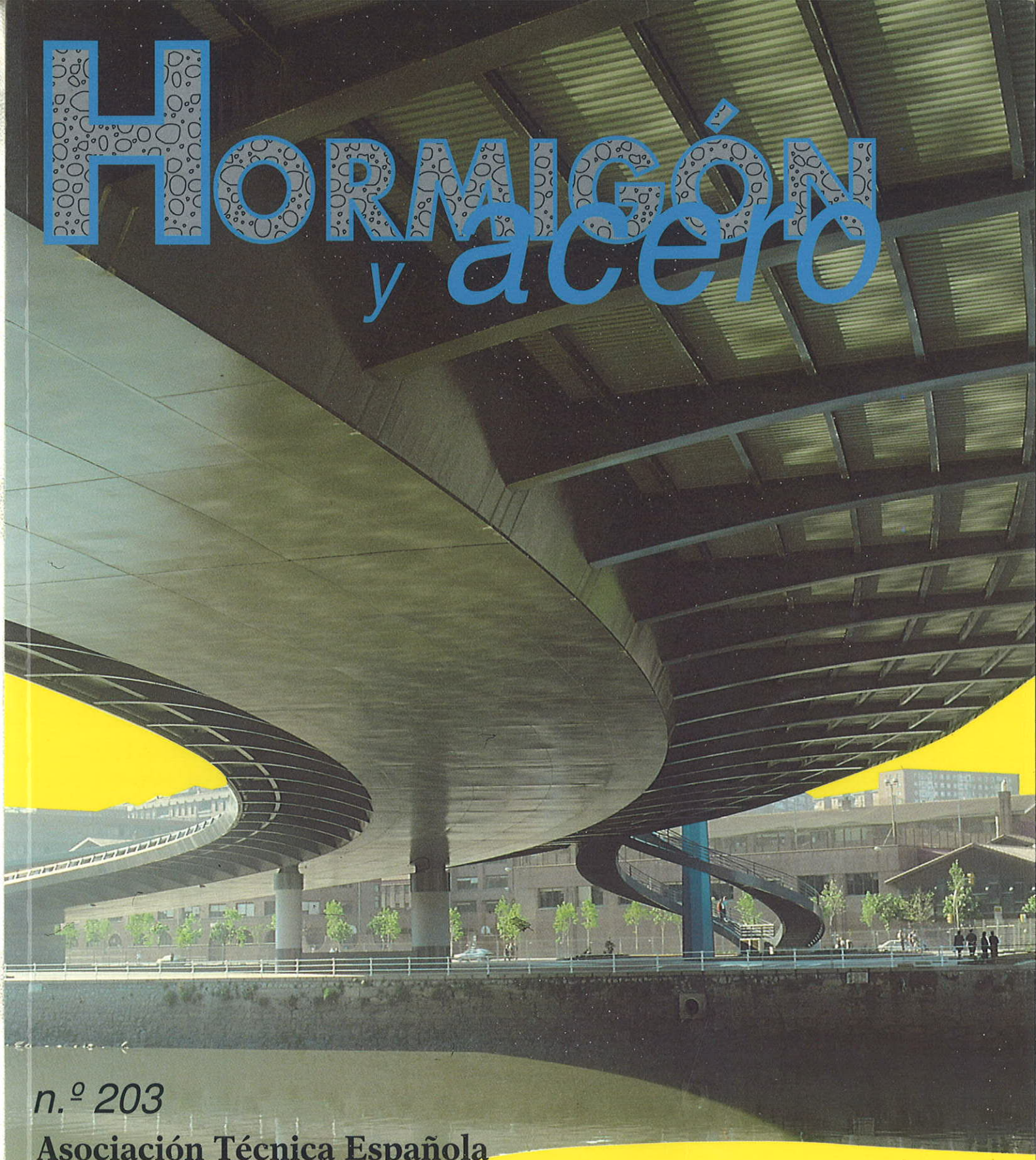
Hormigón y acero



n.º 203

Asociación Técnica Española del Pretensado

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

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.–Avenida del Partenón, 4. 28042 Madrid.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

(Continúa en el int. de contraportada)

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

DECLARADA DE UTILIDAD PUBLICA CON FECHA 4-3-77

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

COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

COMITE DE REDACCION

Director:
PIÑEIRO, Rafael

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

SERVICIO DE ESTUDIOS ESPECIALES

HORMIGÓN y acero

n.º 203

1er Trimestre 1997

CUOTAS ANUALES

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

(Más 16% IVA para España)

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

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

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

EXTRANJERO

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

MIEMBRO CORRESPONDIENTE

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

* * *

AVISO IMPORTANTE

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

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

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

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

Los comentarios deben enviarse, por duplicado, a la Secretaría de la A.T.E.P., Apartado 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 20/11/2025

NOTA: En la página 63 de este número 203 de "Hormigón y Acero", se inicia la publicación de los textos de las 123 Comunicaciones presentadas en las distintas Sesiones de la XVª Asamblea Técnica Nacional de la ATEP celebrada, en Logroño, durante los días 12 al 15 de noviembre de 1996.

En los próximos números se continuarán publicando dichos textos, junto con los de los artículos originales que se vayan recibiendo y que no correspondan a la citada Asamblea.

EL COMITE DE REDACCION

hormigón y acero n.º 203

índice

Págs.

"IN MEMORIAM" 9-10
Fallecimiento de D. Francisco Arredondo y Verdú

Medalla de la FIP concedida a D. Javier Manterola Armisén 11-14

Informe sobre las principales actividades de la ATEP. Junio 1995-Octubre 1996 15-16

457-0-230 **Un método para la determinación del esfuerzo cortante último (V_{cu}) a partir de la dsitribución de tensiones tangenciales sobre la cabeza de hormigón comprimido** 17-32
Une méthode pour l'évaluation de l'effort tranchant limite (V_{cu}) à partir du distribution des contraintes tangentielles sur le béton comprimé.
A method for determining the ultimate shear force (V_{cu}) from the shear stress distribution over the compressed concrete.
J.A. Garrido; M.P. Alonso y L. Gracia.

457-8-189 **El concepto de "Paste Efficiency". Su aplicación a la estimación in situ del valor resistente del hormigón endurecido** 33-47
Le concept de "Paste Efficiency". Leur application pour l'estimation in situ de la résistance du béton endurci.
The "Paste Efficiency" concept. Its application to estimate in situ the strength of hardened concrete.
F. Hostalet.

591-2-298 **Pasarela a Revolta** 49-52
La passerelle "A Revolta".
The "A Revolta" footbridge.
A. González Serrano.

591-8-37 **La prefabricación abierta** 53-62
La préfabrication ouverte.
The combinable precast.
M. Burón Maestro; D. Fernández-Ordóñez Hernández y L. Gómez Sanz.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

XVª Asamblea Técnica Nacional de la ATEP. Sesión de Apertura 63-64
Texto del discurso pronunciado por D. Florencio J. del Pozo Vindel. Presidente de la ATEP

Medallas de la ATEP concedidas en la XVª Asamblea Técnica Nacional de la ATEP 65-74

457-8-190 **Microprobetas testigo de hormigón endurecido. ¿Son representativas?** 75-91
Microcarottes (petit diamètre) du béton endurci ¿Sont représentatives?
Microcores (very small diameter) of hardened concrete. Are they representatives?
F. Hostalet y L. Aranda.

591-4-19 **Criterios para el diseño del pretensado de un depósito cilíndrico con unión continua pared-solera** 93-107
Recommandations pour la conception de la précontrainte de la paroi d'un réservoir cylindrique encastrée au base.
Design criteria of the circumferencial prestress of circular concrete tanks with monolithic wall-to-base connection.
J.M. Vilardell Vallés; A. Aguado de Cea y E. Mirambell Arrizabalaga.

591-2-299 **Puente Ting Kau. Proyecto y construcción** 109-121
Le Pont de Ting Kau. Project et construction.
Ting Kau Bridge. Design and construction.
J. Ayala Luna y J. Andrés Gil.

591-2-300 **Prefabricación de tableros en arco. Realizaciones** 123-127
Préfabrication de ponts en arche. Examples.
Prefabrication of arch bridges. Examples.
M. Burón Maestro; D. Fernández-Ordóñez Hernández y C. Ovejero Sánchez.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

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

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

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

2. PRESENTACION DE ORIGINALES

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

2.1. Título

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

2.2. Resumen y palabras clave

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

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

2.3. Gráficos y figuras

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

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

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

2.4. Fotografías

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

2.5. Tablas y cuadros

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

2.6. Unidades

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

2.7. Fórmulas, letras griegas, subíndices y exponentes

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

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

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

2.8. Referencias bibliográficas

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

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

Referencias de Artículos publicados en Revistas

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

Referencias de Libros

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

3. PRUEBAS DE IMPRENTA

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

IN MEMORIAM

Ha muerto Paco Arredondo y, sin duda, Dios lo tiene en Su Gloria.

¿Cuándo conocí yo a D. Francisco Arredondo? Probablemente en el año 1957 cuando empecé a trabajar como becario en el Laboratorio Central, bajo la Dirección entonces de D. Eduardo Torroja.

Trabajábamos muy unidos con el Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento, y eran frecuentes las reuniones conjuntas. Si el tema era suficientemente general o coincidía con la concreta tarea encargada a cada uno de nosotros, los alumnos becarios éramos invitados a algunas de ellas.

En alguna de ellas lo conocí. Joven entonces él, joven yo, pero con todos mis sentidos abiertos, lleno de un respeto casi reverencial por todos los colaboradores de D. Eduardo, me encuentro con que uno de ellos, nada más conocerme, me trata con un afecto especial, muy tranquilo, pero perfectamente comparable al que sentía sobre mí por parte de otros ingenieros a los que ya conocía. D. Francisco, bajito, vivaz, con un peculiar sentido del humor, producía una notable impresión de homogeneidad con el equipo que, para los que aún no formábamos parte de él, no hacía sino acrecer las ganas de incorporarnos.

Pasa algún tiempo. En el mismo Laboratorio Central y en el I.T.C.C. tengo muchas más oportunidades de contacto con Paco Arredondo. Pasa él por la Dirección del Instituto Eduardo Torroja, se intensifica su enseñanza de los «Materiales de Construcción» en la Escuela de Ingenieros de Caminos y nunca he visto cambiar su talante humano, cordial y homogéneo, conmigo y con todos sus colaboradores.

En la Escuela, riguroso, exigente, pero sin dejar dudas, ni en la enseñanza ni en el

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

mal momento de los exámenes. En su investigación... utilizo los mismo adjetivos, sin repetirlos.

Sigue transcurriendo el tiempo. Cumplo el duro rito de una oposición a Cátedra y pocos días antes de incorporarme a Sevilla coincido una vez más con Paco. De él recibo una de las más cariñosas y útiles admonición-felicitación que puedan oirse y que, sin duda, me sirvió de guía en mis primeros años de vida universitaria en plenitud.

Esta era una de sus características más constantes. Con claridad veía las cosas y con claridad las decía, sin molestar jamás a nadie pero tratando de guiar siempre.

En su larga etapa de Presidente de A.T.E.P. seguía la misma línea. Pocas palabras pero claras y convincentes cuando de ordenar la marcha de la Asociación se trataba. Y sin embargo en las ocasiones en que su cargo le obligaba a hacerlo, o simplemente el ambiente lo pedía, sus discursos más o menos públicos estaban tocados, aquí y allá y con la medida de oro de la prudencia, por ese sentido del humor al que antes aludía y que afloraba más frecuentemente en las reuniones privadas.

En los últimos años, bajo el peso de la enfermedad de las largas diálisis sin gran esperanza, así siguió siendo. Si podía acudir a las Juntas de Gobierno lo hacía, y nunca perdió esa fortaleza de ánimo que le permitía seguir el trabajo e introducir un chiste oportuno.

¿Es esto una nota necrológica? Creo que no. Pero es lo que siento cuando me pongo a escribirla.

Y termino como al principio. Sin duda, Dios lo tiene en Su Gloria.

Rafael López Palanco

CRONOLOGIA

D. Francisco Arredondo y Verdú nació el 8 de octubre de 1920.

Era Doctor Ingeniero de Caminos de la promoción de 1949.

Desde el 13 de junio de 1949, fecha en que se constituyó nuestra Asociación, fue Miembro de la misma. Se le nombró Vocal de la Junta de Gobierno de la ATEP, el 26 de enero de 1967, y el 14 de mayo de 1970 pasó a ser Tesorero de la misma, cargo que ocupó hasta el 25 de noviembre de 1971. El 18 de diciembre de 1975 fue designado Presidente de la ATEP.

El 28 de noviembre de 1984 se le concedió la Medalla de la ATEP.

En marzo del 92 y a consecuencia de la penosa enfermedad que padecía desde principios del año 1991, tuvo que cesar en su cargo.

Fue Catedrático por oposición de la Escuela Técnica de Ayudantes de Obras Públicas y a partir del primero de julio de 1966, Catedrático Numerario de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, C. y P. de Madrid, donde desempeñó la Cátedra de «Materiales de Construcción».

El 29 de noviembre de 1948, ingresó en el Instituto Eduardo Torroja siendo nombrado Jefe del Departamento de Materiales, el 1 de diciembre de 1956.

Desde el 8 de noviembre de 1971 hasta el año 1980, ocupó el cargo de Director del Instituto.

Falleció el 6 de noviembre de 1996.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

Medalla de la F.I.P. concedida a D. Javier Manterola Armisen

En el pasado congreso de la F.I.P. celebrado en Londres en 1996 se ha concedido la Medalla de la Federación Internacional del Pretensado a D. Javier Manterola Armisen de la Ingeniería Carlos Fernández Casado S. L. Durante el acto de entrega de esta medalla se proyectaron algunas diapositivas de las obras más importantes proyectadas por D. Javier Manterola, de las que se incluyen algunas en esta reseña, y se resumió la actividad profesional de D. Javier Manterola en los siguientes términos:

- Nace en Pamplona (Navarra); el 17 de junio de 1936.
- En 1962 obtiene el título de Ingeniero de Caminos.
- Doctor Ingeniero de Caminos en 1964.
- En el año 1964 deja la empresa Huarte y Cía y pasa al Instituto Eduardo Torroja como investigador de plantilla.
- En 1966 pasa a formar parte de la oficina de proyectos "Carlos Fernández Casado, S. L." como ingeniero y asociado de la misma, donde permanece hasta ahora.
- En 1976 Catedrático, por oposición, de la asignatura "Puentes", en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos de Madrid.

PREMIOS

- Premio SERCOMETAL a la mejor estructura metálica (tipo puentes y pasarelas) realizada en España, en 1974, por la Pasarela Colgada, de la Plaza de las Glorias, en Barcelona.
- Premio CECM 1975 (Convención

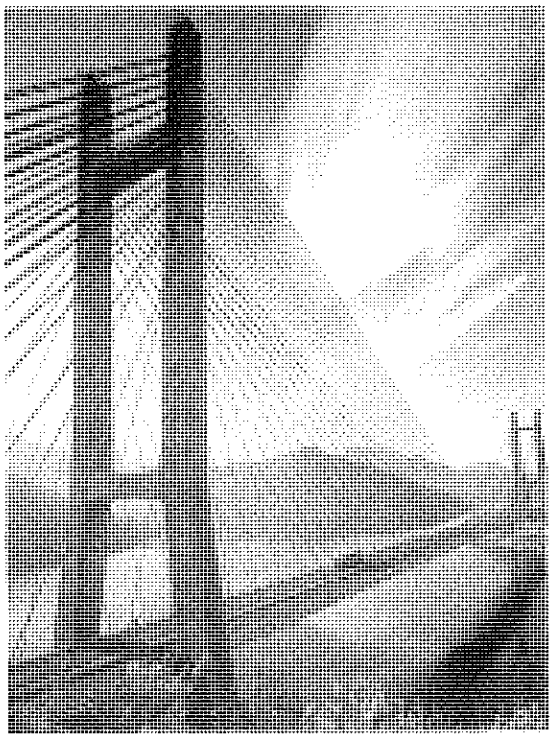


Foto 1. Puente sobre el embalse de Barrios de Luna. Luz: 440 m. Construcción 1979-1983.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

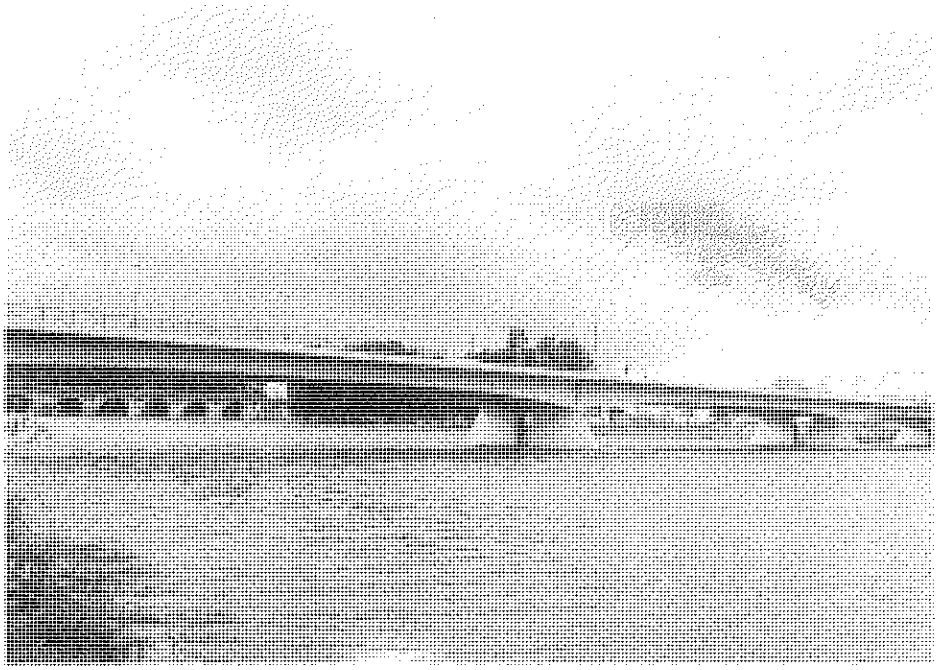


Foto 2. Puente de la Autonomía sobre el río Guadiana en Badajoz. Luz: 70 m. Construcción: 1987.

Europea de Construcciones Metálicas) a la pasarela de la Plaza de las Glorias, en Barcelona.

- Medalla de la Asociación Técnica Española del Pretensado, en 1981.
- Miembro de Honor de la Asociación Técnica Española del Pretensado, en 1982.
- Medalla de Honor del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, en 1985.
- Premio CONSTRUMAT a la mejor obra de ingeniería civil. Años 1985, 1993 y 1995.
- Premio de Arquitectura y Urbanismo, concedido por el Excelentísimo Ayuntamiento de Madrid. Años 1987, 1991 y 1996.

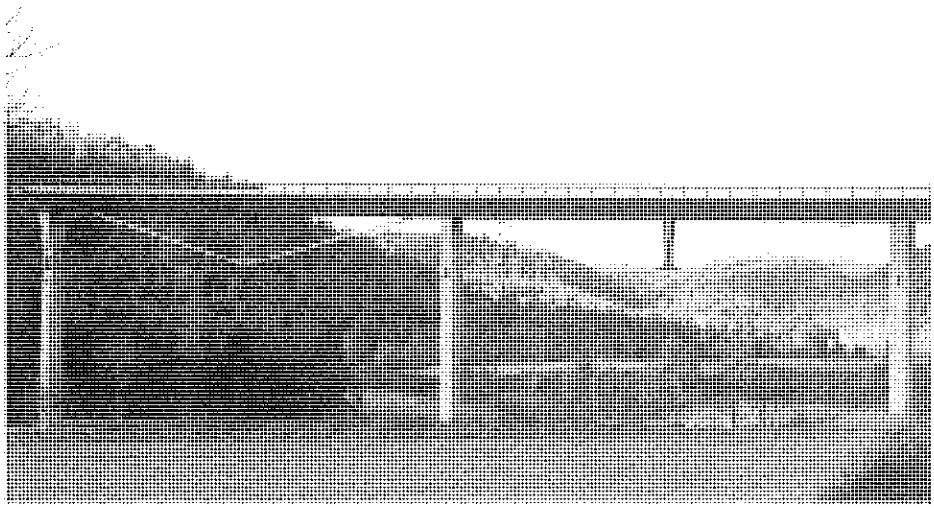


Foto 3. Puente de Osormort en el tramo: St. Julia-Osormort. Luz: 40 m. Construcción: 1995.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

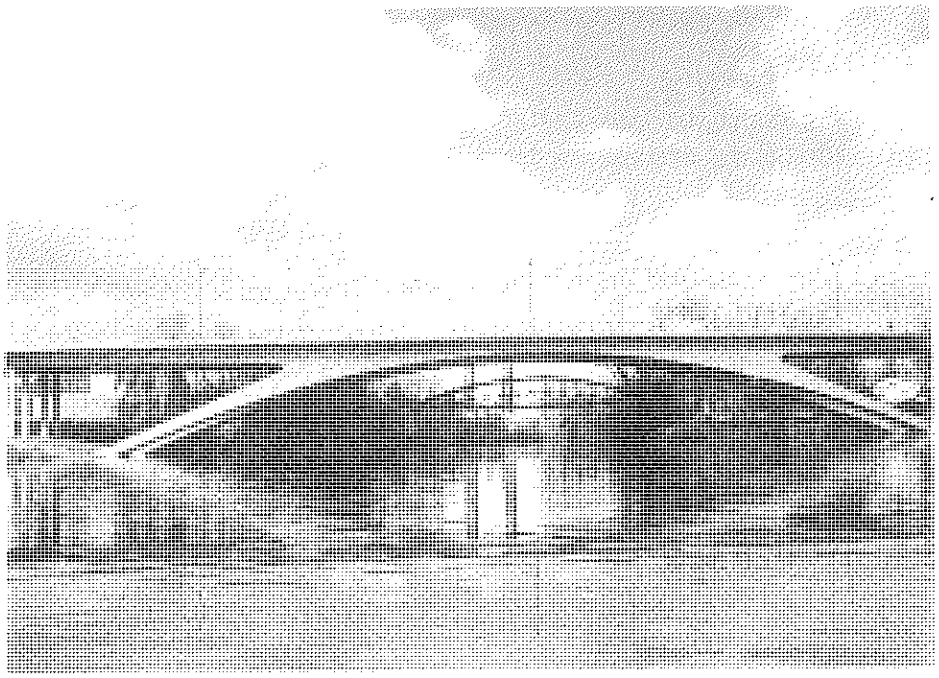
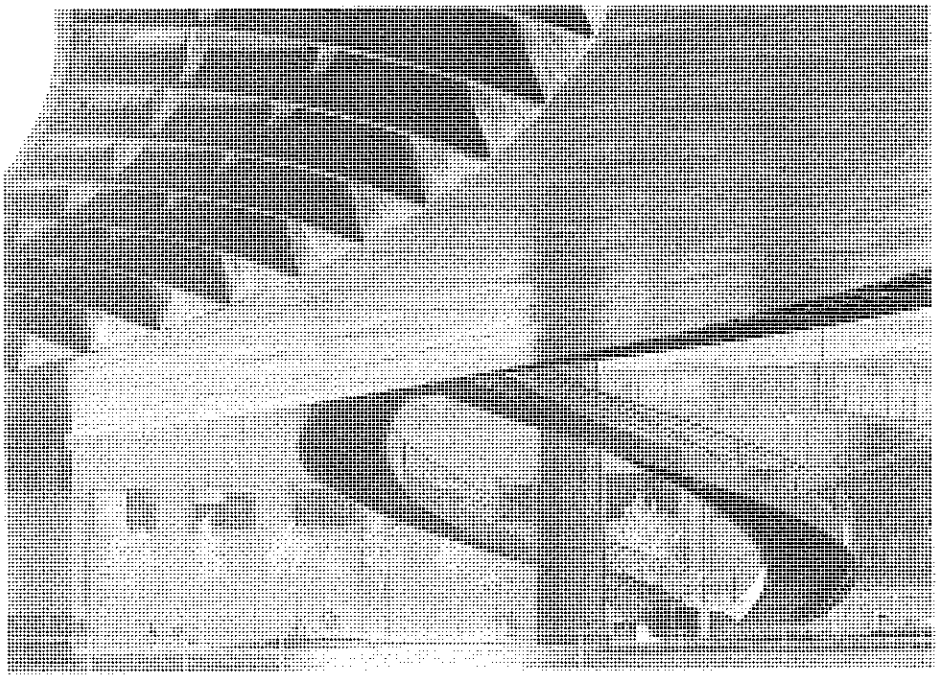


Foto 4. Puente sobre el río Pisuerga, en Valladolid. Luz: 120 m. Construcción: 1986-1987.



Fotos 5. Puente de Euskalduna, sobre la Ría de Bilbao. Luz: 106,40 m. Construcción: 1996-1997.

- Premio de la Cámara de Contratistas de Castilla y León, en 1990.
- Premio anual, correspondiente al año 1994, concedido por los Colegios de Arquitectos e Ingenieros de Caminos, por su contribución al prestigio de ambas profesiones.
- Medalla Ildefonso Cerdá, en 1995. Colegio de Ingenieros de Caminos de Barcelona.
- Medalla de la Federación Internacional del Pretensado (FIP) 1996.
- Premio 1996 BRUNEL AWARD-COPENHAGEN INTERNATIONAL DESIGN COMPETITION al "Viaducto - Túnel de Pensil", en México.

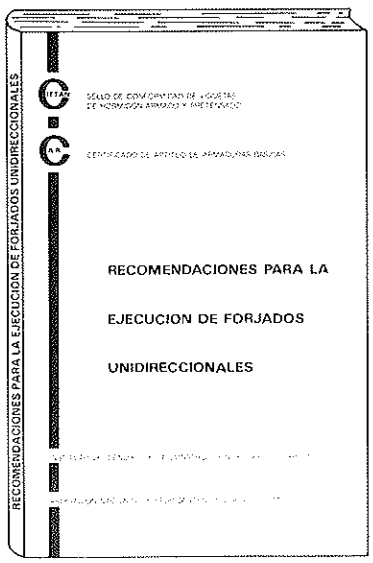
Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

REALIZACIONES

Entre las obras realizadas con Carlos Fernández Casado, S. L. destacamos las siguientes.

- Puente de Castejón, sobre el río Ebro, en Navarra, de 101 metros de luz, terminado en 1967.
- Acueducto de Alcanadre, en Huesca, terminado en 1978.
- Puente atirantado "Sancho el Mayor", sobre el río Ebro, en Navarra, de 140 metros de luz, terminado en 1978 (una sola pila).
- Puente atirantado "Ingeniero Carlos Fernández Casado" sobre el embalse de Barrios de Luna, en León, de 440 metros de luz, terminado en 1983.
- Puente sobre el río Pisuerga, en Valladolid, de 120 metros de luz, construido durante los años 1986-1987.
- Puente de la Autonomía, sobre el río Guadiana, en Badajoz, de 70 metros de luz, terminado en 1987.
- Puente de la Marquesa, México, 60 metros de luz, terminado en 1990.
- Nuevos puentes del Pilar, sobre el río Ebro, en Zaragoza, terminados en 1991.
- Puente de Osormort, en Barcelona, terminado en 1995.
- Puente de Euskalduna, sobre la ría de Bilbao, 106 metros de luz, terminado en 1997.
- Estación de Atocha (largo recorrido), terminada en 1992.

* * *



Los interesados en esta publicación deberán dirigirse a:

Secretaria Sello CIETAN
Instituto de Ciencias de la Construcción
"EDUARDO TORROJA"
C/Serrano Galvache, s/n.
28033 MADRID
Tel.: (91) 302 04 40

RECOMENDACIONES PARA LA EJECUCION DE FORJADOS UNIDIRECCIONALES
(EDICION REVISADA)

La Asociación Nacional de Fabricantes con Sello CIETAN, en colaboración con el INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION "EDUARDO TORROJA", continuando con la labor divulgadora iniciada con la edición del libro "RECOMENDACIONES PARA LA EJECUCION DE FORJADOS UNIDIRECCIONALES", publica una segunda edición del mismo, revisada, adecuándola a la Normativa vigente.

El libro persigue un doble objetivo: El primero, informar y dar a conocer a los técnicos y constructores que intervienen en la realización de un forjado, las distintas soluciones constructivas idóneas de acuerdo con la vigente Normativa, según sean los diversos tipos de forjados y apoyos, desde un punto de vista eminentemente práctico, intentando paliar la escasez en España de bibliografía que lo aborde. El segundo es dar a conocer, a todos los sectores implicados en la ejecución de forjados, la existencia de productos con Sello CIETAN.

La obra ofrece un amplio y detallado compendio de soluciones constructivas, desarrolladas de forma gráfica para su mejor y más fácil interpretación. En su redacción han participado todos los sectores implicados: técnicos, fabricantes y organismos públicos y privados ligados a la construcción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

Informe sobre las principales actividades de la ATEP Junio 1995-Octubre 1996

En Julio de 1995, tras la renovación estatutaria del 50% de los vocales de la Junta de Gobierno de la Asociación, se procedió a la elección reglamentaria de Presidente de ATEP, resultando elegido para el periodo 1995-2001: Florencio J. Del Pozo Vindel. Asimismo fueron renovados en el mismo acto los siguientes cargos: Tesorero: Manuel Juliá Vilardell. Secretario: Rafael Piñeiro Abril. De estos actos se informó oportunamente a todos los socios mediante una circular. También se nombró representante de ATEP en el Consejo de la FIP, con categoría de Vicepresidente a: Rafael López Palanco en sustitución, a petición propia, de: José A. Torroja Cavanillas.

Durante este período se han renovado o mantenido los Convenios de Colaboración con las siguientes entidades: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (CICCP), Inst. Eduardo Torroja de Ciencias de la Construcción (IETCC), Grupo Español del Hormigón (GEHO). Como fruto de los convenios anteriores se han realizado las siguientes actividades:

–Colaboración con el IETCC en la organización de las "VI Jornadas de Materiales Compuestos" celebradas en Madrid del 15 al 17 de abril de 1995.

–Realización de un acuerdo con GEHO para la publicación, en la revista Hormigón y Acero de la ATEP, de los documentos producidos por los grupos de trabajo de GEHO, cuya extensión no permita su publicación independiente.

–Colaboración con IETCC, AENOR y CIETAN en la organización de la Jornada "Estructuras Prefabricadas de Hormigón", celebrada en Madrid el 2 de Octubre de 1996.

–Se ha proseguido el desarrollo del trabajo "Losas postesadas con tendones no adherentes" objeto de la "Beca Florencio del Pozo" creada por un acuerdo de colaboración ATEP-IETCC. Actualmente esta beca es disfrutada por la arquitecto Ana Terrés Aboitiz.

Durante este período se han realizado, por parte de ATEP, las siguientes actividades:

–Colaboración con AENOR y CEDEX en la organización de la "Jornada sobre Puentes" realizada el 29 de Septiembre de 1995, con motivo de la aprobación, en la reunión de Madrid, del Documento Eurocódigo 2, Parte 2, "Puentes".

–Organización de la conferencia "Depósitos Cilíndricos de Hormigón Pretensado. Diseño y Cálculo", pronunciada el 27 de Noviembre de 1995, en Madrid, por Joan Miquel Vilardell.

–Traducción, a petición de AENOR, de la Prenorma Experimental Europea ENV-1992-1-5 "Estructuras con Tendones no Adherentes y Pretensado Exterior". Este documento forma parte del Eurocódigo 2.

–En Octubre de 1995 se propuso, y fue aceptada, la organización en España de la reunión del Consejo de la FIP. En estos momentos se trabaja en dicha organización. La reunión se realizará en Sevilla, del 17 al 19 de Octubre de 1997.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

Con motivo de los trabajos, actualmente en curso, para la fusión de las Organizaciones Internacionales FIP, de la que depende nuestra Asociación, y CEB, de la que es miembro el GEHO, que se prevé que lleguen a un feliz término en Mayo de 1998, se han realizado las siguientes actuaciones:

–Organización conjunta por parte de ATEP y GEHO, con la colaboración del Colegio de ICC y P, de la reunión celebrada en Santiago de Compostela, los días 2 y 3 de Mayo de 1996, del Grupo Mixto FIP-CEB que se está encargando de la fusión de ambas Asociaciones.

–Creación de un Grupo Mixto ATEP-GEHO para el estudio de las consecuencias de la fusión de las Organizaciones internacionales, y preparación de los documentos de trabajo tendentes, en su caso, a la fusión de las dos Asociaciones españolas. Este Grupo Mixto ya se ha reunido dos veces, y el calendario tentativo de los trabajos pretende que en las Asambleas generales de ATEP y GEHO se vote la disolución de ambas Asociaciones y la creación de la nueva, a finales de 1997 o principios de 1998.

–Asimismo, se ha decidido mantener informados a todos los socios, a través de notas informativas en Hormigón y Acero. La primera de ellas se publica en la revista que se está distribuyendo actualmente.

La Asociación Técnica Española del Pretensado está representada en diversas Comisiones y Grupos de trabajo:

–En el Consejo y en prácticamente todas las Comisiones activas de la Federación Internacional del Pretensado (FIP).

–En el Pleno de la Comisión Permanente del Hormigón y en los Grupos de Trabajo de Centrales Nucleares, nueva Instrucción EHE, etc.

