTICIDAD – TIEMPO

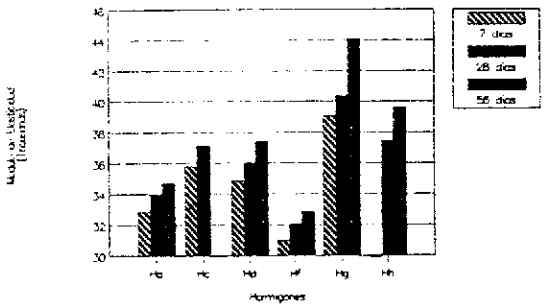



Fig. 4.

que es el espesor de la probeta; y para la onda ultrasónica indirecta, una longitud de 0,45 m.

## 13. ESTUDIO DE LA MATRIZ DE LOS HORMIGONES DE ALTA RESISTENCIA

Para la determinación de las propiedades mecánicas de las matrices de los hormigones de alta resistencia, se confeccionaron probetas prismáticas de 160 x 40 x 40 mm. (véase tabla

**TABLA 3**

**Transmisión Directa**

| Hormigón Tipo | Edad días | Long. de Medición (m) | n | $\sum_{i=0}^{n} V_i$ (m/seg.) | Velocidad media $V_m$ (m/seg.) |
|---|---|---|---|---|---|
| $H_{H_1}$ | 7 | 0,15 | 8 | 38.143 | 4.768 |
| | 28 | 0,15 | 8 | 37.405 | 4.675 |
| $H_{H_2}$ | 7 | 0,15 | 8 | 37.758 | 4.720 |
| | 28 | 0,15 | 8 | 37.202 | 4.650 |

**Transmisión Indirecta**

| Hormigón Tipo | Edad días | Long. de Medición (m) | n | $\sum_{i=0}^{n} V_i$ (m/seg.) | Velocidad media $V_m$ (m/seg.) |
|---|---|---|---|---|---|
| $H_{H_2}$ | 7 | 0,45 | 6 | 48.580 | 8.097 |
| | 28 | 0,45 | 6 | 46.691 | 7.782 |
| $H_{H_2}$ | 7 | 0,45 | 6 | 49.484 | 8.247 |
| | 28 | 0,45 | 6 | 47.711 | 7.952 |

NOTA: * La diferencia entre los hormigones $H_{H_1}$ y $H_{H_2}$ es el contenido de aditivo; $H_{H_2}$ contiene 0,5% menos que $H_{H_1}$.
* Las velocidades ultrasónicas obtenidas a 7 días son levemente mayores que a 28 días, debido al contenido de humedad de las muestras.

**Hormigón $H_H$**

| Hormigón Tipo | Resistencia Flexión K/cm² |
|---|---|
| $H_{H_1}$ | 76,62 |
| $H_{H_2}$ | 75,04 |



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

4), fabricadas con las mismas proporciones de arena, agua, cemento y aditivo utilizadas para los hormigones estudiados.

**TABLA 4**

**Matriz**

| Tipo de Hormigón | Mortero | Resistencia a Compresión (MPa) | | Resistencia a flexión (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| | | Edad | | Edad |
| | | 28 | 56 | 28 |
| $H_A$ | $M_7$ | 102 | 102,7 | 13,8 |
| $H_B$ | $M_2$ | 93 | 102 | 13,1 |
| $H_C$ | $M_1$ | 95 | 99 | 13 |
| $H_D$ | $M_1$ | 95 | 99 | 13 |
| $H_E$ | $M_4$ | 98 | 105 | 12,6 |
| $H_F$ | $M_2$ | 90 | 90 | 12,6 |
| $H_G$ | $M_6$ | 99 | 99 | 12,7 |
| $H_H$ | $M_9$ | 99 | 105 | 12,7 |

El procedimiento empleado en la fabricación de las probetas, se describe a continuación:

### 13a. Mezclado

Con la mezcladora en posición de marcha (rotación de la paleta 140 ± 5) (v/min), se vertió el agua y se agregó el cemento. Después de 30 segundos, se agregó, en 30 seg. adicionales, la porción de arena; se colocó la mezcladora en mezclado rápido (285 ± 10) (v/min) durante 30 seg. y se detuvo la mezcladora durante 60 seg. finalizando con un mezclado rápido.

### 13b. Preparación de moldes, curado, resistencia a la flexión y compresión

Se siguieron las recomendaciones indicadas en la Norma IRAM 1622 "Métodos de determinación de las resistencias a la compresión y a la flexión".

En la tabla 6, se muestran los valores de resistencia a la flexión y a la compresión de las matrices estudiadas. Las edades de ensayo fueron 28 y 56 días.

## 14. ANALISIS DE RESULTADOS

Con los resultados obtenidos, se relacionan distintas variables entre sí. Se dedujeron las correspondientes curvas de regresión por medio de un programa computacional. El criterio de mejor representatividad, se basa en la suma de los cuadrados de las desviaciones. Como índice de calidad del ajuste, en los listados se indican los errores relativos, en tanto por ciento.

Las expresiones matemáticas que relacionan los parámetros obtenidos son las siguientes:

—$E = 7.299,2 + 459,98 \times Tch^{o}$ (MPa) (7 días),

para la relación: Módulo de elasticidad estática del hormigón (E)/Resistencia a compresión del hormigón ($Tch^{o}$) a 7 días.

(Listado Nº 1).

—$E = 1.006,81 + 4.402,96 \times \sqrt{Tch^{o}}$ (MPa) (28 días),

para la relación: Módulo de elasticidad estática del hormigón (E)/Resistencia a compresión del hormigón ($Tch^{o}$) a 28 días.

(Listado Nº 2).

—$E = 13.446,34 + 348 \times Tch^{o}$ (MPa) (56 días),

para la relación: Módulo de elasticidad estática del hormigón (E)/Resistencia a compresión del hormigón ($Tch^{o}$) a 56 días.

(Listado Nº 3).

—$Tch^{o}$ (28 días) = $-5,16 + 1,12 \times Tch^{o}$ (7 días),

para la relación: Resistencia a compresión del hormigón ($Tch^{o}$) a 28 días/Resistencia a compresión del hormigón ($Tch^{o}$) a 7 días.

(Listado Nº 4).

—$Tch^{o}$ (56 días) = $20,33 + 0,82 \times Tch^{o}$ (7 días),

para la relación: Resistencia a compresión del hormigón ($Tch^{o}$) a 56 días/Resistencia a compresión del hormigón ($Tch^{o}$) a 7 días.

(Listado Nº 5).

—$Tch^{o}$ (56 días) = $29,04 + 0,64 \times Tch^{o}$ (28 días),

para la relación: Resistencia a compresión del hormigón ($Tch^{o}$) a 56 días/Resistencia a compresión del hormigón ($Tch^{o}$) a 28 días.

(Listado Nº 6).

—$Tcm = 186,85 - 2,93 \times Tch^{o} - 0,02 \times Tch^{o2}$ (28 días),

para la relación: Resistencia a compresión de la Matriz (Tcm)/Resistencia a compresión del hormigón ($Tch^{o}$) a 28 días.

(Listado Nº 7).

—$Tcm = -33,33 + 3,39 \times Tch^{o} - 0,02 \times Tch^{o2}$ (56 días),

para la relación: Resistencia a compresión de la matriz (Tcm)/Resistencia a compresión del hormigón ($Tch^{o}$) a 56 días.

(Listado Nº 8).

Se adjuntan los listados del ordenador y los gráficos de las relaciones encontradas.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

Listado 1.

## AJUSTE NUMERICO DE DATOS

—DESIGNACION: MODULO DE ELASTICIDAD VS RESISTENCIA —7 DIAS—

—INTERVALOS DE AJUSTE:

XINF (1) = % 2E + 37 ; ; XSUD (1) = % 2E + 37

POLINOMIOS APROXIMADOS:

| G | X**0 | X**1 | X**2 | X**3 | X**4 | X**5 | X**6 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| O | % 7299,20 | | | | | | |
| 1 | % 7299,20 | % 459,98 | | | | | |

—ERRORES DE APROXIMACION:

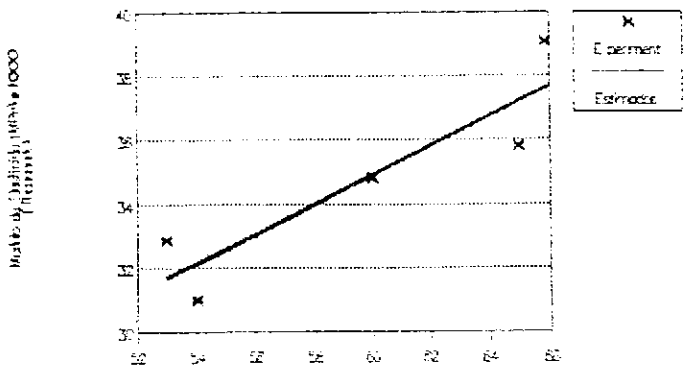
NOMENCLATURA:

X ..... Valor dato proporcionado
Y ..... Valor dato variable dependiente
XM ..... Valor modif. de la variable independiente
YM ..... Valor modif. de la variable dependiente
Y aprox. ..... Valor aproximado a YM
Err abs. ..... Error absoluto sobre los datos
Err rel. ..... Error relativo sobre los datos

| PUNTO | X | Y | XM | YM | Yaprox. | Err abs | Err rel. x 100 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 53,00 | % 32851,00 | 53,00 | % 32851,00 | % 31677,96 | %—1173,04 | 3,571 |
| 2 | 65,00 | % 35806,00 | 65,00 | % 35806,00 | % 37197,68 | % 1391,68 | 3,887 |
| 3 | 60,00 | % 34840,00 | 60,00 | % 34840,00 | % 34897,79 | 57,79 | 0,166 |
| 4 | 54,00 | % 31012,00 | 54,00 | % 31012,00 | % 32137,93 | % 1125,93 | 3,631 |
| 5 | 66,00 | % 39060,00 | 66,00 | % 39060,00 | % 37657,65 | %—1402,35 | 3,590 |

MODULO DE ELASTICIDAD – RESISTENCIA

Edad 7 días






Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

Listado 2.

## AJUSTE NUMERICO DE DATOS

—DESIGNACION: MODULO DE ELASTICIDAD VS RESISTENCIA —28 DIAS—

—INTERVALOS DE AJUSTE:

XINF (1) = % 2E + 37 ; ; Xsup (1) = % 2E + 37

POLINOMIOS APROXIMADOS:

| G | X**0 | X**1 | X**2 | X**3 | X**4 | X**5 | X**6 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| O | % 1006,81 | | | | | | |
| 1 | % 1006,81 | % 4402,96 | | | | | |

—ERRORES DE APROXIMACION:

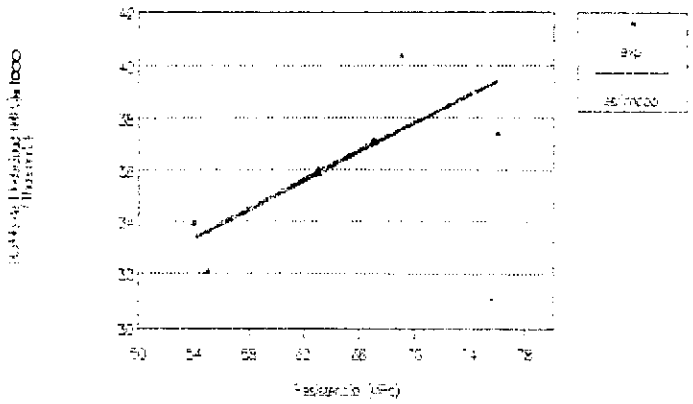
NOMENCLATURA:

X ..... Valor dato proporcionado
Y ..... Valor dato variable dependiente
XM ..... Valor modif. de la variable independiente
YM ..... Valor modif. de la variable dependiente
Y aprox. ..... Valor aproximado a YM
Err abs. ..... Error absoluto sobre los datos
Err rel. ..... Error relativo sobre los datos

| PUNTO | X | Y | XM | YM | Y aprox. | Err abs | Err rel. x 100 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 54,00 | % 33966,00 | 7,35 | % 33966,00 | % 33361,81 | % —604,20 | 1,779 |
| 2 | 67,00 | % 37114,00 | 8,19 | % 37114,00 | % 37046,57 | % —67,43 | 0,182 |
| 3 | 63,00 | % 36024,00 | 7,94 | % 36024,00 | % 35954,20 | % —69,80 | 0,194 |
| 4 | 55,00 | % 32069,00 | 7,42 | % 32069,00 | % 33660,02 | % 1591,02 | 4,961 |
| 5 | 69,00 | % 40385,00 | 8,31 | % 40385,00 | % 37580,52 | % —2804,48 | 6,944 |
| 6 | 76,00 | % 37436,00 | 8,72 | % 37436,00 | % 39390,90 | % 1954,90 | 5,222 |

MODULO DE ELASTICIDAD - RESISTENCIA

Edad: 28 días





Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

Listado 3.

## AJUSTE NUMERICO DE DATOS

—DESIGNACION: MODULO DE ELASTICIDAD VS RESISTENCIA —56 DIAS—

—INTERVALOS DE AJUSTE:

XINF (1) = % 2E + 37 ; ; Xsup (1) = 2E + 37

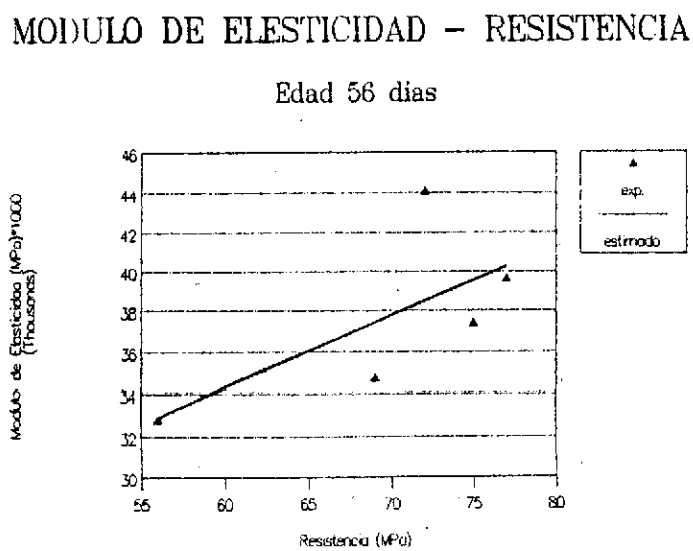
POLINOMIOS APROXIMADOS:

| G | X**0 | X**1 | X**2 | X**3 | X**4 | X**5 | X**6 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| O | % 13446,34 | | | | | | |
| 1 | % 13446,34 | % 348,06 | | | | | |

—ERRORES DE APROXIMACION:

X ..... Valor dato proporcionado
Y ..... Valor dato variable dependiente
XM ..... Valor modif. de la variable independiente
YM ..... Valor modif. de la variable dependiente
Y aprox. ..... Valor aproximado a YM
Err abs. ..... Error absoluto sobre los datos
Err rel. ..... Error relativo sobre los datos

| PUNTO | X | Y | XM | YM | Y aprox. | Err abs | Err rel x 100 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 69,00 | % 34718,00 | 69,00 | % 34718,00 | % 37462,16 | % 2744,16 | 7,904 |
| 2 | 75,00 | % 37411,00 | 75,00 | % 37411,00 | % 39550,49 | % 2139,48 | 5,719 |
| 3 | 56,00 | % 32855,00 | 56,00 | % 32855,00 | % 32937,44 | 82,44 | 0,251 |
| 4 | 72,00 | % 44099,00 | 72,00 | % 44099,00 | % 38506,32 | % —5592,68 | 12,682 |
| 5 | 77,00 | % 39620,00 | 77,00 | % 39620,00 | % 40246,60 | % 626,60 | 1,582 |






Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

Listado 4.