–En el Comité CTN-140 de AENOR "Eurocódigos" y en sus Grupos de Trabajo SC2 "Eurocódigo 2", en el Subgrupo "Puentes" y en el Subgrupo "Sistemas de Pretensado".

–En el Comité Ejecutivo del Grupo Español del Hormigón GEHO y en sus diversos Grupos de Trabajo.

Por lo que respecta a los Grupos de Trabajo que la ATEP mantiene activos en la actualidad, son los siguientes:

–Pretensado Exterior y no Adherente. Este Grupo está coordinado por Santiago Pérez Fadón. Este Grupo, tras publicar recientemente sus trabajos, se mantiene activo para el estudio y planteamiento de observaciones, en su caso, del Eurocódigo EC2-1-5 y para realizar la propuesta de Documento Nacional de Aplicación.

–Demolición de Estructuras de Hormigón. Grupo Mixto ATEP-GEHO coordinado por el Profesor Antonio Aguado.

–Prefabricación. Grupo Mixto ATEP-GEHO coordinado por el Profesor José Calavera.

En este periodo de tiempo la ATEP ha editado diversas publicaciones:

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

–Recomendaciones para el proyecto y construcción de losas postesadas con tendones no adherentes, H.P. 9-96.

–Proyecto y construcción de puentes y estructuras con pretensado exterior, H.P. 10-96.

–Se están realizando las últimas pruebas de imprenta y saldrá a la venta a finales de este mes de Noviembre la traducción del "Manual de Planificación y Proyecto de Estructuras Prefabricadas de Edificación", de la Comisión de Prefabricación de la FIP.

–En colaboración con el GEHO y el Colegio de ICC y P se editó el "Código Modelo CEB-FIP para Hormigón Estructural".

Por último, no quiero terminar este resumen de Actividades sin felicitarnos y felicitar a nuestro asociado el Profesor Javier Manterola Armisén por la obtención de la Medalla de la FIP que le fue entregada en el Simposio celebrado en el mes de Septiembre, en Londres.

El Presidente de ATEP
Noviembre 1996

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

457-0-230

Un método para la determinación del esfuerzo cortante último (V_{cu}) a partir de la distribución de tensiones tangenciales sobre la cabeza de hormigón comprimido

José A. Garrido García
Dr. Ingeniero Industrial.
E.T.S.I.I. de Valladolid.
M. Pilar Alonso Montero
Dr. Ingeniero Industrial.
E.T.S.I.I. de Valladolid.
y Luis Gracia Villa
Dr. Ingeniero Industrial.
E.T.S.I.I. de Zaragoza.

1. INTRODUCCION

El método que se propone consiste, básicamente, en la determinación, en primer lugar, de las expresiones analíticas (exactas desde el punto de vista de la Resistencia de Materiales) de las distribuciones de tensiones tangenciales medias en el espesor estáticamente equivalentes a cualquier esfuerzo cortante (V_d) que pueda ser resistido íntegramente por el hormigón ($V_d \leq V_{cu}$). Cada una de estas distribuciones se corresponde con uno de los dominios de deformaciones normales últimas. Son datos en el cálculo las dimensiones de la sección, las resistencias de los materiales, las cuantías de las armaduras longitudinales y la posición de la fibra neutra (que define el dominio de deformación normal). Las referidas cuantías y la profundidad de la línea neutra son magnitudes conocidas una vez realizado el cálculo en rotura por axil y flector. El segundo paso consiste en establecer un criterio apropiado que defina una cota máxima de V_{cu}, por ejemplo, acotando la tensión principal de tracción en cada fibra (criterio de fisuración bajo tensiones combinadas). Así, la estimación de V_{cu} se obtiene mediante un procedimiento incremental en el cual se mantiene fija la posición de la línea neutra. En cada incremento se determina la distribución de tensiones tangenciales correspondiente al cortante de prueba (V) en dicho incremento, la cual es sometida al criterio de fallo previamente establecido. El valor de V_{cu} estará comprendido en el intervalo definido por el valor del cortante de prueba correspondiente al último incremento que no violó el criterio, y el correspondiente al primer incremento en el que dicho criterio es violado. Es importante destacar que el intervalo de definición de V_{cu} que resulta del proceso incremental, puede hacerse tan pequeño como se quiera. El algoritmo de resolución propuesto

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

proporciona dicho valor con la precisión deseada.

Aunque la técnica aquí descrita constituye un método local, su aplicabilidad es amplia, pues puede ser implementada fácilmente en un esquema sistemático de dimensionamiento de vigas. Así, si a partir de un cierto armado longitudinal en la sección de mayor momento, se determinan las posiciones de las secciones a las que corresponderían los momentos flectores últimos para los esfuerzos axiles de cálculo ($N_u \equiv N_d$ y M_u) asociados a las combinaciones de armado longitudinal que se obtienen de levantar o interrumpir sucesivas barras, dichas secciones poseerán leyes de deformaciones normales últimas, por lo que el cálculo de las correspondientes distribuciones de tensiones tangenciales será teóricamente exacto. Entre secciones en rotura puede asumirse, del lado de la seguridad, que en tramos con el mismo armado longitudinal, se tiene una ley constante de V_{cu}, de valor igual al de la sección agotada por tensiones normales que posee la misma armadura longitudinal.

El artículo incluye un ejemplo que muestra la utilidad del método propuesto.

2. CALCULO DE LA DISTRIBUCION DE TENSIONES TANGENCIALES ESTATICAMENTE EQUIVALENTE AL ESFUERZO CORTANTE EN SECCIONES ARMADAS EN ROTURA

Seguidamente, se deducen las expresiones que permiten determinar el valor de la tensión tangencial en secciones rectangulares, armadas en rotura, con leyes de deformaciones últimas correspondientes a cada uno de los diferentes dominios de deformación, a excepción, como es lógico, de los dominios de tracción y compresión simple. Para ello, se analizará una rebanada genérica de barra, cuya cara derecha ($s = \bar{s}$) se halla en rotura, por agotamiento bajo tensiones normales. La barra se deforma en el plano vertical de simetría, bajo la acción de cualquier sistema de cargas contenido en dicho plano, que no incluya fuerzas superficiales distribuidas con componente según la directriz de la barra. Esta excepción se introduce con el objeto de manejar una ley de esfuerzos axiles que sea constante por tramos, tal y como sucede en la mayoría de las aplicaciones prácticas. Los esfuerzos que intervienen en el equilibrio de la rebanada son, por tanto, los indicados en la Figura 1.

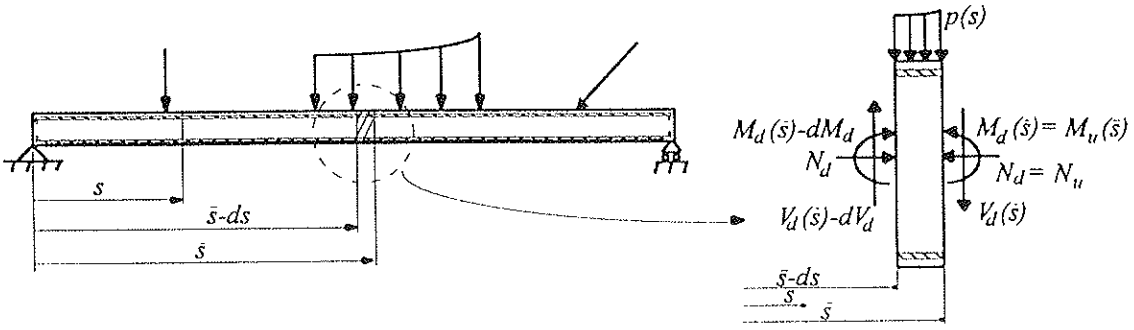


Figura 1. Esfuerzos internos en la rebanada.

En la Figura 2, junto con las dimensiones características de una sección genérica,

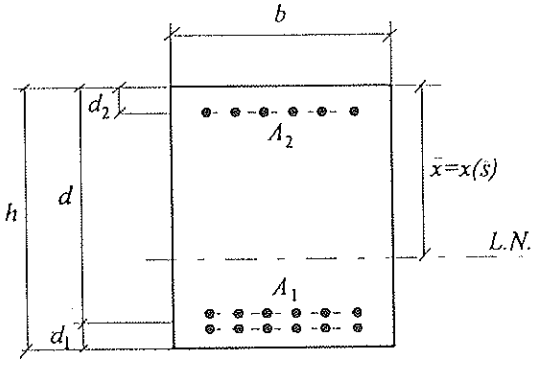


Figura 2. Dimensiones características.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

se ha representado la profundidad de la línea neutra [$\bar{x} = x(\bar{s})$], correspondiente a alguno de los dominios de deformaciones últimas.

2.1. Cálculo de la tensión tangencial para profundidades $\bar{x}$ de la línea neutra en el dominio 2, con $0 \leq \bar{x} < 0{,}1667 \cdot d$.

Considérese una rebanada diferencial de barra esbelta de hormigón armado, cuya cara derecha presenta una ley de deformaciones normales últimas, correspondientes a una profundidad de la línea neutra comprendida en el intervalo $0 \leq \bar{x} < 0{,}1667 \cdot d$, del dominio 2. En esta sección, los esfuerzos de cálculo [$M_d(\bar{s})$ y N_d] que dan lugar a tensiones normales, coinciden con los respectivos esfuerzos últimos [$M_u(\bar{s})$ y N_u] que se derivan del dimensionamiento en rotura de las armaduras longitudinales. En la cara izquierda de la rebanada, cuya ley de deformaciones no implica el agotamiento resistente de la sección, el momento flector vale [$M_u(\bar{s})-dM_u$], tal y como se indica en la Figura 1. Debido a la no variación del axil, junto con el aumento del flector, se produce una disminución en la profundidad de la línea neutra de la cara derecha de la rebanada, respecto a la de la cara izquierda. Este efecto se aprecia en la Figura 3.a, la cual recoge, de manera exagerada, la diferencia entre las leyes de deformaciones longitudinales en ambas caras. En dicha figura ε_y representa la deformación normal correspondiente al límite elástico del acero. Las tensiones en el hormigón comprimido y las fuerzas en las armaduras, han sido representadas en la Figura 3.b, donde A_1 y A_2 son, respectivamente, las áreas de las armaduras de tracción y compresión. En ausencia de armado transversal, las tensiones tangenciales estáticamente equivalentes al esfuerzo cortante $V_d(\bar{s})$ se distribuyen sobre la cabeza comprimida de hormigón, que podrá o no resistir la acción conjunta de las tensiones principales de tracción y compresión que derivan de la acción combinada de las tensiones normales y tangenciales.

Aunque en este intervalo la armadura longitudinal de tracción trabaja a la tensión de cálculo (f_{yd}), la armadura de compresión no alcanza dicha tensión, de modo que existe una diferencia en la fuerza resultante en esta armadura, que debe ser tenida en

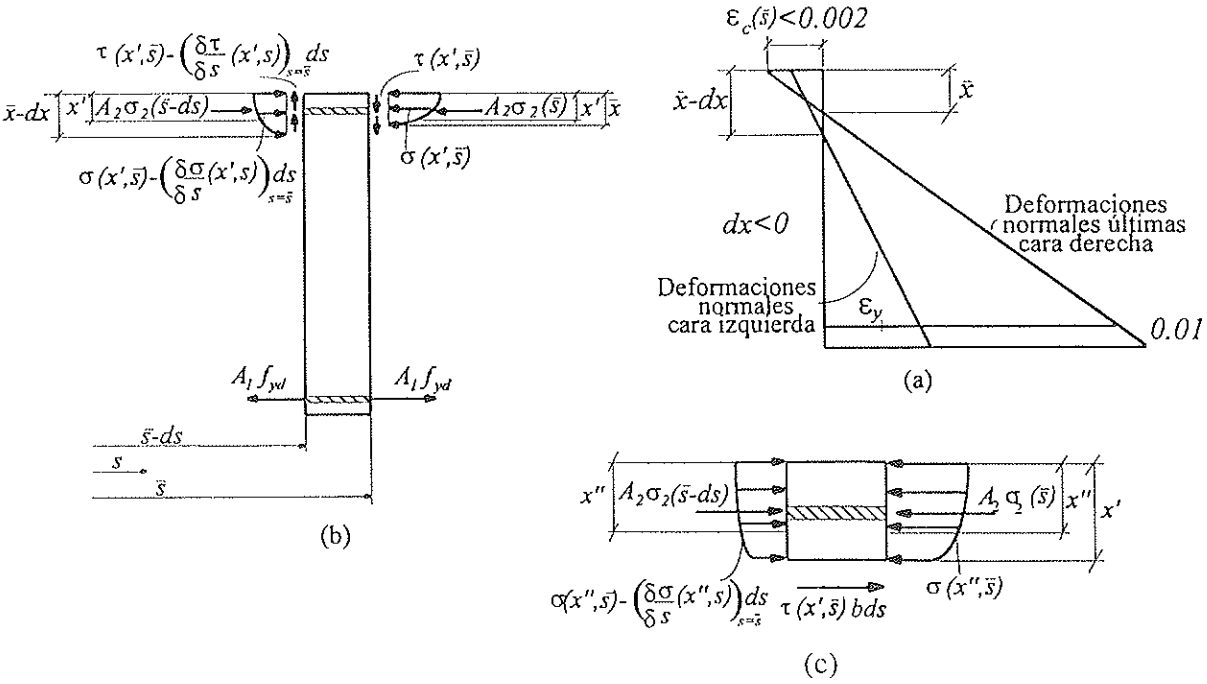


Figura 3. (a) Deformación longitudinal. (b) Tensiones en la rebanada. (c) Tensión tangencial.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

cuenta a la hora de evaluar la tensión tangencial sobre la cabeza comprimida de hormigón. Así, de acuerdo con la Figura 3.c, a una distancia x' del borde comprimido, la tensión tangencial en una fibra genérica de la sección derecha de la rebanada vale:

$$\tau(x', \bar{s}) = \int_0^{x'} \left(\frac{\partial\sigma(x'',s)}{\partial s}\right)_{s=\bar{s}} \cdot dx'' + K.\ \frac{A_2}{b \cdot ds} \cdot$$

$$\cdot\ [\sigma_2(\bar{s}) - \sigma_2(\bar{s} - ds)\ ] \qquad (1)$$

donde K=0 para fibras comprendidas en el intervalo $0 < x' \leq d_2$ y K=1, si $d_2 \leq x' \leq \bar{x}$.

La tensión normal $\sigma(x'',s)$, viene dada por: $\sigma(x'', s) = a \cdot \varepsilon^2\ (x'', s) + c \cdot \varepsilon\ (x'', s)$, siendo $a = -212500 \cdot f_{cd}$, c=850 $\cdot f_{cd}$; y la parte de las tensiones tangenciales que es producida por la diferencia de tensiones normales en la armadura de compresión puede expresarse como:

$$\frac{A_2}{b.ds} \cdot [\ \sigma_2(\bar{s}) - \sigma_2\ (\bar{s} - ds)\ ] = \frac{A_2\ .\ E_s}{b\ .\ ds} \cdot$$

$$\cdot\ [\ \varepsilon_2(\bar{s}) - \varepsilon_2(\bar{s} - ds)\ ] = \frac{A_2\ .\ E_s}{b\ .\ ds} \cdot \Big[\varepsilon_c(\bar{s}) \cdot$$

$$\cdot \left(1 - \frac{d_2}{\bar{x}}\right) - \varepsilon_c(\bar{s} - ds) \cdot \left(1 - \frac{d_2}{\bar{x} - dx}\right)\Big] =$$

$$= \frac{A_2 . E_s}{b} \cdot \left[\ \left(\frac{d\varepsilon_c}{ds}\right)_{s=\bar{s}} \cdot \left(1 - \frac{d_2}{\bar{x}}\right) +\right.$$

$$\left. + \frac{d_2\ .\ \varepsilon_c(\bar{s})}{\bar{x}^2} \cdot \left(\frac{dx}{ds}\right)_{s=\bar{s}}\right]$$

donde ε_2 representa la deformación longitudinal de la armadura A_2, y ε_c la deformación longitudinal de la fibra más comprimida. E_s es el módulo de elasticidad del acero.

Una vez integrada la ecuación (1), a fin de determinar los valores de

$$\left(\frac{d\varepsilon_c}{ds}\right)_{s=\bar{s}} \text{ y } \left(\frac{dx}{ds}\right)_{s=\bar{s}} \text{ se}$$

imponen las siguientes condiciones:

$$\frac{V_d(\bar{s})}{b} = \int_0^{\bar{x}} \tau(x', s) \cdot dx'$$

que expresa la equivalencia estática entre la distribución de tensiones tangenciales que actúa en la cara derecha de la rebanada y el esfuerzo cortante que soporta dicha sección, y

$$\int_0^{\bar{x}-dx} \left(\frac{\partial\sigma(x',s)}{\partial\sigma}\right)_{s=\bar{s}} \cdot dx' + \frac{A_2}{b \cdot ds} \cdot \Big[\ \sigma_2(\bar{s}) -$$

$$- \sigma_2 \cdot (\bar{s} - ds)\ \Big] = 0$$

que expresa que el axil es el mismo en las dos caras.

Operando con estas expresiones, se deducen los valores de ambas derivadas y, finalmente, la ley de tensiones tangenciales:

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

$$
\begin{aligned}
\tau(x', \bar{s}) = {} & \frac{24\,\dfrac{V_d(\bar{s})}{b\cdot\bar{x}^4}\left[a^2\cdot\varepsilon_c^2(\bar{s}) + a\cdot c\cdot\varepsilon_c(\bar{s}) + a\cdot\varepsilon_c(\bar{s})\cdot\dfrac{A_2\cdot E_s}{b\cdot\bar{x}}\right]\cdot x'^3}{2\cdot a^2\cdot\varepsilon_c^2(\bar{s}) + 6\cdot a\cdot c\cdot\varepsilon_c(\bar{s}) + 3\cdot c^2 + 6\,\dfrac{A_2\cdot E_s}{b\cdot\bar{x}^3}\left[(a\cdot\varepsilon_c(\bar{s}) + 2\cdot c)\cdot\bar{x}^2 + 6(a\cdot\varepsilon_c(\bar{s}) + c)\cdot d_2^2 - 2\,(2\cdot a\cdot\varepsilon_c(\bar{s}) + 3\cdot c)\cdot d_2\cdot\bar{x}\right]} - \\
& - \frac{6\,\dfrac{V_d(\bar{s})}{b\cdot\bar{x}^3}\left\{8\cdot a^2\cdot\varepsilon_c^2(\bar{s}) + 12\cdot a\cdot c\cdot\varepsilon_c(\bar{s}) + 3c^2 + 6\,\dfrac{A_2\cdot E_s}{b\cdot\bar{x}^2}\cdot\left[\left(\dfrac{c}{2} + a\cdot\varepsilon_c(\bar{s})\right)\cdot\bar{x} + a\cdot\varepsilon_c(\bar{s})\cdot d_2\right]\right\}x'^2}{2\cdot a^2\cdot\varepsilon_c^2(\bar{s}) + 6\cdot a\cdot c\cdot\varepsilon_c(\bar{s}) + 3\cdot c^2 + 6\,\dfrac{A_2\cdot E_s}{b\cdot\bar{x}^3}\left[(a\cdot\varepsilon_c(\bar{s}) + 2\cdot c)\cdot\bar{x}^2 + 6(a\cdot\varepsilon_c(\bar{s}) + c)\cdot d_2^2 - 2\,(2\cdot a\cdot\varepsilon_c(\bar{s}) + 3\cdot c)\cdot d_2\cdot\bar{x}\right]} + \\
& + \frac{\dfrac{V_d(\bar{s})}{b\cdot\bar{x}^2}\cdot\left[4\cdot a^2\cdot\varepsilon_c^2(\bar{s}) + 8\cdot a\cdot c\cdot\varepsilon_c(\bar{s}) + 3\cdot c^2 + 6\,\dfrac{A_2\cdot E_s}{b\cdot\bar{x}^2}\cdot(2\cdot a\cdot\varepsilon_c(\bar{s}) + c)\cdot d_2\right]\cdot x'}{2\cdot a^2\cdot\varepsilon_c^2(\bar{s}) + 6\cdot a\cdot c\cdot\varepsilon_c(\bar{s}) + 3\cdot c^2 + 6\,\dfrac{A_2\cdot E_s}{b\cdot\bar{x}^3}\left[(a\cdot\varepsilon_c(\bar{s}) + 2\cdot c)\cdot\bar{x}^2 + 6(a\cdot\varepsilon_c(\bar{s}) + c)\cdot d_2^2 - 2\,(2\cdot a\cdot\varepsilon_c(\bar{s}) + 3\cdot c)\cdot d_2\cdot\bar{x}\right]} + \\
& + K.\,\frac{6\,\dfrac{V_d(\bar{s})}{b}\,\dfrac{A_2\cdot E_s}{b\cdot\bar{x}^3}\cdot\left[(2\cdot a\cdot\varepsilon_c(\bar{s}) + 3\cdot c)\cdot\bar{x} - 6\,(a\cdot\varepsilon_c(\bar{s}) + c)\cdot d_2\right]}{2\cdot a^2\cdot\varepsilon_c^2(\bar{s}) + 6\cdot a\cdot c\cdot\varepsilon_c(\bar{s}) + 3\cdot c^2 + 6\,\dfrac{A_2\cdot E_s}{b\cdot\bar{x}^3}\left[(a\cdot\varepsilon_c(\bar{s}) + 2\cdot c)\cdot\bar{x}^2 + 6(a\cdot\varepsilon_c(\bar{s}) + c)\cdot d_2^2 - 2\,(2\cdot a\cdot\varepsilon_c(\bar{s}) + 3\cdot c)\cdot d_2\cdot\bar{x}\right]}
\end{aligned}
\tag{2}
$$

En la Figura 4.a, se muestran tres distribuciones de tensiones tangenciales, correspondientes a tres profundidades distintas de la línea neutra, pertenecientes al intervalo considerado. Estas han sido obtenidas con un cortante unidad (V_d ($\bar{s}$) = 1 kp). Las magnitudes características empleadas en el cálculo son: b = 30 cm, d = 47 cm, d_2 = 3 cm, A_2 = 10 cm^2 y E_s = 2,1 · 10^6 kp/cm^2. Asimismo, es dato la profundidad de la línea neutra, cuyo valor ha sido indicado en la figura en cada caso, junto con el del máximo de la tensión tangencial y el punto donde éste se produce.

En la Figura 4.b se pueden comparar las distribuciones que se obtienen, para unos mismos esfuerzos últimos aplicados, variando el área de la armadura de compresión. Se observa cómo disminuye la profundidad de la línea neutra al incrementar la cuantía dispuesta, al tiempo que aumen-

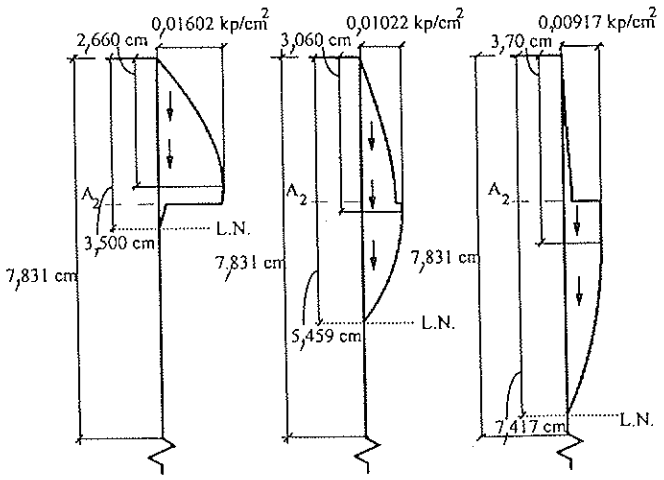


Figura 4.a. Distribuciones de tensiones tangenciales para distintos valores de la línea neutra.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

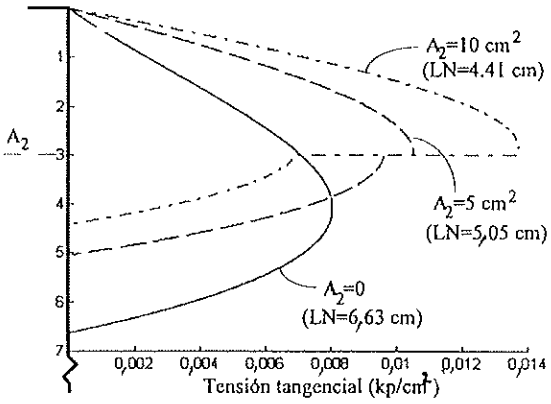


Figura 4.b. Distribuciones de tensiones tangenciales, para distintas cuantías de la armadura de compresión.

tan las tensiones tangenciales máximas. Por ello, la distribución de tensiones tangenciales sobre la cabeza comprimida de hormigón, con el mismo cortante estáticamente equivalente, tiene un valor máximo en la sección con más cuantía de armadura de compresión. Lógicamente, en todas las distribuciones el área encerrada es la misma: V_d/b.

2.2. Cálculo de la tensión tangencial para profundidades de la línea neutra en el dominio 2, con 0,1667 · d ≤ x̄ ≤ 0,259 · d

En este intervalo el conjunto de fibras incluidas hasta la profundidad $\bar{z}$ ($\bar{z} = 1{,}2 \cdot \bar{x} - 0{,}2 \cdot d$) sufre deformaciones normales no inferiores al 2 por 1.000 (Figura 5.a) e inferiores al 3,5 por 1.000. Con referencia a la Figura 5.b, cabe distinguir cuatro tramos diferentes dentro de este intervalo, a los que corresponden las siguientes expresiones de la tensión tangencial en una fibra genérica que diste x' del borde de compresión:

- *Tramo 1* ($0 \le x' \le \bar{z} - dz$): $\tau(x',\bar{s}) = 0$

Tramo 2 ($\bar{z} - dz < x' \le \bar{z}$; K_1=0; K_2=0)
Tramo 3 ($\bar{z} < x' \le d_2$; K_1= 1; K_2=0)
Tramo 4 ($d_2 < x' \le \bar{x}$; K_1= 1; K_2=1):

donde la expresión (3) ha sido obtenida planteando el equilibrio horizontal del trozo de rebanada comprendido entre el borde de compresión y la fibra x'. De acuerdo con la Figura 5.b, $\sigma^I(x'',\bar{s} - ds)$ y $\sigma^D(x'',\bar{s})$ son las tensiones normales de compresión en una fibra genérica que diste x'' del borde más comprimido de la sección, en las caras izquierda y derecha de la rebanada, respectivamente. Ambas magnitudes están definidas, exclusivamente, en los tramos parabólicos de las respectivas leyes de tensiones.

Puede comprobarse, introduciendo el valor de $\sigma^I(x'', \bar{s} - ds)$ en la ecuación (3), que la tensión tangencial, en el segundo de los tramos definidos, ($\bar{z} - dz < x' \le \bar{z}$), es despreciable por tratarse de un infinitésimo de tercer orden. Por tanto, se considerarán únicamente los dos últimos tramos.

Seguidamente, se determina la expresión de la tensión tangencial en $\bar{z} < x' \le d_2$ (K_2 = = 0) y en $d_2 < x' \le \bar{x}$ (K_2 = 1). La tensión normal en el tramo parabólico de la cara derecha vale:

$$\sigma^D(x'',\bar{s}) = -212500 \cdot f_{cd} \cdot [\varepsilon^D(x'',\bar{s})]^2 + 850 \cdot f_{cd} \cdot \varepsilon^D(x'',\bar{s})$$

donde $\varepsilon^D(x'',\bar{s})$ viene dado por (véase Figura 5.c): $\varepsilon^D(x'',\bar{s}) = 0{,}002 \dfrac{\bar{x}-x''}{\bar{x}-\bar{z}}$.

Por otra parte, la expresión de la tensión normal en la cara izquierda de la rebanada, es:

$$\sigma^I(x'',\bar{s} - ds) = -212500 \cdot f_{cd} \cdot [\varepsilon^I(x'', \bar{s} - ds)]^2 + 850 \cdot f_{cd} \cdot \varepsilon^I(x'',\bar{s} - ds)$$

siendo $\varepsilon^I(x'', \bar{s} - ds)$ (véase Figura 5.d):

$$\varepsilon^I(x'', \bar{s} - ds) = 0{,}002 \cdot \left(1 - \frac{x''-\bar{z}+dz}{\bar{x}-\bar{z}-dx+dz}\right).$$

$$\tau(x',\bar{s}) \cdot ds = 0{,}85 \cdot f_{cd} \cdot dz + K_1 \cdot \int_{\bar{z}}^{x'} \sigma^D(x'',\bar{s}) \cdot dx'' - \int_{\bar{z}-dz}^{x'} \sigma^I(x'',\bar{s} - ds) \cdot dx'' + K_2 \cdot \frac{A_2}{b} \cdot [\sigma_2(\bar{x}) - \sigma_2(\bar{x} - dx)] \quad (3)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

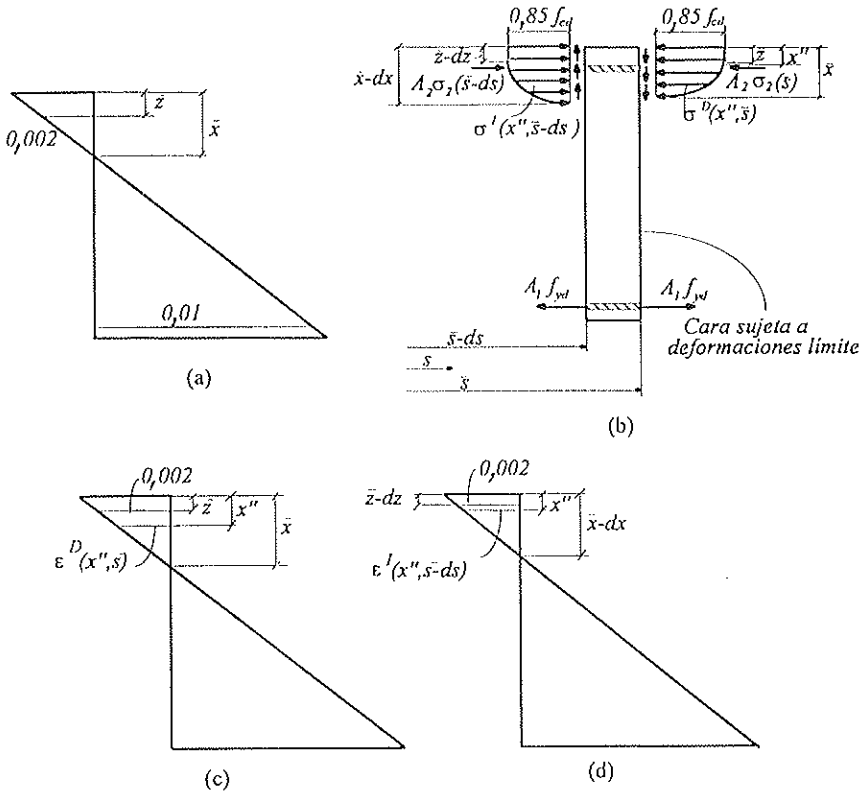


Figura 5. (a) Deformación longitudinal. (b) Tensiones en la rebanada. (c) Deformación en la cara derecha. (d) Deformación en la cara izquierda.

Realizando las integrales que aparecen en la expresión (3), en las que se desprecian los infinitésimos de orden superior, y determinando los valores de dz/ds y dx/ds de forma análoga a como se hizo en el apartado anterior, se obtiene:

$$\tau(x',\bar{s}) = \frac{6V_d(\bar{s})\cdot(x'-\bar{z})^2}{b\cdot(\bar{x}-\bar{z})^2}\cdot\left\{\frac{2\cdot 0{,}85\cdot b\cdot f_{cd}\cdot(\bar{x}-\bar{z})\cdot(\bar{x}-x')}{0{,}85\cdot f_{cd}\cdot b\cdot(x-z)^3+K^3\cdot 3\cdot 0{,}002\cdot A_2\cdot E_s\cdot[\bar{z}\cdot(2\cdot\bar{x}+\bar{z}-4\cdot d_2)+3\cdot\bar{x}^2+6\cdot d_2^2-8.d_2\bar{x}]}-\right.$$

$$\left.-K_3\cdot\frac{0{,}002\cdot A_2\cdot E_s\cdot\left[(2\cdot x'+\bar{z}-3\cdot d_2)-K_2\cdot(2\cdot\bar{x}+\bar{z}-3\cdot d_2)\cdot\frac{(\bar{x}-\bar{z})^2}{(x'-\bar{z})^2}\right]}{0{,}85\cdot f_{cd}\cdot b\cdot(\bar{x}-\bar{z})^3+3\cdot 0{,}002\cdot A_2\cdot E_s\cdot[\bar{z}\cdot(2\cdot\bar{x}+\bar{z}-4\cdot d_2)+3\cdot\bar{x}^2+6\cdot d_2^2-8\cdot d_2\cdot\bar{x}]}\right\} \quad (4)$$

donde

$$K_3 = 1, \text{ si } \bar{x} < \frac{d\cdot\varepsilon_y + 0{,}01\cdot d_2}{\varepsilon_y + 0{,}01} = \bar{x}_2,$$

lo cual ocurre si la armadura de compresión trabaja a una tensión inferior a la de cálculo. Para valores de $\bar{x}$ comprendidos en este dominio, pero superiores a $\bar{x}_2$, hay que considerar que la armadura A_2 trabaja a f_{yd}, por lo cual en la ley de $\tau(x',\bar{s})$ no aparecen los términos relativos a la diferencia de tensiones en dicha armadura ($K_3 = 0$).