## AJUSTE NUMERICO DE DATOS

—DESIGNACION: RESISTENCIA 7 DIAS —VS— RESISTENCIA 28 DIAS

—INTERVALOS DE AJUSTE:

XINF (1) = % 2E + 37 △ △ Xsup (1) = 2E + 37

POLINOMIOS APROXIMADOS:

| G | X**0 | X**1 | X**2 | X**3 | X**4 | X**5 | X**6 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| O | —5,16 | | | | | | |
| I | —5,16 | 1,12 | | | | | |

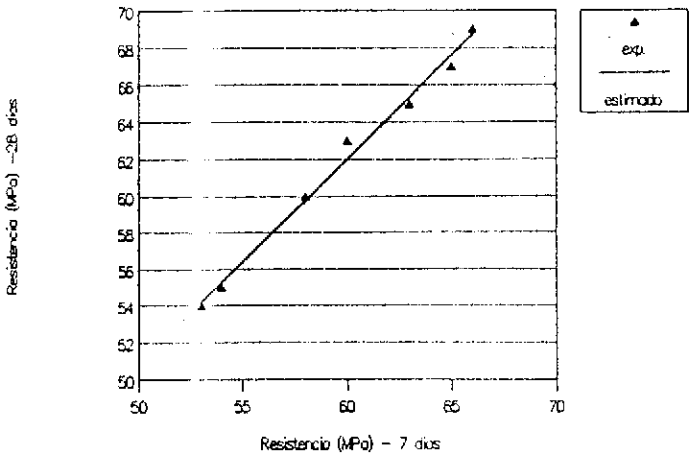
—ERRORES DE APROXIMACION:

NOMENCLATURA:

X ..... Valor dato proporcionado
Y ..... Valor dato variable dependiente
XM ..... Valor modif. de la variable independiente
YM ..... Valor modif. de la variable dependiente
Y aprox. ..... Valor aproximado a YM
Err abs ..... Error absoluto sobre los datos
Err rel ..... Error relativo sobre los datos

| PUNTO | X | Y | XM | YM | Yaprox. | Err abs | Err rel. x 100 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 53,00 | 54,00 | 53,00 | 54,00 | 54,18 | 0,18 | 0,333 |
| 2 | 63,00 | 65,00 | 63,00 | 65,00 | 65,38 | 0,38 | 0,578 |
| 3 | 65,00 | 67,00 | 65,00 | 67,00 | 67,62 | 0,62 | 0,918 |
| 4 | 60,00 | 63,00 | 60,00 | 63,00 | 62,02 | —0,98 | 1,560 |
| 5 | 58,00 | 60,00 | 58,00 | 60,00 | 59,78 | —0,22 | 0,370 |
| 6 | 54,00 | 55,00 | 54,00 | 55,00 | 55,30 | 0,30 | 0,544 |
| 7 | 66,00 | 69,00 | 66,00 | 69,00 | 68,73 | —0,27 | 0,384 |

resistencia 7dias–28 dias






Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

Listado 5.

## AJUSTE NUMERICO DE DATOS

—DESIGNACION: RESISTENCIA 7 DIAS —VS— RESISTENCIA 56 DIAS

—INTERVALOS DE AJUSTE:

XINF (1) = % 2E + 37 △ △ Xsup (1) = 2E + 37

POLINOMIOS APROXIMADOS:

| G | X**0 | X**1 | X**2 | X**3 | X**4 | X**5 | X**6 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| O | 20,33 | | | | | | |
| I | 20,33 | 0,82 | | | | | |

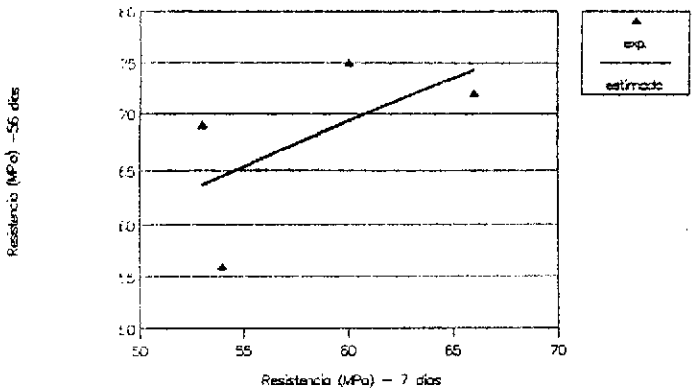
—ERRORES DE APROXIMACION:

NOMENCLATURA:

X ..... Valor dato proporcionado
Y ..... Valor dato variable dependiente
XM ..... Valor modif. de la variable independiente
YM ..... Valor modif. de la variable dependiente
Y aprox. ..... Valor aproximado a YM
Err abs ..... Error absoluto sobre los datos
Err rel ..... Error relativo sobre los datos

| PUNTO | X | Y | XM | YM | Yaprox. | Err abs | Err rel. x 100 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 53,00 | 69,00 | 53,00 | 69,00 | 63,70 | —5,30 | 7,676 |
| 2 | 60,00 | 75,00 | 60,00 | 75,00 | 69,43 | —5,57 | 7,424 |
| 3 | 54,00 | 56,00 | 54,00 | 56,00 | 64,52 | 8,52 | 15,218 |
| 4 | 66,00 | 72,00 | 66,00 | 72,00 | 74,34 | 2,34 | 3,254 |

resistencia 7dias—56 dias






Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

Listado 6.

## AJUSTE NUMERICO DE DATOS

—DESIGNACION: RESISTENCIA 28 DIAS —VS— RESISTENCIA 56 DIAS

—INTERVALOS DE AJUSTE:

XINF (1) = % 2E + 37 △ △ Xsup (1) = % 2E + 37

POLINOMIOS APROXIMADOS:

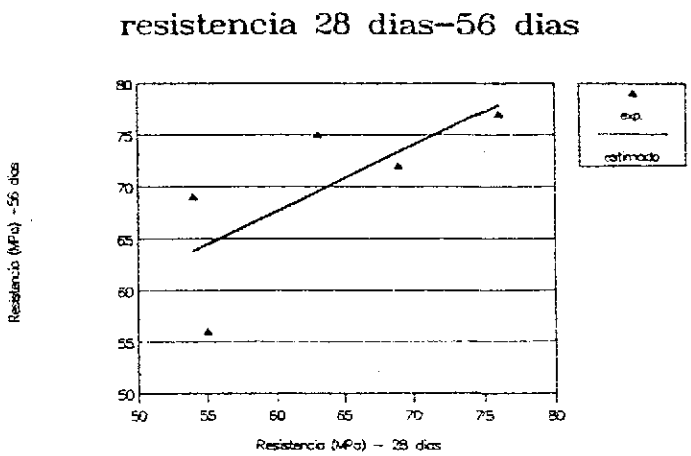
| G | X**0 | X**1 | X**2 | X**3 | X**4 | X**5 | X**6 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| O | 29,06 | | | | | | |
| I | 29,06 | 0,64 | | | | | |

—ERRORES DE APROXIMACION:

NOMENCLATURA:

X ..... Valor dato proporcionado
Y ..... Valor dato variable dependiente
XM ..... Valor modif. de la variable independiente
YM ..... Valor modif. de la variable dependiente
Y aprox. ..... Valor aproximado a YM
Err abs ..... Error absoluto sobre los datos
Err rel ..... Error relativo sobre los datos

| PUNTO | X | Y | XM | YM | Yaprox. | Err abs | Err rel. x 100 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 54,00 | 69,00 | 54,00 | 69,00 | 63,76 | —5,24 | 7,595 |
| 2 | 63,00 | 75,00 | 63,00 | 75,00 | 69,54 | —5,46 | 7,276 |
| 3 | 55,00 | 56,00 | 55,00 | 56,00 | 64,40 | 8,40 | 15,004 |
| 4 | 69,00 | 72,00 | 69,00 | 72,00 | 73,40 | 1,40 | 1,943 |
| 5 | 76,00 | 77,00 | 76,00 | 77,00 | 77,90 | 0,90 | 1,165 |






Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

Listado 7.

## AJUSTE NUMERICO DE DATOS

—DESIGNACION: RESISTENCIA H —VS— RESISTENCIA M — 28 DIAS

—INTERVALOS DE AJUSTE:

XINF (1) = % 2E + 37 △ △ Xsup (1) = % 2E + 37

POLINOMIOS APROXIMADOS:

| G | X**0 | X**1 | X**2 | X**3 | X**4 | X**5 | X**6 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| O | % 186,85 | | | | | | |
| 1 | % 186,85 | —2,93 | | | | | |
| 2 | % 186,85 | —2,93 | 0,02 | | | | |

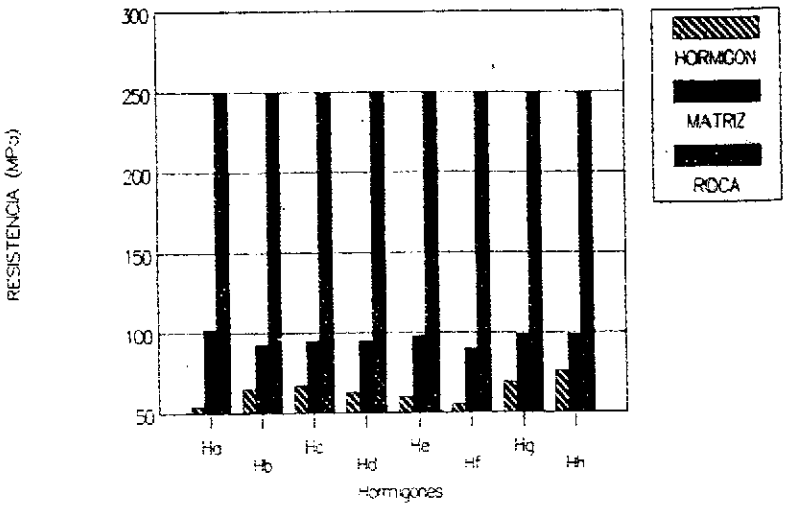
—ERRORES DE APROXIMACION:

NOMENCLATURA:

X ..... Valor dato proporcionado
Y ..... Valor dato variable dependiente
XM ..... Valor modif. de la variable independiente
YM ..... Valor modif. de la variable dependiente
Y aprox. ..... Valor aproximado a YM
Err abs ..... Error absoluto sobre los datos
Err rel ..... Error relativo sobre los datos

| PUNTO | X | Y | XM | YM | Yaprox. | Err abs | Err rel. x 100 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 54,00 | % 102,00 | 54,00 | % 102,00 | 96,91 | —5,09 | 4,993 |
| 2 | 65,00 | 93,00 | 65,00 | 93,00 | 95,39 | 2,39 | 2,572 |
| 3 | 67,00 | 95,00 | 67,00 | 95,00 | 95,73 | 0,73 | 0,766 |
| 4 | 63,00 | 95,00 | 63,00 | 95,00 | 95,24 | 0,24 | 0,257 |
| 5 | 60,00 | 98,00 | 60,00 | 98,00 | 95,38 | —2,62 | 2,678 |
| 6 | 55,00 | 90,00 | 55,00 | 90,00 | 96,53 | 6,53 | 7,260 |
| 7 | 69,00 | 99,00 | 69,00 | 99,00 | 96,25 | —2,75 | 2,776 |
| 8 | 76,00 | 99,00 | 76,00 | 99,00 | 99,57 | 0,57 | 0,572 |

EDAD 28 DIAS






Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

Listado 8.

## AJUSTE NUMERICO DE DATOS

—DESIGNACION: RESISTENCIA H — VS RESISTENCIA M — 56 DIAS

—INTERVALOS DE AJUSTE:

XINF (1) = % — 2E + 37 △ △ Xsup (1) = % — 2E + 37

POLINOMIOS APROXIMADOS:

| G | X**0 | X**1 | X**2 | X**3 | X**4 | X**5 | X**6 | X**7 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| O | % —33,33 | | | | | | | |
| 1 | % —33,33 | 3,39 | | | | | | |
| 2 | % —33,33 | 3,39 | —0,02 | | | | | |

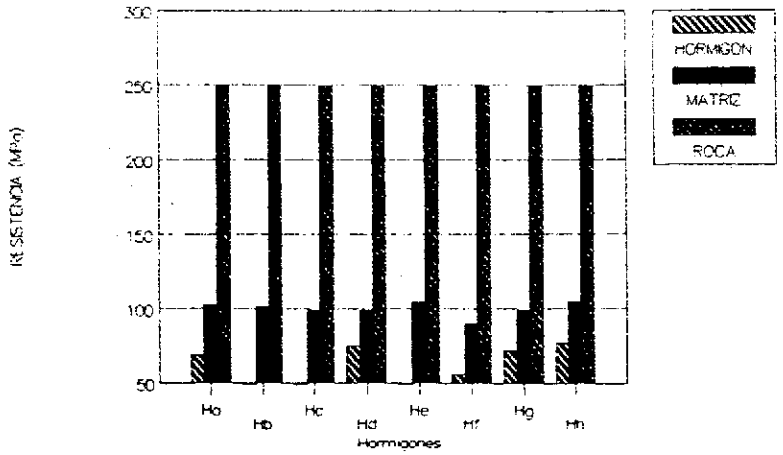
—ERRORES DE APROXIMACION:

NOMENCLATURA:

X ..... Valor dato proporcionado
Y ..... Valor dato variable dependiente
XM ..... Valor modif. de la variable independiente
YM ..... Valor modif. de la variable dependiente
Y aprox. ..... Valor aproximado a YM
Err abs ..... Error absoluto sobre los datos
Err rel ..... Error relativo sobre los datos

| PUNTO | X | Y | XM | YM | Yaprox. | Err abs | Err rel. x 100 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 69,00 | % 102,70 | % 102,70 | % 102,70 | 99,94 | —2,76 | 2,686 |
| 2 | 75,00 | 99,00 | 99,00 | 99,00 | % 102,00 | 3,00 | 3,030 |
| 3 | 56,00 | 90,00 | 90,00 | 90,00 | 90,25 | 0,25 | 0,278 |
| 4 | 72,00 | 99,00 | 99,00 | 99,00 | % 101,16 | 2,16 | 2,183 |
| 5 | 77,00 | % 105,00 | % 105,00 | % 105,00 | % 102,35 | —2,65 | 2,527 |

EDAD 56 DIAS






Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

## TABLA 5

### Análisis Económico

**Dosificación de los hormigones**

| Tipo de Hormigón | a/c | Cemento Kg | Agua Kg | A.grueso Kg | A. fino Kg | % de aditivo | Asentamiento |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $H_{17}$ | 0,53 | 370 | 195 | 850 | 1015,4 | — | 7,5 |
| $H_{30}$ | 0,46 | 430 | 195 | 850 | 968 | — | 7,5 |
| $H_{65}$ | 0,27 | 500 | 135 | 1170 | 710 | 2 | 4 |

**Armadura Longitudinal**

| Tipo de Hormigón | Armadura necesaria cm² | Armadura colocada por cara | Cantidad de barras necesarias | Costo |
|---|---|---|---|---|
| H-17 | 168 cm² | 12 ϕ 30 | 10 ϕ 30 | 138,29 |
| H-30 | 86,4 | 7 ϕ 30 | 6 ϕ 30 | 82,98 |
| H-65 | 58 | 4 ϕ 30 | 3,5 ϕ 30 | 48,40 |

**Estribos**

| Tipo de Hormigón | Armadura Necesaria | Separación | | Cantidad de barras necesarias | Costo |
|---|---|---|---|---|---|
| | | Est. Princp. | Est. Sec. | | |
| H-17 | ϕ 8 | Cada 10 | 20 | 10 | 43,8 |
| H-30 | ϕ 8 | 36 | 64 | 4 | 17,52 |
| H-65 | ϕ 8 | 36 | 64 | 4 | 17,52 |

## TABLA 6

### Costos de Materiales por m³ de Hº

| Tipo de Hormigón | Cemento u $ s | Agregado Fino u $ s | Agregado Grueso u $ s | Aditivo u $ s |
|---|---|---|---|---|
| $H_{17}$ | 90,37 | 4,158 | 4,186 | — |
| $H_{30}$ | 108,45 | 4,23 | 4,47 | — |
| $H_{65}$ | 130 | 3,14 | 6,27 | 24,41 |

**Costos de Material para columna**

| Tipo de Hormigón | Costo m³ de Hº u $ s | Hº necesario m³ | Costo de Hº necesario u $ s | Costo Armadura Necesaria u $ s | Costo de Armadura u $ s | Costo de Columna u $ s |
|---|---|---|---|---|---|---|
| H-17 | 61,7 | 1,6 | 98,72 | ϕ 30 138 / ϕ 8 43,2 | 181,3 | 280 |
| H-30 | 66,9 | 1,75 | 117,15 | ϕ 30 82,8 / ϕ 8 17,2 | 100 | 217,15 |
| H-65 | 92,55 | 1,77 | 163,82 | ϕ 8 48,3 / ϕ 8 17,28 | 65,58 | 229,4 |

* Columna tipo: sección 60 x 60 cm, Altura 5 m, Carga N = 300 t, $M_r$= 55 t m.
* Valores tomados 14/3/90 en moneda estadounidense (1 Dólar = 4.700 Australes).



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

## 15. ANALISIS ECONOMICO

Se determinó el costo necesario, en Hormigón Armado, para realizar un soporte tipo de un edificio de la ciudad de Córdoba, de 11 pisos, que habría de estar sometido a las siguientes solicitaciones N = 300 t, Mf = 55 tm. Sección 60 x 60 cm. Altura 5 m. Se realizaron las dosificaciones teóricas, por el método de García Balado, para determinar las proporciones de los hormigones H17-H30. Las proporciones del Hormigón H65, se determinaron en forma experimental. En la tabla 5, se muestran las dosificaciones de estos hormigones y las armaduras longitudinales y estribos necesarios para construir el mencionado soporte. El costo de los materiales necesarios, se indica en la tabla 6; y en la figura 5 se ilustran los resultados.

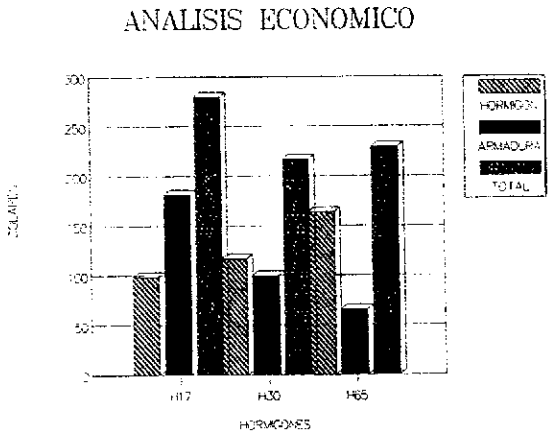



Fig. 5.

## CONCLUSIONES

1. Mediante un adecuado control de calidad de los materiales locales utilizados, de la elaboración, transporte y colocación del hormigón y realizando una metodología de preparación y compactación tradicional, es posible obtener hormigones de alta resistencia en la ciudad de Córdoba.

2. Siguiendo las recomendaciones propuestas por el Committee 363 del ACI y aplicando el método de los volúmenes absolutos es posible obtener dosificaciones racionales de H.A.R.

3. Mezclas con relación a/c de 0,27-0,30 resultan trabajables, si la relación volumen absoluto del árido grueso por unidad de volumen del hormigón es menor de 0,45, usando aditivos superfluidificantes.

4. En la obtención de H.A.R., la velocidad de mezclado es de fundamental importancia, debido a la aspereza de las mezclas.

5. Los valores del módulo de elasticidad estático de los H.A.R. obtenidos, son superiores a los de hormigones de resistencia normal confeccionados con el mismo material.

6. Las expresiones matemáticas encontradas para relacionar la resistencia del hormigón y la de la matriz, se ajustan más estrechamente a los datos experimentales obtenidos a 56 días.

9. La determinación de la velocidad ultrasónica, resulta marcadamente superior cuando ésta se determina en forma indirecta que cuando se hace por medición en forma directa, debido a la distinta naturaleza de las ondas que se receptan.

10. El costo de los materiales para la elaboración de elementos estructurales con H.A.R., resulta marcadamente inferior al costo que se produciría si se utilizara un H17, debido al ahorro de armadura, cuando el cálculo se realiza de forma tradicional, sin considerar el aporte del H.A.R. en la resistencia a la tracción. Es de esperar que con una metodología de cálculo que permita cuantificar la total resistencia del H.A.R. este ahorro se incrementará.

11. Los hormigones de alta resistencia poseen mayor nivel de comportamiento elástico que los hormigones de menor valor de resistencia y además una rotura de tipo frágil.

Por tales razones, los H.A.R. utilizados en estructuras sismorresistentes presentan algunos aspectos críticos, por la menor ductilidad que poseen. Motivo que dio origen a un nuevo trabajo de investigación que realizamos desde 1991.

## BIBLIOGRAFIA

1. ACI, Commitee 363 - "State of the art report on high strength concrete". Manual of concrete practice - 1984.

2. GIACCIO, ROCCO, VIOLINI, ZAPPITELLI, ZERBINO - "Hormigones de alta resistencia y sus fases componentes". 8.ª Reunión Técnica A.A.T.H. - 1987.

3. "Concreto de Alta Resistencia: Tecnicas da Produccion". Rev. IMCYC, 22 (184). Diciembre 1984.

4. MARTINEZ, S. Nilson - "Spirall Rinforced High-Strength concrete columns" - Research Report Nº 82 - 10 - 1982.

5. "Aditivos Superfluidificantes para Concreto". Rev. IMCYC. 17.

6. FAVA - "Posibilidades, Ventajas y Condiciones Generales de Empleo de los Aditivos en el Hormigón Estructural".

7. "Manual y Normas del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento". 55ta. Edición - Madrid, 1977.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

8. CARRASQUILLO, NILSON, STATE - "Properties of High Strengh Concrete Subject to short term Loads". ACI Journal, 1981.

9. FIOROTO, A. - "Concreto de muy Alta Resistencia" - Construcciones y Tecnología, 1989.

10. GIACCIO, ROCCO, VIOLINI, ZAPPITELLI, ZERBINO. "La Resistencia del Hormigón Analizado como Material Compuesto". Rev. Hormigón Nº 17. A.A.T.H. 1987.

11. KUMER MEHTA - "Concrete Structure, properties and Materials", 1986.

12. Apuntes del Curso: "Tecnología Avanzada del Hormigón". L.E.M.I.T. - La Plata, 1986.

13. HARO, E. - "Ajuste numérico de datos. Técnica de los Polinomios Ortogonales" - F.C.E.F. y N., 1985.

14. RILEM RECOMENDATION NDT. - "Testing of Concrete by the Ultrasonic pulse Method", 1972.

15. DI MAIO - "Evaluación de la Resistencia del Hormigón mediante métodos No Destructivos". Rev. Hormigón Nº 8. AATH, 1982.

16. ROCHA, CARLOS - "Auscultación de Presa Los Alisos. Jujuy". Informe A. y E., 1982.

17. DI MAIO, GIOVAMBATTISTA, GIACCIO - "Evaluación de Estructuras de Hormigón empleando el método ultrasónico" - Rev. Hormigón Nº 13. AATH, 1984.

18. POSTACIOGLU - "Nouvelle Signification del Indice Esclerometrique Schmidt et de la Vitesse de Propagation des Ultrasons". Rev. Materiaux et Constructions. RILEM, 1985.

19. Reglamento CIRSOC 201.

20. Normas IRAM.

21. Normas ASTM.

## AGRADECIMIENTOS

A las firmas LOMA NEGRA, SIKA, HORMIX y CANTE SUR por la donación de sus materiales para hacer posible esta investigación.

Al alumno PABLO STUMP por su dedicación y entusiasmo.

## RESUMEN

La presente investigación tuvo como finalidad el estudio de la dosificación, elaboración y determinación de las propiedades mecánicas de los hormigones de alta resistencia y sus partes componentes (mortero y árido) utilizando materiales de la región y técnicas convencionales.

Para tal fin, se desarrolló una metodología que permitió una dosificación racional. Se confeccionaron ocho tipos de hormigones (72 probetas cilíndricas de 150 x 300 mm). Se hicieron además ensayos sobre los morteros correspondientes a los hormigones estudiados (48 probetas prismáticas de 160 x 40 x 40 mm) y ensayos sobre la roca de donde procedía el árido grueso utilizado.

Se incluyen, para diferentes edades, valoraciones de la resistencia a flexión y compresión, módulo de elasticidad y velocidad de paso de la onda ultrasónica de los hormigones y morteros. También se determinaron las propiedades de las rocas de donde se obtuvieron los áridos.

## SUMMARY

The purpose of this paper is to study a type of high strength concrete made with regional materials and using conventional technics.

Correlation of the properties of mortar and rock with concrete strength was included regarding: mix design, handling, placing and strength. A methodology was developed which permit a variational mix design.

Experimental work includes 72 concrete cylindric specimens (150 x 300 mm), 48 mortar prismatic specimens (160 x 40 x 40 mm) and rock specimens.

Mechanical properties were evaluated for different ages.

The parameters included were: compressive and flexural strenght, modulus of elasticity, and ultrasonic pulse velocity.

These properties were evaluated for the concrete, the mortar and the rock.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

## Proceedings de la Conferencia Rilem-Imeko sobre "Diagnosis de las estructuras de hormigón"

En este libro, de 560 páginas, se incluyen los textos, en inglés, de las Comunicaciones presentadas en la Conferencia sobre "Diagnosis de las Estructuras de Hormigón", organizada por la Rilem e Imeko.

Los principales temas tratados son:

—Métodos utilizados para el diagnóstico técnico. Mediciones y automatización.

—Comportamiento en servicio de las estructuras de hormigón y análisis experimental de las tensiones.

—Ensayos estáticos y dinámicos de las estructuras de hormigón.

—Clasificación de daños de las estructuras de hormigón y

—Durabilidad y aspectos de la aptitud al servicio de las estructuras.

Los interesados en adquirir esta publicación, deberán solicitarla mediante carta dirigida a:

EXPERTCENTRUM
Sulekova 8
81106 BRATISLAVA
Checoslovaquia

Su precio es de 53 $ USA, incluidos gastos de envío; y el pago puede hacerse por cheque o transferencia al Czechoslovak Commerce Bank. CSOB. Bratislava, a favor de "Javor-Expertcentrum", cuenta nº 3483-23568/299.

* * *

## ARECDAO'93
## Simposium Internacional sobre Diseño Asistido por Ordenador en Arquitectura e Ingeniería Civil

Este Simposium que organiza el ITEC y patrocina el MOPT se celebrará en Barcelona los días 31 de marzo, 1 y 2 de abril coincidiendo con la celebración del Salón Internacional de la Construcción, *Construmat'93*.

Finalizado el plazo de recepción de ponencias técnicas se han recibido 50 propuestas procedentes de:

Alemania (1), Canadá (1), Eslovenia (1), España (18), Estados Unidos (4), Finlandia (1), Francia (6), Grecia (3), Holanda (1), Italia (1), Noruega (1), Yugoslavia (1), Japón (4), Letonia (1), Reino Unido (4), Singapur (1), Suiza (1).

Una vez evaluadas por el Comité de Programa, se han seleccionado 36.

El contenido del programa de la IV edición del Simposium de Diseño Asistido por Ordenador ARECDAO'93 será:

—FUNDAMENTOS DEL DAO
Ponente invitado: Mr. Ulrich Flemming. Carnegie Mellon University. USA.
Ponencias técnicas: 11.

—INSTRUMENTOS Y TECNOLOGIAS DEL DAO
Ponente invitado: Mr. Hentz. Aerospatiale de Toulouse.
Ponencias técnicas: 11.

—PRACTICA DEL DAO
Ponente invitado: Sr. D. Tomás Echegoyen. CEDEX. MOPT.
Ponencias técnicas: 9.

—VISUALIZACION DE PROYECTOS
Ponente invitado: Mr. Paul Quintrand. GAMSAU. Marsella
Ponencias técnicas: 5.

Para solicitar más información dirigirse a:
ITEC
Wellington, 19
08018 Barcelona
Tel.: (93) 309 34 04
Fax: (93) 300 48 52



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

# Análisis de la variación de la capacidad de unión entre hormigones compactados, en función de su dosificación, madurez, consistencia y tratamiento superficial

**Juan Antonio Polanco Madrazo**
**Dr. Ing. Caminos**
**Joaquín Díez-Cascón Sagrado**
**Dr. Ing. Caminos**
**Raúl García de Arriba**
**Ingeniero de Caminos**
**E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos**
**Universidad de Cantabria**

## 0. INTRODUCCION

La metodología del Hormigón Compactado con Rodillo para la construcción de presas, se basa en la colocación de una extensa masa de un hormigón seco en tongadas de pequeño espesor que posteriormente se compactan con rodillos vibrantes lisos (1). El tratamiento o no de las distintas juntas horizontales que se pueden plantear y, en su caso, el modo y momento de realizarlo, es el punto crucial en este sistema constructivo.

Los parámetros que intervienen en la capacidad de unión entre tongadas son: dosificación, consistencia, forma de extensión de la mezcla, forma y modo de compactación, curado, tratamiento de juntas y madurez del hormigón. En este artículo se estudia la influencia que, en dicha capacidad, presenta la variación de los parámetros arriba mencionados, excepción hecha de aquellos que dependen de la puesta en obra.

Si se quiere establecer una clasificación de las distintas situaciones que se pueden presentar durante la construcción de una presa de hormigón compactado con rodillo, en lo que a juntas horizontales se refiere podemos distinguir entre:

Junta fría: Aquella situación de junta que exija un lavado y la extensión de una mezcla de unión para un correcto tratamiento.

Junta w: Aquella situación en que la junta no exige lavado pero sí una mezcla de unión para su correcto tratamiento.

Junta caliente: Aquella situación en la que la tongada inferior une perfectamente con la superior sin necesidad de ningún tipo de tratamiento.

El estudio planteado en laboratorio, aún realizándose en condiciones similares a las de obra, sólo refleja parcialmente la realidad. Por ejemplo, no es comparable la acción superficial del compactador en obra, sobrecompactación de la superficie, con la conseguida en el tipo de ensayo propuesto.

Como se ha comentado, el alcance de esta investigación se limita a los parámetros que no dependen de la puesta en obra, unificando dosificación y consistencia en el sentido de utilizar la cantidad de pasta como parámetro de variación y por ende de definición de la mezcla.

Para la evaluación de los resultados, se analiza la variación de la resistencia a tracción de probetas cilíndricas, en función de la dosificación, madurez y tipo de tratamiento realizado a la junta generada. Es de señalar en este punto, que para la realización de este ensayo se desarrolló un método novedoso de obtención de la resistencia a tracción directa de probetas cilíndricas de hormigón.

## 1. MATERIALES Y METODOLOGIA

### 1.1. Materiales

Con el fin de soslayar todos los problemas inherentes a la utilización de tamaños máximos grandes en laboratorio y minimizar el riesgo de segregación, se utiliza un hormigón con tamaño máximo de 18 mm. El árido empleado es de tipo calizo. Las curvas granulométricas de los áridos parciales se exponen en la figura 1. Las densidades son de 2,66 gr/cm$^3$ y con un equivalente de arena del 75%.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

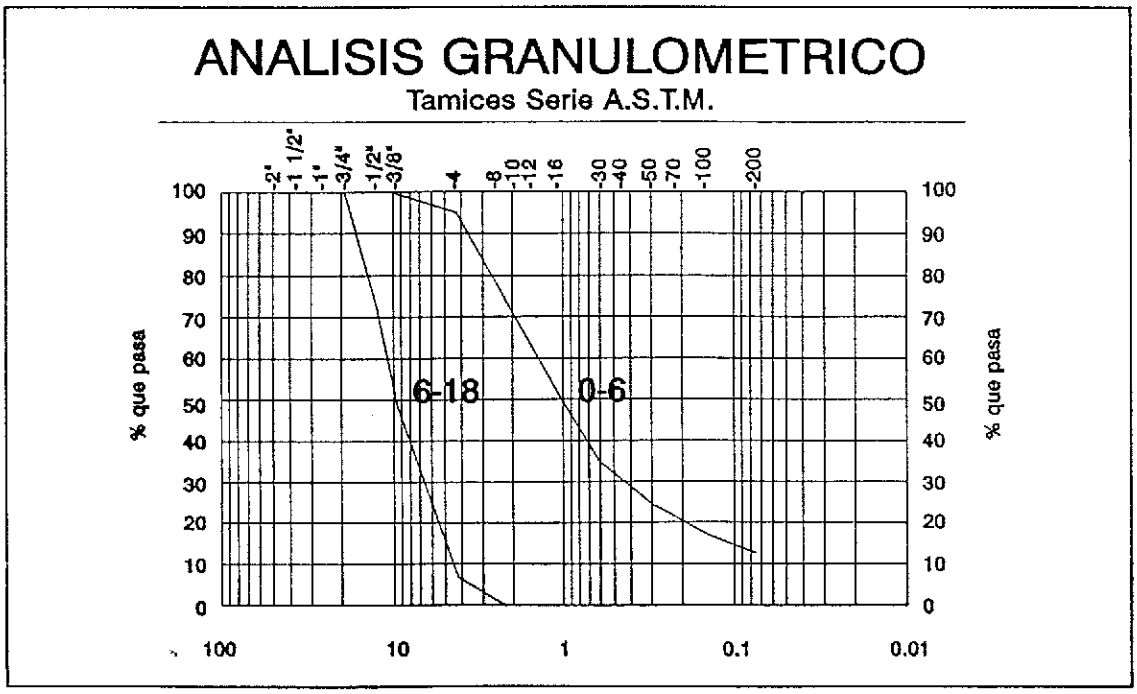



Fig. 1. Granulometrías de los áridos utilizados.