En la Figura 6.a se muestra la distribución de tensiones tangenciales correspondiente a una determinada profundidad de la línea neutra en el intervalo considerado. Esta ha sido obtenida aplicando un cortante unidad y las dimensiones características empleadas en los ejemplos precedentes.

2.3. Cálculo de la tensión tangencial para profundidades de la línea neutra comprendidas en el dominio 3, ($0{,}259\cdot d < \bar{x} \le x_{lim}$)

Considerando que, en este dominio,

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

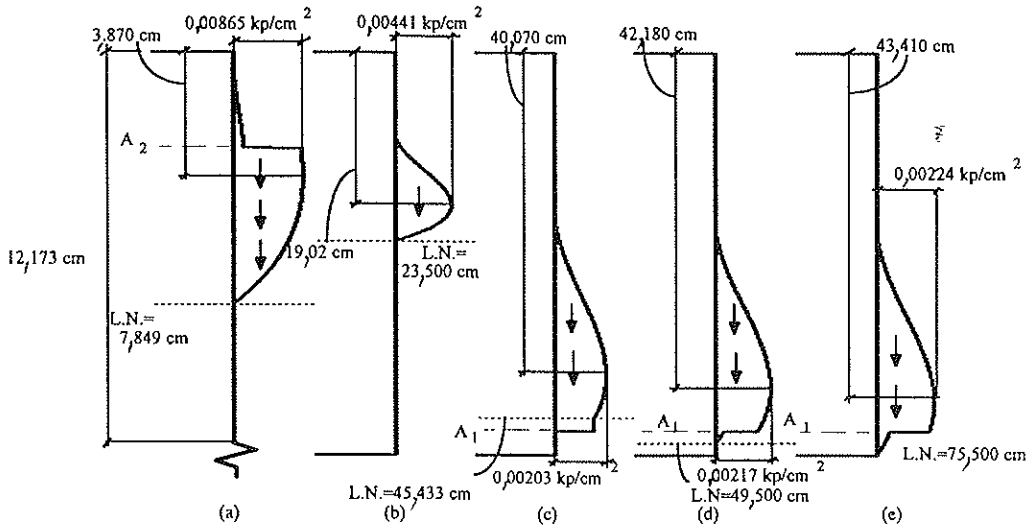


Figura 6. Distribución de tensiones tangenciales: (a) Segunda parte del dominio 2. (b) Dominio 3. (c) Dominio 4. (d) Dominio 4.a. (e) Dominio 5.

ambas armaduras trabajan a la tensión de cálculo, la tensión tangencial $\tau(x'\bar{s})$ que soporta la fibra situada a una profundidad x' de la cabeza comprimida, viene dada también por la ecuación (4), con $K_3 = 0$, $\bar{z} = 3/7\ \bar{x}$, y siendo: $3/7\ \bar{x} < x' \leq \bar{x}$.

En la Figura 6.b se ha representado la distribución de tensiones tangenciales correspondiente a una profundidad de la línea neutra, incluida en el dominio 3. De nuevo, se ha considerado un cortante unidad y las dimensiones de la sección iguales a las empleadas en los ejemplos de apartados anteriores.

2.4. Cálculo de la tensión tangencial en los dominios 4 y 4.a.

Se calcula a continuación la distribución de las tensiones tangenciales en el tramo $x_{lim} < \bar{x} \leq d$, correspondiente al dominio 4, teniendo en cuenta que el extremo inicial de la coordenada genérica, x', será $\bar{z}$ (en este dominio $\bar{z} = \frac{3}{7}\ \bar{x}$), dado que hasta este punto no hay tensión tangencial. Por otro lado, el extremo final será d, punto en el que se dispone la armadura de tracción. Nótese que el tramo comprendido entre $\bar{x}$ y d tiene una tensión tangencial constante, de valor igual al producido en la armadura.

Operando de modo análogo a como se hizo en el apartado 2.2., se deduce que la tensión tangencial, a una distancia x' de la fibra más comprimida, $\bar{z} < x' \leq \bar{x}$, viene dada por la siguiente expresión en la que, para este dominio, $K_4 = 0$:

$$\tau\,(x',\bar{s}) = \frac{6V_d\,(\bar{s})\cdot(x'-\bar{z})^2}{b\cdot(\bar{x}-\bar{z})^2}\left\{\frac{2\cdot 0{,}85\cdot b\cdot f_{cd}\cdot(\bar{x}-\bar{z})\cdot(\bar{x}-x')}{0{,}85\cdot f_{cd}\cdot b\cdot(\bar{x}-\bar{z})^3 + 3\cdot 0{,}002\cdot A_1\cdot E_s\cdot[\bar{z}\cdot(2\cdot\bar{x}+\bar{z}-4\cdot d) + 3\cdot\bar{x}^2 - 8\cdot d\cdot\bar{x}+6\cdot d^2]} + \right.$$

$$\left. + \frac{0{,}002\cdot A_1\cdot E_s\cdot\left(K_4\cdot(2\cdot\bar{x}+\bar{z}-3\cdot d)\cdot\dfrac{(\bar{x}-\bar{z})^2}{(x'-\bar{z})^2} + (3\cdot d-2\cdot x'-\bar{z})\right)}{0{,}85\cdot f_{cd}\cdot b\cdot(\bar{x}-\bar{z})^3 + 3\cdot 0{,}002\cdot A_1\cdot E_s\cdot[\bar{z}\cdot(2\cdot\bar{x}+\bar{z}-4\cdot d) + 3\cdot\bar{x}^2 - 8\cdot d\cdot\bar{x} + 6\cdot d^2]}\right\} \qquad (5)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

Esta ley es válida en $\bar{z} < x' \leq \bar{x}$. Para el tramo $\bar{x} \leq x' \leq d$, la tensión se obtiene particularizando la ecuación anterior para $x' = \bar{x}$.

Así mismo, la expresión (5) con $K_4 = 0$ es aplicable para la determinación de las tensiones tangenciales en el tramo $\bar{z} < x' \leq$ $\leq d$, del dominio 4.a. Si $d \leq x' \leq \bar{x}$ hay que considerar, además, la variación de la fuerza resultante en la armadura de tracción ($K_4 = 1$).

Por último, en las Figuras 6.c y 6.d se muestran las distribuciones de tensiones tangenciales correspondientes a dos profundidades de la línea neutra comprendidas en los dominios 4 y 4.a, respectivamente, con un esfuerzo cortante unidad y los datos habituales.

2.5. Cálculo de la tensión tangencial en el dominio 5 ($h < \bar{x} < \infty$)

Siguiendo el mismo razonamiento que en apartados anteriores, considerando que, en este dominio, $\bar{z} = \frac{3}{7}h$, se obtiene la siguiente expresión, (donde $K_5 = 0$) para la tensión tangencial a una distancia genérica, x', de la fibra más comprimida, $\frac{3}{7}h < x' \leq d$:

En cambio, para una distancia x', en el intervalo $d \leq x' \leq h$, el valor de la tensión viene dado por la expresión precedente, con $K_5 = 1$.

De la aplicación de la ley anterior en ambos tramos de este dominio, se deduce que, a medida que se incrementa el área de la armadura A_1, aumentan las tensiones tangenciales máximas y disminuye la profundidad de la línea neutra.

Para concluir, en la Figura 6.e. se muestra la distribución de tensiones tangenciales correspondiente a una profundidad de la línea neutra incluida en este dominio, con los datos habituales, bajo un cortante unidad.

3. CALCULO DEL MAXIMO ESFUERZO CORTANTE (V_{cu}) QUE PUEDE RESISTIR UNA SECCION SIN ARMADURA TRANSVERSAL

En este apartado nos referiremos a la determinación del máximo esfuerzo cortante V_{cu} ($\bar{s}$) que puede soportar la sección ($s=\bar{s}$), sin disponer armaduras transversales. El criterio de rotura en estados biaxiales, de uso más extendido, por su buena concordancia con la evidencia experimen-

$$\tau(x',\bar{s}) = \frac{2\cdot V_d(\bar{s})}{b\cdot\left(\frac{4}{7}h\right)^2}\cdot\left\{\frac{6\cdot 0{,}85\cdot b\cdot f_{cd}\cdot\left(\frac{4}{7}h\right)^2\cdot(h-x')\cdot\left(x'-\frac{3}{7}h\right)^2}{0{,}85\cdot f_{cd}\cdot b\cdot\left(\frac{4}{7}h\right)^4-6\cdot 0{,}002\cdot A_1\cdot E_s\cdot f(\bar{x})}+\right.$$

$$\left.+\frac{3\cdot 0{,}002\cdot A_1\cdot E_s\cdot\left(\bar{x}-\frac{3}{7}h\right)\cdot\left[K_5\cdot\left(\frac{4}{7}h\right)^2\cdot\left(\frac{17}{7}h-3\cdot d\right)-\left(2\cdot x'+\frac{3}{7}h-3\cdot d\right)\left(x'-\frac{3}{7}h\right)^2\right]}{0{,}85\cdot f_{cd}\cdot b\cdot\left(\frac{4}{7}h\right)^4-6\cdot 0{,}002\cdot A_1\cdot E_s\cdot f(\bar{x})}\right\} \quad (6)$$

siendo

$$f(\bar{x}) = 11\cdot\left(\frac{3}{7}h\right)^3-3\cdot\left(\frac{1}{7}h\right)^2\cdot(34\cdot d+33\cdot\bar{x})+\frac{1}{7}h\cdot d\cdot(9\cdot d+34\cdot\bar{x})-3\cdot d^2\cdot\bar{x}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

tal, consiste en aceptar que el fallo local se produce cuando el módulo de la tensión principal de tracción, $[\sigma_I (x',\bar{s})]$, alcanza un determinado valor de comparación, $[\sigma_F (x',\bar{s})]$, que depende de las resistencias características del hormigón a tracción y a compresión, y de la tensión principal de compresión $[\sigma_{II} (x',\bar{s})]$ en el punto:

$$\sigma_F (x', \bar{s}) = \eta \cdot \sqrt{f_{ck}^2 - \sigma_{II}^2 (x', \bar{s})} \qquad (7)$$

donde la constante η representa el cociente entre la resistencia a tracción pura y la resistencia característica a compresión. Si ambas resistencias se expresan en kp/cm^2, puede tomarse

$$\eta = \frac{0{,}65}{\sqrt[3]{f_{ck}}} \cdot$$

Alternativamente, considerando $\eta = 0{,}09$ se estará siempre del lado de la seguridad, en hormigones de baja y media calidad. En hormigones de alta resistencia, puede tomarse $\eta = 0{,}07$.

Las tensiones principales $\sigma_I (x',\bar{s})$ y $\sigma_{II} \cdot (x',\bar{s})$ pueden obtenerse como:

$$\sigma_I (x',\bar{s}) = \frac{\sigma(x',\bar{s})}{2} - \sqrt{\frac{\sigma^2(x',\bar{s})}{4} + \tau^2(x',\bar{s})}; \quad \sigma_{II} (x',\bar{s}) = \frac{\sigma(x',\bar{s})}{2} + \sqrt{\frac{\sigma^2(x',\bar{s})}{4} + \tau^2 (x',\bar{s})}$$

El criterio de seguridad es, por tanto:

$$\eta \cdot \sqrt{f_{ck}^2 - \left(\frac{\sigma (x',\bar{s})}{2} + \sqrt{\frac{\sigma^2 (x',\bar{s})}{4} + \tau^2 (x'\bar{s})}\right)^2} \geq \left|\frac{\sigma (x',\bar{s})}{2} - \sqrt{\frac{\sigma^2 (x',\bar{s})}{4} + \tau^2 (x',\bar{s})}\right| \qquad (8)$$

donde, o bien la tensión $\sigma(x',\bar{s})$ viene dada por la relación tensión - deformación (para contracciones inferiores al 2 por mil), o bien vale cero, en los estados de cortadura pura que se producen por debajo de la fibra neutra, cuando la armadura longitudinal de tracción no llega a sufrir deformaciones plásticas. La tensión tangencial $\tau (x',\bar{s})$ viene dada, en cada dominio de deformación, por las expresiones deducidas en los apartados anteriores.

El esfuerzo cortante, $V_{cu}(\bar{s})$, puede definirse, por tanto, como el máximo cortante que es posible aplicar sin violar la condición (8) en ningún punto.

Ante la dificultad que entraña encontrar una solución cerrada de $V_{cu}(\bar{s})$ en cada dominio, se propone el algoritmo incremental mostrado en la Figura 7, cuya aplicación produce resultados suficientemente precisos. El procedimiento consta, básicamente, de dos bucles anidados, de los cuales el principal administra los N incrementos del esfuerzo cortante ($V(I)$; $I = 1, N$) y el interior se encarga de recorrer los M puntos de test repartidos uniformemente sobre la cabeza comprimida del hormigón. En dichos puntos, se comprueba el criterio de fisuración bajo tensiones combinadas (ecuación (8)).

El algoritmo presenta dos salidas. En una de ellas, se proporciona el valor acotado de V_{cu} $[V(I-1) < V_{cu} (\bar{s}) < V (I)]$, si $V_{cu} (\bar{s}) < V_d (\bar{s})$; y en la otra, se envía un mensaje, indicando que el cortante aplicado, $[V_d (\bar{s})]$, puede ser absorbido íntegramente por el bormigón, lo cual ocurre si $V_{cu} (\bar{s}) \geq V_d (\bar{s})$.

Es interesante destacar que la conocida fórmula $V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d$, donde f_{vd} es la resistencia convencional del hormigón a cortante (en kp/cm^2, $f_{vd} = 0{,}5 \sqrt{f_{cd}}$), proporciona un valor de V_{cu} independiente del dominio de deformación. Así mismo, tras comparar los resultados obtenidos después de aplicar esta expresión y el algoritmo iterativo propuesto, a diversos casos, se aprecia que la referida fórmula sólo aporta un valor significativo, cuando se disponen armaduras longitudinales con las cuantías necesarias para que la sección trabaje en el dominio de flexión perfecta (dominio 3).

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

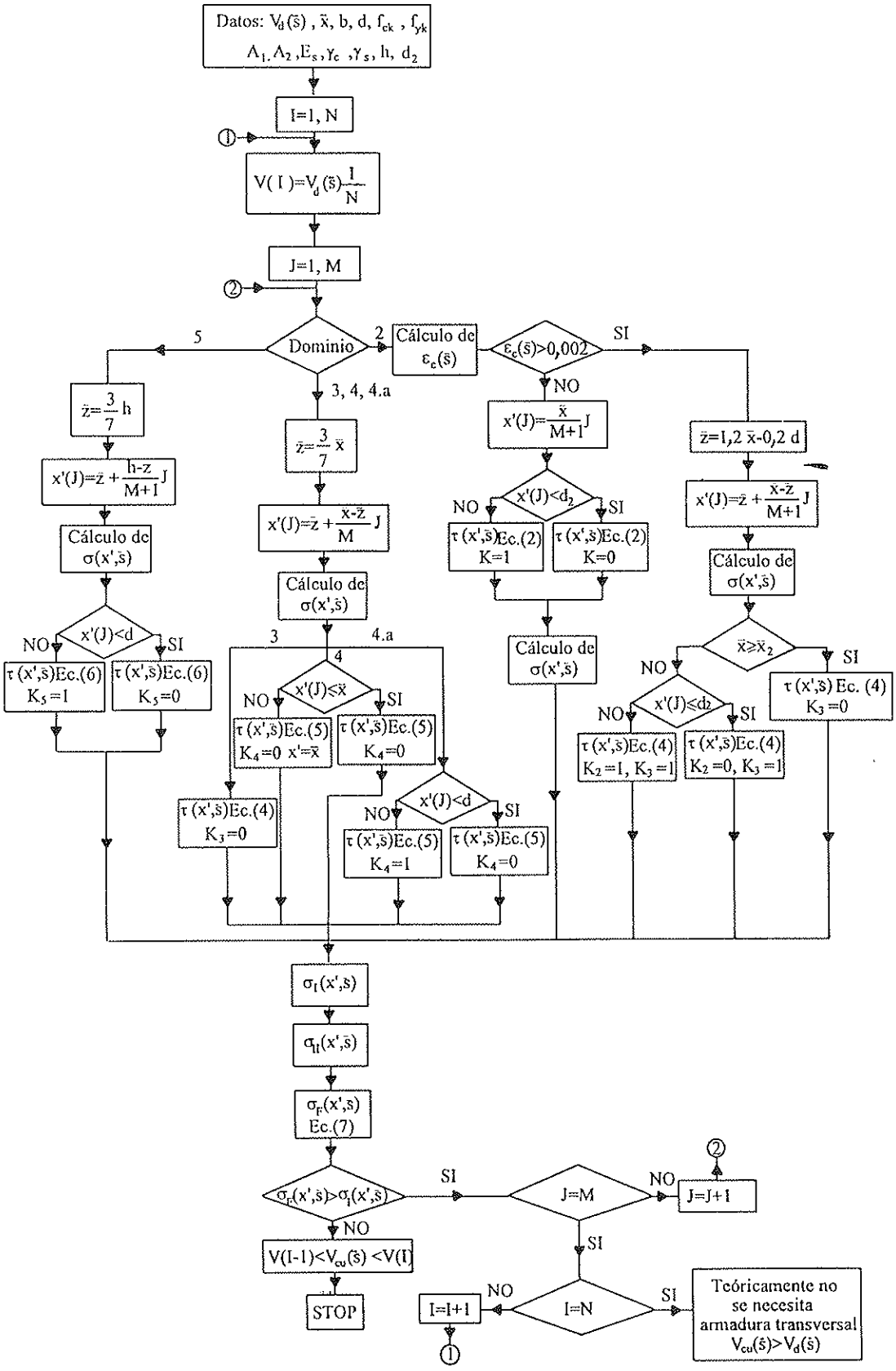


Figura 7. Esquema de cálculo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

4. TECNICA SISTEMATICA DE ARMADO DE VIGAS EN ROTURA

En este apartado, se describe una técnica sistemática de armado de vigas, orientada al cálculo mediante ordenador. El procedimiento consta de los siguientes pasos:

1. Se obtienen las leyes de esfuerzos correspondientes a cada hipótesis de carga.

2. Se obtienen las leyes decaladas de momentos flectores.

3. Para el cálculo de las armaduras longitudinales, se divide la pieza en tramos. Si el esfuerzo axil es constante, se consideran tantos tramos como número de secciones interiores con momento nulo, más uno. Los extremos de cada tramo son las referidas secciones de momento nulo y las secciones extremas de la pieza.

Como se ha dicho anteriormente, no se consideran cargas distribuidas no normales a la directriz de la barra. Sin embargo, sí pueden existir solicitaciones concentradas inclinadas. Dichas secciones, en las que se produce un salto de la ley de axiles, definen tramos adicionales que bay que considerar en la división de la barra.

4. En cada tramo, se determinan las armaduras necesarias en la sección de mayor momento. Para ello, se procede según la teoría de armado óptimo en rotura. Si las cuantías obtenidas resultasen inferiores a las que señala la normativa vigente, se modifican, al objeto de adaptarse a ella.

5. El siguiente paso consiste en evaluar el momento que es capaz de resistir la sección armada en el punto anterior. Nótese que, aunque no fuese necesario modificar la solución de armado óptimo para adecuarla a la norma, ésta siempre podrá resistir un momento mayor que el de cálculo, puesto que el área de los redondos dispuestos es superior al área teórica.

6. A continuación, operando de forma sistemática, se determina el momento resistido en rotura por las diferentes secciones armadas que se obtienen de eliminar sucesivos redondos, a partir de los dispuestos en la sección de momento máximo (paso anterior). Simultáneamente, se van identificando las secciones del tramo a las que corresponden dichos momentos en el diagrama decalado de flectores.

En muchos casos, si se desea preservar la simetría de las armaduras respecto al eje vertical de la pieza, es necesario interrumpir más de una barra, lo cual, si se programa adecuadamente, reduce el número de veces que hay que aplicar el algoritmo de cálculo del momento resistido.

7. Repitiendo los pasos 4, 5 y 6 en cada tramo, se completa el cálculo de la armadura longitudinal de la pieza.

Obviamente, a partir de los cálculos anteriores, existen diversas soluciones admisibles, que puede adoptar el proyectista guiado por condicionantes prácticos o económicos.

8. Una vez calculadas las armaduras longitudinales, se procede al cálculo de la armadura transversal de la pieza. El primer paso en este sentido, consiste en calcular los valores de V_{cu} en las secciones en las que se interrumpen o se levantan armaduras longitudinales. Recuérdese que dichas secciones fueron calculadas en rotura, por lo cual puede aplicarse directamente el algoritmo de la Figura 7.

9. Se determina la parte del esfuerzo cortante que debe ser resistido por la armadura transversal, $V_{su} = V_{cu} - V_d$, en las secciones aludidas en el paso anterior que arrojaron un valor de V_{cu} menor que V_d. Para ello, puede aplicarse, por ejemplo, la ecuación $V_{su} = 0{,}9 \cdot \frac{d}{S_s} \cdot A_S \cdot f_{yd}$ (propuesta por la Instrucción EH-91), para un área transversal (A_s) de estribos prefijada, a fin de determinar la separación s_s entre cercos verticales. Dicha separación, obtenida para cada valor de V_{cu}, se adopta en la totalidad del tramo de

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

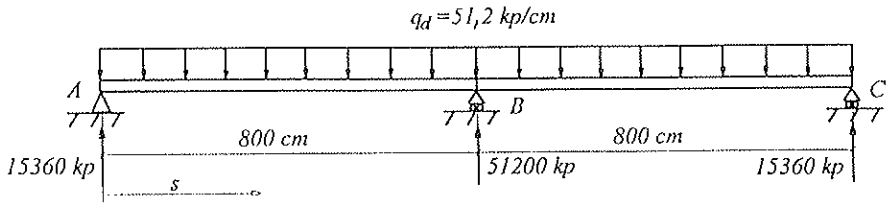


Figura 8. Descripción del problema.

barra comprendido entre esa sección, y la siguiente en la que se obtuvo un valor de V_{cu} menor.

10. Por último, en los tramos de la pieza donde $V_{cu} > V_d$, puede actuarse de acuerdo con lo indicado en la Instrucción EH-91, disponiendo la armadura mínima.

El ejemplo que se incluye en el siguiente apartado, contribuye a aclarar estas ideas y a un mejor entendimiento del procedimiento aquí descrito.

5. EJEMPLO

Se determinarán las armaduras transversales de la viga representada en la Figura 8. La sección es rectangular, de dimensiones h=50 cm y b=30 cm. Las resistencias características del hormigón y el acero y los coeficientes de minoración que hay que considerar son, respectivamente: f_{ck} = 200 kp/cm^2; f_{yk} = 4.100 kp/cm^2; γ_c = = 1,5 y γ_s = 1,15. El módulo de elasticidad del acero es E_s = 2100000 kp/cm^2.

En la armadura principal, se han dis-

Tabla 1

s (cm)	Armadura superior	Armadura inferior
$0 \leq s \leq 74{,}46$	2 ϕ 25	2 ϕ 25
$74{,}46 \leq s \leq 525{,}53$	2 ϕ 25	4 ϕ 25
$525{,}53 \leq s \leq 638{,}53$	2 ϕ 25	2 ϕ 25
$638{,}53 \leq s \leq 703{,}75$	4 ϕ 25	2 ϕ 25
$703{,}75 \leq s \leq 739{,}08$	6 ϕ 25	2 ϕ 25
$739{,}08 \leq s \leq 748{,}36$	7 ϕ 25	2 ϕ 25
$748{,}36 \leq s \leq 800$	7 ϕ 25	3 ϕ 25

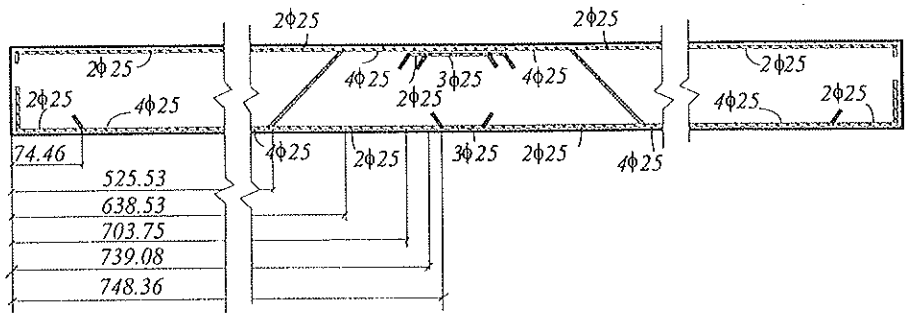


Figura 9. Armado longitudinal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

puesto redondos de 25 mm de diámetro, tomando como distancia libre entre las armaduras longitudinales y el paramento más próximo 3 centímetros.

Las expresiones de los momentos decalados son:

• $0 \leq s < 300 - d$:

$$M^D_d(s) = 15360 \cdot (s+d) - 51{,}2 \cdot \frac{(s+d)^2}{2}$$

• $300 + d < s \leq 600$:

$$M^D_d(s) = 15360 \cdot (s-d) - 51{,}2 \cdot \frac{(s-d)^2}{2}$$

• $600 \leq s < 800 - d$:

$$M^D_d(s) = 15360 \cdot (s+d) - 51{,}2 \cdot \frac{(s+d)^2}{2}$$

El armado longitudinal dispuesto se ha esquematizado en la Tabla 1 y en la Figura 9.

Las secciones que definen los intervalos de la tabla anterior han sido dimensionadas en rotura.

Nos referiremos ahora a la determinación de la armadura transversal de la viga. Se aplica el algoritmo de la Figura 7 en cada sección que haya sido calculada en rotura, con el objeto de evaluar V_{cu} en ellas y, por diferencia, V_{su}. Los resultados se muestran en la Tabla 2 y en la Figura 10. En esta última, los pares de números encerrados en círculos indican el armado longitudinal de cada tramo.

Conviene señalar que las secciones que presentan máximos relativos en el diagra-

Tabla 2

A_{sup}, A_{inf}	s(cm)	$\bar{x}$ (cm)	Dominio	V_d(kp)	V_{cu}(kp)
2 ϕ 25,2 ϕ 25	74,46	7,5716	2 (parte 2)	11547,6	4355
2 ϕ 25,4 ϕ 25	300	12,71	3	0	± 4922
2 ϕ 25,2 ϕ 25	525,53	7,5716	3	- 1547,1	- 4355
2 ϕ 25,2 ϕ 25	638,53	7,5716	2 (parte 2)	- 17332,7	- 4355
4 ϕ 25,2 ϕ 25	703,75	12,71	3	- 20672	- 4922
6 ϕ 25,2 ϕ 25	739,08	25,431	3	- 22480,8	- 9848
7 ϕ 25,2 ϕ 25	748,36	29,6	4	- 22956	- 13547
7 ϕ 25,3 ϕ 25	800	25,431	3	- 25600	- 9850

Tabla 3

s (cm)	V_{su} (kp)	s_s (cm)	s_s (cm)
0 - 74,46	11005	13,4	12,41
74,46-203,86	6625,6	22,27	21,56
203,86-396,13	Cuantía mínima	–	27,46
396,13-525,53	6625,6	22,27	21,56
525,53-638,53	12977,3	11,37	11,3
638,53-703,75	15750	9,37	9,31
703,75-739,08 739,08-748,36	12638,8 9409	11,038 14,82	8,922
748,36-800	15750	8,857	8,6

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

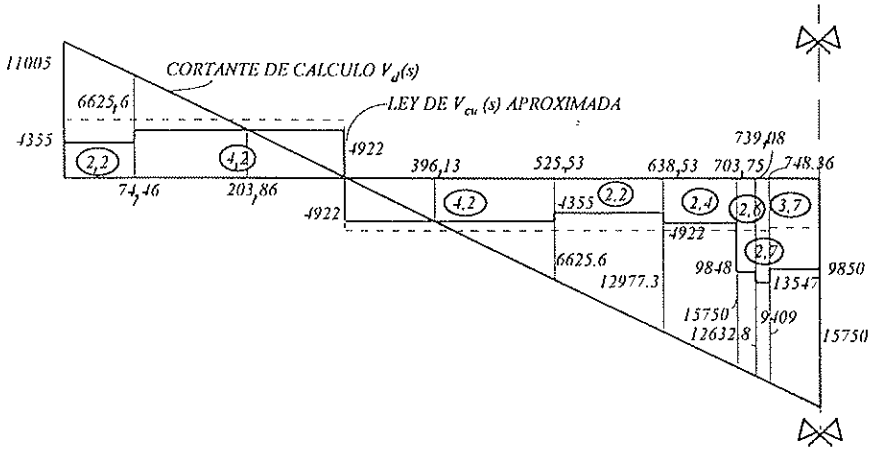


Figura 10. Leyes de esfuerzos cortantes.

ma de momentos (s=300, s=800) no están en rotura, por lo que los valores de V_{cu} que aparecen en la Tabla 2 están del lado de la seguridad. En la Figura 11 se ha representado, con la línea de puntos, el valor de V_{cu} que señala la instrucción EH-91:

$$V_{cu} = 0{,}9 \cdot f_{vd} \cdot b \cdot d$$

Nótese que, salvo en las proximidades del apoyo intermedio (a partir de s=703,75 cm) dicho valor no está del lado de la seguridad.

A la vista de estos resultados, se ha decidido armar según se indica en la Tabla 3. Los esfuerzos V_{su} adoptados en cada tramo (primera columna de la tabla) se recogen en la segunda columna. En la tercera, se muestra la separación entre cercos s_s, que resulta de considerar cercos de 8 mm y aplicar la ecuación dada en el punto 9 del apartado anterior. Las separaciones finalmente adoptadas se indican en la cuarta columna de la tabla. Es preciso señalar que se ha decidido mantener V_{su} uniforme desde s=703,75 hasta s=748,36, ya que el valor de s_s que se obtiene para el intervalo $739{,}08 \leq s \leq 748{,}36$ es mayor que la longitud de dicho tramo. Así mismo, hay que hacer notar que las cotas S_S indicadas, son valores teóricos que derivan del cálculo. Lógicamente, a la hora de disponer las armaduras, estos deberán adaptarse a los condicionantes prácticos.

La separación correspondiente a la cuantía mínima que se indica en la tercera fila es de 28,57 cm (siete espacios entre cercos). Esta disposición cumple el requeri-

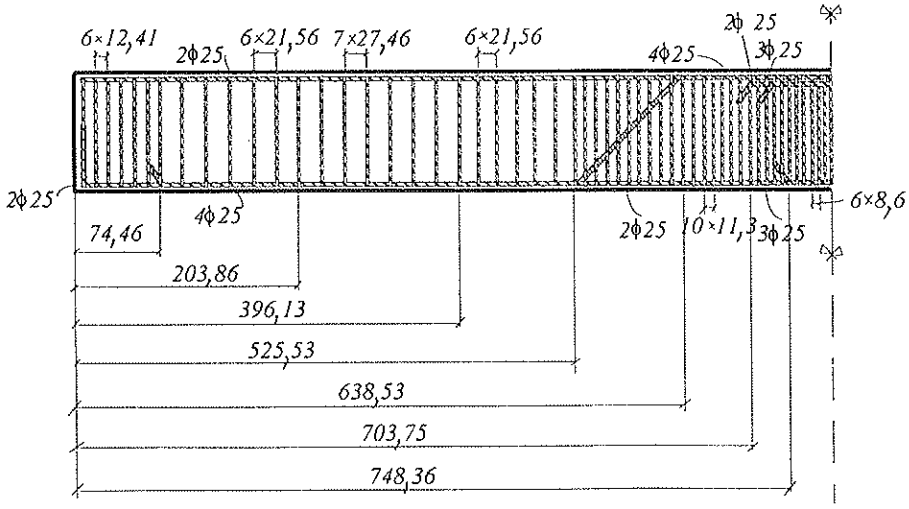


Figura 11. Armado completo de la viga.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

miento de separación mínima entre cercos, de la Instrucción EH-91.

Finalmente, en la Figura 11, se representa el esquema de armado de la viga.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento a D. Antonio Foces Mediavilla y a D. José Pereda Llamas, por su colaboración en este trabajo.

BIBLIOGRAFIA

Calavera, J. Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón armado para edificios. Ed. INTEMAC. España, 1985.

Hsu, T. T. C. Unified theory of reinforced concrete. C.R.C. Press. U.S.A., 1993.

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

Kotsovos, M. D. & Pavlovic, M. N. Structural concrete. Finite-element analysis for limit-state design. Ed. Thomas Telford, Reino Unido, 1995.

Nielsen, M. P. Limit analysis and concrete plasticity. Prentice Hall. U.S.A., 1984.

O'Brien, E. J. & Dixon, A. S., Reinforced and Prestressed concrete design. The complete process. Ed. Longman Scientific & Technical. Reino Unido, 1995.

Páez, A. Los esfuerzos cortantes y la flexión en el hormigón armado. Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento, 1961.

Park, R. & Pauly, T. Reinforced concrete structures. Ed. John Wiley & Sons, 1975.

Reynolds, C. E. & Steedman J. C. Reinforced concrete designer's handbook. 10ª edición. E & F. N. Spon. Reino Unido, 1988.

Tirado, J. J. y López, J. A. Una teoría de la flexión con esfuerzo cortante en piezas de hormigón armado. Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. Monografía nº 221, 1967.

RESUMEN

Se presenta un método para el cálculo del esfuerzo cortante (V_{cu}) que puede absorber cualquier sección rectangular de hormigón armado, sin la ayuda de armaduras transversales, si las cuantías de las armaduras longitudinales producen en ella una ley de deformaciones límite, incluida en algún dominio de rotura por agotamiento bajo tensiones normales. En el hormigón se ha considerado la ley de comportamiento parábola-rectángulo, y en el acero, el diagrama elastoplástico ideal, característico de los aceros de dureza natural. Se han analizado, exclusivamente, estructuras planas cargadas en el plano vertical de simetría, de modo que las solicitaciones producen un esfuerzo axil, un momento flector y un esfuerzo cortante, contenidos en el referido plano de simetría de la sección.

SUMMARY

A method for determining the maximum shear force (V_{cu}) that any rectangular cross section of reinforced concrete is capable to resist without the support of the shear reinforcement is presented. The longitudinal reinforcement is such that the strain distribution law is included in any deformation domain under normal stresses. The parabolic-rectangular behavior law has been considered for concrete. The steel behavior is according with the ideal elastoplastic diagram. Only two-dimensional structures loaded in its plane of symmetry have been analyzed. The stresses (an axial force, a bending moment and a shear force) are contained in the vertical plane of symmetry of the section.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

457-8-189

El concepto de "Paste Efficiency". Su aplicación a la estimación in situ del valor resistente del hormigón endurecido

Francisco Hostalet Alba
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Director del Area 2 de INTEMAC
Profesor Asociado del Departamento de Ingeniería de la Construcción.
Escuela Técnica Superior de I. de Caminos, Canales y Puertos, de la U.P.C.
Barcelona

1. INTRODUCCION

Hace ya más de 50 años que Leslie y Cheesman, en Canadá, y Jones, en el Reino Unido, iniciaron sus trabajos de investigación encaminados a la puesta en marcha y aplicación de la técnica de propagación de los ultrasonidos en el interior de la masa de un hormigón determinado.

Los estudios llevados a cabo en la Comisión de Energía Hidroeléctrica de Ontario (Canadá), estaban enfocados a desarrollar un método no destructivo para examinar el hormigón en presas, cuyo espesor variaba hasta los 12,00 metros. Estos estudios dieron como resultado el desarrollo de un instrumento conocido como "soniscopio", que utilizaba unos transductores, con frecuencia de resonancia de 20 KH_z.

Por el contrario, el propósito que se perseguía con la investigación llevada a cabo en el Road Research Laboratory, de Inglaterra, era poner a punto una técnica para ensayar en laboratorio, en forma no destructiva, probetas o elementos estructurales de dimensiones reducidas, para lo cual se utilizaron transductores de frecuencias más elevadas (alrededor de 150 KH_z).

Estas formas de ensayo ultrasónico del hormigón, han sido desarrolladas desde entonces, hasta la aparición de los modernos equipos ultrasónicos, digitales y portátiles, como el Pundit, desarrollado a principios de la década de 1970 por Elvery y Vall, utilizando impulsos, en un rango de frecuencias entre 50 y 150 KH_z, generados y almacenados por circuitos eléctricos.

Hoy en día, al menos sobre el papel, pueden ser auscultados elementos estructurales con espesores de hasta 2,10 metros para las frecuencias más altas (150 KH_z), o espesores de hasta 20,00 metros en el caso del soniscopio y Pundit (20 KH_z, y 50 KH_z de frecuencia, respectivamente); pero la realidad es que la investigación realizada para atravesar grandes espesores de hormigón no es muy abundante y, por tanto, no se está en condiciones de poder valorar cómo afecta la atenuación de la onda elástica de compresión, que constituye el haz ultrasónico longitudinal, a las propiedades que se desean medir en cada caso particular, aún cuando puedan ser incorporados al equipo los denominados amplificadores de señal.

Este artículo no pretende entrar en el análisis de las diferentes variables (algunas de ellas determinantes), dependientes o no de la "calidad global" del hormigón que se investiga, que afectan al resultado que se obtiene en el ensayo ultrasónico del hormigón. Tampoco se va a pasar revista a las principales aplicaciones de esta técnica. *De todas las aplicaciones de la técnica de pro-*

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

pagación de impulsos ultrasónicos en el hormigón, sin duda, la más controvertida y más disentida es aquella que intenta relacionar, con provecho, la relación que existe entre la velocidad de propagación y la resistencia a compresión del hormigón.

Como es conocido, el tren de ondas ultrasónicas que mejor puede aprovechar esa posible relación entre estos dos parámetros es el longitudinal, también denominado frente de ondas longitudinales de compresión. Para un medio infinito, homogéneo, isótropo y elástico, la más rápida de todas las ondas generadas en el ensayo es la longitudinal; y la relación entre la velocidad de propagación y la resistencia del hormigón se mide *indirectamente* a través del módulo de Elasticidad Dinámico del hormigón, en la forma:

$$v = \sqrt{\frac{K \cdot Ed}{\rho}}$$

$$donde\ K = \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)\,(1-2\nu)}$$

siendo:

- ν: Coeficiente de Poisson
- v: Velocidad de la onda longitudinal
- Ed: Módulo de Elasticidad Dinámico del hormigón
- ρ: Peso específico del hormigón.

En un artículo publicado por D. Ernesto Perez Uceda (q.e.p-d) (11), haciendo referencia a su vez al de R.S. Jenkins (9), publicado en 1985 en la revista Concrete International, ya se destaca, textualmente, que son numerosos los investigadores de la técnica ultrasónica que opinan que el ensayo ultrasónico, utilizado de forma aislada, no debería de hacerse servir a efectos de predicción o estimación de resistencias. *De hecho, históricamente, el empleo de los ultrasonidos no estuvo polarizado hacia la determinación de la resistencia del hormigón, sino hacia el estudio de su uniformidad en las estructuras.*

Tanto la normativa UNE 83.308-86. (8) como las normas y recomendaciones internacionales más prestigiosas sobre esta técnica (1), (2), (3) y (12), incluyen en su articulado comentarios acerca de la conveniencia de que se establezcan "tarados" específicos para cada hormigón que se investiga, relacionando velocidad y resistencia, si lo que se persigue es una predicción de la resistencia del hormigón, con niveles de precisión razonables.

Por otra parte, son numerosos los trabajos que utilizan la relación exponencial para correlacionar velocidades de propagación y resistencias del hormigón, en la forma:

$$R = a\,e^{bv}$$

donde:

- R = Resistencia a compresión del hormigón (Kp/cm^2)
- v = Velocidad de propagación de los ultrasonidos (ondas longitudinales) (Km/seg)
- a,b = Constantes que hay que determinar en cada tarado específico.

Parece que ésta aproximación está suficientemente contrastada, aunque, sin embargo, dependiendo de algunas variables como edad del hormigón, niveles resistentes, contenido de humedad, granulometría y tipo de áridos... etc., expresiones de tipo ponencial o polinómicas pueden considerarse también válidas y útiles para conseguir el objetivo de "atinar" el valor resistente del hormigón endurecido, en las estructuras.

En cualquier caso, la limitación más importante de la técnica ultrasónica es, probablemente, que la velocidad de propagación no se relaciona directamente con la resistencia a compresión del hormigón que se ausculta, sino indirectamente a través de su módulo de elasticidad dinámico; lo que sin duda entorpece el camino de la estimación.

Más aún, muchos investigadores han puesto en evidencia que son muchas las variables que afectan a ambos parámetros, la velocidad de propagación y la resistencia del hormigón; por lo que no es posible

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

encontrar una única relación (incluso para hormigones con dosificaciones muy similares) entre ambos parámetros, debiéndose recurrir a calibraciones específicas en cada caso. Como resultado de todo esto, la aplicación de esta técnica para evaluar la resistencia in situ del hormigón, o la calidad del mismo en términos de otros parámetros de comportamiento, no está aún plenamente desarrollada.

Un interrogante añadido es el relacionado con la aplicabilidad de los tarados velocidad-resistencia, establecidos en el ensayo de probetas moldeadas en laboratorio, respecto al hormigón de los elementos estructurales de la obra al que aquellas representan. Si esta correspondencia fuera eficaz desde el punto de vista de los niveles de precisión que se obtuvieran en la estimación in situ del valor resistente del hormigón de la estructura, el camino sería mucho más fácil. Entonces podríamos empezar a pensar que esta técnica podría ser un instrumento válido para aplicar criterios de Control de Calidad de hormigones, en términos de aceptación o rechazo, complementando los ensayos en probetas moldeadas.

Pero esto, desgraciadamente, no es así. En la bibliografía y normativa especializada, se advierte una opinión generalizada acerca de la más que dudosa aplicabilidad de los tarados velocidad-resistencia obtenidos sobre probetas moldeadas, curadas en condiciones normalizadas, para extrapolarlos al hormigón de los elementos estructurales. Existen diferencias notables en cuanto a las condiciones de colocación, compactación y curado del hormigón, proporciones relativas de la mezcla en diferentes zonas del elemento estructural, presencia de armaduras, contenido de humedad del hormigón... etc., que modificarán, sin duda, el ajuste obtenido en condiciones de laboratorio.

Asimismo, al obtener tarados específicos manejando probetas moldeadas, curadas en condiciones similares a las del hormigón de la obra, deberíamos de obtener una evaluación más ajustada; pero la experimentación realizada a tal efecto se muestra todavía muy imprecisa.

2. EL CONCEPTO DE "PASTE EFFICIENCY", DE H.N. TOMSETT

H. N. Tomsett (14), ha presentado el concepto de "Paste efficiency", mediante el cual puede ser comparado, en términos de calidad, el hormigón de la estructura con el de las probetas moldeadas, compactadas y curadas según el método normalizado. El autor define el coeficiente "$\propto$" o de "eficiencia de la pasta" como la relación entre la resistencia actual del hormigón de la estructura y la obtenida a través del ensayo en probetas moldeadas.

Muchos autores han estudiado el problema de las diferencias existentes entre la resistencia del hormigón en probetas moldeadas, con curado normalizado, y el mismo bormigón tal y como está colocado en la estructura. Si a esto se añade la diferencia de edad cuando se investiga el hormigón estructural más allá de los 28 días normalmente especificados para la probeta moldeada, el problema se complica más. Se acepta, de modo generalizado, que se registra, en términos medios, una pérdida de resistencia entre el hormigón de la estructura y el de la probeta normalizada. Sin embargo, la cuantía de esta pérdida está abierta a discusión y depende de algunas variables que están fuera del alcance de este artículo.

El concepto de "paste efficiency" y su aplicación mediante el concurso de la técnica ultrasónica, se basa en que la potencial pérdida de velocidad de propagación de los ultrasonidos, entre el hormigón de probeta normalizada y el de la estructura, puede ser correlacionada, con éxito, con la diferencia de resistencias a compresión. De acuerdo con esta hipótesis y aceptando una regresión exponencial entre ambos parámetros, la representación gráfica entre el logaritmo neperiano de las resistencias a compresión y la velocidad de propagación de los ultrasonidos (escala normal) es una línea recta, y las líneas obtenidas para un mismo hormigón pero con diferentes grados de compactación y contenidos de humedad, son diferentes. La deducción obtenida por H. N. Tomsett es que la relación entre los resultados obtenidos con muestras de hormigón "más húmedas" y

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

"más secas", es dependiente del nivel de resistencia y de las condiciones de curado.

La regresión estadística entre la resistencia a compresión (f_c) y la velocidad de los ultrasonidos en el hormigón (v), para probetas moldeadas normalizadas, y para el hormigón colocado en la estructura, puede ser expresada como:

$f_{c1} = a.e^{b.v1}$ (Probetas normalizadas)
$f_{c2} = c.e^{dv2}$ (Hormigón de la estructura)
(a, b ,c y d son constantes de regresión).

Así, sin cometer un error apreciable, (según H. N. Tomsett), puede llegarse a:

$$L_n\, f_{c1}/f_{c2} = g.\,(V_1 - V_2) = K.f_{c1}\,(V_1 - V_2)$$

donde:

- f_{c1} ≡ Resistencia a compresión del hormigón, en probeta normalizada, a 28 días. (MPa).
- f_{c2} ≡ Resistencia a compresión, en probeta testigo extraída de la estructura, a la edad en que se realizada el estudio. (MPa).
- V_1 ≡ Velocidad de ultrasonidos, en probeta normalizada, a la edad de 28 días. (Km/seg).
- V_2 ≡ Velocidad de ultrasonidos en la estructura, a la edad del estudio, en zonas o puntos del elemento estructural, donde se pretende estimar el nivel resistente del hormigón. (Km/seg).
- K ≡ Constante, que hay que determinar en cada caso, y que depende de las condiciones de compactación, contenido de humedad, proporciones de la mezcla y forma y tamaño del elemento estructural que se investiga.

Si esta técnica tuviera que ser utilizada para el control del hormigón de una estructura, o elementos estructurales concretos, podría ser deducido, previamente a su construcción, un valor de "K", para unas condiciones determinadas de compactación y de dimensiones medias de esos elementos. La hipótesis planteada por Tomsett fué investigada, *en condiciones de laboratorio*, en varios proyectos fín de carrera de la Universidad de Nortingham y del Politécnico de Sheffield, utilizando varios niveles resistentes del hormigón, a base de variar la relación agua/cemento y proporción árido grueso/árido fino, pero manteniendo constante la relación árido total/cemento.

Tomsett determinó valores generales del coeficiente "K", de manera empírica, para diversas condiciones. Para probetas cúbicas, con curado normalizado, y probetas cúbicas curadas al aire, se obtuvo una constante general de 0,019, sobre una base de 150 resultados (Los valores de resistencia a compresión vienen dados en MPa y los de velocidad ultrasónica en Km/seg). Para la relación entre probetas moldeadas, con curado normalizado, y hormigón estructural normalmente compactado, obtuvo una constante general de 0,015, para proporcionar buena concordancia entre el valor resistente estimado a través del "paste efficiency" y el medido en el ensayo. La diferencia entre este valor de "K" y el obtenido para la relación entre resistencias en probetas, puede justificarse por la diferencia de espesor entre la probeta normalizada y una unidad estructural de hormigón y la consiguiente disminución proporcional del efecto de secado. Donde existe una compactación defectuosa, o ausencia de compactación, un valor medio de "K", cercano a 0,025, lo consideró Tomsset adecuado para ofrecer una valoración razonablemente precisa del valor resistente del hormigón.

El principio sobre el que descansa la aproximación planteada por H. N. Tomsett en este concepto de "paste efficiency" es que la pérdida de velocidad ultrasónica, en hormigones con diferentes contenidos de humedad, está formada por dos partes, tal y como se aprecia en la figura n° 1.

La primera, está relacionada con una pérdida de resistencia (A); y la segunda, con una pérdida de agua (B). La línea que une los puntos correspondientes a los pares de valores (V_c, f_c), de hormigón estructural y de probeta moldeada, puede denominarse, de forma razonable, según Tomsett, *"línea de desecación"*; porque la diferencia

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

de coordenada de resistencia estructural, frente a resistencia en probeta moldeada, normalizada, depende de la pérdida de agua de la estructura.

Dado que la separación entre las calibraciones obtenidas para ensayos en probetas moldeadas y en la estructura, puede, en algunos casos, ser bastante pequeña –aunque significante– podría ser posible dibujar una única línea, para todos los elementos, obteniéndose buenos coeficientes de correlación. Esta situación es un caso especial que se presenta para algunos tipos de áridos y contenidos de cemento; pero no es frecuente.

Para cualquier condición de curado dada, es posible preparar una relación entre velocidad ultrasónica y resistencia a compresión. Esto significa, según Tomsset, que la resistencia de elementos similares, en una estructura, pueda ser comparada usando una única regresión.

Por otra parte *al ser las pendientes de las regresiones, v-fc, sensiblemente iguales para cualquier condición de curado*, pueden ser efectuadas *valoraciones relativas* de resistencias a compresión, entre diversos elementos de una estructura, utilizando la pendiente de la regresión obtenida, para ese mismo hormigón, pero ensayando probetas normalizadas en el laboratorio.

Dicho de otro modo, para un mismo hormigón (probetas y estructural) la variación de las condiciones de curado afectaría mucho más a la resistencia del hormigón que a la pendiente de las distintas

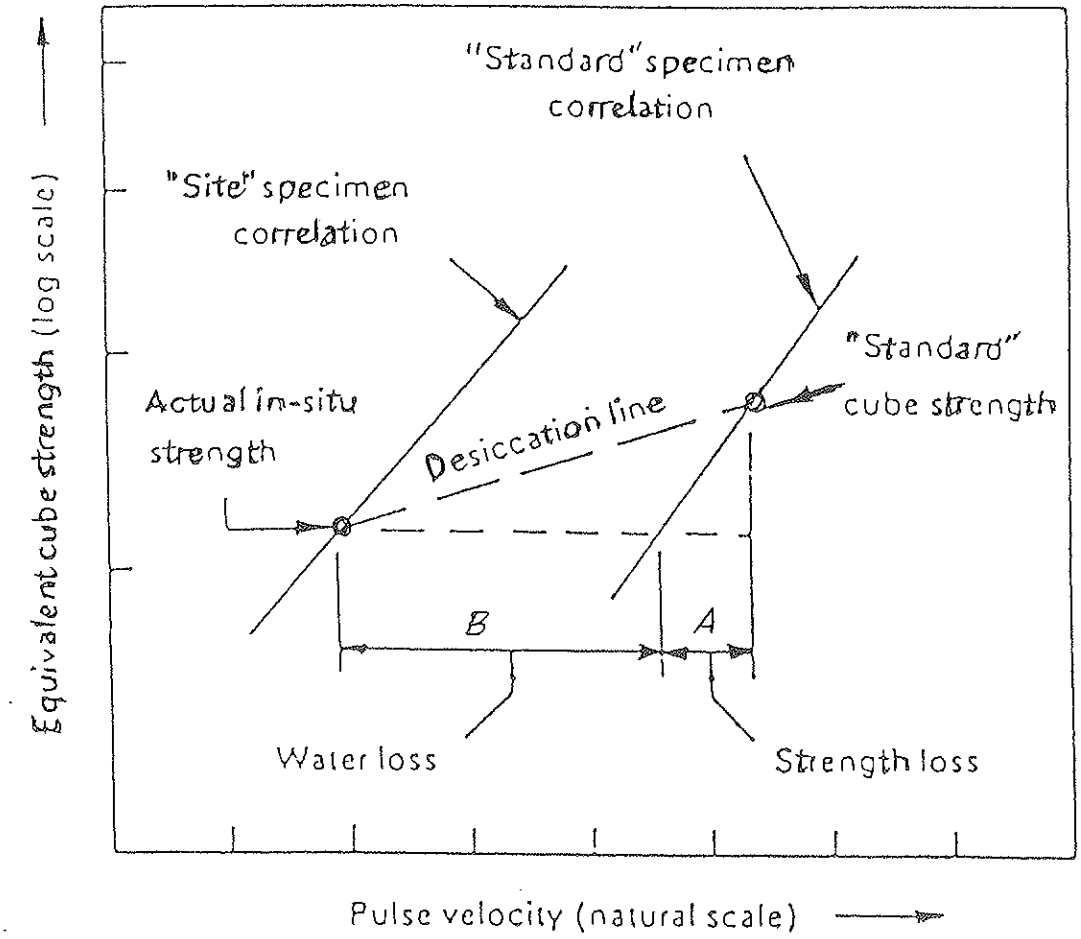


Figura n° 1. Regresiones entre velocidad de ultrasonidos y resistencia a compresión, entre probetas con curado normalizado y probetas curadas al aire, del mismo hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

regresiones, f_c - v, que se obtienen en cada caso. Y este último matiz sí que presenta interés práctico. Sin embargo, si lo que se desea es estimar valores absolutos de resistencia in situ del hormigón, puede utilizarse el concepto de "pasta efficiency", determinando, en cada caso, los valores del coeficiente K que ajustan suficientemente la estimación; lo que habrá de llevarse a cabo auscultando con ultrasonidos en la estructura, y extrayendo probetas testigo de esos puntos; aunque si se dispone, previamente, de la regresión obtenida para ese hormigón en probetas normalizadas, el número de testigos que habrá que obtener puede ser considerablemente menor.

El trabajo más amplio que ha sido publicado para contrastar la aplicabilidad del concepto de "paste efficiency" es el de R. N. Swamy y A. M. AL. Hamed (13), qué fué presentado en el congreso ACI de Ottawa (SP-82). Los citados autores llevaron a cabo una investigación, en condiciones de laboratorio, realizando los ensayos sobre probetas cúbicas. Para relacionar la pérdida de resistencia a compresión con la disminución de la velocidad de propagación de los ultrasonidos, entre probetas con curado normalizado y la estructura, se adoptó la condición extrema de curado sin agua, para representar la condición de curado in situ.

En opinión de estos autores, una ventaja del uso de las probetas curadas en ambiente de laboratorio para representar los elementos estructurales in situ, es que ésta aproximación puede ser utilizada para estimar la distribución de la resistencia probable en una estructura, antes de su construcción. En el trabajo de Swamy y Al. Hamed, se hizo intervenir variables como son el nivel resistente del hormigón, las proporciones de la mezcla, la edad, el tipo de hormigón (normal o ligero) y, finalmente, el tipo y tamaño del árido grueso. Se dispusieron proporciones de la mezcla adecuadas para obtener resistencias a compresión, en probeta cúbica, a la edad de 28 días, de entre 25 y 60 MPa, fabricándose cinco mezclas de hormigón denso, con tamaño máximo de árido de 10 mm, y tres mezclas de hormigón ligero.

Aunque se comprende que las condiciones reales de curado de un elemento estructural in situ son muy diferentes a las de unas probetas cúbicas, de 100 mm de arista, en ambiente de laboratorio, la ausencia total de agua en el curado, junto a un secado gradual, podría representar las condiciones extremas en la práctica, cuando una vez desencofrado el elemento, el curado con agua es escaso o nulo, y se deja curar la estructura en el ambiente en que se encuentre.

A pesar de que numerosos estudios sugieren que la relación entre velocidad de propagación y resistencia a compresión está bien representada por una curva exponencial, los autores confirmaron está hipótesis, al ensayar sobre mezclas ricas en dosificación de cemento (mezclas tipo D. Figura n° 3) y dosificaciones menores (mezclas tipo A. Figura n° 2). Los resultados confirmaron que las regresiones entre velocidad de ultrasonidos y resistencia, dependen del régimen de curado del hormigón; y puede comprobarse (Figuras n°s 2 y 3) cómo las dos regresiones (curado normalizado y curado en ambiente laboratorio) se aproximan para un mismo hormigón, cuando se incrementa el nivel resistente del hormigón. Otra lectura muy interesante de estas dos figuras es que las pendientes de las regresiones aumentan con el nivel resistente del hormigón; con lo que el método ultrasónico se hace menos sensible para detectar cambios sustanciales de resistencia a compresión.

Puesto que, tanto la resistencia del hormigón como la velocidad de propagación de los ultrasonidos, dependen en gran medida de la calidad de la matriz cementada ("Paste efficiency"), aunque también intervienen otros factores como la adherencia árido-matriz, el índice de huecos, el volumen de áridos y su distribución... etc., es la calidad de esta matriz la que puede ser determinante en la convergencia o divergencia de las regresiones que se pueden establecer, para un mismo hormigón, curado en condiciones bien diferentes.

Con respecto al paralelismo entre regresiones v - f_c, supuesto por H. N. Tomsett para curados diferentes de un mismo hormigón, la figura n° 4, tomada del estudio

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

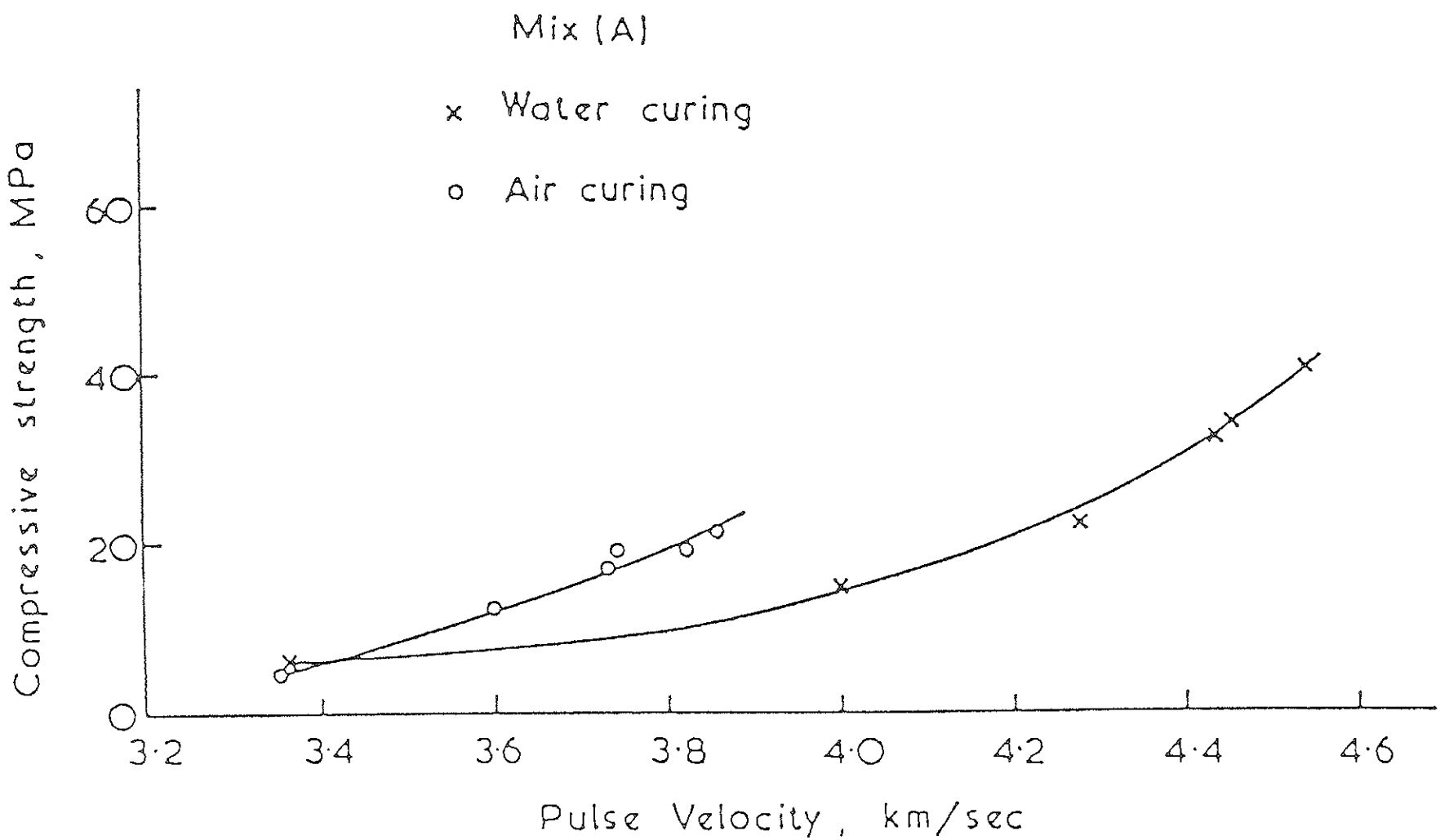


Figura n° 2. Regresiones entre velocidad de ultrasonidos y resistencia a compresión, para probetas con curado normalizado y probetas curadas al aire. (Mezclas tipo A con baja dosificación en cemento).

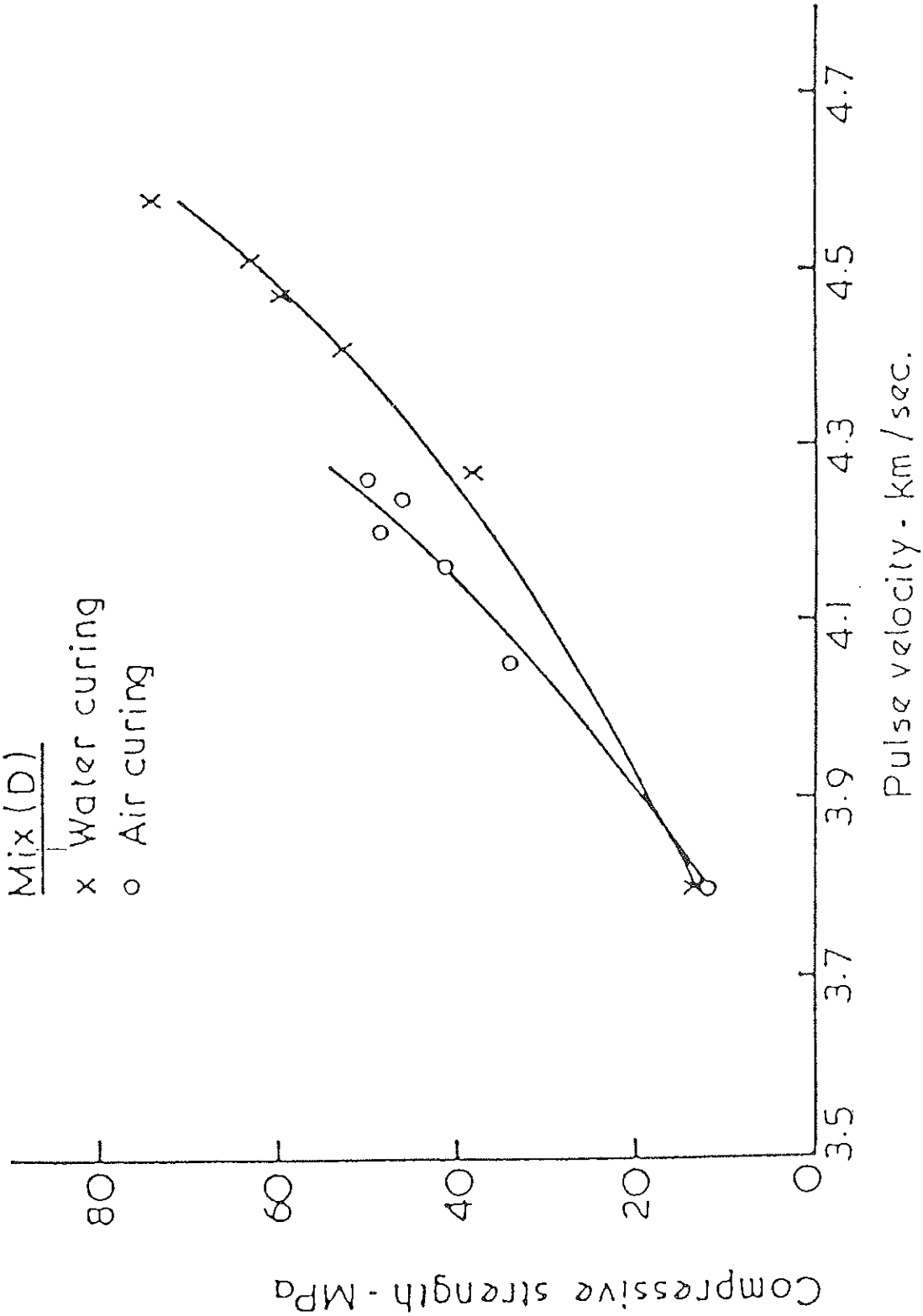


Figura nº 3. Regresiones entre velocidad de ultrasonidos y resistencia a compresión para probetas con curado normalizado y probetas curadas al aire. (Mezclas tipo D, con alta dosificación en cemento).