### 1.2. Mezclas utilizadas

Se han utilizado dos mezclas con distintos contenidos de pasta, con el objeto de conseguir dos tipos de hormigón, uno de consistencia plástica y otro seca, de tiempos Vebe entre 10 y 25 segundos para el primero y de 40 a 60 segundos para el segundo.

| | MEZCLA A (Consistencia plástica) | MEZCLA B (Consistencia seca) |
|---|---|---|
| Arido 6-18 mm. | 1.010 kg/m$^3$ | 1.050 kg/m$^3$ |
| Arido 0-6 mm. | 1.010 kg/m$^3$ | 1.050 kg/m$^3$ |
| Cemento I/45A | 120 kg/m$^3$ | 100 kg/m$^3$ |
| Cenizas Volantes clase F | 180 kg/m$^3$ | 150 kg/m$^3$ |
| Agua | 130 l/m$^3$ | 110 l/m$^3$ |

### 1.3. Curado

Tanto en el lapso entre la colocación de las dos capas como en la conservación de las muestras hasta su ensayo, las condiciones de curado son: temperatura de 20ºC ± 2ºC y grado higroméetrico superior al 95%.

### 1.4. Tratamientos de junta

Se han establecido dos tipos de tratamiento y en ambos se ha suprimido el lavado, es decir, en sentido estricto, se analizan juntas calientes y juntas w:

—Extensión de un mortero de cemento sin sustitución.

—Espolvorear cemento tipo I/45A.

Cabe señalar que un correcto tratamiento sin lavado (operación de alto coste en obra) debe asegurar un comportamiento de la junta tan satisfactorio como el conseguido cuando se realiza el lavado de la misma.

### 1.5. Medios utilizados en el ensayo

*1.5.1. Forma de consolidación y señalización de la junta*

La consolidación de las mezclas se realiza mediante el aparato Vebe. Se compacta, en una primera fase, la parte inferior de los moldes, aproximadamente hasta la mitad y posteriormente, en función de la madurez objeto de ensayo, se rellena y consolida la parte superior de los mismos.

En las fotografías 1 y 2, se presenta el proceso de elaboración de las muestras. Se emplean moldes cúbicos de 20 cm de lado, de los cuales, posteriormente, se extraerán cuatro testigos que conformarán las probetas objeto de ensayo.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

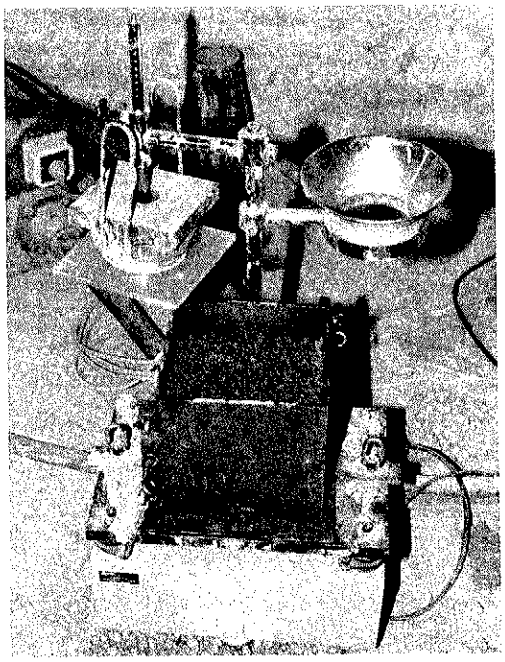


Foto 1: Aspecto de una tongada antes de su compactación.

Foto 2: Aspecto de la tongada recién compactada.

*1.5.2. Obtención de las piezas objeto de ensayo*

De los cubos elaborados se extraen mediante sonda, como se ha comentado anteriormente, cuatro testigos cilíndricos de 65 mm de diámetro. Estas muestras se someten a un proceso de adecuación al ensayo, consistente en adosar a sus extremos unos cabezales de sujeción a la máquina universal de ensayos a tracción.

*1.5.3. Ensayo de tracción*

1.5.3.1. Métodos de ensayo a tracción

Existen distintos métodos para la evaluación de la resistencia a tracción de un hormigón. Podemos destacar:

A) Ensayo Brasileño (2 y 3). Válido tanto para probetas cilíndricas como cúbicas y/o prismáticas. Consiste en aplicar la carga sobre un plano diametral en el caso de probetas cilíndricas y sobre un plano paralelo a una de las caras en el caso de probetas cúbicas o prismáticas. La resistencia a tracción se calcula por la fórmula:

$$\sigma_t = \frac{2 * F}{\pi * l * d}$$

siendo d y $l$ las dimensiones reflejadas en la figura 2.

B) Ensayo de carga en un punto (4). Se realiza sobre probetas cilíndricas y consiste en aplicar la carga en dos puntos sobre un mismo diámetro (véase figura 3). La resistencia a tracción se calcula por la fórmula:

$$\sigma_t = 0{,}96 * \frac{P}{D^2}$$

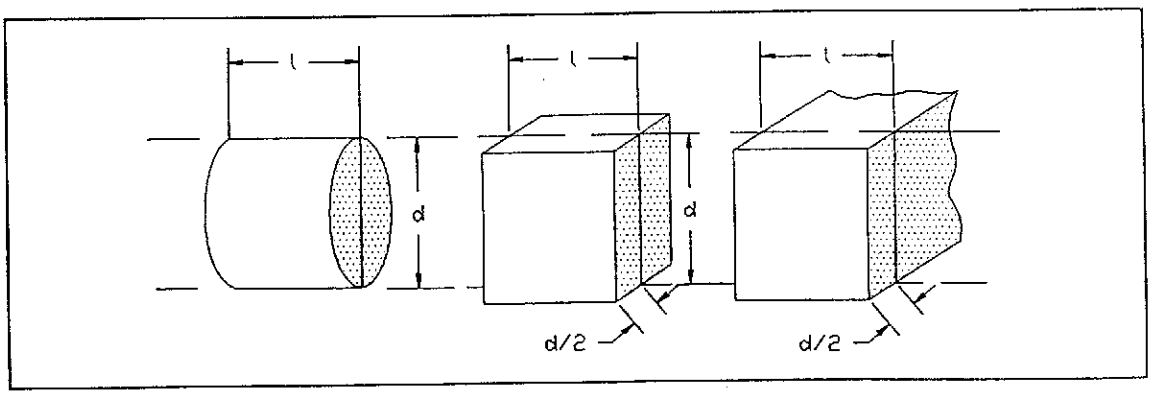



Fig. 2. Dimensiones de las probetas para el ensayo Brasileño.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

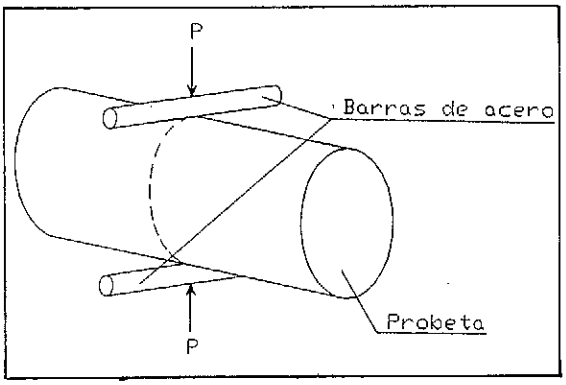



Fig. 3. Esquema del ensayo de carga en un punto.

C) Ensayo a flexotracción: Se realiza sobre probetas prismáticas y consiste en apoyar la pieza en dos puntos y aplicar la carga, bien sobre el punto medio, bien sobre dos puntos equidistantes de los apoyos (véase figura 4).

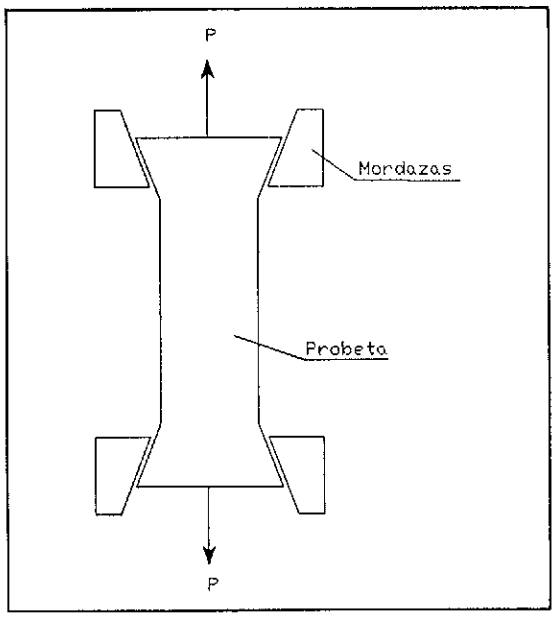



Fig. 5. Probeta de sección variable.

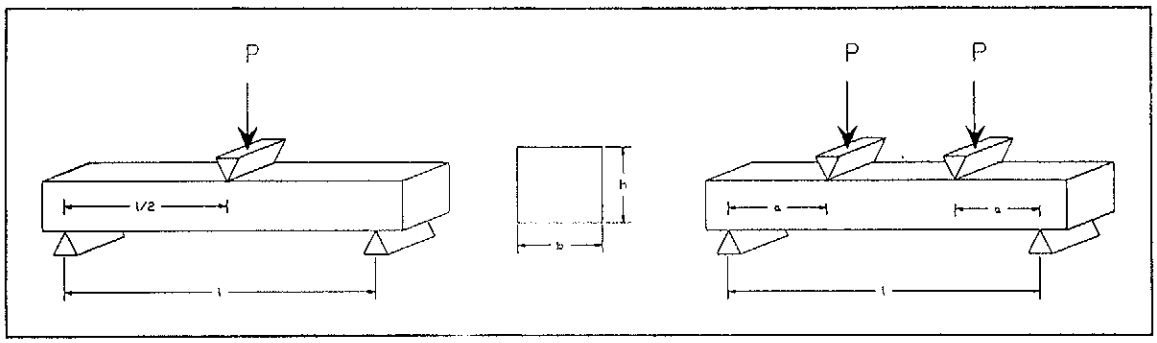



Fig. 4. Esquema del ensayo de flexotracción.

La resistencia a tracción se calcula respectivamente:

Para una sola carga:

$$\sigma_t = \frac{3 * P * l}{2 * b * h^2}$$

Para dos cargas:

$$\sigma_t = \frac{6 * P * a}{b * h^2}$$

Los hasta ahora mencionados, son ensayos para la determinación indirecta de la resistencia a tracción. Como métodos directos podemos señalar:

D) Ensayo a tracción directa sobre probetas de sección variable. Se fabrica una probeta con secciones variables (mayores en los extremos para que absorban los esfuerzos de compresión que origina el zunchado con las mordazas). El esquema de trabajo se refleja en la figura 5.

La resistencia a tracción se calcula por:

$$\sigma_t = \frac{P}{\omega}$$

$\omega$ = Area de la sección en la que se produce la rotura.

E) Ensayo a tracción directa, debilitando una sección. El esquema de realización es el mismo que el anterior, empleándose probetas de sección constante, en las que se realiza una entalla en una sección perpendicular a la dirección del esfuerzo (véase figura 6).

La resistencia se calcula mediante la fórmula:

$$\sigma_t = \frac{P}{\omega}$$

siendo $\omega$ el área de la sección donde se produce la entalla.

F) Ensayo de tracción directa utilizando compuestos epoxi. Consiste en adherir sobre las



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

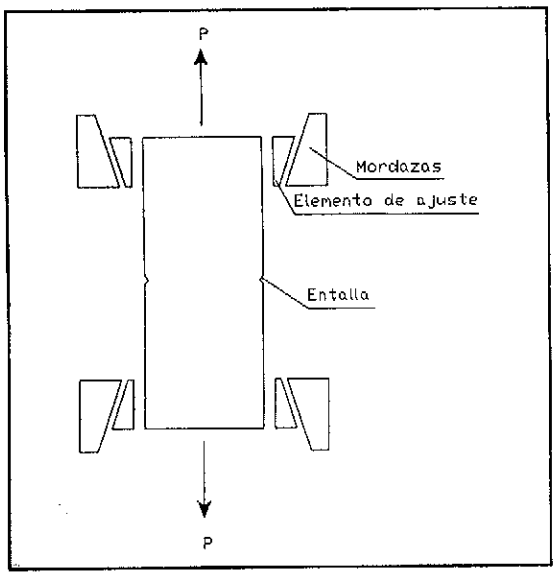



Fig. 6. Ensayo a tracción directa con debilitamiento de una sección transversal al esfuerzo.

caras perpendiculares a la dirección en que se realiza el esfuerzo, unos elementos rígidos (generalmente metálicos) mediante este tipo de compuestos. La tracción se realiza aplicando las mordazas a dichos elementos (véase figura 7).

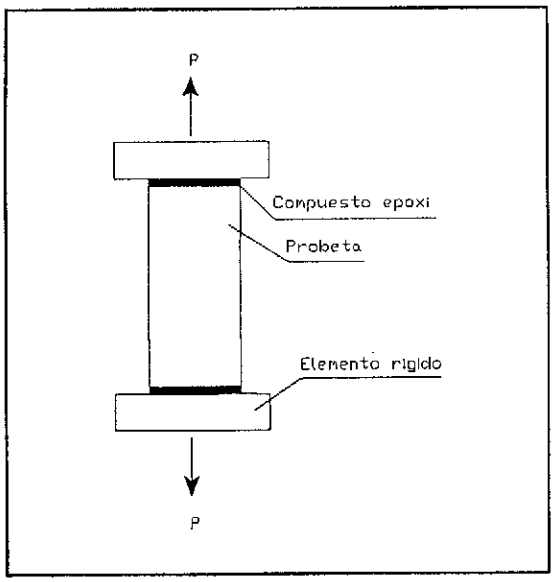



Fig. 7. Utilización de compuestos epoxi.

La resistencia a tracción se calcula mediante la fórmula:

$$\sigma_t = \frac{P}{\omega}$$

$\omega$ = Area de la sección donde se produce la rotura.

1.5.3.2. Valoración de los distintos métodos

Los ensayos en los que la carga se aplica sobre un plano por el cual se produce la rotura (métodos A y B) no son adecuados para el caso que nos ocupa, puesto que en general es muy difícil acotar la superficie de unión entre tongadas.

El ensayo "E" presenta las mismas dificultades mencionadas en el párrafo anterior, ya que la entalla debe realizarse en la junta.

El ensayo de flexotracción exige probetas prismáticas, las cuales son difíciles de fabricar con buenos resultados, puesto que la sequedad de estas mezclas agudiza el efecto pared del árido, por lo que la única posibilidad de obtener resultados fiables es tallando las probetas a partir de otras de mayores dimensiones, trabajo realmente complicado.

El ensayo "D", por las mismas razones, presenta serios problemas de elaboración de las probetas.

Lo hasta ahora expuesto en este apartado, nos condujo a encaminar nuestros esfuerzos hacia la utilización de compuestos epoxi para la determinación de la resistencia a tracción de la interfase entre tongadas de hormigón compactado con rodillo.

1.5.3.3. Perfeccionamiento del ensayo

Las probetas se obtienen extrayendo, mediante taladro con broca diamantada, cilindros de diámetro 65 mm de cubos de hormigón de 200 mm de arista que incluyen, aproximadamente en su sección media, la superficie objeto de estudio. Posteriormente, a los cilindros se les

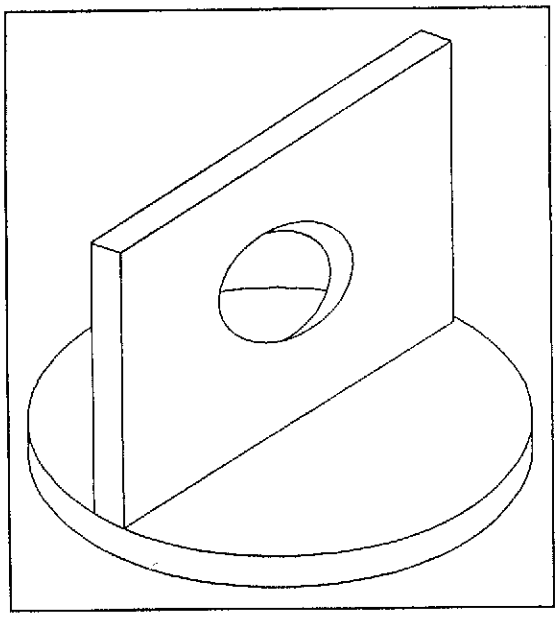


Fig. 8. Elemento metálico de unión.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

recortaban sus extremos, para evitar posibles faltas de homogeneidad de la mezcla en dichas zonas durante el proceso de fabricación de los cubos.

Se diseñaron unas chapas metálicas, del diámetro de las probetas, provistas de un alma con un taladro pasante para la conexión con las mordazas (véase figura 8).

Las primeras tentativas se realizaron uniendo directamente, mediante un adhesivo (compuesto epoxi), las caras de las probetas con las chapas metálicas.

Se comprobó que sólo para uniones muy débiles entre tongadas, los resultados eran satisfactorios. En general, lo que se producía era el despegue del adhesivo respecto del hormigón.

Achacándose el defecto a la falta de rugosidad de las caras de la probeta debido al corte limpio que origina el disco diamantado, se procedió a un enérgico raspado de dichas superficies. Aún mejorando los resultados del sistema anterior, en la mayoría de los casos estudiados se seguía produciendo el despegue.

La conclusión, por tanto, es que estos compuestos no consiguen uniones con el hormigón, con resistencias a la tracción superiores a las de éste.

El paso siguiente fue el estudio de un sistema, no ya de adherencia, sino de anclaje de elementos metálicos a la probeta.

Para ello se procedió a taladrar con broca de widia cuatro pequeños agujeros en cada cara del cilindro ($\phi = 4$ mm). A continuación, encamisando las bases con cinta adhesiva, se extendía el compuesto epoxi de forma que penetrara en los taladros y recubriera toda la superficie de la cara de la probeta. Una vez endurecida la resina, se anclaban a la probeta las chapas anteriormente descritas (a las que se les habían practicado los correspondientes taladros pasantes), mediante ajuste con tuerca sobre los cuatro trozos de varilla roscada (véase figura 9).

En las fotografías 3 y 4 puede observarse el aspecto que presentan las probetas ya preparadas para ejecutar el ensayo, y la realización del mismo. Los resultados obtenidos con este procedimiento han sido excelentes.

### 1.5.3.4. Recomendaciones para la correcta realización del ensayo de resistencia a tracción

Para que el ensayo dé los resultados apetecidos, se deben tomar una serie de precauciones:

a) Limpiar perfectamente con acetona las superficies de unión y eliminar todo el polvo acumulado en los taladros en los que se introduce la varilla roscada.

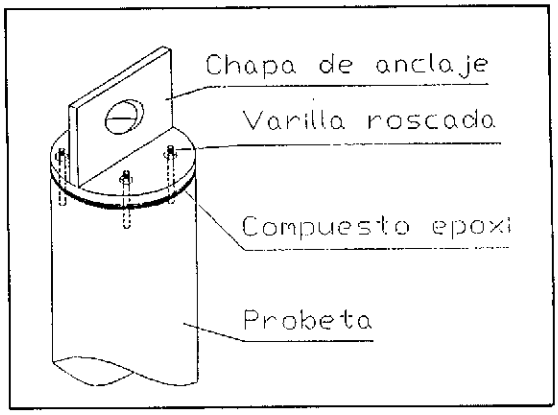



Fig. 9. Esquema general de anclaje de las chapas metálicas a la probeta.

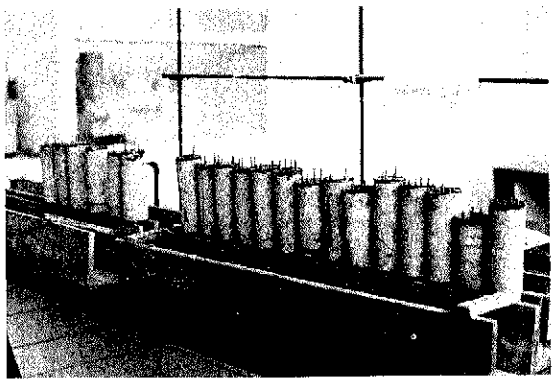


Foto 3: Probetas preparadas para su ensayo.

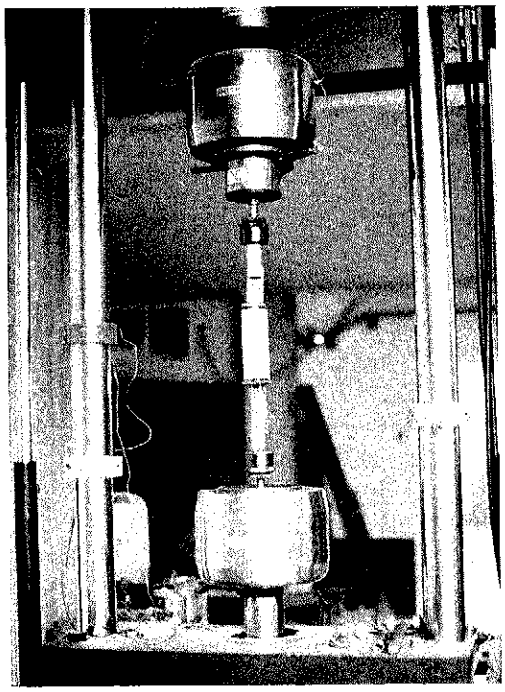


Foto 4: Obtención de la resistencia a tracción directa de las probetas.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

b) Dichos taladros deben realizarse con distintas profundidades, para que en el extremo de los mismos no se produzca una disminución de la superficie resistente.

c) El período mínimo de curado del compuesto epoxi ha de ser de 48 horas.

d) En algunos casos es conveniente colocar una tuerca roscada a la varilla, para que quede embebida en la capa de compuesto epoxi.

## 2. RESULTADOS OBTENIDOS

En los cuadros que se adjuntan, se presentan los resultados obtenidos (medias de 8 roturas para cada situación analizada) en el ensayo a tracción, a la edad de 90 días, 1 año y 2 años, para las dos mezclas ensayadas, viniendo los mismos expresados en kg/cm$^2$.

2) En mezclas húmedas, y sin tratamiento, la capacidad de unión mejora para factores de madurez altos.

3) El tratamiento con mortero es de una total eficacia para las madureces estudiadas.

4) El tratamiento con cemento sobre la superficie, no demuestra una clara eficacia.

Es de señalar que estas conclusiones se han obtenido con un curado que implica el total mantenimiento de las condiciones de humedad con las que se elaboró la mezcla. Esta matización puede resultar evidente y, sin embargo, en la utilización de este tipo de hormigón se tiende a olvidar el hecho consustancial al curado, cual es la no pérdida de agua de la mezcla puesta en obra. Conviene recordar que un adecuado comportamiento mecánico, no implica un correcto comportamiento respecto de la impermeabilidad de juntas. En este sentido, se están

| MEZCLA SECA | | 0 horas | 4 horas | 8 horas | 12 horas | 16 horas | 24 horas |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SIN TRATA-MIENTO | 90 DIAS | 29,4 | 25,3 | 23,2 | 14,5 | 7,3 | 5,6 |
| | 1 AÑO | 34,0 | 30,9 | 26,6 | 17,8 | 9,4 | 9,1 |
| | 2 AÑOS | 34,6 | 32,7 | 29,4 | 18,2 | 10,0 | 8,8 |
| CON MORTERO | 90 DIAS | 29,4 | 31,3 | 29,6 | 30,9 | 28,1 | 27,1 |
| | 1 AÑO | 34,0 | 31,8 | 30,0 | 31,0 | 28,3 | 27,7 |
| | 2 AÑOS | 34,6 | 32,9 | 31,1 | 31,7 | 29,5 | 28,0 |
| CON CEMENTO | 90 DIAS | 29,4 | 25,2 | 21,0 | 19,0 | 17,4 | 17,7 |
| | 1 AÑO | 34,0 | 28,2 | 24,9 | 22,6 | 18,5 | 19,0 |
| | 2 AÑOS | 34,6 | 29,9 | 26,3 | 23,7 | 19,9 | 19,2 |

| MEZCLA PLASTICA | | 0 horas | 4 horas | 8 horas | 12 horas | 16 horas | 24 horas |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SIN TRATA-MIENTO | 90 DIAS | 31,3 | 30,6 | 26,1 | 21,0 | 14,5 | 14,5 |
| | 1 AÑO | 35,7 | 32,0 | 28,9 | 23,0 | 16,7 | 15,8 |
| | 2 AÑOS | 36,6 | 33,3 | 29,7 | 23,4 | 17,9 | 16,2 |
| CON MORTERO | 90 DIAS | 31,3 | 33,5 | 24,2 | 30,6 | 26,5 | 22,6 |
| | 1 AÑO | 35,7 | 34,3 | 30,1 | 30,0 | 28,2 | 24,7 |
| | 2 AÑOS | 36,6 | 35,2 | 31,2 | 30,6 | 28,9 | 26,6 |
| CON CEMENTO | 90 DIAS | 31,3 | 29,0 | 21,0 | 17,7 | 15,5 | 14,2 |
| | 1 AÑO | 35,7 | 31,8 | 30,3 | 21,8 | 17,3 | 16,9 |
| | 2 AÑOS | 36,6 | 31,8 | 32,1 | 22,4 | 18,6 | 18,8 |

## 3. CONCLUSIONES

1) Hasta valores del factor de madurez de la mezcla de 160ºC/hora, se obtienen resistencias similares a la de colocación continua del hormigón.

desarrollando nuevos ensayos.

## AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a la Dirección General de



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

Obras Hidráulicas del M.O.P.T., Iberdrola y OCIDE, la colaboración y financiación de estos estudios.

## BIBLIOGRAFIA

(1) POLANCO, J.A. y DIEZ-CASCON, J.: "Estudio de hormigones compactados con rodillo para la construcción de presas". Tesis Doctoral. Santander, Julio 1989.

(2) NORMA UNE 83-306-85. "Ensayos de hormigón. Rotura por tracción indirecta (ensayo brasileño)".

(3) British Standard 1881: Part 117. "Method for determination of tensile splitting strength".

(4) SAUCIER, K.L. "Investigation of no-slump roller compacted concrete (RCC) for use in mass concrete construction". CIRIA Conference, June 1981.

## RESUMEN

En la metodología del hormigón compactado con rodillo para la construcción de presas, uno de los puntos cruciales es el adecuado tratamiento de las juntas entre tongadas. En este artículo, se plantea el estudio en laboratorio de la capacidad de unión de dichas juntas, en función de los distintos parámetros que afectan a la misma.

La capacidad de unión se evalúa en función de la resistencia a tracción de las superficies entre capas. Después de una revisión de los métodos usuales para la determinación de este parámetro, se observó, dada la peculiaridad de los hormigones analizados, la necesidad de desarrollar un nuevo sistema que permitiera obtener valores de la resistencia a tracción directa de las probetas elaboradas.

El trabajo presenta las características del método desarrollado, así como la evolución de la capacidad de unión entre juntas, con distintos tratamientos, hasta la edad de dos años.

## SUMMARY

One of the crucial factors in the methodology of roller compacted concrete for dam construction is the correct treatment of the joints between the layers.

This paper presents and proposes a laboratory study of the junction capacity of horizontal joints in connection with the different parameters that affect their behaviour.

The junction capacity is evaluated as a function of the tensile strength of the surfaces between the layers. After a revision of the usual methods used to determine this parameter, the necesity was observed, given the peculiarities of the concretes anylised, of developing a new system that would obtain the direct tensile strength of the fabricated cores.

This work presents the characteristics of the new method developed and the evolution of the junction capacity between the layers of concrete and the different treatments for up to two years.

* * *

# FICON

## Feria Ibérica de la Construcción

Continúan los preparativos para la celebración de la 1ª edición de **FICON - Feria Ibérica de la Construcción** que tendrá lugar del **25 al 28 de Febrero de 1993**, en **FEVAL, Institución Ferial de Extremadura.**

La labor comercial de captación de empresas expositoras continúa a buen ritmo, siendo hasta la fecha 54 las que ya han confirmado su presencia, entre las que cabe destacar empresas de importancia nacional como Dragados y Construcciones, Ferrovial, Cubiertas Mzov, Finanzauto o Fomento de Extremadura.

Por otro lado, en la última reunión del Comité Ejecutivo de la Feria, se perfilaron los temas de las Jornadas Técnicas que se centrarán en dos importantes conferencias seguidas de mesas redondas que abordarán los siguientes temas:

Jueves, día 25: **Proyecto de Ley de Garantías de Edificación y Perspectivas del Plan de Viviendas en Extremadura en 1993.**

Viernes, día 26: **Inversiones en Extremadura y Reforma de la Ley de Contratos del Estado.**

Asimismo, y dentro de las actividades paralelas, se organizarán los siguientes concursos:

**Concurso de Innovaciones Técnicas FICON'93,** destinado a premiar aquellos productos o innovaciones entre las empresas expositoras presentes en **FICON'93.**

**Concurso de Fotografía Artística,** sobre obras realizadas en Extremadura.

**Concurso de Logotipo y Cartel Anunciador** de **FICON** para la edición de 1994.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

# Los materiales compuestos en el sector de la construcción. I. Materiales con matriz de cemento

**Vicente Sánchez Gálvez**
**Departamento de Ciencia de Materiales**
**E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid**
**M. Laura Sánchez Paradela**
**Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas**
**E.T.S. de Arquitectura de Madrid**

## 1. INTRODUCCION

Podríamos definir los materiales compuestos, ampliamente conocidos también por su denominación inglesa de "composites", como aquellos materiales constituidos por la unión íntima de al menos dos materiales distintos para obtener una combinación óptima de propiedades. Ejemplos de materiales compuestos pueden encontrarse tanto en la naturaleza como en los albores de la civilización del hombre. Así, la madera y el hueso son ejemplos de materiales compuestos naturales. El uso de paja para reforzar adobes y de crin de caballo para reforzar el yeso se conoce desde hace muchos siglos. La primera referencia escrita de la utilización de paja para el refuerzo de ladrillos de adobe se encuentra en el libro del Exodo (aprox. 1.500 años antes de Cristo):

...Y el Faraón dijo: De ahora en adelante
ya no dareis paja al pueblo para fabricar ladrillos,
que vayan y recojan la paja ellos mismos...

## 2. LOS MATERIALES COMPUESTOS EN EL SECTOR DE LA CONSTRUCCION

A pesar de la pronta utilización del concepto de los materiales compuestos en la construcción, puede afirmarse que hasta bien entrado el siglo XX no se producen avances significativos en la utilización de elementos de refuerzo para mejorar las propiedades resistentes de matrices débiles. En 1910, Porter y en 1911, Grahan sugieren el empleo de fibras de acero, junto con las barras convencionales, para mejorar la resistencia del hormigón armado. (1) Desde entonces y en especial a partir de la Segunda Guerra Mundial, con el descubrimiento y desarrollo de las matrices plásticas, la expansión de los materiales compuestos ha sido constante y es de esperar que continue incrementándose su utilización en las próximas décadas.

Los materiales compuestos se utilizan en la industria de la construcción en cantidades crecientes, por las mismas razones que motivaron su entrada en otros sectores, ya que alcanzan propiedades que no pueden conseguirse con materiales homogéneos, o bien suministran unas prestaciones de forma más eficiente o a menor costo que los materiales tradicionales.

La clasificación clásica de los materiales compuestos los engloba en tres categorías:

a) Materiales reforzados por partículas.
b) Materiales reforzados por fibras.
c) Materiales laminados.

Esta última categoría está constituida por aquellos elementos formados por láminas de distintos materiales unidas entre sí por presión o por medio de un pegamento. En realidad, se trata de estructuras compuestas y no las trataremos aquí, salvo que alguna de las láminas involucradas esté fabricada a su vez con un material compuesto, como suele ser frecuente.

Por lo que respecta a la primera categoría, la de materiales reforzados por partículas, engloba a los morteros y hormigones, de tan gran importancia en el sector de la construcción, pero que no serán tratados aquí, por cuanto ya se consideran en la actualidad materiales tradicionales. Por otro lado, materiales compuestos, tan importantes para otros sectores, como son algunas aleaciones ligeras reforzadas por partículas cerámicas, aún no se utilizan en el sector de la construcción y cabe suponer que pasarán bastantes años antes de ser utilizados.

En consecuencia, trataremos únicamente de los materiales reforzados por fibras, y en particular, atendiendo al tipo de matriz, analizaremos dos grandes familias de materiales compuestos de amplia utilización en el sector de la construcción:

1.—Los morteros y hormigones reforzados con fibras (designados de forma abreviada



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

como FRC, iniciales de la denominación inglesa "Fiber Reinforced Cements").

2.—Los materiales poliméricos reforzados con fibras (o abreviadamente FRP, iniciales de "Fiber Reinforced Plastics").

En este artículo trataremos de los tipos, fabricación, propiedades y utilizaciones de la primera familia, es decir de los morteros y hormigones reforzados con fibras, dejando para un próximo artículo el análisis de la segunda familia, los polímeros reforzados con fibras.