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

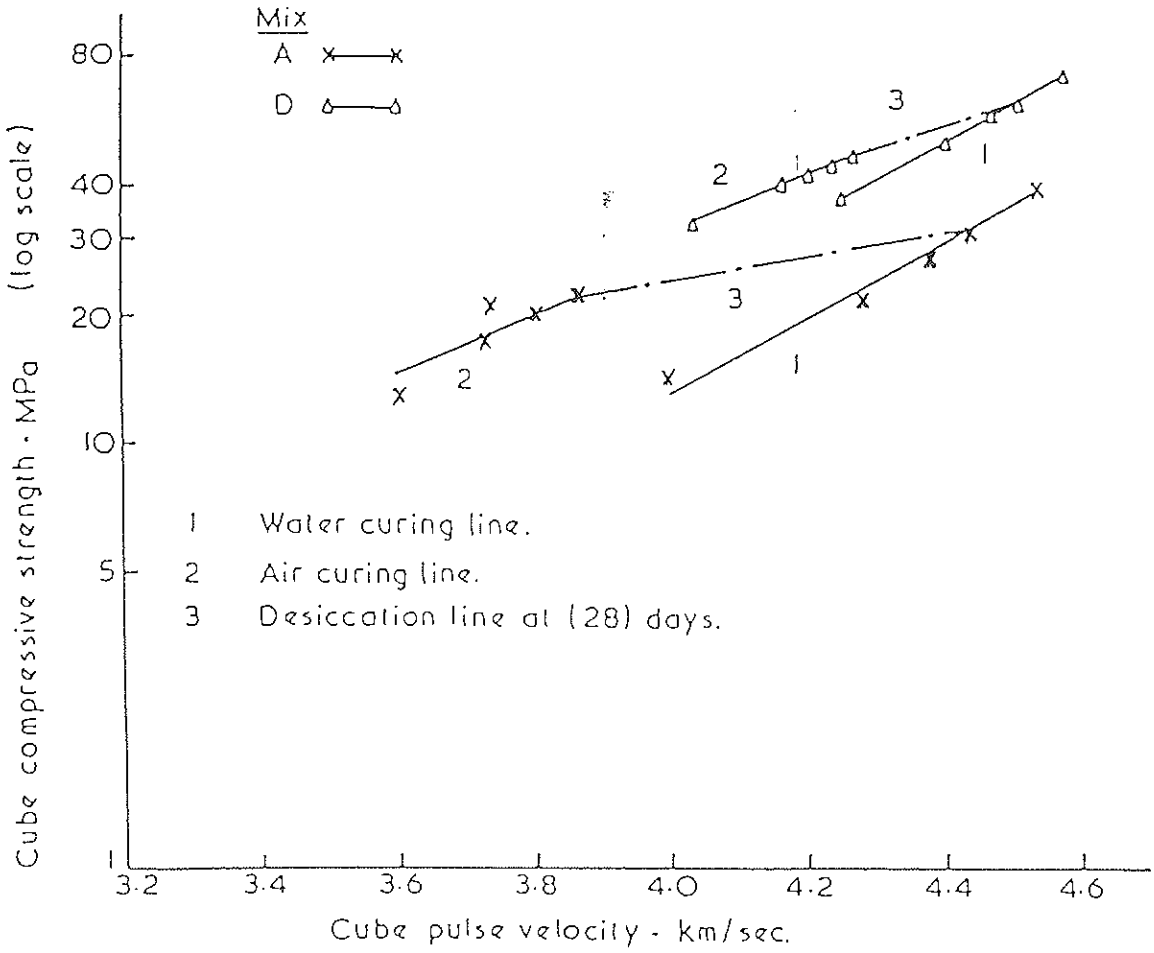


Figura nº 4. Regresiones entre velocidad ultrasónica-resistencia a compresión, para mezclas tipos A y D, y probetas con curado normalizado y curado al aire. Líneas de desecación en ambos casos.

de Swamy y Al-Hammed, resume los resultados obtenidos. El resultado que se observa es que las dos regresiones 1 y 2, (mezclas A más pobres en cemento, y D más ricas, respectivamente) son diferentes para cada mezcla, pero no paralelas, convergiendo en algún punto virtual de alta resistencia y alta velocidad de propagación de los ultrasonidos. En las figuras, se representan también las "líneas de desecación", para 28 días, en ambas mezclas.

Además, a medida que aumenta la calidad de la matriz comentada, ésta aproximación se hace más acentuada. De este modo, la pérdida de velocidad de propagación ultrasónica se relaciona con la debida a la disminución del valor resistente del hormigón y a la pérdida de humedad; lo que para Swamy y Al-Hammed proporcionó la evidencia experimental del concepto de "paste efficiency", o de calidad de la matriz cementada del hormigón.

3. INVESTIGACION EXPERIMENTAL Y RESULTADOS OBTENIDOS

Durante los años 1987, 1988 y primeros meses de 1989, el Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC) llevó a cabo una amplia investigación experimental sobre la aplicabilidad y los niveles de precisión que se obtienen en la estimación in situ de la resistencia a compresión del hormigón, a través de diversas

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

técnicas de Ensayos de Información del hormigón.

Los resultados obtenidos sirvieron de punto de partida para la Tesis Doctoral del autor de este artículo (5), habiéndose publicado ya diversos artículos (6) (7), que resumen la investigación llevada a cabo sobre los hormigones que se colocan, habitualmente, en el mundo de la edificación (175 a 200 Kp/cm^2) y los de central de prefabricación de vigas pretensadas (300 a 450 Kp/cm^2).

Posteriormente, aprovechando los resultados obtenidos en los ensayos de aquella campaña experimental, se llevó a cabo un estudio, por parte del Ingeniero de Caminos, Tomás Martín Monfa, cuyo objetivo fué contrastar la aplicación, a estructuras reales de edificación (pilares y forjados sin vigas) y a vigas pretensadas de central de prefabricación, del concepto de "Paste efficiency", deduciendo los niveles de precisión que se lograban al aplicar este concepto y comparándolos con los que se obtuvieron al establecerse regresiones entre velocidad de propagación y resistencia a compresión, en probetas testigo extraídas de la estructura.

El citado estudio constituyó la Tesina de Especialidad en Estructuras, de T. Martín (10), dirigida por F. Hostalet. Para este artículo, se han seleccionado los resultados obtenidos en los hormigones que habitualmente se colocan en vigas pretensadas prefabricadas.

Las variables principales que se hicieron intervenir en la investigación fueron las siguientes:

- Nivel de resistencia del hormigón (300 a 450 Kp/cm^2, a 28 días.
- Tipo de cemento (P-450, utilizando la antigua nomenclatura de RC-75).

Como variables complementarias se utilizaron las siguientes:

- En piezas prefabricadas, se consideraron edades de ensayo de: 7, 28 y 45 días

- En probetas moldeadas, con curado normalizado, se consideraron edades de ensayo de: 7 y 28 días.

Los ensayos se realizaron sobre unas piezas rectangulares, de dimensiones 0,25 x 0,50 x 1,00 m, que, simulando el alma de una viga prefabricada, se hormigonaron especialmente para esta investigación, en paralelo con las piezas de mercado. Ello fué posible gracias a la eficaz colaboración de la central de prefabricación de PACADAR, localizada en las cercanías de Barcelona.

Para la fabricación de estas piezas se utilizó un encofrado de tipo metálico, disponiéndose una mínima armadura en la pieza, al objeto de prevenir los efectos de retracción y transporte al laboratorio.

En total, se fabricaron y ensayaron diecinueve vigas, durante un período de tiempo de alrededor de siete (7) meses. La secuencia de ensayos fué la siguiente:

* Toma de muestras del hormigón fresco, coincidiendo con el hormigonado de las piezas rectangulares, confeccionando una serie de cuatro (4) probetas cilíndricas de 150 x 300 mm y determinando la consistencia del hormigón mediante doble determinación del cono de Abrams.

* Asignación de referencia al expediente abierto para ese elemento estructural y esa serie de probetas.

* Desencofrado del bloque (a las 48 horas del hormigonado, o a las 72 si éste se realizaba en viernes) y traslado al laboratorio. Ausencia total de curado con agua, en central y en laboratorio.

* A los 7 días (entre 7 y 9 días):

– Realización del ensayo de medición de la velocidad ultrasónica, en dos de las probetas enmoldadas, con curado normalizado, y en dos puntos del elemento, coincidentes con los de extracción posterior de los testigos.

– Ensayo a compresión simple, de las dos probetas normalizadas y de las dos probetas testigo extraídas de las piezas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

*A los 28 días (28 a 30 días):
– Misma secuencia que en el caso de 7 días.

*A los 45 días (45 a 47 días):
– Misma secuencia que en los dos casos anteriores, exceptuando la realización de ensayos sobre probetas moldeadas, que ya habían sido ensayadas a 7 y 28 días.

El estudio realizado se dividió en dos partes bien diferenciadas. Por un lado, se presentan los valores que se deducen para el coeficiente "K", en cada caso, a partir de los valores de:

RM: Resistencia a compresión, en probeta moldeada, con curado normalizado, a 7 y 28 días (RM 7 y RM 28).

RT: Resistencia a compresión, en probeta testigo extraída de las piezas prefabricadas, con curado al aire, a 7, 28 ó 45 días (RT7, RT28, RT45).

VM: Velocidad de propagación de ultrasonidos, en las probetas moldeadas, con curado normalizado, a 7 y 28 días (VM7 y VM28).

VE: Velocidad de propagación del impulso ultrasónico, en puntos de las piezas prefabricadas, curadas al aire, donde posteriormente se extraían testigos a edades de 7, 28 y 45 días (VE7, VE28, VE45).

En los cuadros n°s 1 y 2 se presentan los valores estadísticos fundamentales, obteni-

Cuadro n° 1
Resistencia a compresión en probetas moldeadas y en probetas testigo. Viga, (v). Valores estadísticos fundamentales

Parámetro	n	$\bar{X}$ (Kp/cm^2)	S (Kp/cm^2)	δ (%)
RM7	16	339	31,4	9,3
RM28	19	425	47,8	11,3
RT7	36	345	33,5	9,7
RT28	35	399	52,9	13,3
RT45	38	426	54,5	12,8

Cuadro n° 2
Velocidades ultrasónicas obtenidas, en probetas moldeadas y en la estructura. Valores estadísticos fundamentales

Parámetro	n	$\bar{V}$ (Km/seg)	S (Km/seg)	δ (%)
VM7	13	4,42	0,097	2,20
VM28	16	4,53	0,069	1,50
VE7	28	4,37	0,122	2,80
VE28	28	4,51	0,081	1,80
VE45	32	4,57	0,099	2,20

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

dos en las poblaciones de resistencias a compresión y velocidades de ultrasonidos.

Para aplicar el concepto de "paste efficiency", se definieron las siguientes variables intermedias:

Expresión general

Ln RM/RT = K. RM (VM - VE)
Haciendo y = K. x, será:

X7 = RM7 (VM 7 - VE 7)
Y7 = Ln (RM 7 / RT 7)
X 28 = RM28 (VM 28 - VE 28)
Y 28 = Ln (RM 28 / RT 28)

y dado que no se disponía de resultados en probeta moldeada con curado normalizado a 45 días, se dedujeron los valores del factor "K" a 45 días, en base a:

X45 = RM 28 (VM28 - VE 45)
Y45 = Ln (RM28 - RT 45)

obteniéndose los coeficientes K, como:

K7 = Y7/X7 (coeficiente K a 7 días)
K28 = Y28/X28 (coeficiente K a 28 días)
K45= Y45/X45 (coeficiente K a 45 días)

(Resistencias en MPa y velocidades en Km/seg).

Por otro lado, se procedió a comparar los valores de resistencia in situ, estimados a partir del coeficiente "K" deducido por H. N. Tomsett para una compactación adecuada (K = 0,019, tal y como se ha expuesto en el apartado n° 2), con los obtenidos en el ensayo a compresión de probetas testigo. El error relativo que se comete al tomar como valor estimado el deducido al aplicar "paste efficiency", frente al valor real en probeta testigo es:

$$(Er\ 7)\ \% = \frac{(R7est - RT7}{RT7}\ \chi\ 100$$

$$(Er\ 28)\ \% = \frac{(R28est - RT28)}{RT28}\ \chi\ 100$$

$$(Er\ 45)\ \% = \frac{(R45est - RT45)}{RT45}\ \chi\ 100$$

lo que permite llegar a establecer unos niveles de precisión de la aplicación de este método (con un determinado valor del coeficiente K), como los límites del intervalo que contiene el 90% de la población de errores relativos cometidos en la estimación de resistencias a compresión, para un valor de K prefijado (K = 0,019 en nuestro caso) y para una determinada edad de ensayo.

En el cuadro n° 3 se presentan los valores obtenidos, para el coeficiente "K", a las tres edades de ensayo.

En el cuadro n° 4 se presentan los valores, mínimo y máximo, obtenidos a cada edad ensayada, del error relativo cometi-

Cuadro n° 3
Valores obtenidos para el coeficiente "K", en vigas pretensadas de central de prefabricación

	VALOR MEDIO	DESVIACION TIPICA
K7	0,010	0,030
K28	- 0,002	0,046
K45	- 0,008	0,051

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

Cuadro n° 4
Errores relativos y niveles de precisión (TOMSETT con K = 0,019)

	MIN (%)	MAX (%)	INTERVALO 90%	n
(Er 7) %	- 15,4	15,3	- 16,5 a 10,8 %	24
(Er 28) %	- 25,4	21,3	- 23,0 a 18,2 %	24
(Er 45) %	- 14,4	16,8	- 13,7 a 15,8 %	25

do al estimar la resistencia in situ, utilizando el valor para "K" propuesto por Tomsett para compactación adecuada, es decir, K = 0,019. En dicho cuadro, también queda incorporado, para cada edad de ensayo, el nivel de precisión logrado, como los límites del intervalo del 90% de la población de errores.

4. CONCLUSIONES

En el caso de las vigas o piezas prefabricadas que se utilizaron para esta investigación experimental, los valores medios obtenidos para el coeficiente "K", a las diferentes edades consideradas, han sido notablemente inferiores a los propuestos por Tomsett, para niveles de compactación normales del hormigón.

El nivel de compactación del hormigón, adecuada o no adecuada, no se consideró una variable en nuestra investigación, compactándose las piezas muy bien en central de fabricación; lo que por otra parte, resultó sencillo, dado el tamaño de estas piezas. Este hecho explica, en parte, los bajos valores obtenidos para el coeficiente "K".

Por otra parte, el cuidado que se puso en la fabricación de estas piezas y su tamaño, puede explicar también que se hayan obtenido valores medios de "K", a 28 y 45 días, negativos; ya que, en unos casos, las probetas testigo han dado resultados superiores a las moldeadas, en el ensayo a compresión, y en otros, las velocidades del tránsito ultrasónico en la estructura, han sido superiores a las obtenidas en probetas moldeadas, curadas en cámara. Las desviaciones de las poblaciones del coeficiente "K" alrededor de los valores medios, se vieron incrementadas con la edad, para las tres edades investigadas.

Con respecto a la estimación in situ de las resistencias a compresión del hormigón, utilizando el valor propuesto por H. N. Tomsett (K = 0,019) para compactación adecuada, cabe comentar que es notablemente centrada, situándose el 90% de la población de errores relativos, entre –17% y 14%, como media general de las tres edades investigadas. La influencia de la edad no parece seguir ninguna regla fija, obteniéndose, aproximadamente, valores del mismo orden de magnitud, a 7, 28 y 45 días.

Como conclusión final, puede comentarse que el principio del "Paste efficiency" puede tener una proyección muy interesante, si al mismo tiempo que se ensayan a compresión las probetas moldeadas normalizadas para el control de recepción del hormigón, a las edades consiguientes, se realiza, previamente a ese ensayo, la determinación de la velocidad de propagación de los ultrasonidos.

Su aplicación, entonces, a la estimación de la resistencia a compresión del hormigón en la estructura, pasa por conocer la magnitud del parámetro "K" que hay que utilizar en cada caso; aspecto que puede ser llevado a cabo mediante la extracción de un número más limitado de probetas testigo que las que, como mínimo, deberían de ser obtenidas en una investigación normal sobre una baja de calidad del hormigón frente al valor especificado en el pro-

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

yecto, sobre todo cuando la investigación afecta a gran parte de la estructura.

Para el caso de piezas prefabricadas al que se ha hecho referencia en este artículo, los niveles de precisión alcanzados, al introducir el valor del parámetro "K" propuesto por Tomsett para compactación adecuada del hormigón, han de ser considerados como muy adecuados y, sobre todo, comparables a los que se obtienen en un estudio normal de regresión entre ensayo a compresión en probetas testigo y velocidad ultrasónica en la estructura, si bien el empleo del "paste efficiency concept" puede resultar económicamente ventajoso en algunos casos.

Parece obvio matizar que se necesita mayor investigación al respecto, pero es éste un camino que, sin duda, puede ofrecer soluciones aceptables en el complejo camino de estimar in situ la resistencia a compresión de un hormigón endurecido, con vistas a obtener unos niveles de precisión adecuados a cada caso en particular.

5. AGRADECIMIENTOS

El presente artículo hace referencia al trabajo publicado por el I. de Caminos D. Tomás Martín Monfa, como Tesina de Especialidad, en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, de la Universidad Politécnica de Cataluña, con título "La aplicación del concepto "Paste Efficiency", de H. N. Tomsett, a la estimación in situ de la resistencia del hormigón endurecido", tesina dirigida por el autor de este artículo.

Desde aquí, quiero expresar mi agradecimientos a Tomás Martín, por haberme permitido utilizar los datos obtenidos en su estudio de Tesina. También deseo agradecer a INTEMAC y a PACADAR, todas las facilidades que nos brindaron para poder acometer y desarrollar la investigación experimental llevada a cabo.

BIBLIOGRAFIA

1. ASTM C597-83 Standard test method for pulse velocity through concrete.

2. BS 6089 Assesment of concrete strength in existing structures. London (1981).

3. BS 1881, part 203 Testing concrete. Recommendations for measurement of velocity of ultrasonic pulses in concrete. London (1986).

4. BUNGEY, J. H. The use of ultrasonics for NDT of concrete. British Journal NDT (1984).

5. HOSTALET ALBA, F. La estimación in situ de la resistencia del hormigón endurecido. Tesis Doctoral. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, de la Universidad Politécnica de Catalunya. Barcelona, Junio 1989.

6. HOSTALET ALBA, F. La estimación in situ de la resistencia del hormigón endurecido. Aplicación a los hormigones de vigas pretensadas prefabricadas. HORMIGON Y ACERO, n° 175 (2° Trimestre 1990).

7. HOSTALET ALBA, F. La estimación in situ de la resistencia de hormigón endurecido. Aplicación al caso de hormigones de estructuras de edificación. Cuadernos INTEMAC, n° 16 (4° Trimestre 1994).

8. IRANOR. UNE 83.308-86. Ensayos de hormigón. Determinación de la velocidad de propagación de los impulsos ultrasónicos.

9. JENKINS, R. S. Non destructive testing-an evaluation tool. Concrete International (Febrero 1985).

10. MARTIN MONFA, T. La aplicación del concepto "Paste Efficiency", de H. N. TOMSETT, a la estimación in situ de la resistencia del hormigón endurecido. Tesina de Especialidad en Estructuras. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña.

11. PEREZ UCEDA, E. Auscultación dinámica del concreto en cilindros y estructuras. Cemento y Hormigón, n° 632.

12. RILEM. Recomendations NDT-1 "Testing of concrete by the ultrasonic pulse

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

method". Materiaux et constructions, vol. 2, n°10 (1969). First Edition: Decembre, 1972.

13. SWAMY, R.N. y AL-HAMED, A.H. The use of pulse velocity measurements to estimate strength of air-dried cubes and hence in situ strength of concrete. ACI. In situ NDT of concrete. Ottawa (1984).

14. TOMSETT, H.N. The practical use of ultrasonic pulse velocity measurements in the assessment of concrete quality. Magazine of concrete research, vol. 32, n° 110 (Marzo 1980).

RESUMEN

Una de las aplicaciones más controvertidas y, sin embargo, la más utilizada, de la técnica de la velocidad de propagación de los ultrasonidos, es la predicción de la resistencia del hormigón endurecido, dadas las numerosas variables que afectan al resultado que se obtiene en el ensayo.

La normativa y recomendaciones internacionales, así como nuestra norma UNE 83.308, dan indicaciones concretas de que han de ser deducidas calibraciones específicas entre velocidad ultrasónica y resistencia a compresión, para cada hormigón diferenciado que se investiga.

El concepto de "paste efficiency", de H. N. TOMSETT, está basado en que las diferencias de velocidad de propagación ultrasónica, entre probetas normalizadas del control de recepción del hormigón y el hormigón de la estructura, pueden ser utilizadas para la estimación in situ de la resistencia a compresión del hormigón.

En este artículo se dá cuenta de los resultados obtenidos en una investigación experimental, realizada sobre hormigones que habitualmente se colocan en vigas pretensadas prefabricadas, encaminada a verificar la aplicabilidad del concepto de "paste efficiency" y, al mismo tiempo, conocer los niveles de precisión que pueden ser alcanzados en la estimación in situ de la resistencia del hormigón colocado en este tipo de vigas, aplicando el "paste efficiency concept".

SUMMARY

One of the more controversial application and, in spite of that, more used of the ultrasonic pulse method is the estimation of in situ concrete strength, if we take into account the number of variables which can influence the results obtained in the test.

The international normative and recommendations, hence the spanish norme UNE, show that is neccesary to obtain specific calibrations between ultrasonic pulse velocity and concrete strength for every concrete under examination.

The "paste efficiency concept", from H. N. Tomsett, based on the pulse velocity difference between a control specimen and the concrete in the structure, can be used to estimate the air-dried samples strength and hence in situ concrete strength.

This paper presents an experimental research that has been developed over concrete which is normally placed in prestressed beams made in a central factory. The aims of this research has been to verify the application of "paste efficiency" concept, and the levels of accuracy that we can achieve in estimating in situ hardened concrete strength placed in real prestressed beams, by means of "past efficiency" concept.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

Nuevo manual de la ATEP "Proyecto y construcción de puentes y estructuras con pretensado exterior. H.P. 10-96"

La Asociación Técnica Española del Pretensado decidió, en su día, constituir una Comisión con el objeto de añadir a su colección de Manuales uno sobre Pretensado Exterior. Se estimó conveniente la redacción y preparación de este Manual, ya que no existía ningún tipo de recomendación o normativa específica sobre el particular, en España, cuando se puso en marcha esta iniciativa. Y por otra parte, el Pretensado Exterior tiene una serie de particularidades en diseño, cálculo, ejecución y conservación, que lo diferencian del Pretensado Interior.

El Manual está dividido en seis Capítulos y un Anejo con tres ejemplos de cálculo.

El Capítulo 1, "Introducción", recoge el estado actual de las aplicaciones de este tipo de pretensado, desde los puntos de vista de proyecto, construcción y conservación de las estructuras y puentes realizados con el mismo.

El Capítulo 2, "Recomendaciones para el proyecto", incluye algunos conceptos básicos que deben tenerse en cuenta desde las primeras etapas del proyecto de una estructura con pretensado exterior.

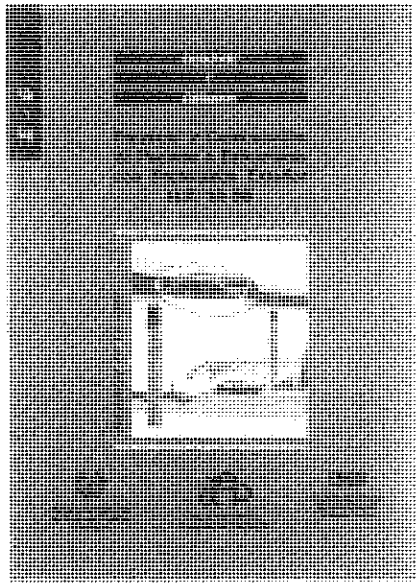
El Capítulo 3, "Sistemas de pretensado exterior", trata del conjunto de materiales, su disposición y los elementos de maquinaria que se necesitan para pretensar una estructura con tendones exteriores.

Los diferentes sistemas de pretensado exterior están habitualmente protegidos por patentes y marcas comerciales. Por ello, en este Capítulo se han recogido sólo los principios generales bajo los que se organizan los sistemas.

El Capítulo 4, "Montaje", recoge algunos conceptos básicos relacionados con el montaje de los tendones de pretensado exterior y establece las condiciones de replanteo de los elementos de desvío y anclaje.

El Capítulo 5, "Bases de cálculo", contiene la información básica para poder calcular una estructura con pretensado exterior.

El Capítulo 6, "Durabilidad e inspección", incluye, en primer lugar, un catálogo de las causas más frecuentes que producen daños que afectan a la Durabilidad de las estructuras. Después, se establece un determinado número de barreras para los tendones exteriores, en función de la agresividad del ambiente. Y, dado que muchos daños se pro-



ducen debido a la deficiente ejecución de las barreras, se incluyen recomendaciones, con las condiciones básicas de ejecución de las mismas, para que realmente sean eficaces contra la corrosión.

Por lo que respecta a la Inspección, se trata, por una parte, de cómo se puede inspeccionar la fuerza de un tendón exterior, para lo que se dan las fórmulas y las especificaciones para realizar un ensayo no destructivo mediante "Cuerda vibrante"; y por otra se explica la forma en que se pueden sustituir los tendones según sus tipos y las condiciones de acceso que, para ello, debe poseer la estructura.

Los ejemplos incluidos en el Anejo 1, se refieren a: Un puente isostático, monolítico, de sección en π; un puente isostático, monolítico, de sección en cajón y un puente hiperestático, por develas, de sección en cajón.

El Manual es el resultado del trabajo de un amplio panel de especialistas españoles que han colaborado, desinteresadamente, en el mismo. Esperamos que este Manual sirva para extender la utilización del Pretensado Exterior en nuestro país y en los países de habla hispana.

El precio de esta publicación de 149 páginas, con numerosas figuras y tablas, es de 4.000 Ptas., IVA incluido (32 dólares USA para el extranjero). No obstante, como siempre, a los miembros de la ATEP se les concede un sensible descuento, por lo que podrán adquirir cuantos ejemplares deseen, al precio de 3.000 Ptas., IVA incluido (25 dólares USA para el extranjero), cada ejemplar.

Los pedidos, que serán atendidos por riguroso orden de recepción, deben dirigirse a:

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO
Apartado de Correos 19002
28080 MADRID
Tel. y fax: ((1) 766 07 03

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

591-2-298

Pasarela a Revolta

Antonio González Serrano
Ingeniero de Caminos
Patólogo
Director de Proxectos, S.L.

Por todas partes te busco
sin encontrarte jamás,
y en todas partes te encuentro
sólo por irte a buscar.

Antonio Machado

A meus pais, que xa non están,
con doce lembranza e agarimo.

Las cuatro fotografías de la maqueta, que se exponen en esta publicación, corresponden a la pasarela atirantada "A Revolta", que es mi último diseño, con cierto parecido con la pasarela atirantada de La Coruña, aunque con una connotación estética diferente, a mi entender, más bella.

La pasarela tiene una planta en forma de corona circular, que abarca un sector de 270°, con un radio interior de 16,5 m. El ancho del tablero es de 3 m.

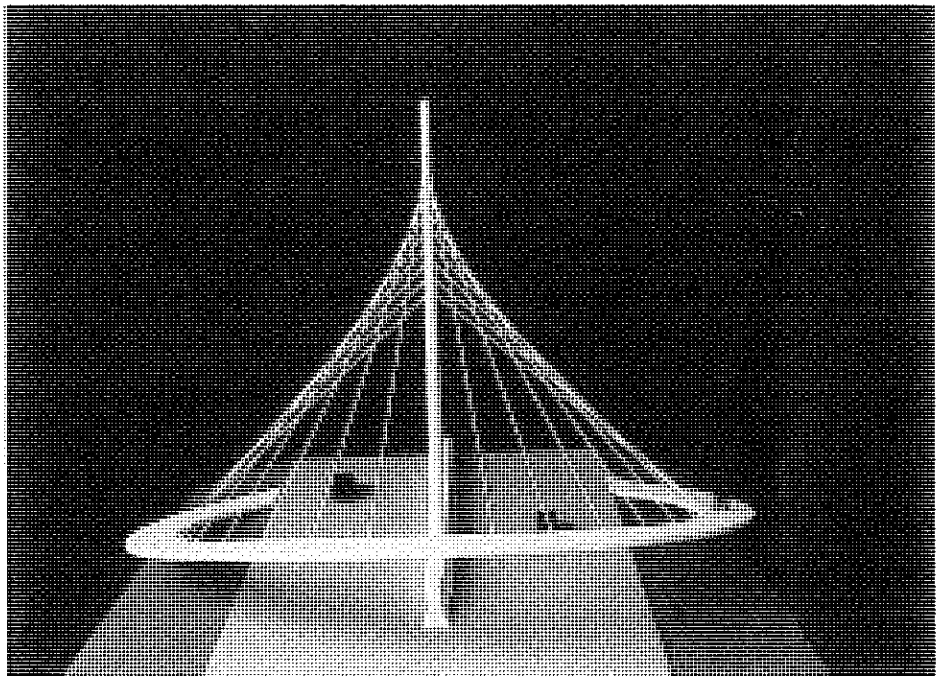


Foto 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

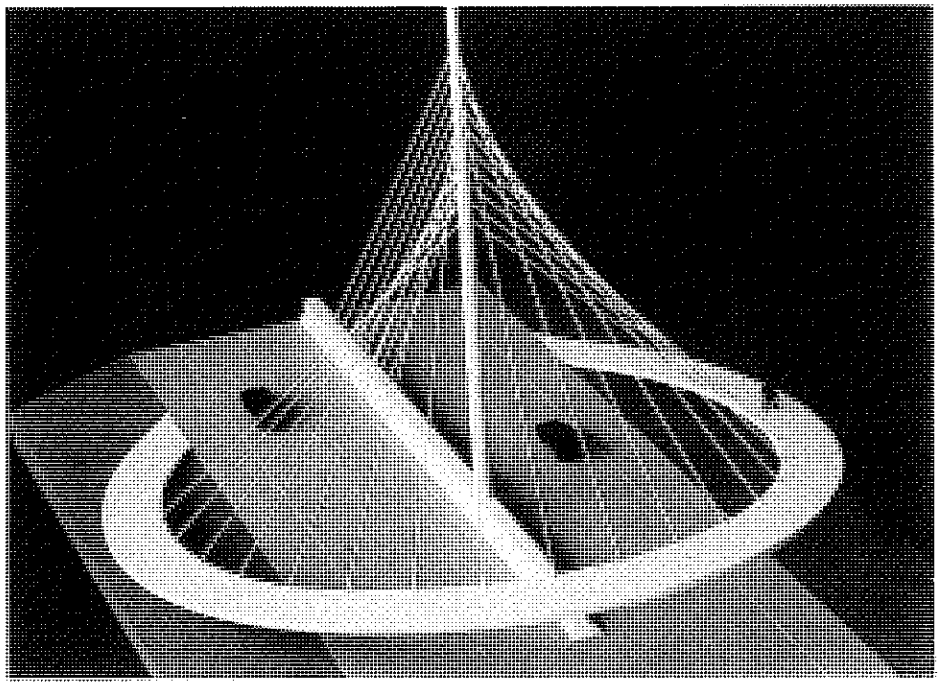


Foto 2.

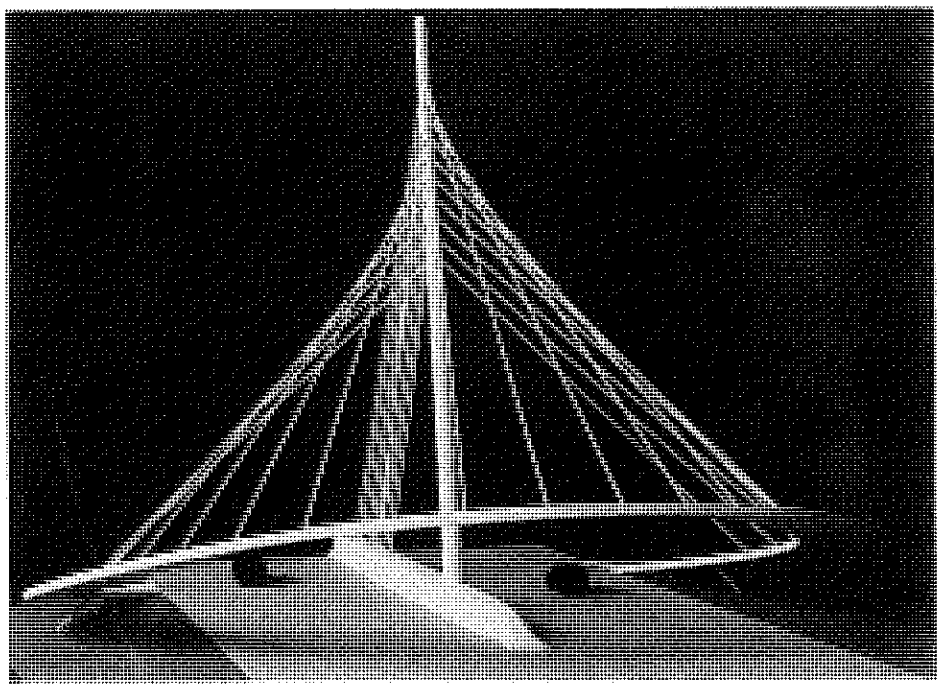


Foto 3.

La pasarela, en alzado, sube con una pendiente uniforme del 10 por ciento, con respecto a la horizontal, aunque con una pendiente mayor con respecto a la plataforma de la carretera, hasta alcanzar un gálibo de 5 m en el borde exterior de los arcenes. A partir de estos puntos, la pasarela sigue subiendo, con un trazado parabólico, hasta alcanzar un gálibo de 5,6 m en el eje de la carretera.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

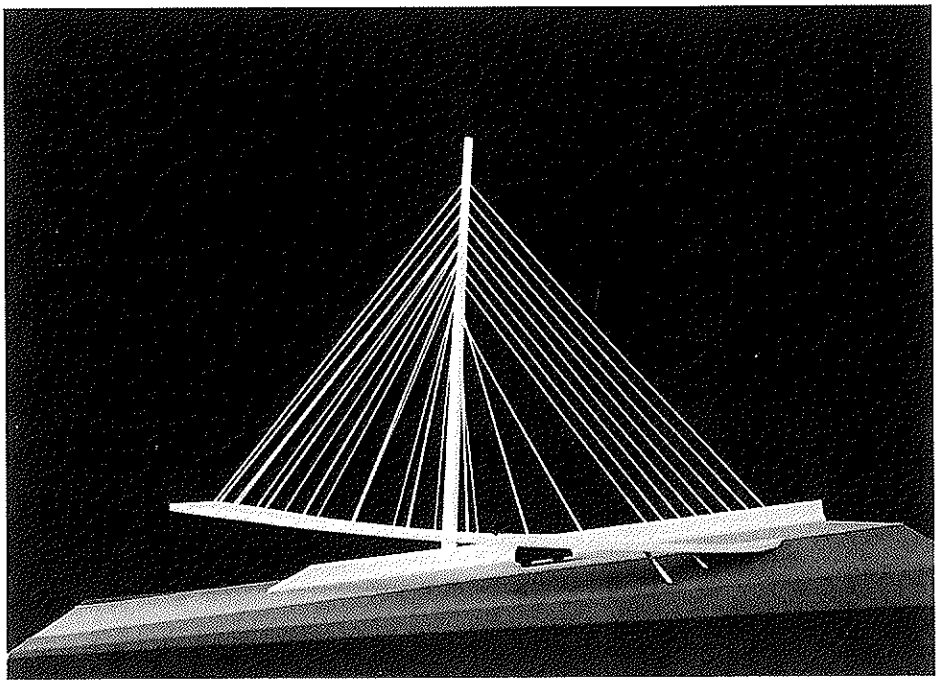


Foto 4.