## 3. LOS MORTEROS REFORZADOS CON FIBRAS (FRC)

Desde la primitiva utilización de la fibra de amianto, numerosas fibras se han usado para el refuerzo de las pastas de cemento, morteros y hormigones, desde las fibras convencionales, como las de acero o vidrio, hasta las más modernas fibras de alto módulo como son las de carbono o aramida, pasando por las fibras de bajo módulo, tanto artificiales (polipropileno, nylon) como naturales (celulosa, sisal). Todas estas fibras varían ampliamente tanto en propiedades como en eficiencia y coste.

La tabla 1 presenta un resumen de las propiedades más importantes de las fibras más comúnmente utilizadas para el refuerzo de morteros. (2).

Las pastas de cemento, los morteros y los hormigones, se caracterizan por su baja resistencia a la tracción y gran fragilidad. En consecuencia, precisan del empleo de materiales de refuerzo para poder ser utilizados como materiales de construcción. Este refuerzo se logra por medio de barras de acero situadas en los sitios apropiados para resistir los esfuerzos de tracción, dando origen al hormigón armado. En el caso del refuerzo por medio de fibras, generalmente éstas se utilizan en forma de hilos cortados, distribuidos al azar en la matriz. Así pues, no son tan eficaces para resistir las tracciones como las barras de armar. A cambio, son más eficaces para controlar la fisuración del hormigón. En consecuencia, en determinadas aplicaciones prácticas, el refuerzo por fibras es más conveniente que por medio de las barras de armar convencionales. Entre otras serían:

a) Elementos en forma de lámina delgada, en los que las barras de armar no pueden usarse por falta de espacio y en los que, por tanto, las fibras constituyen el refuerzo primario. En estos casos, el contenido de fibras es elevado, superior al 5% en volumen. En estas aplicaciones, las fibras sirven para mejorar tanto la resistencia como la tenacidad del material compuesto.

**TABLA 1**

**Propiedades de las Fibras**

| Fibra | Diámetro ($\mu$m) | Densidad | Módulo de elasticidad (GPa) | Tensión de rotura (GPa) | Alargamiento (%) |
|---|---|---|---|---|---|
| Acero | 5-500 | 7,84 | 200 | 0,5-2,0 | 0,5-3,5 |
| Vidrio | 9-15 | 2,60 | 70-80 | 2-4 | 2-3,5 |
| Asbesto | | | | | |
| Crocidolita | 0,02-0,4 | 3,4 | 196 | 3,5 | 2,0-3,0 |
| Crisotilo | 0,02-0,4 | 2,6 | 164 | 3,1 | 2,0-3,0 |
| Polipropileno | 20-200 | 0,9 | 5-77 | 0,5-0,75 | 8,0 |
| Aramida | 10 | 1,45 | 65-133 | 3,6 | 2,1-4,0 |
| Carbono | 9 | 1,90 | 230 | 2,6 | 1,0 |
| Nylon | — | 1,1 | 4,0 | 0,9 | 13,0-15,0 |
| Celulosa | — | 1,2 | 10 | 0,3-0,5 | — |
| Acrílica | 18 | 1,18 | 14-19,5 | 0,4-1,0 | 3 |
| Polietileno | — | 0,95 | 0,3 | $0,7 \times 10^{-3}$ | 10 |
| Madera | — | 1,5 | 71,0 | 0,9 | — |
| Sisal | 10-50 | 1,50 | — | 0,8 | 3,0 |
| Matriz de cemento | — | 2,50 | 10-45 | $3,7 \times 10^{-3}$ | 0,02 |



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

b) Componentes, que deban soportar localmente cargas o deformaciones elevadas, tal como escudos de protección en túneles, estructuras resistentes a explosiones, o pilotes prefabricados que deban ser hincados en el suelo.

c) Componentes en los que las fibras se añaden, fundamentalmente, para controlar la fisuración inducida por las variaciones térmicas o de humedad, como es el caso de forjados y pavimentos. En estas aplicaciones las fibras constituyen un refuerzo secundario.

### 3.1. Fabricación

Las tecnologías de producción pueden clasificarse de la forma siguiente: (2).

*Premezclado:* En este procedimiento, las fibras se añaden a la mezcla durante el amasado. Es decir, se tratan como un aditivo más de la mezcla. Teniendo en cuenta que la adición de fibras reduce la docilidad del hormigón, por este procedimiento no pueden superarse contenidos del orden del 2% para fibras de acero y unas pocas décimas porcentuales para fibras de polipropileno.

*Proyección:* Esta técnica se utiliza, fundamentalmente, para la fabricación de morteros reforzados por fibras de vidrio. Se proyecta, simultáneamente, el mortero y la fibra de vidrio en forma de hilos cortados, sobre el molde, para producir placas delgadas. Con este procedimiento, pueden alcanzarse contenidos de fibras notablemente superiores, hasta del orden del 6%.

*Gunitado:* Empleando un procedimiento modificado del gunitado de mortero, se puede gunitar mortero reforzado con fibras de acero, utilizado especialmente para recubrimiento de túneles y para estabilización de laderas. Con este procedimiento, también pueden utilizarse contenidos elevados de fibras.

*Procesos tipo pulpa:* Es el método clásico de fabricación de fibrocemento, en el cual, las fibras de amianto (o actualmente de celulosa u otras fibras) se dispersan en una pasta de cemento muy fluida, que posteriormente se deseca para producir láminas delgadas. Estas láminas pueden ondularse o laminarse para conseguir el espesor deseado. En este proceso se utilizan contenidos de fibra entre el 9 y el 20% en volumen.

*Moldeo a mano:* En este procedimiento, se sitúan en los moldes varias capas de fibras en forma de mantas o de tejidos impregnados con una pasta de cemento, que después se vibra o se prensa para producir materiales compactos, de contenido de fibras muy elevado.

*Proceso de producción continuo:* Mantas de fibras o tejidos continuos, se impregnan con pasta de cemento al hacerlas pasar por un baño de cemento en un proceso continuo. Las fibras impregnadas se arrollan sobre un molde y se prensan para producir los elementos deseados. El contenido de fibras supera el 15%.

La tabla 2 muestra los métodos de producción de FRC para los distintos tipos de fibra, y la tabla 3 resume algunas de las principales aplicaciones del FRC para los distintos tipos de fibra y métodos de producción.

**TABLA 2**

**Métodos de producción típicos de FRC**

| Tipo de fibra | Método de producción típico |
|---|---|
| Fibra de vidrio<br>Hilos cortados o bobinas | Premezclado<br>Proyección a mano<br>Proyección automática |
| Fibra de vidrio<br>Tejidos | Centrifugación<br>Moldeo |
| Fibra de acero | Premezclado<br>Gunitado |
| Fibra de polipropileno<br>Monofilamento | Premezclado |
| Fibra de polipropileno<br>Fibrilado | Premezclado<br>Gunitado |
| Fibra Krenit<br>(Polipropileno) | Premezclado<br>Magnani (Tipo pulpa) |
| Fibra de amianto | Magnani<br>Hatschek |
| Fibra de celulosa | Hatschek (Tipo pulpa) |
| Fibra de sisal<br>(natural) | Premezclado<br>Moldeo |

### 3.2. Morteros reforzados con fibras de acero (SFRC)

La producción mundial estimada de fibra de acero, en 1988 ascendió a unas 60.000 toneladas. Suponiendo un contenido medio de 50 kg/m$^3$, esta cifra implica una producción anual de 1,2 millones de metros cúbicos de SFRC. Aún cuando la cifra es importante, queda aún muy lejos de los 2,7 millones de toneladas de fibra de amianto producidas en dicho año. (2) No obstante, la tendencia del mercado es sensiblemente creciente para el SRFC y decreciente para el fibrocemento a base de fibras de amianto.

Los aceros utilizados para la fabricación de fibras son generalmente aceros al carbono o aceros inoxidables, estos últimos empleados para aplicaciones que exijan resistencia a la corrosión, tales como refractarios o estructuras



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

**TABLA 3**

**Productos fabricados con FRC**

| | | |
|---|---|---|
| Fibra de vidrio | Premezclado | Paneles decorativos<br>Elementos caja<br>Tuberías<br>Pequeños productos |
| | Proyección | Paneles de fachada<br>Placas<br>Elementos caja<br>Elementos aislantes<br>Láminas<br>Tejas<br>Estructuras agrícolas |
| | Centrifugación | Tuberías |
| | Moldeo | Marcos de ventana |
| Fibra de acero | Premezclado | Paneles de fachada<br>Forjados<br>Elementos caja<br>Elementos aislantes<br>Refractarios prefabricados<br>Tuberías<br>Estructuras agrícolas |
| Fibra de polipropileno | Monofilamento | Paneles de fachada |
| | Fibrilado | Paneles de fachada<br>Pilotes |
| | Fibra Krenit | Paneles de fachada<br>Placas<br>Conductos<br>Tejas |
| Fibra de celulosa | | Placas de interior |
| Fibra de sisal | | Placas<br>Tejas |

marítimas. Las distintas marcas comerciales producen fibras con distintas formas, ganchudas, onduladas, grecadas, etc., para mejorar la adherencia fibra/matriz. Las longitudes de fibra oscilan entre 19 y 76 mm y los espesores entre 0,3 y 1 mm. (3).

Los morteros y hormigones reforzados con fibras de acero se producen siguiendo los métodos convencionales de producción de hormigón. (4) Sin embargo, el SRFC presenta una menor docilidad que el hormigón convencional, por lo que se recomienda la adición de las fibras al final del proceso de amasado. La vibración mejora notablemente la docilidad del SFRC. Además de los métodos usuales de amasado y colocación del hormigón, el SRFC puede ser bombeado o proyectado, utilizando las técnicas usuales del gunitado, con contenidos de fibra máximos del 2%.

Por lo que respecta a las propiedades del SRFC, resumiremos los aspectos más relevantes:

*La resistencia a compresión* del hormigón se ve poco afectada por la adición de fibras. El incremento de resistencia nunca supera el 25%. (5).

*La resistencia a tracción* se incrementa notablemente. Para fibras alineadas en la dirección de la tensión, con un contenido del 5%, se llegan a alcanzar incrementos de resistencia hasta del 133%. (6) Sin embargo, para fibras distribuidas al azar, como es la utilización normal del SRFC, los incrementos de resistencia son mucho menores, en torno al 30% como máximo. (7).

*La resistencia a flexión* se incrementa hasta en un 100% con respecto a la del hormigón sin fibras. El incremento de resistencia es tanto mayor cuanto mayor es la relación longitud/diámetro de la fibra. (8).

El efecto más significativo, sin embargo, de la adición de fibras es el incremento en *la tenacidad del material.* Este parámetro, entendido como la energía necesaria para la fractura com-



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

pleta del material, se incrementa hasta valores del orden de 40 veces el valor correspondiente al hormigón sin fibras. (9).

Uno de los aspectos más importantes para la utilización de un nuevo material es la durabilidad. A primera vista, podría pensarse que las fibras de acero pueden sufrir una corrosión importante y ello redundar en una pérdida de propiedades del SRFC con el tiempo. Investigaciones recientes han mostrado, sin embargo, que el SRFC, incluso en exposiciones a ambientes agresivos como es el agua del mar, apenas se ve afectado si no existen fisuras en el mismo. (10) Cuando existen fisuras en el material expuesto a un ambiente agresivo, las fibras de acero al carbono sufrirían una corrosión importante. En estos casos se recomienda la utilización de fibras de refuerzo de acero inoxidable.

Las aplicaciones prácticas del SRFC son tan amplias y diversas que resulta difícil hacer una clasificación somera de las mismas. Las principales utilizaciones son firmes de carreteras y aeropuertos (por ejemplo el aeropuerto John F. Kennedy de New York y en España el aeropuerto de Palma de Mallorca incorporan pavimentos de SFRC), escudos en túneles, forjados y gunitado para protección de laderas. (11).

La fotografía 1 muestra el viaducto de Valladares, en la autovía Madrid-Zaragoza, en el que se utilizó SFRC para pavimentar la calzada. Las posibilidades de utilización son amplísimas, limitadas por el coste del material. Puede darse como regla que un 1% de adición de fibras de acero supone doblar aproximadamente el coste del hormigón.

### 3.3. Morteros reforzados con fibras de vidrio (GRC)

Los morteros reforzados con fibras de vidrio (GRC), se utilizan fundamentalmente para producir elementos en forma de placa delgada (espesor típico del orden de 10 mm) utilizando fibras cortadas, dispersas al azar en el plano de la placa, con contenidos de fibra en torno al 5%.

La tabla 4 resume algunas de las propiedades más importantes de las fibras de vidrio empleadas para el refuerzo de morteros y pastas de cemento. (12).

**TABLA 4**

**Propiedades de fibras de vidrio utilizadas en el GRC**

| Propiedad | Fibra E | Fibra AR |
|---|---|---|
| Densidad (kg/m$^3$) | 2.540 | 2.780 |
| Resistencia a tracción (MPa) | 3.500 | 2.500 |
| Módulo de elasticidad (GPa) | 72,5 | 70,0 |
| Alargamiento de rotura (%) | 4,8 | 3,6 |

La fibra E es la más comúnmente utilizada para la fabricación de plásticos reforzados con fibras de vidrio, como veremos en el siguiente apartado. Por ello fue también la primera en ser utilizada para el refuerzo de las pastas de cemento y morteros. Sin embargo, pronto se

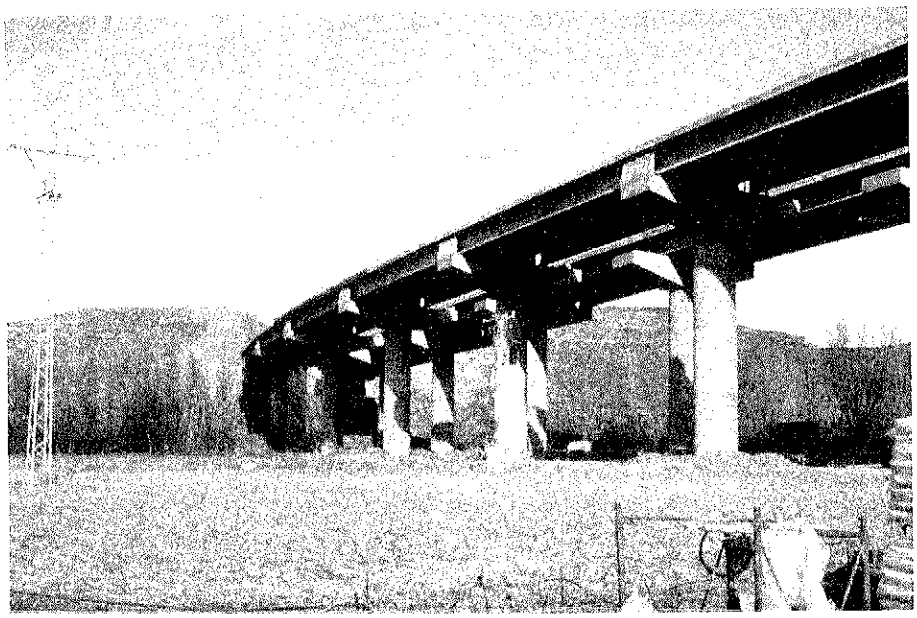


Foto 1.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

descubrió que sufría un ataque por los álcalis del cemento, por lo que GRC fabricado con fibras E presentaba problemas de durabilidad, volviéndose frágil con el tiempo. Para solucionar este problema, se desarrollaron nuevas fibras de vidrio, resistentes a los álcalis (fibras AR, iniciales inglesas de "alkali resistant") basadas en un contenido de óxido de circonio del orden del 16% y que llevan nombres comerciales tales como Cem FIL 1 y Cem FIL 2. Aunque estas fibras siguen sin ser totalmente inmunes al ataque de los álcalis, el problema del envejecimiento de los GRC es ya mucho menos importante. (13).

El GRC puede fabricarse por el método de premezclado, si bien el procedimiento más ampliamente utilizado es la proyección, como ya indicamos anteriormente, procedimiento con el que se logran propiedades mecánicas del material compuesto, muy superiores.

En general, la resistencia del GRC se incrementa con el contenido de fibras (hasta alcanzar un contenido del 5% aproximadamente) y con la longitud de las mismas (hasta llegar a longitudes de unos 40 mm, aproximadamente). (14).

Por lo que respecta a la durabilidad del GRC, como ya hemos indicado, incluso con fibras AR, estos materiales sufren un proceso de envejecimiento, que se traduce en una pérdida de tenacidad con la edad. Este hecho debe ser tenido en cuenta en el proyecto, utilizando en el mismo las propiedades del material a largo plazo.