El trazado parabólico tiene una tangente horizontal en el eje de la carretera, y una pendiente del 10 por ciento en el borde del arcén, sin presentar, por lo tanto, el trazado en el alzado ninguna inflexión.

La sección transversal, con un ancho de tres metros, que está atirantada, únicamente, en el contorno interior, se ha concebido como una estructura mixta, de 40 cm de canto.

Esta sección se diseñó formada por una chapa inferior, con un conjunto de almas equidistantes, que llevan un sistema de conectores, que enlazan las almas a una losa superior, de hormigón armado, de 8 cm.

La pasarela está atirantada con 19 tirantes que abarcan un ángulo, en planta, de 205°. Cada tirante está formado por tres cordones de 0,6".

Cada cordón está formado por 7 alambres, galvanizados y protegidos, con cera petrolera, en el interior de una vaina de polietileno, blanca, resistente a la acción de los rayos solares.

Se han dispuesto tres cordones por tirante, para que sean totalmente perceptibles, en base a la experiencia adquirida en la pasarela de Alfonso Molina.

Los tirantes van desde el borde interior del tablero hasta una pila única, de 25 m de altura, situada en la mediana de la carretera, que es la que sujeta el atirantamiento, generando una superficie reglada, de gran belleza, en la que las envolventes de las generatrices son parábolas.

La pila es ortogonal al plano inclinado del tablero.

De esta pila parte un atirantamiento en arpa, hacia la mediana de la carretera, que está formado por ocho tirantes, equidistantes y paralelos.

En cada nudo de la pila confluyen tres tirantes, cuya resultante es una compresión coaxial con la pila. En el eje de la carretera sólo concurren dos tirantes en la pila, en lugar de los tres indicados.

Cada tirante, por la misma razón, es decir, por motivos puramente estéticos, está formado por 3 cordones de 0,6".

Además de disponer el atirantamiento indicado en el tablero, se diseñaron dos pilares inclinados, a cada lado de la pasarela, partiendo del borde interior de la

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

misma, y cuya prolongación ideal hacia arriba son los tirantes que no se pudieron disponer por limitaciones de gálibo.

El conjunto de la estructura, es decir el tablero, la pila, los tirantes y los pilares, serán de color blanco.

Esta pasarela, que tiene un atirantamiento semejante al de la pasarela de Alfonso Molina, de La Coruña, que también diseñé, es una estructura más compleja, por el tipo de suspensión diseñado, ya que está suspendida, únicamente, del borde interior del tablero y, al mismo tiempo, es más bella y más serena.

RESUMEN

En esta publicación se expone el diseño de una pasarela atirantada, con planta en forma de corona circular, que abarca un sector de 270°, cuyos tirantes son las generatrices de una superficie reglada, que une una pila, inclinada y ortogonal a la pasarela, con el borde interior de la misma. Los tirantes de la superficie reglada están equilibrados por unos tirantes en arpa que se ubican en la mediana de la carretera.

SUMMARY

This paper explains the design of a stayed footbridge with plant in form of a circular crown, that undertakes a sector of 270°, whose ties are the generatrix of a lined surface that joins an inclined pile, which is orthogonal to the deck, with the interior border of the deck.

* * *

Registro ITEC de Materiales Nueva versión informática en entorno "Windows"

El Registro ITEC de Materiales se halla ahora disponible en un nuevo formato que puede ser consultado con un ordenador compatible y ser ejecutado en el entorno "Windows". El usuario puede acceder no sólo a los datos referidos a los productos y sus prestaciones, fabricantes, marcas, direcciones, normativas y certificaciones, sino también proceder a la consulta mediante un programa de gestión –desarrollado exclusivamente para que ésta resulte eficaz y ágil– de una base de datos tan extensa como el Registro ITEC de Materiales. A esta información se accede por varias vías, y puede ser suministrada por diversas salidas impresas.

Esta aplicación complementa el conocido formato de fichero, en el cual los datos contenidos en el Registro ITEC de Materiales son presentados en una colección de diecisiete volúmes que recogen las fichas características, clasificadas en grupos temáticos.

El Registro ITEC de Materiales es una base de datos de productos para la construcción descritos en razón de su perfil técnico. Para cada uno de los materiales-tipos, el ITEC ha definido un cuadro de características, con un especial énfasis en aquellos parámetros que mejor determinan el comportamiento de cada producto a fin de facilitar la comparación de prestaciones entre productos de la misma tipología.

Gracias al Registro ITEC de Materiales es posible establecer cuáles son los productos cuyas características son avaladas por ensayos (experimentales), y de este modo deviene un instrumento sumamente útil para la recepción y el control de la calidad de los materiales.

El ITEC actualiza la base de datos cada cuatro meses, lo que garantiza que la información que brinda al profesional es de la máxima vigencia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

591-8-37

La prefabricación abierta

Manuel Burón Maestro
David Fernández-Ordóñez Hernández
Luis Gómez Sanz
Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Se define como "Prefabricación Abierta" aquélla que está al servicio de cualquier Proyectista o Constructor, posibilitando la libre combinación de los elementos prefabricados, en el Proyecto y en la Ejecución de la Obra. Exige la existencia de una Industria de la Prefabricación desarrollada, capaz de ofertar a sus clientes últimos, Administración Pública o Propiedad Privada, productos combinables con el resto de los que intervienen en el proceso global de la construcción. Actualmente, el nivel de dicha industria es el adecuado para considerar la Prefabricación Abierta como una realidad.

Las características técnicas de la Prefabricación Abierta son:

a) Producir elementos que puedan desempeñar varias funciones. Es una característica que atañe fundamentalmente a la forma del elemento. Se trata de utilizar secciones que puedan utilizarse para diversos usos (como forjado o como panel, como pilar o como viga,...).

b) Dichos elementos deben ser aplicables a diferentes tipos de construcción (oficinas, escuelas, centros comerciales...).

c) Los elementos producidos deben tener la capacidad de resolver las variantes que habitualmente se introducen en un tipo de construcción dado (huecos en forjado, diferentes formas de recoger y evacuar el agua de las cubiertas, adecuación de los cerramientos a distintos tipos de iluminación natural, distinta orientación...).

d) Todos los elementos deben de poder dar respuesta a variaciones dimensionales, de acuerdo con las especificaciones arquitectónicas.

e) Algunos elementos deben tener capacidad de permitir, a través de ellos, el ensamblaje de conjuntos primarios, para formar otros conjuntos más amplios, con modos de composición diferentes.

Con estas características, la Prefabricación supera su ámbito tradicional de eficacia, restringido a las grandes series repetitivas, y se concibe como una tecnología más, dentro de los procedimientos de construcción posibles, frecuentemente la más eficaz en cuanto a cumplimiento de plazos, ausencia de desviaciones respecto a los precios previstos, y aseguramiento de cali-

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

dad.

Las obras que se vayan a realizar con Prefabricación Abierta deben respetar, desde la concepción del Proyecto, la disciplina de la Modulación, como garantía de que los diversos elementos prefabricados se acoplarán adecuadamente a la obra concreta.

La riqueza compositiva que permite singularizar cada obra es fruto de un Proyecto riguroso e imaginativo, en el que la diversificación de cada elemento se ha realizado coordinadamente con los demás, dando solución a cada problema cumpliendo las reglas dimensionales expresadas en la Modulación.

Modulación, líneas de coordinación, bandas de posicionamiento de estructura, o cerramientos, mallas de ubicación de instalaciones, tabiquería o comunicaciones verticales, son conceptos que, lejos de convertirse en trabas a la hora de proyectar, permiten, manejados por el proyectista, optimizar la solución de los problemas que cualquier diseño plantea.

La capacidad de racionalizar la construcción es responsabilidad y privilegio de los técnicos que en ella trabajan. La Prefabricación Abierta es un modo de avanzar en esa actividad, y la capacidad de la correspondiente Industria es un patrimonio presto para ser utilizado por ellos.

La Prefabricación Abierta, como variación y combinación de los elementos prefabricados, sólo es posible cuando sus medidas están coordinadas entre sí y con los demás elementos que forman el Proyecto en su conjunto. La unidad del sistema de medidas particular de cada Proyecto es el módulo. Koncz escribía, en 1962 "El módulo es el máximo común divisor a partir del cual pueden deducirse todas las medidas de

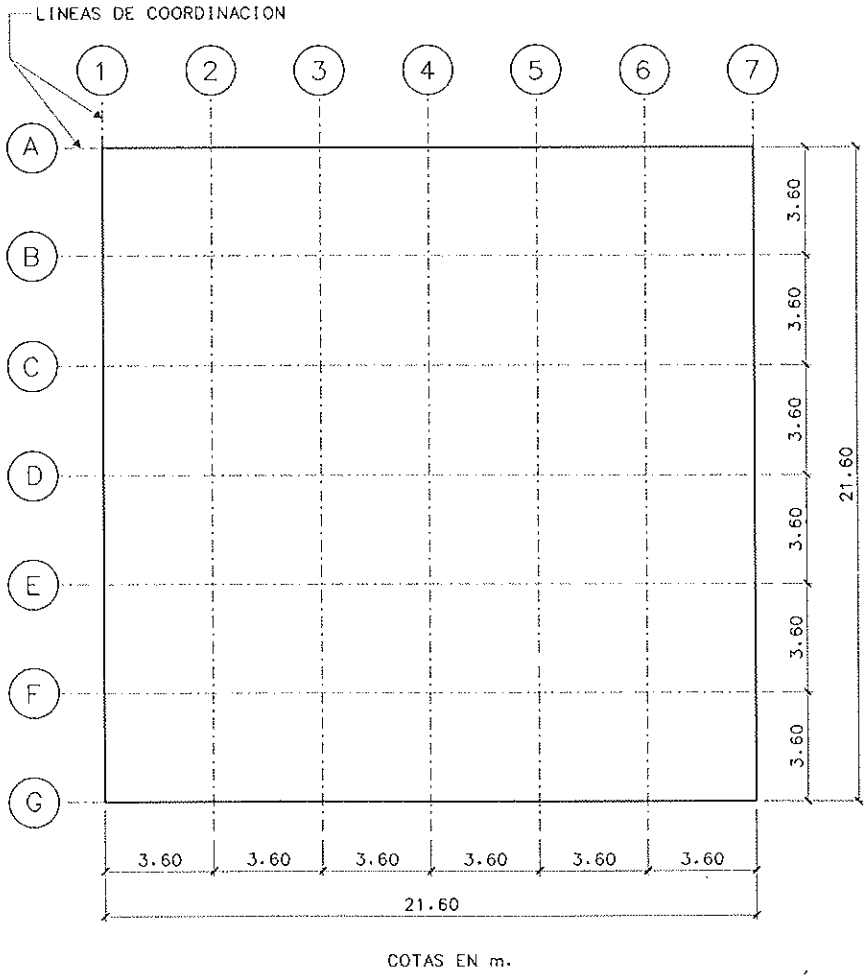


Fig. 1. Modulación y líneas de Coordinación en Planta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

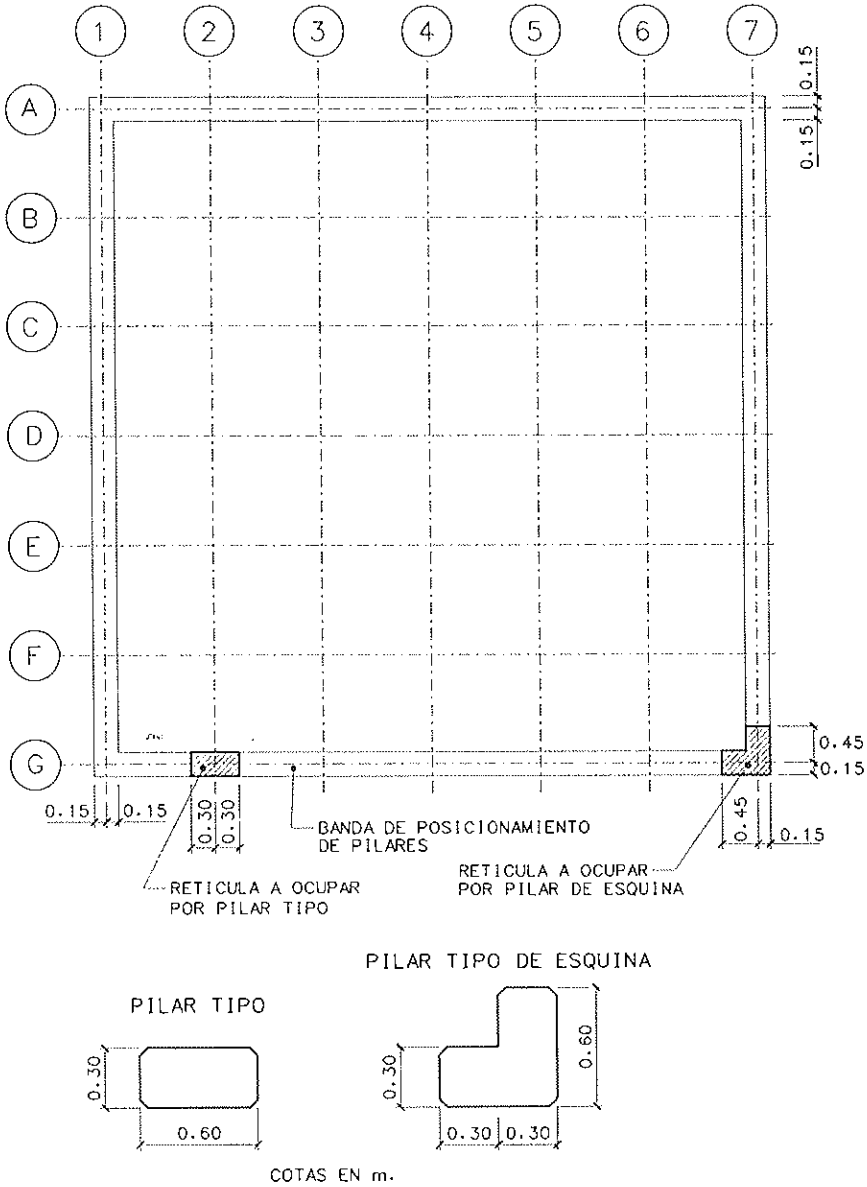


Fig. 2. Posicionamiento de la estructura vertical, en Planta.

la construcción, por adición o multiplicación. Cuando todas las dimensiones de la obra son realmente múltiplos del módulo, y existen entre tales dimensiones relaciones fácilmente apreciables, se ha conseguido, para el sistema, la mutua coordinación de medidas. La magnitud de dicho módulo puede elegirse según el libre criterio de cada uno. Lo importante no es su tamaño, sino el hecho de su fijación".

La aplicación del módulo a la planta y el alzado del edificio, se concreta en una retícula espacial, definida por las líneas de coordinación, que actuarán como referencia común a toda la construcción (Fig. 1).

Por el carácter de invariante que tiene dentro de la construcción, la estructura se sitúa, con relación a las líneas de coordinación, tanto en posición como en geometría (escuadrias, caras, vértices o ejes que se mantienen...). En el ejemplo que se describe en las figuras, se actúa exclusivamente en planta; pero es evidente que se trabaja siempre en planta, secciones y alzados (Fig. 2, Fig. 3).

Es frecuente la existencia de algún elemento estructural que tenga carácter de charnela, es decir, que sirva de nexo de unión entre posibles modos distintos de utilizar los elementos prefabricados, para

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

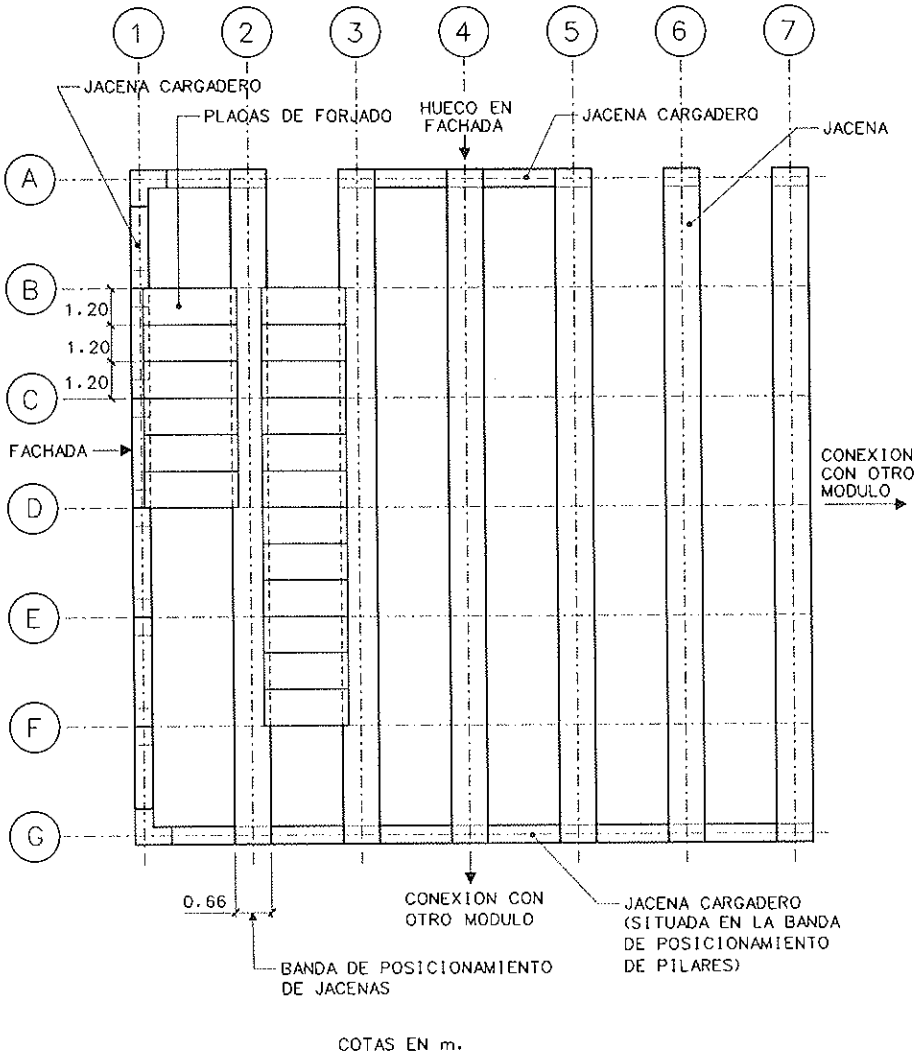


Fig. 3. Posicionamiento de la estructura horizontal, en Planta.

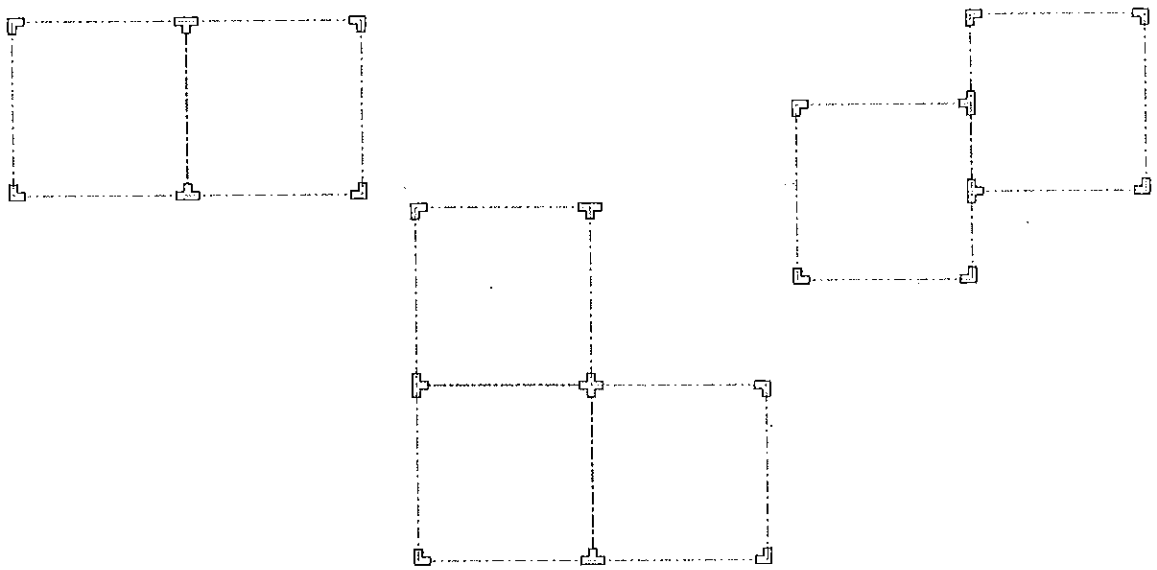


Fig. 4. Ejemplo de composición, utilizando el pilar de esquina como charnela.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

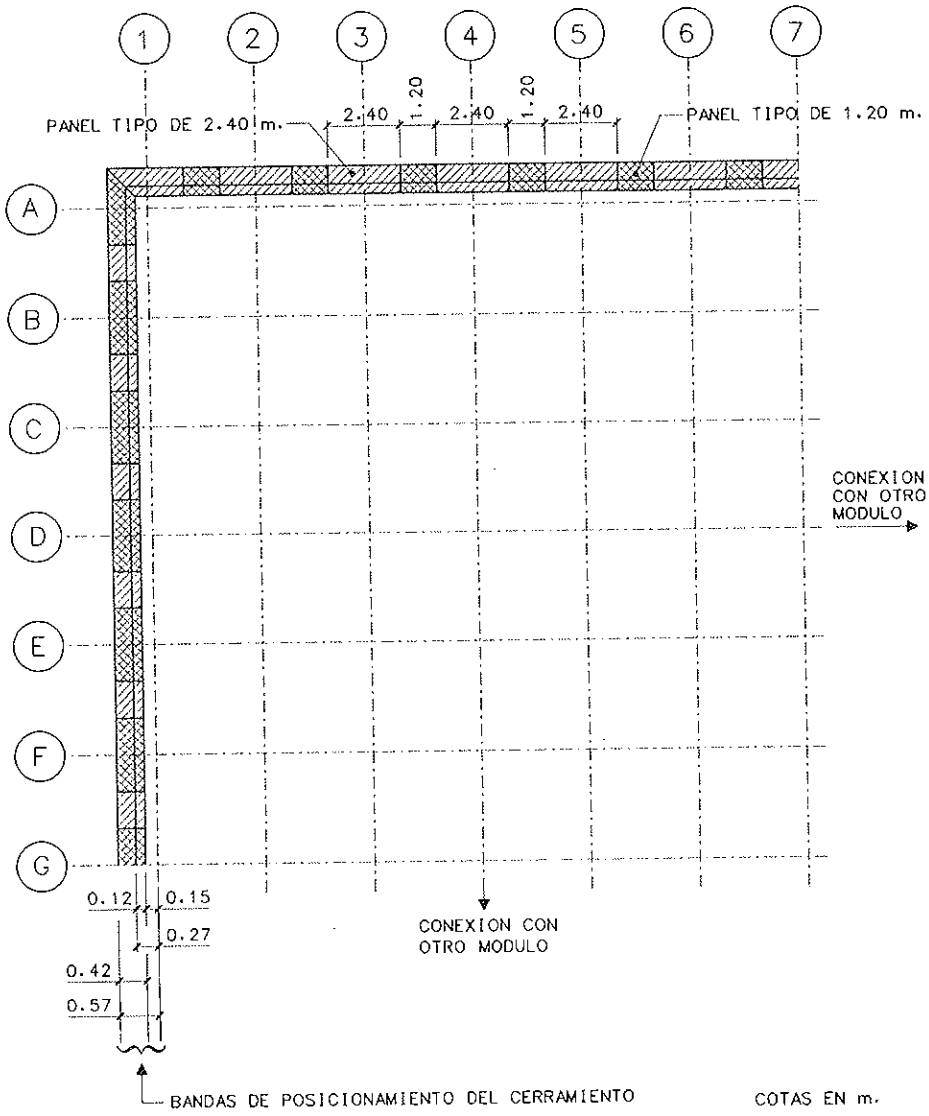


Fig. 5. Malla de posicionamiento del cerramiento.

obtener diversas composiciones formales o funcionales. La riqueza compositiva de la prefabricación abierta va unida al uso adecuado de estos elementos (Fig. 4).

Tiene gran importancia establecer y relacionar con las líneas de coordinación, la ubicación de cerramientos, huecos en los cerramientos, instalaciones, tabiquería, huecos verticales de comunicaciones o de instalaciones, para que la solución a todo ello resulte la más adecuada. La previsión de estas necesidades en la fase de proyecto, permite integrar la solución dentro del conjunto, incluso con algún margen de libertad, que se deberá aplicar frente a cambios de última hora que se demuestran como inevitables (Figs. 5, 6 y 7).

Desde el punto de vista estructural, las prestaciones de la Prefabricación Abierta son completas, en el sentido de que, actualmente, la técnica de las uniones permite plantear cualquier tipo de nudo, de modo que la estructura prefabricada puede ser porticada y translacional, con capacidad para absorber esfuerzos horizontales sin necesidad de arriostramientos ni núcleos rígidos. Desde el punto de vista formal, están resueltos los sistemas de elementos lineales (pilares y jácenas) (Figs. 8 y 9), los elementos superficiales (piezas en H que incorporan en la misma pieza 2 pilares, 1 jácena y el cerramiento de fachada) (Figs. 10, 11 y 12), y los elementos de cerramiento (paneles de cerramiento de fachada que, actuando estructuralmente como pantallas,

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

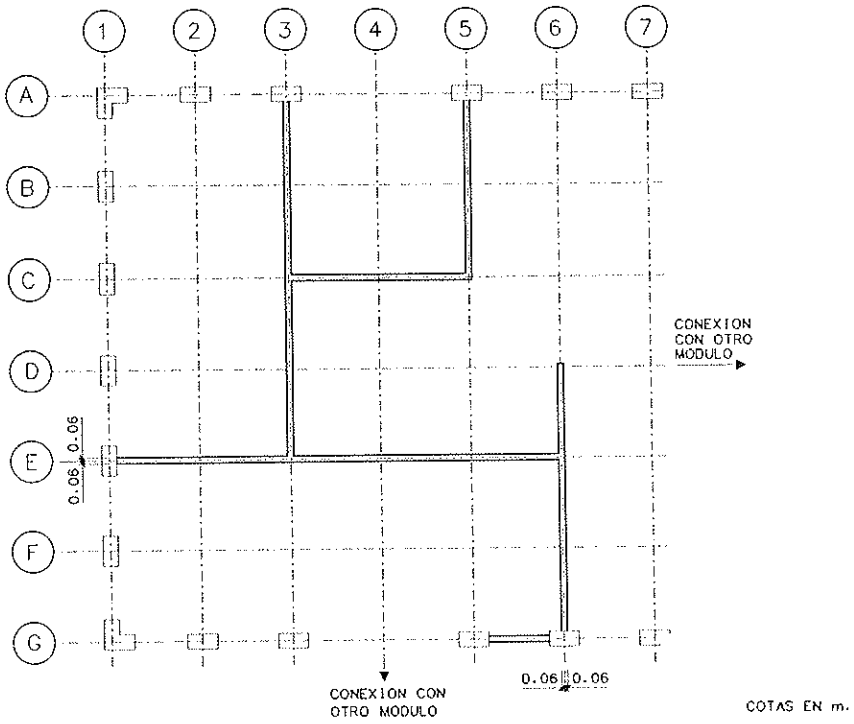


Fig. 6. Malla de posicionamiento de tabiquería.

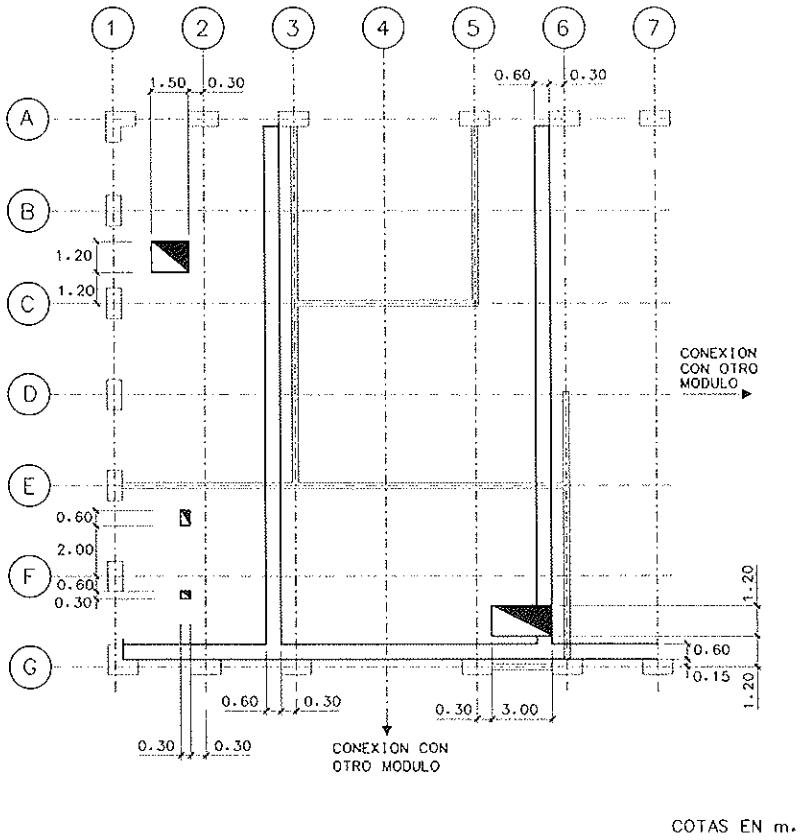


Fig. 7. Malla de posicionamiento de instalaciones y huecos verticales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

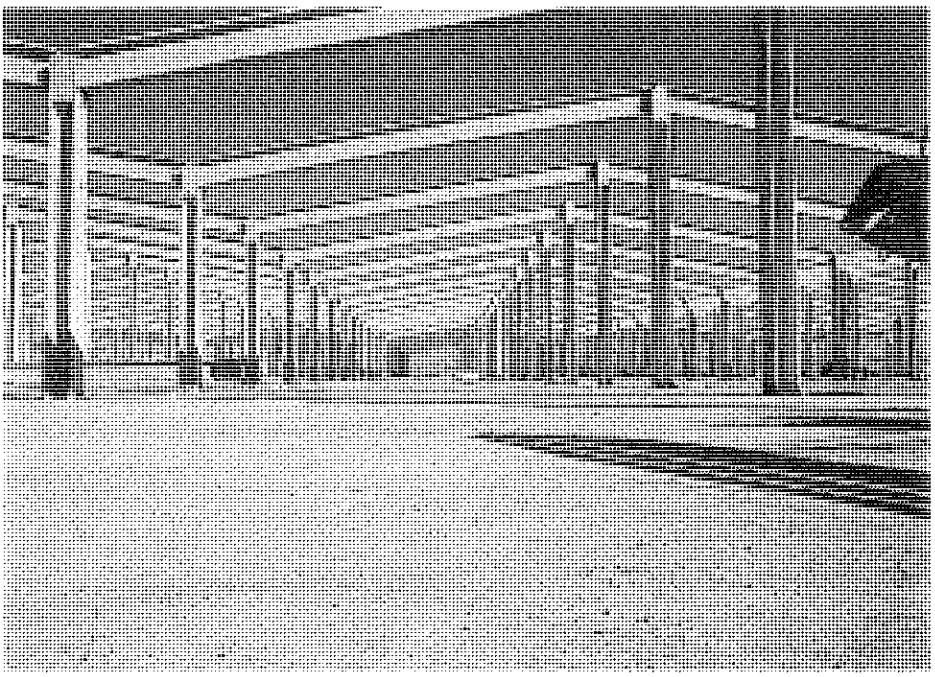


Fig. 8. Sistema elemental de pilares y jácenas, prefabricado por PACADAR.

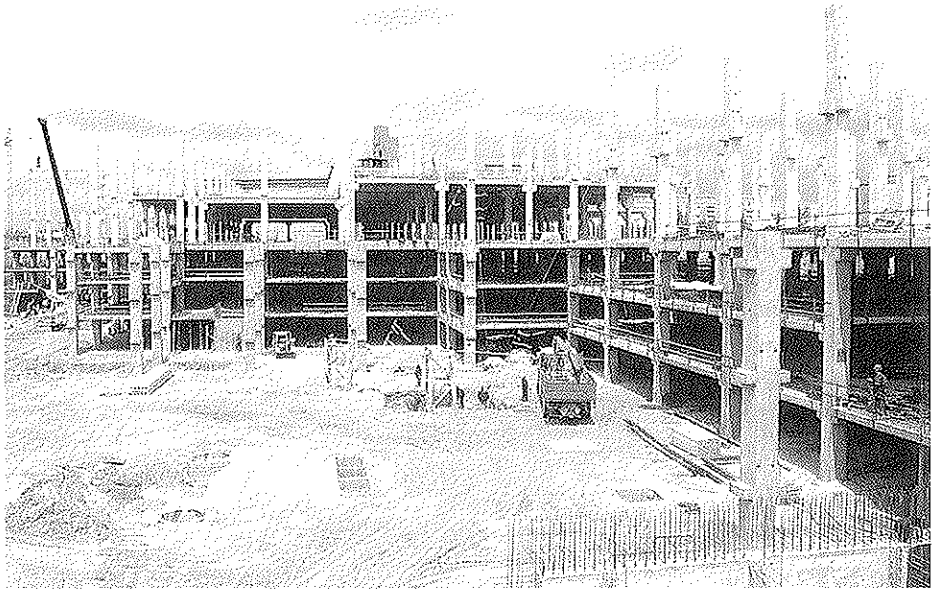


Fig. 9. Sistema de pilares y jácenas con nudos rígidos, prefabricados por PACADAR.

forman parte de la estructura del edificio) (Figs. 13 y 14).

Los forjados resueltos mediante placa pretensada alveolada, viga TT o prelosa pretensada, ofrecen una gama de soluciones compatibles entre sí, capaces de adecuarse eficazmente a cada zona del edificio, en función del conjunto de variables que definan el forjado (luz del vano, sobrecargas de uso, canto, huecos verticales, especificaciones de resistencia al fuego, acabados). En general, la sección resistente del forjado se completa en obra con la eje-

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

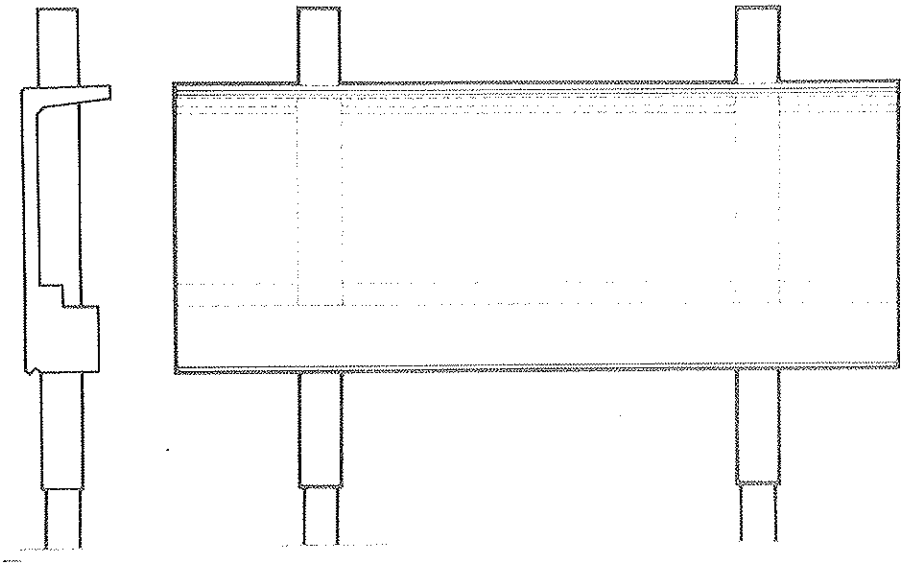


Fig. 10. Piezas en H que integran 2 pilares, jácena y elemento de fachada.

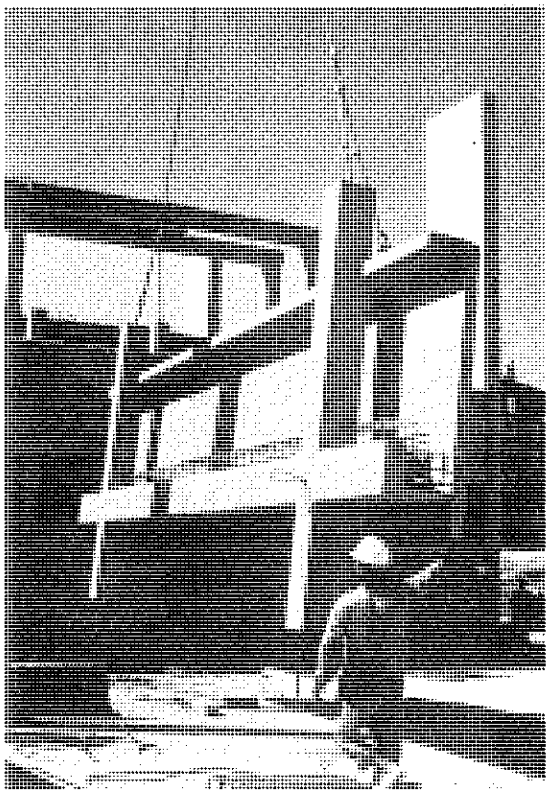


Fig. 11. Pieza en H, prefabricada por PACADAR.

cución de la capa de compresión que, conectada mediante las armaduras de rasante, con el conjunto de la estructura, asegura, de un modo sencillo y económico, el monolitismo del conjunto y la capacidad del forjado de transmitir, como losa indeformable, los esfuerzos horizontales al conjunto estructural.

La previsión de la existencia de huecos verticales en el forjado, se realiza mediante la disposición de piezas especiales que

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

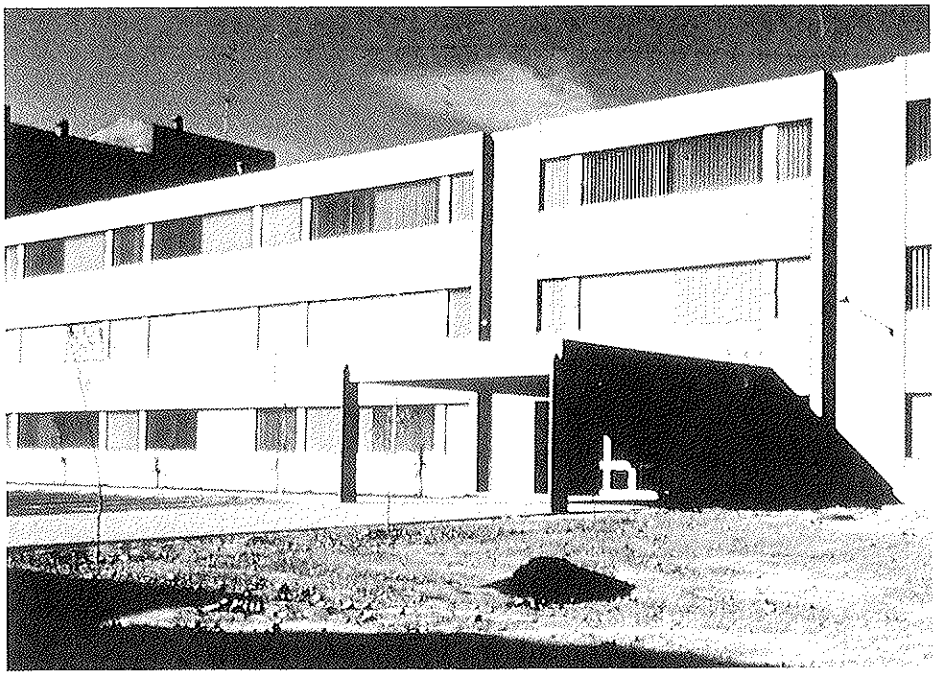


Fig. 12. Edificio con piezas en H, prefabricado por PACADAR.

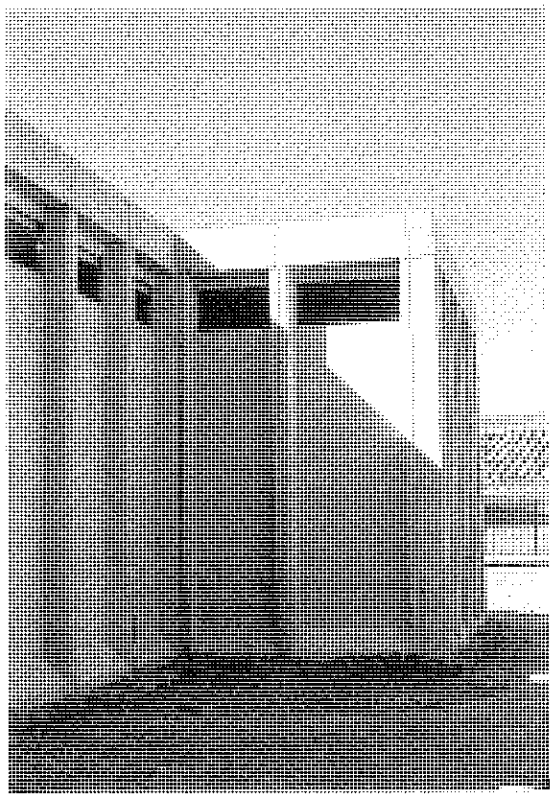


Fig. 13. Paneles de esquina resistentes, prefabricados por PACADAR.

incorporan el hueco, o haciendo coincidir la superficie del hueco con las dimensiones de una pieza que no se coloca. En función de las dimensiones y conocimiento de la posición final del hueco, es posible dimensionar piezas de forjado que permitan ser taladradas en obra, en condiciones determinadas.

Respecto a los cerramientos, la diversidad de formas, tratamientos superficiales, capacidad de aislamiento y resistencia al fuego, hacen que encontrar la solución más adecuada sea sencillo. La disposición de juntas (horizontales o verticales) y la resolución de los huecos de fachada, suelen ser los factores conceptuales más determinan-

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

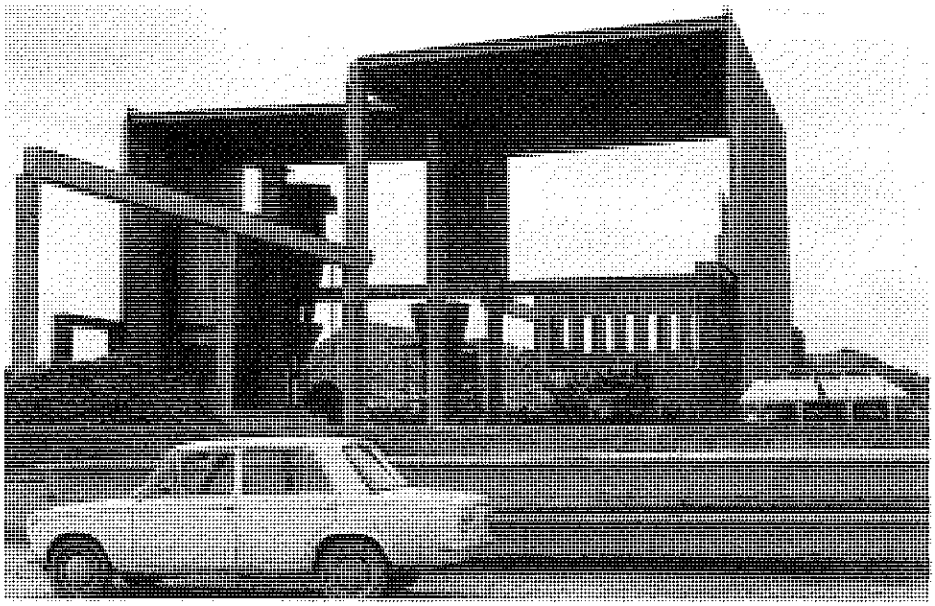


Fig. 14. Paneles de cerramiento resistentes, prefabricados por PACADAR.

tes de la elección del tipo de panel. El acabado que se especifique y la forma exterior que se juzgue más adecuada a la expresión de la fachada, determinarán el resto.

La prefabricación permite utilizar medios de compactación capaces de colocar correctamente hormigones de elevado contenido de cemento Portland y muy baja relación agua-cemento. Este hecho, junto al control de los recubrimientos y del curado, permite ofrecer piezas de hormigón de alta durabilidad, para trabajar en fachadas expuestas a la intemperie.

Otra prestación de los elementos prefabricados de hormigón es la posibilidad de dimensionar escuadrías y recubrimientos, de modo que se obtenga la resistencia al fuego requerida, sin sobrecoste alguno en protecciones específicas.

El concepto de Prefabricación Abierta incluye la capacidad de incorporar al conjunto prefabricado algunos elementos singulares o funcionales no prefabricados. La coordinación dimensional permitirá, junto al desarrollo de los elementos de unión (placas metálicas, casquillos roscados, armaduras salientes, armaduras que se empalman mediante manguitos roscados, uniones postesadas con cables o barras) y las mínimas tolerancias alcanzables en los actuales sistemas de fabricación en bancadas, con referencias fijas y montaje con replanteo elemento a elemento, establecer los nexos de unión más adecuados, entre ellos y los elementos prefabricados, que deben utilizarse siempre en razón a obtener las máximas ventajas que ofrece la prefabricación: Precio competitivo, Plazo breve, Seguridad en el cumplimiento de precios y plazos, Aseguramiento de Calidad, Montaje en obra de fácil control, Ausencia de incidentes en obra motivados por "hechos consumados" no previstos, y Anticipación del inicio de la vida útil del edificio, con la consiguiente disminución del período de retorno del capital invertido.

RESUMEN

Actualmente, la industria de la prefabricación ofrece la posibilidad de utilizar la Prefabricación Abierta como un modo de construir eficaz y competitivo, combinando libremente elementos prefabricados.

Se relacionan las características técnicas de la Prefabricación Abierta, sus prestaciones y un modo de utilizarla basado en la coordinación dimensional (modulación).

SUMARY

Actually, the precast industry offers the "Combinable Precast" as an efficient and competitive way for building, freely combining precast members.

The technical properties, the performances and a proper use, based on the dimensional coordination (modulation), of Combinable Precast is showed.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

XVª Asamblea Técnica Nacional de la ATEP*
Sesión de Apertura

Florencio J. Del Pozo Vindel
Presidente de la ATEP

En su gozoso peregrinaje por la geografía española, la Asociación Técnica Española del Pretensado ha recalado, en la decimoquinta edición de su Asamblea, en la ciudad de Logroño, donde ha sido recibida tan calurosa y cordialmente como era de esperar de las hospitalarias gentes de La Rioja, una tierra de buen yantar, donde nace el que, sin duda, es el mejor vino del mundo.

En esta ocasión, nuestra Asamblea se ha especializado en puentes y precisamente eso es, desde siempre, La Rioja: cruce de caminos y puente entre culturas, tierra antigua y enriqueida por la huella de todos los que han pasado por ella, desde los dinosaurios, hasta pueblos como los berones, romanos, visigodos o árabes, pasando por los cristianos de Clavijo o de la Corte de Nájera.

Pero, sobre todo, La Rioja es la tierra del camino de Santiago, de la Calzada de Santo Domingo y los puentes de Juan de Ortega, el camino de estrellas por donde entró en España una joya, como el arte románico, traída por los gremios de la piedra, por los pontífices o hacedores de puentes que, con salto de oca, iluminan estas tierras de Haro a Alfaro.

Tierra feraz y gente laboriosa, de huerta, telar y viña, donde la experiencia artesana hace uso del primer pretensado circular de la historia: los aros metálicos de los toneles que, colocados calientes y dilatados, comprimen las duelas al enfriarse.

Pero todo evoluciona y, al igual que el pretensado se ha perfeccionado hasta convertirse en una técnica imprescindible en la realización de las grandes obras de ingeniería estructural, con esta Asamblea hemos pretendido también evolucionar y hacer que la ATEP se abra a nuevos caminos.

Si en el pasado a estas reuniones sólo asistían los asociados y técnicos cuyo trabajo estuviese muy relacionado con el pretensado, esta edición se ha abierto a representantes de otros sectores, como la Administración o las empresas y ello porque pensamos que "cuatro ojos siempre ven más que dos" y que las aportaciones de estas personas e instituciones pueden ser muy valiosas para tender más y mejores puentes entre nosotros y la sociedad.

Las sesiones de ponencias y mesas redondas de esta decimoquinta Asamblea de la ATEP van a contar con aportaciones técnicas, administrativas y empresariales del más alto nivel. Creemos sinceramente que los asistentes a estos actos vamos a

* Texto del discurso pronunciado por D. Florencio J. del Pozo Vindel, Presidente de la ATEP, en la Sesión de Apertura de la XVª Asamblea Técnica Nacional de la Asociación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

tener el privilegio de escuchar y enriquecernos con las opiniones y experiencias de las personas más cualificadas de nuestro país en cada uno de sus campos. Estamos seguros de que del cruce de todos esos puntos de vista van a surgir nuevas ideas que harán avanzar nuestro trabajo, haciéndolo más útil a la sociedad. Creemos firmemente que sólo se puede llegar a conclusiones positivas, válidas para todos, cuando se analiza una cuestión desde todos los puntos de vista posibles.

En esta línea de apertura de nuestra Asociación, también hemos querido abrir la Asamblea a la ciudad de Logroño y a sus ciudadanos, con actividades libres, como una conferencia y una exposición de maquetas de puentes; y ello porque creemos en la belleza que encierra nuestro trabajo y deseamos compartirla con esta acogedora ciudad y sus gentes.

Pero no sólo queremos que evolucionen nuestras Asambleas en su organización, sino también la propia Asociación. Cuando se fundó la ATEP, el pretensado era una técnica muy poco conocida y que suscitaba ciertos recelos; por lo que el objetivo de la Asociación era, precisamente, el de darla a conocer y contribuir a vencer las reticencias que toda nueva técnica suscita. Los tiempos han cambiado y hoy en día ese objetivo está plenamente cumplido. Ya nadie duda de la utilidad del pretensado, así como de su valiosísima aportación al sector de la obra civil. Por ello, creemos que ha llegado el momento de reconducir los fines de la Asociación.

Hemos cubierto, con éxito indudable, una etapa de divulgación que ya se ha agotado y es hora de buscar otros caminos en los que, sin duda, nos resultará muy útil la aportación de otras instituciones, como el Grupo Español del Hormigón, con el que, en un futuro, podría fusionarse la ATEP. Creemos que los tiempos que vivimos demandan que exista una sola Asociación, surgida de la unión de la ATEP y el GEHO, que trataría todos los temas relacionados con el hormigón estructural. Estamos seguros de que esta fusión supondría un gran avance para nuestra técnica y para el sector de la obra civil en general. En este camino nos preceden la Federación Internacional del Pretensado y el Comité Eurointernacional del Hormigón, de los que ATEP y GEHO son los representantes españoles. Ambas Asociaciones internacionales se hallan en estos momentos en la recta final de su proceso de fusión.

Sin embargo, somos conscientes de que el marco en el que nos hemos de desenvolver no es el mejor que podríamos desear. No podemos negar que los últimos tres años no han sido buenos para el sector de la obra civil. Una crisis que parece que no quiere abandonarnos, ha ralentizado la actividad del sector; todos somos conscientes de ello, pero albergamos la esperanza de que pronto se produzca la deseada aceleración. Y como no hemos de dejar la responsabilidad de la salida de la crisis siempre en manos de otros, nosotros, desde esa Asamblea, pretendemos contribuir a ello de la única forma que sabemos, que es trabajando.

Estamos seguros de que hemos escogido el marco más adecuado para desarrollar nuestro trabajo y quiero agradecer a la ciudad de Logroño y a la Comunidad de La Rioja la calurosa acogida que han dispensado a esta Asamblea.

Quiero también agradecer a todas las personas que se sientan a esta mesa su presencia en este acto, porque las instituciones a las que representan, la Comunidad Autónoma de La Rioja, el Ayuntamiento de Logroño, el Ministerio de Fomento y la Universodad de La Rioja, honran y prestigian, no sólo a nuestra Asociación, sino también a nuestro trabajo.

Vaya nuestro agradecimiento también al comité local por todos sus desvelos y por el gran número de horas que han dedicado a que todo estuviera a punto para que podamos trabajar, aunque tengo mis dudas de que sea posible hacerlo, especialmente por las tardes, después de las espléndidas comidas de trabajo que han organizado.

Finalmente, hago votos por el éxito de esta decimoquinta Asamblea de la ATEP, para que de ella resulten avances que nos permitan decir, junto con Gonzalo de Berceo, que nuestro trabajo bien ha valido "un vaso de bon vino", por supuesto, de Rioja.

Muchas gracias.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

Medallas de la ATEP
Concedidas en la XVª Asamblea Técnica Nacional

La concesión de las Medallas de la ATEP se ha convertido en una prestigiosa tradición que, como todos sabéis, llevamos a cabo cada tres años, con la entrega de otros tantos galardones, coincidiendo con la celebración de nuestras Asambleas Técnicas.

No podemos dejar de resaltar aquí el carácter marcadamente democrático que tiene la concesión de estas Medallas, ya que, aunque la decisión final la toma una Comisión integrada por representantes de las Instituciones más significativas relacionadas con nuestro campo, incluyendo diversos Colegios Profesionales y Escuelas Técnicas, dicha Comisión se guía por una votación previa de todos los asociados de la ATEP.

Así que son los propios compañeros de los galardonados los que deciden que lo sean y, en esta ocasión, los receptores de nuestras Medallas son:

Rafael Chueca Edo
José Antonio Llombart Jaques
Santiago Pérez Fadón.

A continuación se incluye un breve Curriculum de cada uno de ellos.

RAFAEL CHUECA EDO

Rafael Chueca es Ingeniero de Caminos, de la promoción de 1965. Comenzó a trabajar en Huarte como proyectista y en 1967 se incorporó a Nabla, empresa de proyectos de puentes participada por Florencio del Pozo y José Antonio Torroja. En 1972 entró en la Oficina Técnica de José Antonio Torroja, donde permaneció hasta el año 1982. Desde esa fecha hasta la actualidad ha trabajado en Auxini.

En la oficina José Antonio Torroja, donde fue socio del propio José Antonio y de José María Villar, desarrolló el proyecto de numerosas estructuras, de varias tipologías y procedimientos constructivos, algunas de las cuales fueron pioneras en su día en España.

Múltiples puentes construidos por voladizos sucesivos en aquella época, avalan la categoría profesional de Rafael, de los cuales hemos elegido sólo algunos para mostrar en esta breve exposición de su fructífera carrera profesional.

El puente de Molins de Rei, (**Figura 1**), que con sus 125 metros de luz fue récord español de este procedimiento constructivo. Huarte llevó a cabo esta obra, en 1972, en un plazo de tan solo seis meses, para sustituir al antiguo puente de Carlos III, que había derribado por una riada.

Proyectó el puente sobre el Ebro, en Ascó, con el condicionante de que debía dar paso a un convoy de seiscientas toneladas de peso. Dicho puente fue construido, en 1974, por Fernández Constructor, con quien la oficina Torroja mantuvo en aquellos años una fructífera colaboración.

El puente sobre el río Durcal, en la carretera Granada - Motril, tiene un pórtico de 106 metros de luz, con pilas de doble tabique. El puente principal del viaducto de Catoira, sobre la ría del Ulla, tiene una luz de 144 metros y una longitud total de 721. Ambas obras fueron construidas, entre 1977 y 1978, por Fernández Constructor.

El viaducto del Calabozo, en la Cuesta de Silva, en Gran Canaria, fue récord español en su momento y tiene un pórtico con un vano central de 120 metros y altura de pilas de 106 metros. Esta obra la llevó a

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

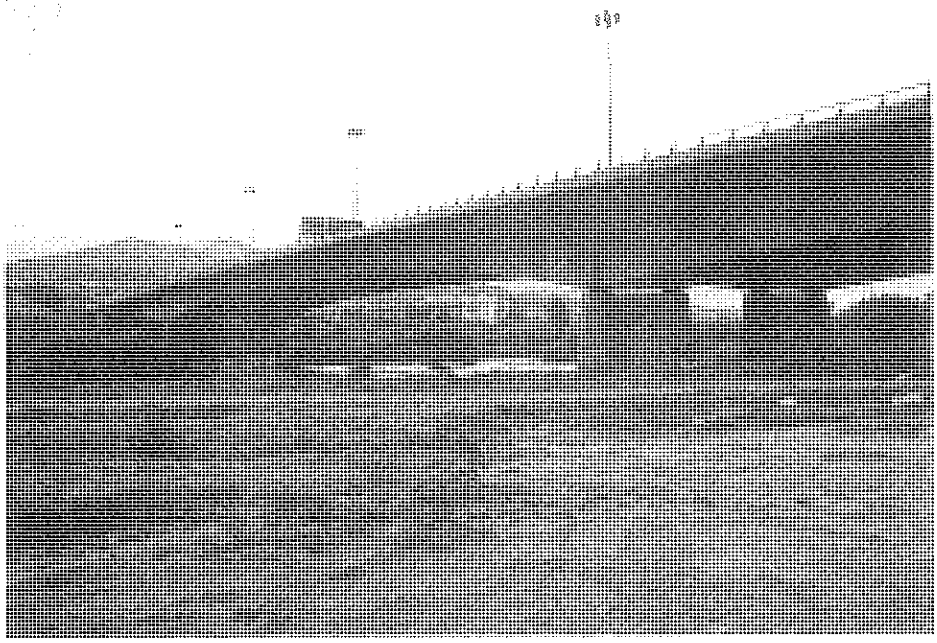


Fig. 1.

cabo Cubiertas, en la misma época.

El viaducto de Rontegui, sobre la ría de Bilbao, tiene un vano central de 115 metros y dos de 145 metros. Su longitud total es de 655 metros en el puente norte y de 635 en el sur. Fue construido, entre 1977 y 1979, por Fernández Constructor.

Pero Rafael también ha realizado proyectos de otras tipologías y procedimientos constructivos, como el puente de Andarax, **(Figura 2)** en la línea de ferrocarril Linares - Almería, que fue construido por empuje, en 1972, por Fernández Constructor, siendo el primer puente español realizado con este proceso constructivo. Se trata de un puente en viga continua, con luces de 42 metros y medio y una longitud total de 433 metros.

Otro ejemplo del trabajo de Rafael son las pasarelas en arco sobre la M-30, de Madrid, **(Figura 3)** que están formadas por cuatro tramos prefabricados, mon-

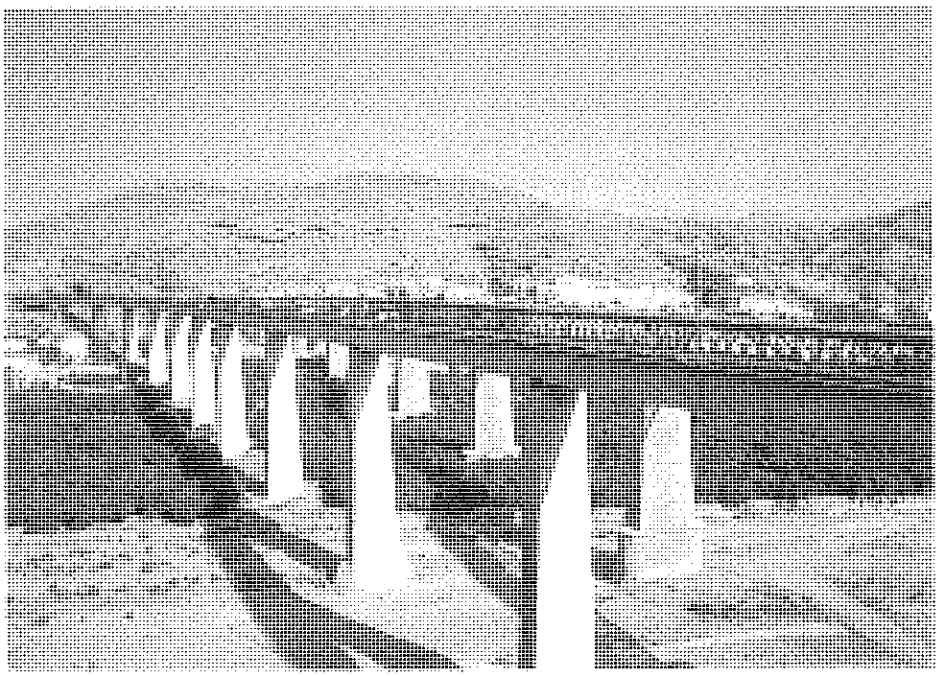


Fig. 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

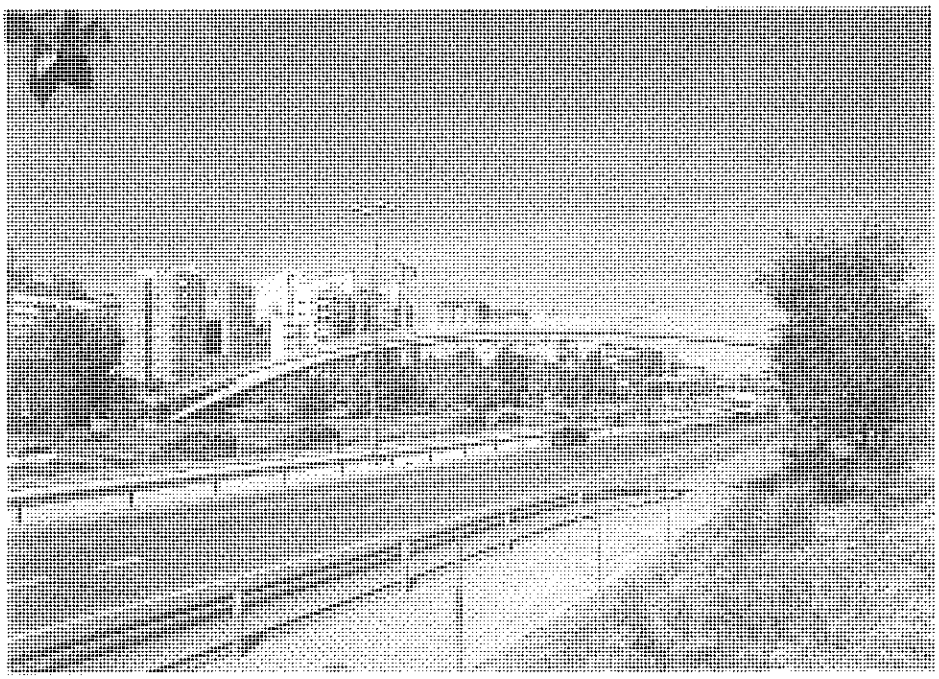


Fig. 3.

tados sobre castilletes, que no interrumpieron el tráfico. Huarte las construyó en 1978.

Cuando empezó a trabajar en Auxini se ocupó de la dirección de un programa de I+D de depósitos criogénicos pretensados, desarrollado conjuntamente con Dragados. Más tarde, ha intervenido en numerosos proyecto y ha prestado asistencia a las obras en que se planteaban procesos constructivos singulares.

Entre los proyectos en los que intervino Rafael en esta etapa, citaremos, por su interés, el del acueducto de Valcabrera, en el canal de Monegros, una viga continua con luces de 50 metros y una longitud total de 1.025 metros, que fue construido por empuje.

De entre sus desarrollos de procesos constructivos de obras singulares hemos de destacar tres obras que tienen en común que el proyecto es de Juan José Arenas y Marcos Pantaleón.

El primero es el puente de la Barqueta, **(Figura 4)** construido para la Expo 92. Se levantó paralelamente a una orilla del río y fue girado noventa grados, por flotación, hasta alcanzar su posición definitiva. Tiene un arco metálico, de 170 metros de luz, con tablero inferior.

El segundo es el puente Reina Sofía, de Sevilla, en la carretera San Juan - Camas. Es un puente mixto con una luz central de 100 metros. Tiene una sección en cajón de canto variable y es curvo en planta. A pesar de estas características, se construyó por empuje desde ambas orillas.

La tercera obra son los viaductos 1 y 2 de la variante de Almería. Ambos son vigas continuas mixtas, con dos cuchillos triangulados, construidas por empuje. El viaducto 1 tiene una luz central de 107 metros, mientras que el viaducto 2 tiene luces de 60 metros y una longitud total de 410 metros.

Actualmente, Rafael desempeña el cargo de Director de Ingeniería de Auxini, donde se ocupa también de desarrollos de I+D. El último de estos desarrollos, que está a punto de finalizar, se dirige a la mejora de puentes empujados, e incluye un medidor electrónico de desplazamientos en cabeza de pilas.

Asimismo, ha publicado numerosos artículos sobre realizaciones, muchos de ellos en nuestra revista "Hormigón y Acero".