La posibilidad que ofrece el GRC de fabricar placas de pequeño espesor, le hace especialmente indicado para la producción de paneles. Estos paneles pueden ser monocapa o, para el caso de cierre de fachadas, bicapa con inclusión de un núcleo de un material aislante, lo que les hace especialmente ligeros, resistentes al fuego y a la corrosión, y buenos aislantes térmicos y acústicos. Por tal motivo, se está extendiendo la utilización del GRC para la producción de paneles de fachada, compitiendo con ventaja con los paneles tradicionales de hormigón armado.

Así, por ejemplo, las fotografías 2 y 3 corresponden a la nueva sede de Policía y Bomberos, en Madrid, y a las oficinas del Credit Lyonnais, en Londres, cuyas fachadas han sido realizadas con paneles de GRC. Otras aplicaciones extendidas del GRC son la producción de elementos decorativos, encofrados permanentes, tejas artificiales, depósitos de agua, tuberías, alcantarillas, barreras acústicas, impostas de puentes e incluso "fingers" para acceso a los aviones en los aeropuertos. Como ejemplo, mostramos la fotografía 4 de la terminal nacional del aeropuerto de Barajas. Finalmente, las

Foto 2.

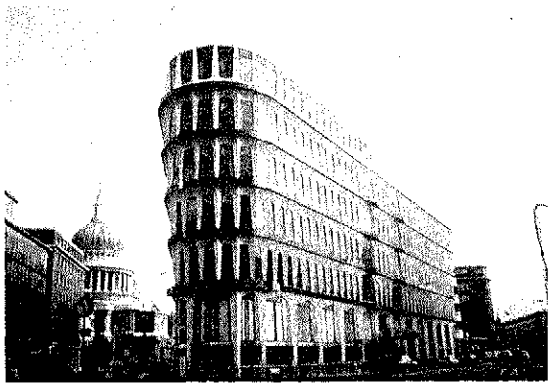


Foto 3.

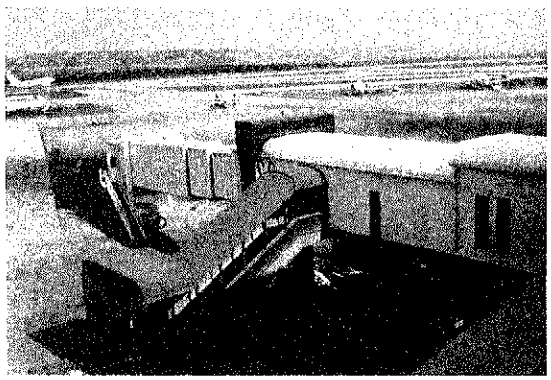


Foto 4.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

fotografías 5 y 6 muestran la fachada del pabellón de México y un detalle de la cubierta del pabellón de Cruzcampo, en la Expo de Sevilla, ambos realizados con paneles de GRC.

Las ventajas del GRC frente a los materiales tradicionales son grandes. Los inconvenientes radican en el problema del envejecimiento, que debe ser tenido en cuenta ya desde el proyecto, y en los movimientos del panel por absorción de

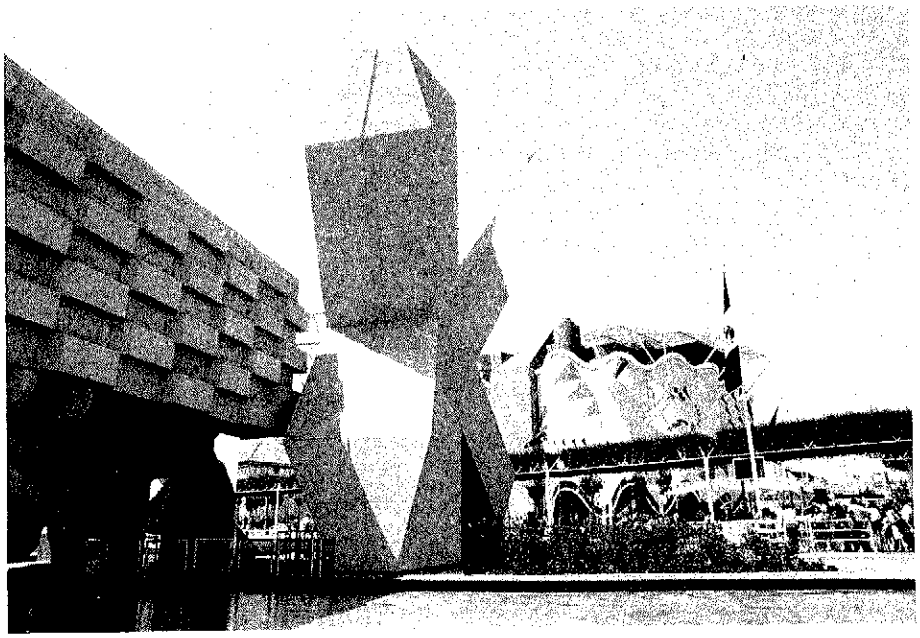


Foto 5.

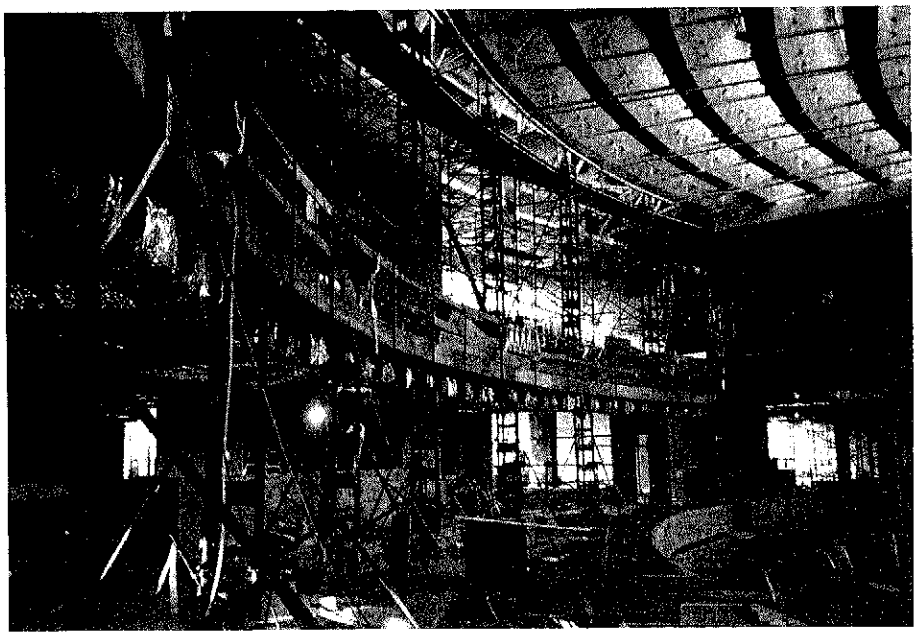


Foto 6.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

agua y desecación, que deben tenerse presentes en el diseño de los sistemas de anclaje del panel a la estructura, que deben ser flexibles para permitir libremente dichos movimientos.

### 3.4. Morteros reforzados con fibra de polipropileno

Las fibras de polipropileno se producen en una amplia variedad de formas y con distintas propiedades. Las principales ventajas de estas fibras son la resistencia a los álcalis, una temperatura de fusión relativamente elevada (165ºC) y un coste relativamente bajo. Sus inconvenientes se centran en la escasa resistencia al fuego, en la sensibilidad a la luz solar y al oxígeno y en un módulo de elasticidad bajo así como una adherencia reducida con la matriz de cemento. No obstante, estos inconvenientes no tienen necesariamente que ser críticos. La matriz de cemento que envuelve la fibra la protege frente al fuego y frente a los efectos del ambiente. Las propiedades mecánicas, y especialmente el módulo de elasticidad y la adherencia fibra/matriz, pueden mejorarse y se han desarrollado fibras especiales para utilizarlas en el refuerzo de morteros que se venden con nombres comerciales. (2).

Una de las primeras fibras comerciales de polipropileno fibrilado para refuerzo de morteros fue desarrollada por la compañía Shell, con el nombre comercial de Caricrete. (15) Se utiliza en forma de hilos cortados, para fabricar mortero reforzado por el método de premezclado, o en forma de mantas continuas, para la producción de láminas delgadas, impregnando la manta de polipropileno con pasta de cemento o mortero. (16, 17, 18, 19).

El módulo de elasticidad de la fibra de polipropileno varía entre 1 y 8 GPa, y la tensión de rotura a tracción entre 300 y 400 MPa. Los filamentos pueden fabricarse con una gran variedad de diámetros, entre 50 micras y 0,5 mm.

En Dinamarca, se ha desarrollado una fibra de polipropileno de alta tenacidad, denominada comercialmente Krenit. (20) Se fabrica a partir de una cinta de polipropileno extruida que se corta mecánicamente en sentido longitudinal para producir fibras rectangulares. Cuando se utiliza para sustituir a la fibra de amianto, las fibras suelen tener una sección de 20 x 120 $\mu$m, mientras que para el refuerzo de morteros y hormigones se suele utilizar una sección mayor, de 30 x 200 $\mu$m. (21) Estas fibras poseen un módulo de elasticidad más elevado (entre 9 y 18 GPa) y también mayor resistencia (entre 500 y 700 MPa).

Por lo que respecta a las propiedades del material compuesto, es necesario ante todo destacar que las fibras de polipropileno pueden utilizarse de dos formas distintas para el refuerzo de cementos. Una primera aplicación es la producción de componentes en forma de láminas delgadas, en las que el polipropileno actúa como refuerzo principal. En este tipo de utilizaciones, el polipropileno puede considerarse como una alternativa a la fibra de amianto y el contenido de fibras es elevado, por encima del 5%. Estos componentes pueden fabricarse extendiendo fibras cortadas dispersadas en la matriz, siguiendo el método Hatschek. La comparación de propiedades de cementos reforzados con fibra de amianto y con fibras de polipropileno puede verse en la figura 1 que muestra curvas típicas tensión-deformación a tracción, de estos materiales. (22).

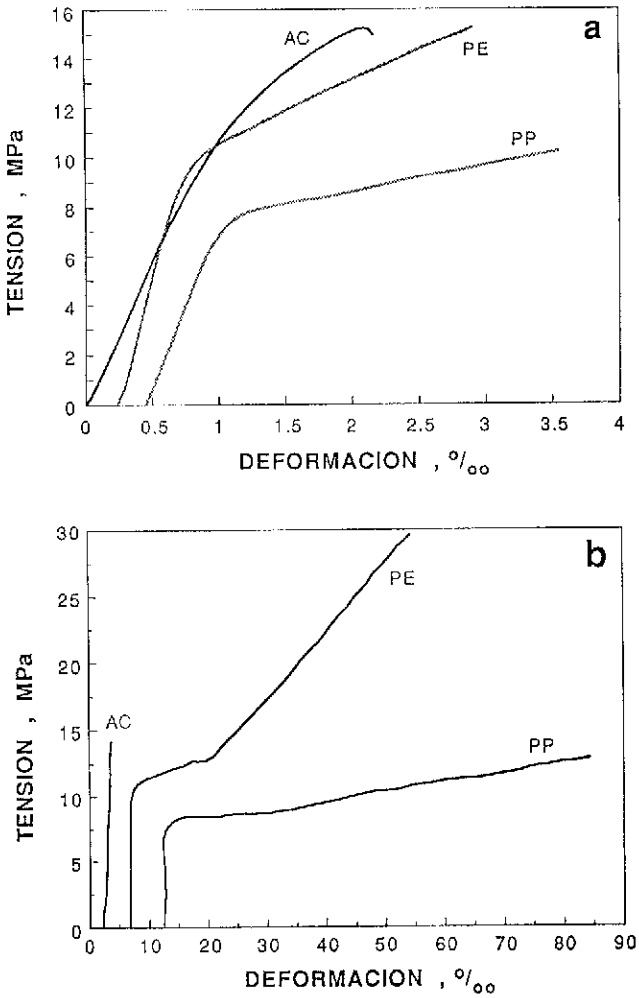



Fig. 1. Curvas típicas tensión-deformación a tracción, de pastas de cemento reforzadas con fibra de amianto (AC), polietileno (PE) y polipropileno (PP). La figura "a" es para pequeñas deformaciones; la figura "b" para grandes deformaciones.

Puede observarse, que la resistencia a tracción del fibrocemento con fibras de amianto es superior al reforzado con fibras de polipropileno; pero este último es mucho más tenaz y posee una mayor capacidad de deformación. En



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

consecuencia, la resistencia a flexión del compuesto con polipropileno ya resulta ligeramente mayor que con fibra de amianto.

Una segunda manera de utilizar la fibra de polipropileno es como refuerzo secundario del hormigón. En estas aplicaciones, el contenido de fibras es menor (entre 1 y 3% como máximo) y la adición de fibras pretende controlar la fisuración debida a la retracción y a los efectos ambientales (por ejemplo, variaciones de humedad o temperatura). En estas aplicaciones la fibra se añade a la mezcla utilizando los métodos comerciales de fabricar hormigón. En general, el polipropileno es fibrilado en forma de fibras cortas, con longitudes entre 6 y 60 mm.

### 3.5. Morteros reforzados con fibras de carbono (CFRC)

Los morteros y hormigones reforzados con fibras de carbono (CFRC) utilizan fibras de carbono de 3 a 10 mm de longitud y 15 a 20 $\mu$m de diámetro. Los contenidos de fibras oscilan entre el 2 y el 4% en volumen. Presentan ventajas frente a otros morteros reforzados con fibras, debido a la elevada resistencia al calor de las fibras de carbono y a su estabilidad incluso en el ambiente altamente alcalino de la matriz de cemento. (23) El inconveniente de este tipo de fibras radica en su elevado coste, si bien en los últimos años se ha producido una reducción drástica del mismo, por lo que cabe esperar que en un futuro no lejano comiencen a ser competitivas en el mercado de la construcción, frente a las de vidrio o polipropileno.

Por el momento, su empleo se circunscribe a utilizaciones en las que las limitaciones de peso sean prioritarias frente a las económicas. Así, la primera realización importante utilizando CFRC es el monumento Al Shaheed, en Iraq, constituido por dos cúpulas gemelas, de 45 m de diámetro y 40 m de altura (fotografía 7). La estructura es de acero inoxidable y se recubre con paneles de CFRC, terminándose con azulejos de porcelana azul (23). La ligereza de los paneles de CFRC (densidad = 1) junto con su capacidad para resistir las severas condiciones climáticas de Bagdad, condujeron a la elección de este material.

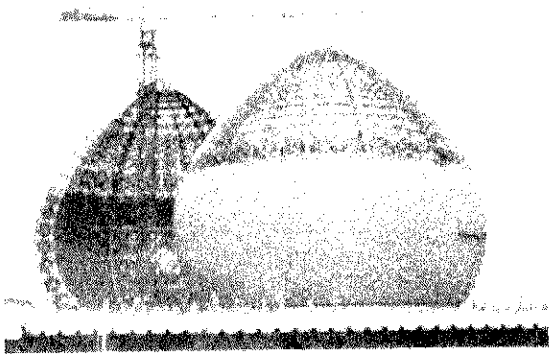


Foto 7.

Otra aplicación reciente de CFRC ha sido la realización del muro cortina para cerrar el edificio de ARK, en el Barrio de Akasaka de Tokio (fotografía 8). El edificio tiene 37 plantas y la fachada, constituida por paneles de CFRC, cubre una extensión de 32.000 m$^2$. De nuevo, la ligereza del material y su elevada resistencia mecánica fueron determinantes para su elección en una región de alto riesgo sísmico. (23).

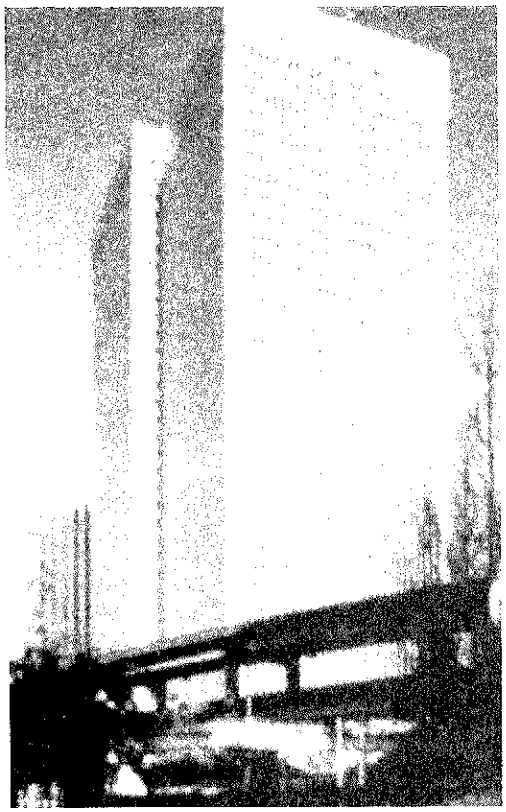


Foto 8.

## REFERENCIAS


1. Swamy R.N. "Fibre Reinforcement of Cement and Concrete". Materiaux et Constructions, Vol. 8, nº 45, 1975, p.p. 235-254.

2. Bentur, A. y Mindess, S. "Fibre Reinforced Cementitious Composites". Elsevier Applied Science, 1990.

3. ACI Committee 544. "State-of-the-art report on fibre reinforced concrete". ACI 544. IR-82. American Concrete Institute 1982.

4. ACI Committee 544. "Guide for specifying, mixing, placing and finishing steel fiber reinforced concrete". ACI 544 3R-84. American Concrete Institute 1984.

5. Williamson, G.R. "The effect of steel




Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

fibers on the compressive strength of concrete". Fiber Reinforced Concrete. ACI SP-44. American Concrete Institute, 1974. p.p. 195-207.

6. Shah, S.P. y Rangan, V.B. "Fibre reinforced concrete properties". J. American Concrete Institute, 68, 1971, p.p. 126-135.

7. Johnston, C.D. y Coleman, R.A. "Strength and deformation of steel fiber reinforced mortar in uniaxial tension". Fiber Reinforced Concrete, ACI SP-44. American Concrete Institute, 1974, p.p. 177-193.

8. Johnston, C.D. "Steel fiber reinforced mortar and concrete: A review of mechanical properties". Fiber Reinforced Concrete, ACI SP-44. American Concrete Institute, 1974, pp. 127-142.

9. Hannant, D.J. "Fibre Cements and Fibre Concretes", John Wiley and Sons Ltd. 1978.

10. Hoff, G.C. "Durability of fiber reinforced concrete in a severe marine environment". Katharine and Bryant Mather International Symposium on Concrete Durability, ACI SP-100, Vol. I. American Concrete Institute, 1987, p.p. 997-1041.

11. Vondran, G.L. "Applications of Steel Fiber Reinforced Concrete". Concrete International, Design and Construction, Vol. 13, no 11, 1991, p.p. 44-49.

12. Majumdar, A.J. y Nurse, R.W. "Glass fibre reinforced cement". Building Research Establishment CP 79/74, 1974.

13. Sánchez Paradela, M.L. y Sánchez Gálvez, V. "Los cementos reforzados con fibra de vidrio". Hormigón y Acero, nº 173, 4º trim. 1989, p.p. 113-126.

14. Ali, M.A., Majumdar, A.J. y Singh, B. "Properties of glass fibre cement - the effect of fibre length and Content". J. Mat. Sci, Vol. 10, 1975, p.p. 1732-1740.

15. Zonsveld, J.J. "Properties and testing of concrete containing fibres other than steel". Fibre Reinforced Cement and Concrete. Proc. RILEM Symp. The Construction Press. 1975, p.p. 217-226.

16. Anon, "Concrete reinforced with polypropylene fibres". Concrete Construction. 1983, p.p. 468-470.

17. Hannant, D.J., Zonsveld, J.J. y Hughes, D.C. "Polypropylene film in cement based materials". Composites, Vol. 9, 1978, p.p. 83-88.

18. Hannant, D.J. y Zonsveld, J.J. "Polyolefin fibrous networks in cement matrices for low cost sheeting". Phil. Trans. R. Soc. London, A. 294, 1980, p.p. 591-597.

19. Vittone, A. "Industrial development of the reinforcement of cement based products with fibrillated polypropylene networks, as replacement of asbestos". Developments in Fibre Reinforced Cement and Concrete. Proc. RILEM Symp. Sheffield 1986. Paper 9.2.

20. Krenchel, H. y Jensen, H.W. "Organic reinforcing fibres for cement and concrete". Fibrous Concrete. The Concrete Society, The Construction Press, 1980, p.p. 87-98.

21. Krenchel, H. y Shah, S.P. "Applications of polypropylene fibres in Scandinavia", Concr. Int. Design and Construction, Vol. 7, 1985, p.p. 32-34.

22. Bijen, J. y Geurts, E. "Sheet and pipes incorporating polymer film material in cement matrix". Fibrous Concrete. The Concrete Society. The Construction Press, 1980, p.p. 194-202.

23. Akihama, S., Suenaga, T. y Nakagawa, H. "Carbon Fiber Reinforced Concrete". Concrete International, Design and Construction, Vol. 10, no 1, p.p. 40-47.

## RESUMEN

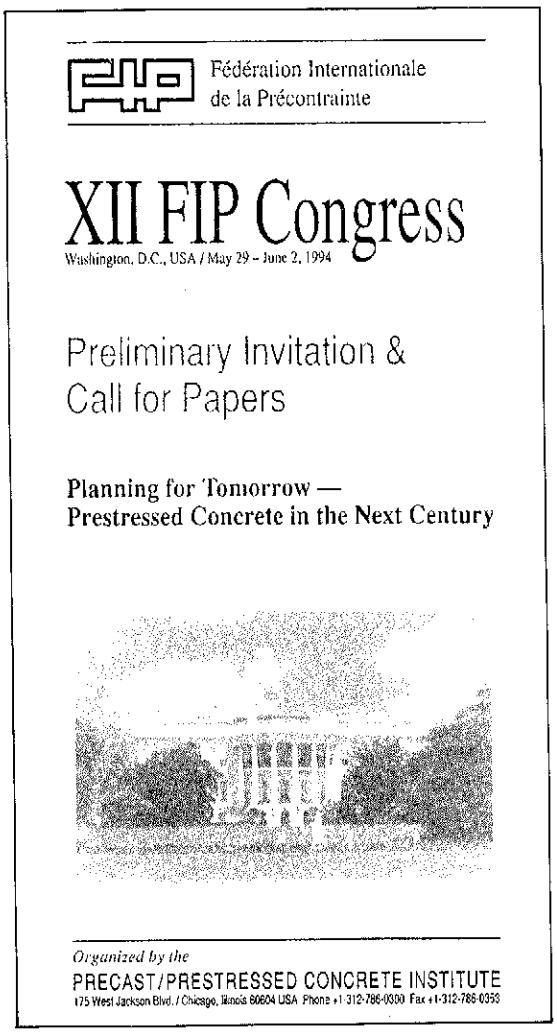
Los materiales compuestos están constituidos por la unión íntima de dos materiales distintos, para lograr una combinación óptima de propiedades. En el sector de la Construcción se utilizan, en cantidades crecientes, materiales compuestos reforzados con fibras, tanto con matriz de cemento (FRC) como con matriz de plástico (FRP). Este primer artículo analiza someramente las propiedades, métodos de producción y principales aplicaciones de la primera de dichas categorías, y muy especialmente de los morteros y hormigones reforzados con fibras de acero, vidrio, polipropileno y carbono. En un próximo artículo se presentará un análisis semejante de la segunda categoría: plásticos reforzados con fibras (FRP).

## SUMMARY

Composite Materials are produced by the combination of two different materials to achieve optimal properties. Among them, fiber reinforced composites are increasingly used for building and public works, both with cementitious matrices (FRC) and with polymer matrices (FRP). This first paper analyzes the properties, production methods and main applications of Fiber Reinforced Cements and Concretes and particularly of Steel Fiber (SFRC), Glass Fiber (GRC), Polypropylene Fiber and Carbon Fiber (CFRC). In a next paper, a similar analysis of Fiber Reinforced Polymers (FRP) will be presented.



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025




La Federación Internacional del Pretensado (F.I.P.), con la colaboración del "Precast/Prestressed Concrete Institute (P.C.I.), va a celebrar su XII Congreso Internacional en Washington, D.C. (Estados Unidos), durante los días 29 de mayo a 2 de junio de 1994.

El lema exigido para este Congreso es:

**Proyectos para el futuro. El hormigón pretensado en el próximo siglo.**

Cada uno de los Congresos de la F.I.P., ha constituido, para todos los interesados en la técnica del hormigón, una gran ocasión para el intercambio de experiencias, renovación de antiguas amistades, y difusión de los nuevos conocimientos y avances logrados dentro de este campo de la técnica de la construcción de estructuras, durante los cuatro años precedentes.

El objetivo fundamental de la F.I.P. ha sido siempre la promoción de las aplicaciones prácticas del hormigón, no sólo en los países altamente desarrollados sino en todo el mundo. El hormigón pretensado no tiene límites en su utilización (ni geográficos, ni políticos, ni culturales) y los Congresos de la F.I.P. constituyen un punto de encuentro ideal en donde los investigadores, los proyectistas y todos los relacionados con la construcción, pueden compartir sus conocimientos y discutir sus problemas con sus compañeros de profesión. Con ello, se consigue ampliar y facilitar las aplicaciones del hormigón para cubrir las necesidades de los distintos países.

Las Sesiones Técnicas del Congreso se dedicarán al estudio de los últimos avances en los campos de la prefabricación y el hormigón pretensado, e incluirán los siguientes temas:

—Prefabricación.

—Estructuras de hormigón pretensado.

—Las estructuras de hormigón y el medio ambiente.

—Hormigón pretensado prefabricado.

—Comentarios a Normas Internacionales (C.E.B., ACI, Eurocódigos, Normas CEN).

En Sesiones especiales, las distintas Comisiones Técnicas de la F.I.P. informarán sobre la marcha y situación actual de los trabajos que tienen encomendados.

En algunas de las Sesiones habrá Conferencias magistrales a cargo de eminentes técnicos especialmente invitados.

Por otra parte, se admite la presentación de Contribuciones, personales y nacionales, relativas a:

—Nuevos métodos de cálculo.

—Nuevos materiales.

—Innovaciones en las técnicas de ejecución.

—Aspectos económicos.

—Aspectos estéticos.

Los interesados deberán enviar, antes del 31 de enero de 1993, un breve resumen en triplicado y en inglés, del trabajo que deseen presentar a:

Dr. J. Dougill
FIP
The Institution of Structural Engineers
11 Upper Belgrave Street
London SW1X8BH
UK
Teléfono: 44-71-235-4535
Fax: 44-71-235-4294

Este resumen, mecanografiado en una sola hoja tamaño A4, deberá ir encabezado por el tema en que se desea sea incluido, el título de la Contribución, nombre del Autor (o Autores) y nombre y dirección a donde debe enviarse la correspondencia futura.

La decisión del Comité Científico sobre la aceptación o rechazo de las Contribuciones



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

recibidas se comunicará, a los Autores correspondientes, antes del 30 de abril de 1993.

Además de las Sesiones Técnicas, están previstas también otras para la presentación de "Posters". Aquellos (particulares o empresas) que desean participar en ellas, deberán enviar una breve descripción del tema de su "Poster", antes del 31 de mayo de 1993 a:

FIP Congress Staff
c/o PCI
175 West Jackson Boulevard Suite 1859
Chicago, Illinois 60604 USA
Teléfono: 1-312-786-0300
Fax: 1-312-786-0353

Los Autores de los "Posters" aceptados recibirán, más adelante, información completa sobre la forma en que deben ser presentados.

Los "Posters" estarán expuestos en el Hotel Sheraton Washington durante los cinco días del Congreso, para que los participantes en él puedan examinarlos. Se programarán días y horas determinadas para que los Autores puedan explicar detalladamente el contenido de sus "Posters".

**Sede del Congreso**

Tanto las Sesiones Técnicas, como la Exposición y algunos de los Actos sociales programados, se celebrarán en el Hotel Sheraton Washington, situado en el parque "Rock Creek", una de las más importantes zonas residenciales de la ciudad.

En este mismo hotel y en el Omni Shoreham, situado en las inmediaciones del Sheraton, se han reservado habitaciones para los participantes en el Congreso. Las direcciones de estos hoteles son las siguientes:

Sheraton Washington Hotel
2660 Woodley Road at Conn. Ave., NW
Washington, D.C. 20008 USA
Teléfono: 1-202-328-2000
Fax: 1-202-234-0015

Omni Shoreham Hotel
2500 Calvert Street. NW
Washington, D.C. 20008 USA
Teléfono: 1-202-234-0700
Fax: 1-202-265-5333

**Exposición**

En el programa del Congreso se incluye también una exposición técnica que tendrá lugar en el Hotel Sheraton Washington. Los interesados en participar en esta exposición, deberán ponerse en contacto con el Precast/Prestressed Concrete Institute que es quien se ha encargado de organizarla.

Los Grupos Nacionales de la FIP que deseen contar con un stand en esta exposición, deberán también ponerse en contacto con el citado Instituto.

**Idioma**

El idioma oficial del Congreso es el inglés. No está prevista traducción simultánea a otros idiomas.

**Programa de Actos sociales**

Se está preparando un amplio programa de Actos sociales, tanto para los participantes en el Congreso como para sus acompañantes.

**Información suplementaria**

Cualquier consulta relacionada con este Congreso de la FIP, deberá dirigirse a:

Precast/Prestressed Concrete Institute
175 West Jackson Boulevard, Suite 1859
Chicago, Illinois 60604 USA
Teléfono: 1-312-786-0300
Fax: 1-312-786-0353



Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

# MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

*(Continuación de Int. Portada)*

**FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A. (FCCSA).**—Paseo de la Castellana, 118-4.ª planta. 28046 Madrid.
**FREYSSINET, S.A.**—General Perón, 24. 28020 Madrid.
**GRACE, S.A.**—Apartado 523. 08080 Barcelona.
**HORMIGONES GERONA, S.A.**—Lorenzana, 45. 17002 Gerona.
**HORMIGONES PROYECTADOS, S.A.**—Avda. Príncipe de Asturias, 63. 08012 Barcelona.
**HUARTE, S.A.—Oficina Técnica.**—Avda. General Perón, 40-C-4.º. 28020 Madrid.
**IBERDUERO, S.A. Servicio Formación.**—Referencia 3001. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
**IBERDUERO, S.A. Servicio Formación.**—Referencia 8501. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
**IBERICA DE ESTUDIOS E INGENIERIA, S.A. (IBERINSA).**—Avda. de Burgos, 11. 28036 Madrid.
**INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.**—Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.
**INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A. (IDASA).**—Pérez Cepeda, 5 y 7. 15004 La Coruña.
**INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES (IECA).**—José Abascal, 53-2.ª planta. 28003 Madrid.
**INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION, S.A.**—Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.
**INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES (INTEMAC).**—Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.
**INTERNACIONAL DE INGENIERIA Y ESTUDIOS TECNICOS (INTECSA). Biblioteca.**—Orense, 70. 28020 Madrid.
**JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA, S.A.**—Príncipe de Vergara, 103. 28006 Madrid.
**LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES.**—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.
**MECANOGUMBA, S.A.**—Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
**PACADAR, S.A.**—Hermosilla, 57. 28001 Madrid.
**PRETENSADOS DEL LOURO, S.A.**—Polígono Industrial Atios. 36400 Porriño (Pontevedra).
**PROYECTOS Y ESTRUCTURAS, S.A. (PROES).**—Padre Damián, 42-1.º-D. 28036 Madrid.
**SENER, TECNICA INDUSTRIAL Y NAVAL, S.A.**—Avda. del Triunfo, 56. 48930 Las Arenas (Vizcaya).
**SIKA, S.A.**—Carretera Madrid-Irún, Km. 14,500. Polígono Industrial. 28100 Alcobendas (Madrid).
**SOCIEDAD ESPAÑOLA DE ESTUDIOS PARA LA COMUNICACION FIJA A TRAVES DEL ESTRECHO DE GIBRALTAR, S.A. (SECEGSA).**—Estébanez Calderón, 3-1.º-A. 28020 Madrid.
**TECNICAS DEL PRETENSADO, S.A. (TECPRESA).**—Príncipe de Vergara, 135. 28006 Madrid.
**TREFILERIAS DEL NORTE, S.A.**—Carretera de Zorroza a Castrejana, 150. Apartado 590. 48080 Bilbao.
**TREFILERIAS QUIJANO, S.A.**—Fábrica de Forjas de Buelna. 39400 Los Corrales de Buelna (Cantabria).
**TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S.A. (TYCSA).**—Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (Barcelona).
**VSL IBERICA, S.A.**—Paseo de la Castellana, 117-2.º-dcha. 28046 Madrid.

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025

asociación técnica
española del pretensado

Documento descargado de www.e-ache.com el 21/11/2025