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

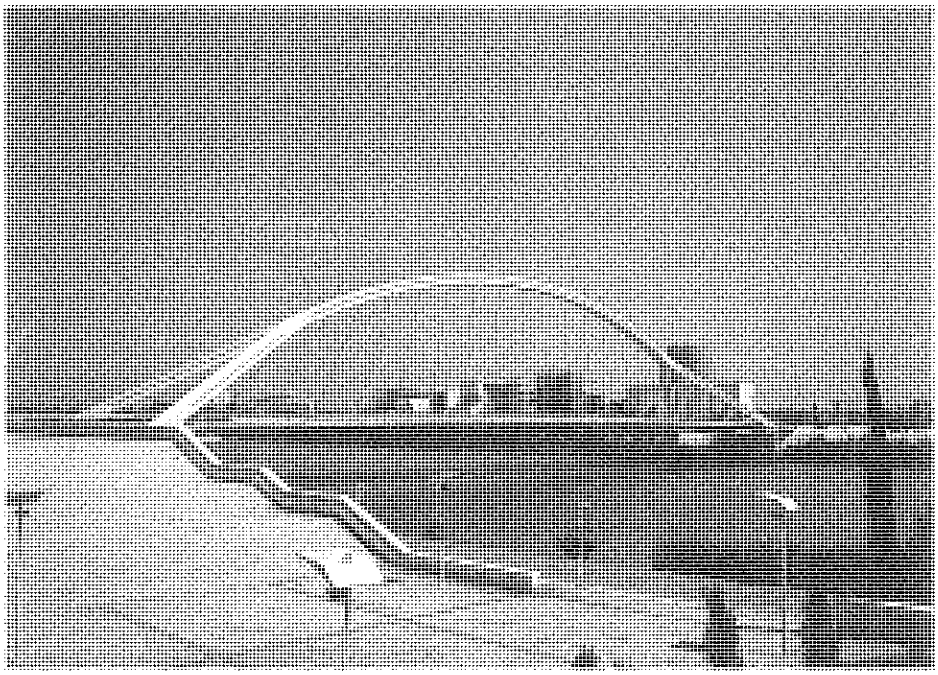


Fig. 4.

JOSE ANTONIO LLOMBART JAQUES

José Antonio Llombart, Ingeniero de Caminos, pertenece a la promoción de 1964, e inició su fructífera y brillante actividad profesional en la empresa constructora Agromán, como proyectista de estructuras de edificación industrial y urbana.

En 1968 se integró en la empresa Caminos y Puertos, colaborando con el profesor Alfredo Páez en el proyecto y construcción de diversos puentes pretensados, para autopista y ferrocarril, cuando esta técnica se hallaba prácticamente en sus inicios. En 1972 colaboró, en Italia, con el profesor Riccardo Morandi en la realización de diversos proyectos de puentes, entre los que hemos de destacar la participación en el concurso internacional, convocado en España, para el proyecto del puente de Rande, en la que ambos ingenieros aportaron una solución en hormigón pretensado.

Tras esta etapa, es nombrado Director de Proyectos y Tecnología en las empresas Caminos y Puertos y Edificios y Obras, donde desarrolla su actividad hasta 1984, año en el que se establece como ingeniero consultor de forma independiente, fundando un estudio de ingeniería en el que actualmente lleva a cabo su labor profesional.

José Antonio ha realizado múltiples y valiosas aportaciones al campo del pretensado, entre las que cabe destacar, en la década de los años 70, numerosos proyectos y puesta a punto de diversos sistemas de construcción de viaductos de gran longitud, caracterizados por su rápida ejecución mediante vigas construidas a pie de obra.

Entre estos proyectos hay que subrayar el Viaducto de Montmeló, que tiene una longitud total de dos kilómetros y medio, así como otros varios en la autopista Vasco - Aragonesa.

En esa década de los 70 desarrolla, además, el proyecto y asistencia a obra de puentes pretensados para carretera y ferrocarril de diversas tipologías, construidos por toda la geografía española y algunos puntos del extranjero, como el puente de Biriatou, en la frontera franco-española.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

Tàmbién fuera de España, desarrolló el proyecto de los viaductos de la autopista 9 de Julio, en Buenos Aires, ejecutados con un sistema de prefabricación integral de tableros, habiéndose construido, en el año 1981, cerca de cinco kilómetros lineales de viaducto. En Argentina ha proyectado también tres puentes, construidos en la municipalidad de Tigre.

Siguiendo con la labor profesional de José Antonio fuera de España, no podemos dejar de citar varios puentes en Medellín, Colombia y un puente de ferrocarril en Irán, que precisamente será objeto de una comunicación en esta Asamblea.

A lo largo de su carrera, ha desarrollado el proyecto y sistemas constructivos de diversos tipos de estructuras pretensadas, como silos, acueductos o depósitos, como el de aguas de Oviedo.

Otra obra que adorna la carrera de José Antonio es el edificio MAPFRE, de Barcelona, que tiene los forjados construidos con tendones no adherentes. **(Figura 1).**

Entre sus realizaciones de puentes de ferrocarril, cabe citar los ocho viaductos del tramo Adamuz - Villanueva, para el tren de alta velocidad Madrid - Sevilla, con tableros construidos por empuje, **(Figura 2)**, y que, en su totalidad, suman cerca de tres kilómetros lineales de tablero.

Los puentes de carretera y pasarelas peatonales de diversas tipologías proyectados por José Antonio, puede decirse que siembran nuestra geografía. Su relación sería demasiado extensa, por lo que vamos a mostrar aquí imágenes gráficas de tan sólo dos de ellos: uno de los puentes en el recinto de la Exposición Universal de Sevilla **(Figura 3)**; y una pasarela sobre la autovía de acceso a Alicante, **(Figura 4)**.

Además, José Antonio es autor de múltiples artículos que han sido publicados por diversas revistas técnicas, entre las que se encuentra la nuestra, "Hormigón y Acero".

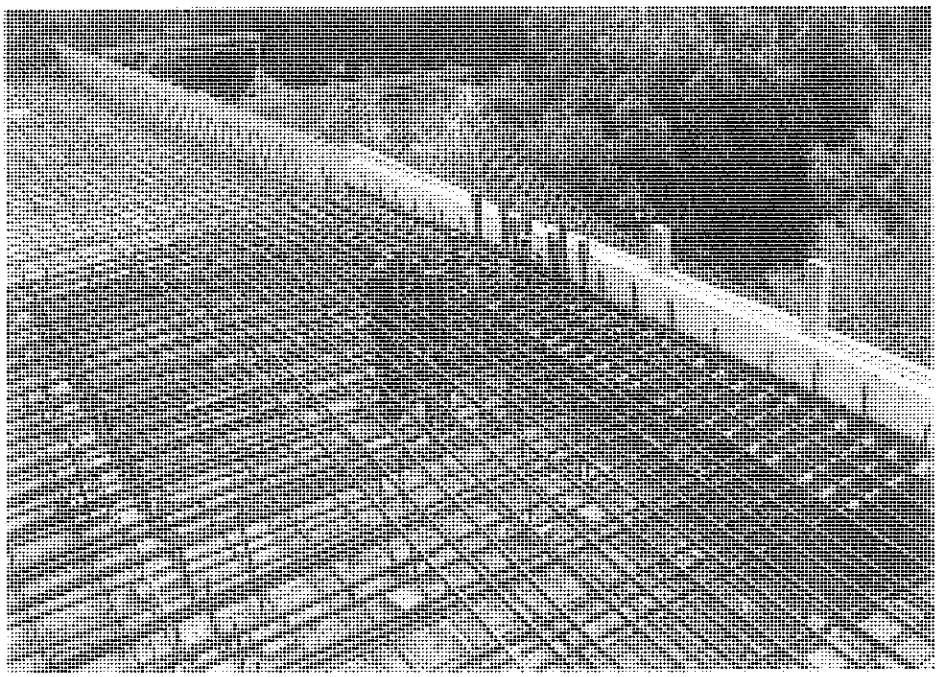


Fig. 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

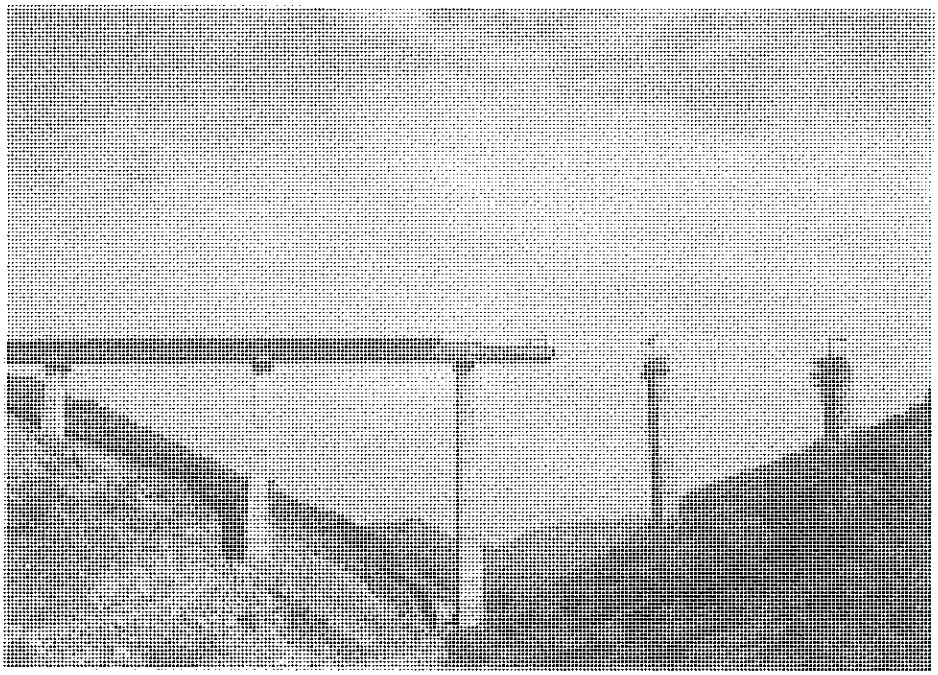


Fig. 2.

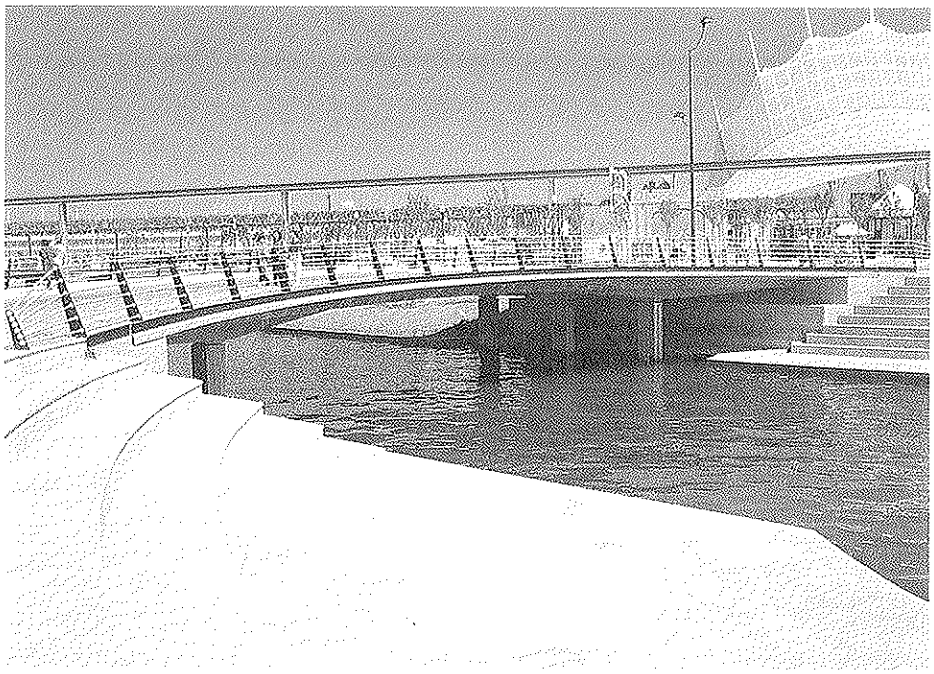


Fig. 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

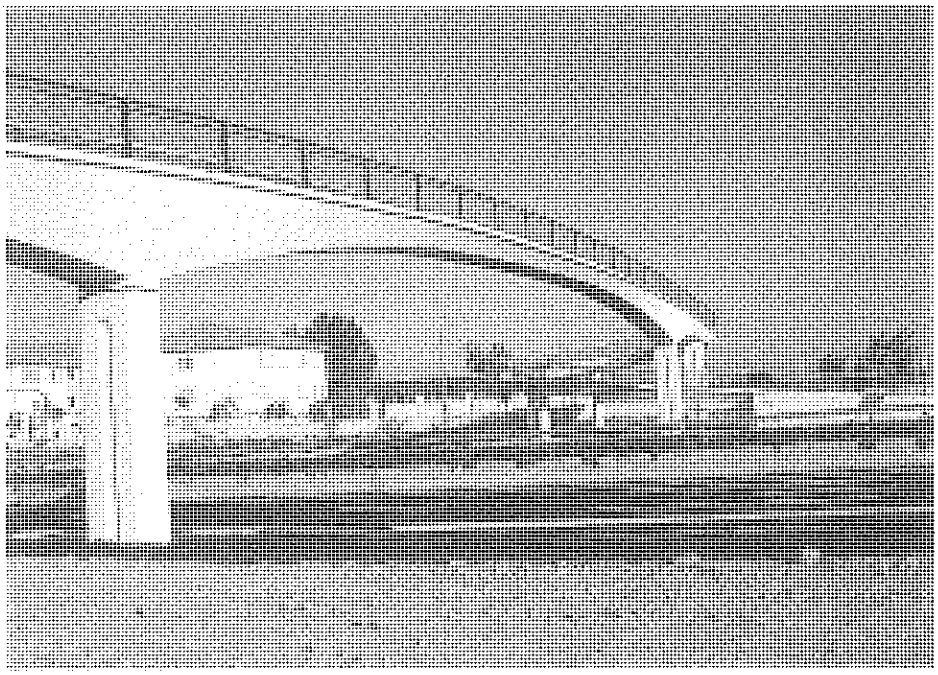


Fig. 4.

SANTIAGO PEREZ-FADON MARTINEZ

Santiago Pérez Fadón, también Ingeniero de Caminos, es de la promoción de 1971. Ya antes de terminar la carrera, se incorpora a la empresa de ingeniería Euroestudios, por aquel entonces recién fundada, para acometer el proyecto de la autopista Bilbao - Behobia, donde desarrolla diversas especialidades, como carreteras, informática, geotecnia y puertos, para, finalmente, decantarse por las estructuras. En dicha empresa permanece hasta 1982. En esta época de formación, participa en el equipo de Juan Herrera, en los puentes y viaductos de los últimos tramos de la autopista San Sebastián - Behobia y después, en la autopista Burgos - Vitoria. En 1982 se integra en la oficina técnica de Ferrovial como responsable de estructuras para obra civil.

En 1984 gana el concurso de proyecto y obra del puente de la Isla de Arosa, **(Figura 1)**. Se trata de un puente continuo, construido sobre una cimbra autolanzable, con apoyo intermedio provisional. El puente no tiene juntas en sus dos kilómetros de longitud, lo que simplificó notablemente la construcción y lo convirtió en récord del mundo de longitud sin juntas. En 1987, el puente de Arosa recibió la mención honorífica del premio Construmat a la mejor obra civil.

En 1986 inicia el proyecto de los viaductos de Horta y Cruzul, **(Figura 2)**, que tienen pilas de basta 90 metros de altura y con los que reintroduce en España la técnica de voladizos con dovelas prefabricadas, que se había ido abandonando en nuestro país debido a una serie de fracasos sonados. El sistema resulta todo un éxito y se repiten las realizaciones por este procedimiento, como el puente sobre el río Arevalillo, en 1987; el puente sobre el río Ebro, en 1988, con el que ya se alcanza una luz de cien metros y canto variable en las dovelas; los viaductos de circunvalación de Gerona, en 1990; o el viaducto del Darro, en Granada, ese mismo año, que también tiene cien metros de luz.

En 1991, aplica el sistema de voladizos con dovelas prefabricadas, a un proyecto con el que se construye un puente para el AVE,

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

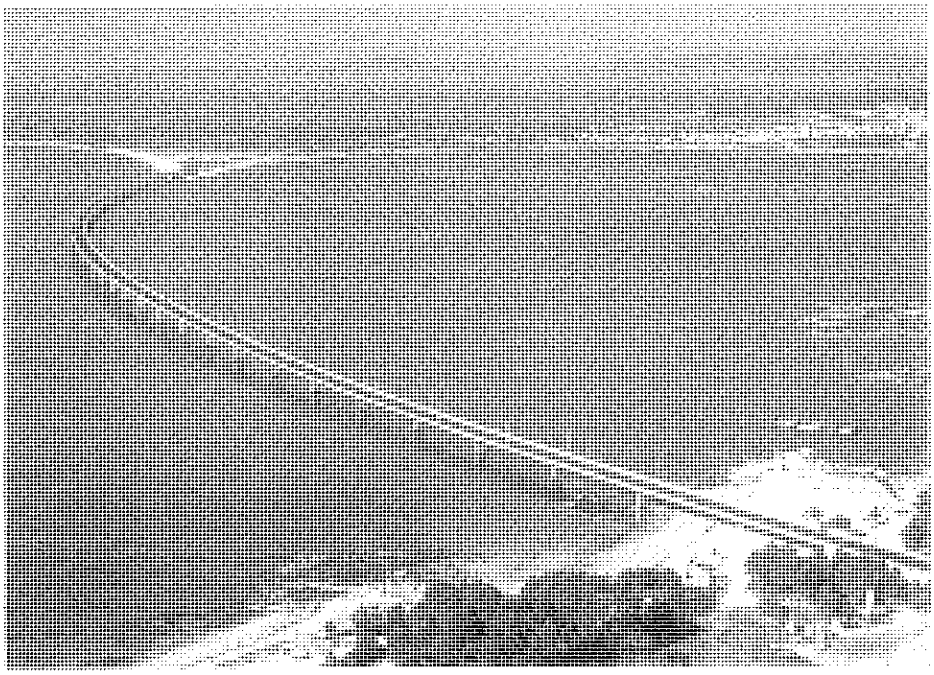


Fig. 1.

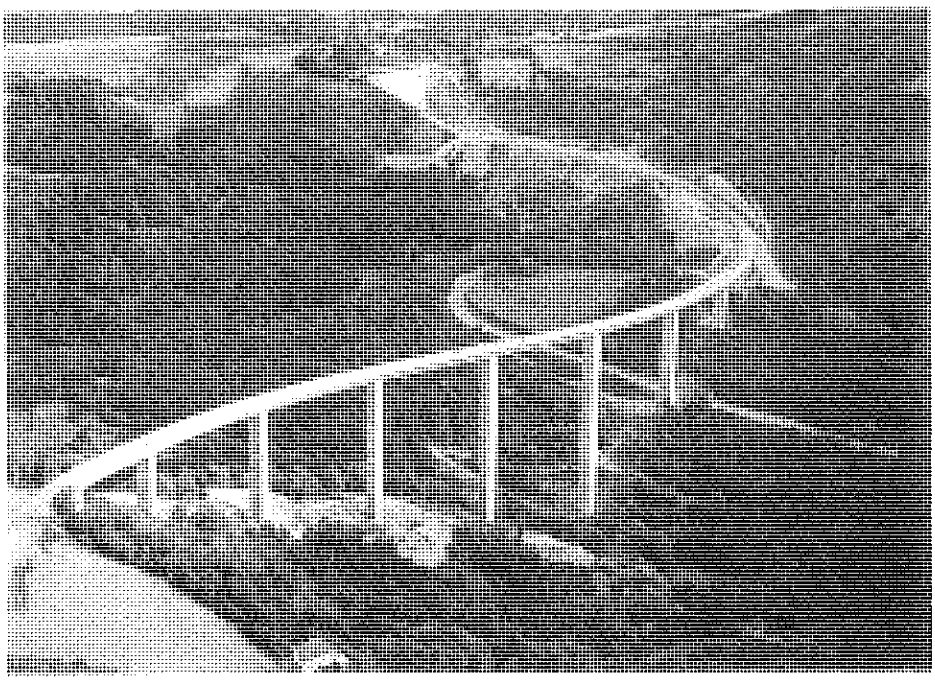


Fig. 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

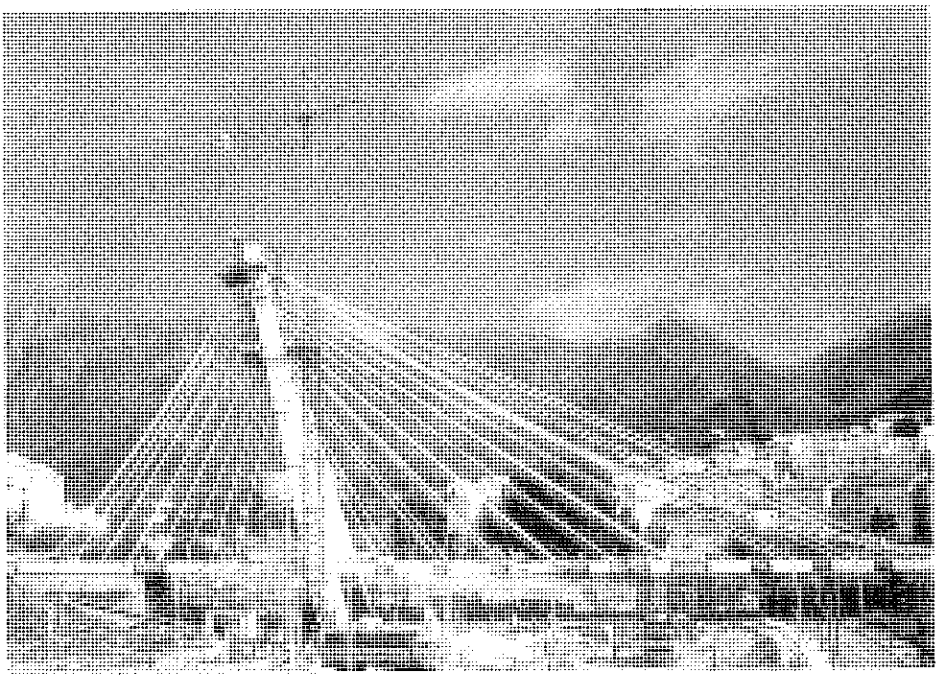


Fig. 3.

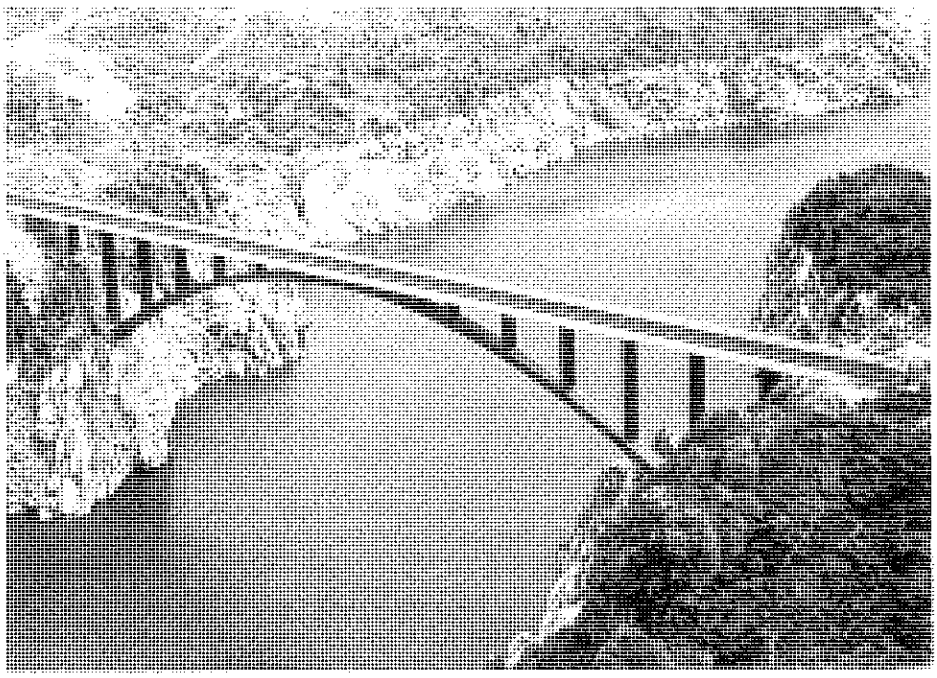


Fig. 4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

sobre el río Guadiana, en la cola del embalse del Vicario; y en 1993 utiliza el pretensado exterior, en conjunción con las dovelas, en el puente de Lekeitio, en Vizcaya.

El manejo de los gatos hidráulicos en los puentes de dovelas prefabricadas fue la base para el lanzamiento y giro de dinteles, que aplicó por primera vez en la variante de Benalmádena y repite después en los viaductos de vigas de otras autovías, como Almería - El Parador. Este proceso recibe, en 1993, la mención honorífica del premio Construmat al mejor procedimiento constructivo.

En 1995, todavía dentro de las aplicaciones de las dovelas prefabricadas, proyectó y construyó, para las autovías gallegas, un puente sobre el río Miño, con dovelas colocadas sobre cimbra. Esta es la primera realización en España de este tipo y fue objeto de una comunicación en la Asamblea. Por el mismo sistema tiene un proyecto, actualmente en construcción, con la cimbra por encima del tablero. La novedad es que las dovelas son mixtas, con almas de acero y forjados de hormigón.

También ha proyectado varios puentes atirantados, como el de Marbella, en 1989, **(Figura 3)** en el que se emplearon, por primera vez en el mundo, los tirantes de cordones monoprotegidos, en color blanco, sin vaina colectiva: la Pasarela del Mazo, en Barajas, Madrid, en 1990; o la de Archena, en Murcia, en 1996.

En los últimos tiempos ha proyectado varios puentes mixtos, como el de Soneja, de 1993; el de Almansa - Alcudia, de 1994; el de La Orotava, de 1995; y, finalmente, los arcos mixtos de Santiago de Compostela y Ricobayo, en 1994.

El arco mixto de Ricobayo, **(Figura 4)**, es el primero de esa envergadura, 168 metros de luz, que está construido por voladizos, con diagonales pretensadas. Su resultado estético, siempre subjetivo, se puede juzgar por la imagen.

Su primer artículo, sobre el puente de Arosa, vio la luz en el año 1987, en la Revista de Obras Públicas, a cuyo Comité de redacción pertenece en la actualidad. A partir de ahí, ha publicado numerosos trabajos en revistas nacionales e internacionales, muchos de ellos en nuestra revista "Hormigón y Acero", a cuyo Comité de redacción también pertenece.

Además, ha dirigido una colección de vídeos sobre puentes singulares proyectados por él mismo y construidos por Ferrovial. En la actualidad, esta colección cuenta ya con ocho ejemplares y hay uno más en preparación.

Su larga carrera profesional se completa con su pertenencia a numerosas Organizaciones Técnicas de estructuras y con trabajos en varias Comisiones de las mismas; intervenciones en los Grupos nacionales que estudian los Eurocódigos; y pertenencia a la Comisión Internacional de Proyectos, de la FIP. Pero de lo que dice sentirse más orgulloso es de haber coordinado el Grupo de trabajo que ha dado como resultado el último libro de la colección de Recomendaciones de la ATEP, sobre el pretensado exterior, que fue editado el pasado mes de septiembre.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

457-8-190

Microprobetas testigo de hormigón endurecido ¿son representativas?

Francisco Hostalet Alba
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Lluís Aranda Cabezas
I. Técnico C. Civiles e Hidrología
INTEMAC

1. INTRODUCCION

La estimación de la resistencia a compresión del hormigón colocado en diversos tipos de elementos estructurales es acometida, por lo general, mediante la extracción -para su posterior preparación y ensayo a compresión- de probetas testigo de hormigón endurecido.

Las prescripciones contenidas en las normas y recomendaciones internacionales (incluyendo las Españolas) sobre probetas testigo de hormigón endurecido, insisten en que el diámetro de la probeta testigo es una de las variables que más pueden afectar al resultado obtenido en el ensayo, recomendando la utilización de diámetros iguales o superiores a 75 mm o 100 mm (dependiendo de la Normativa de que se trate).

Sin embargo, son numerosas las ocasiones en las que se hace necesario la utilización de probetas testigo de diámetros inferiores a 50 mm, incluso del orden de 20 a 30 mm, sin que se tenga información plenamente válida, hasta estos momentos, de su representatividad, es decir su correspondencia con los testigos de diámetros convencionales, ni de cómo quedan afectados los valores obtenidos en el ensayo a compresión de estos "microtestigos" por variables tales como:

- Relación entre el diámetro del microtestigo (ϕ 20 a 30 mm) y el tamaño máximo del árido.
- Coeficientes de corrección por esbeltez, que se deben utilizar en estos casos.
- Dirección de extracción, en relación con la de hormigonado de la pieza.
- Estado de humedad del microtestigo en el momento de ser ensayado.

Es de interés apuntar que, en los últimos años, se vienen utilizando microprobetas testigo de hormigón endurecido, para, tras su ensayo a compresión, caracterizar las propiedades resistentes del hormigón colocado en viguetas de forjados que fueron fabricadas con cemento aluminoso.

Las microprobetas se extraen habitualmente del alma de dichas viguetas (espesor de 2 a 4 cm) con objeto de evitar la concentración de armaduras del ala inferior. La incógnita que queda por despejar es si los resultados que se obtienen en este ensayo son suficientemente representativos de la calidad del hormigón, en términos de su comparación con los que se obtendrían en testigos de diámetros convencionales ($\phi \cong 100$ mm) y, en todo caso, si quedan o no del lado de la seguridad, ante un análisis de seguridad de la estructura que se está estudiando.

La investigación realizada hasta estos momentos sobre las probetas testigo que podríamos denominar como de "pequeño diámetro", ($40 \leq \phi \leq 50$ mm) puede ser

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

calificada como de muy escasa y realizada, íntegramente, en condiciones de laboratorio. La realizada sobre las "microprobetas testigo" ($20 \leq \phi \leq 30$ mm) es más reducida todavía.

No obstante, se dá la circunstancia de que, en la actualidad, algunos investigadores con amplia experiencia en lo que denominamos Ensayos de Información del hormigón, aducen "a priori" ciertas ventajas en la utilización de este tipo de testigos, como son:

- Pueden utilizarse máquinas o sondas de extracción de menor potencia y, por tanto, de menor coste de adquisición y/o amortización.
- Es más fácil evitar el corte de armaduras en la operación de extracción.
- En estructuras en servicio, el daño causado al elemento estructural al obtener el testigo, es menor.
- En numerosas ocasiones, es prácticamente inabordable obtener probetas testigo de diámetros convencionales (ϕ 100 a 150 mm), bien motivado por el pequeño espesor del elemento estructural que se investiga, (que condicionaría la esbeltez mínima en el ensayo) bien debido a la fuerte cuantía de armadura presente en la zona de extracción.

Podría pensarse, además, que la utilización de un número elevado de probetas testigo de pequeño diámetro, o de microtestigos, permitiría una mejor evaluación de la calidad del hormigón, en una zona determinada de la estructura, que si se decide abordar la investigación con un número reducido de testigos de diámetros convencionales. A este respecto, se hace notar que si se extraen y ensayan doble número de probetas testigo de 50 mm que de 100 mm, solo se utiliza, en total, un 25% del volumen de hormigón de la estructura (para esbelteces constantes) del que se utiliza para diámetros ϕ 100 mm.

Los principales factores que pueden comportar diferencias apreciables de resultados al investigar con microtestigos frente a diámetros convencionales, son los siguientes:

a) Efectos del tamaño (efecto escala) del microtestigo, en el sentido de que, en general, el valor de la resistencia a compresión -para una determinada esbeltez- aumenta al disminuir el diámetro, pero las dispersiones se incrementan, proporcionalmente, en mayor medida.

Por otra parte, es importante tener en cuenta que, en los ensayos sobre microtestigos, una gran parte del volumen de hormigón que se ensaya a compresión está situada cerca de la superficie lateral del testigo. Consecuentemente, la resistencia a compresión puede quedar reducida, debido a la creciente influencia, en estos casos, del efecto pared, y por ello, el aumento de resistencia esperable al ensayar testigos de pequeños diámetros puede ser claramente neutralizada (o disminuida frente a diámetros convencionales) por el posible "nivel de daño" causado al microtestigo durante las operaciones de extracción y corte.

El efecto del "nivel de daño" parece ser superior, según la investigación desarrollada hasta estos momentos, a medida que es superior el nivel de resistencia del hormigón investigado. Adicionalmente, los microtestigos obtenidos de hormigones fabricados con cemento aluminoso, parecen presentar mayores niveles de dispersión de resultados del ensayo, que los cementos portland, lo que implicará, sin duda, un descenso apreciable de los niveles de precisión en la estimación del parámetro de resistencia del hormigón que se investiga.

b) Efecto del corte de microprobetas. La relación entre el área que sufre el corte y el volumen de la probeta testigo (para una determinada esbeltez) aumenta a medida que disminuye el diámetro del testigo, por lo que el posible daño causado al testigo en las operaciones de extracción y corte es mayor, enlazando con lo comentado en el punto anterior.

Autores como Neville (11), Malhotra (9) y el informe de Concrete Society (14) situan

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

el nivel de daño entre un 5% a 7% de descenso de resistencia, para diámetros normales, mientras que para microtestigos o niveles de resistencia del hormigón superiores a 350 Kp/cm^2, el porcentaje de reducción de resistencia puede verse incrementado hasta un 15 a 20%.

c) Relación entre el diámetro del microtestigo y el tamaño máximo del árido del hormigón o del incluido en el microtestigo que se ensaya. Las normas y recomendaciones internacionales apuntan a valores mínimos de 3 para ésta relación. Para valores inferiores, las dispersiones obtenidas pueden invalidar los resultados.

Debe de tenerse presente -a este respecto- que para el caso de microtestigos, puede ocurrir que, en realidad, se esté ensayando a compresión (dependiendo de la posición y orientación de los áridos de mayor tamaño) el árido y no el hormigón en sí mismo.

La investigación realizada apunta a que -salvo que se utilicen en la investigación un elevado número de microtestigos- los niveles de precisión en la estimación in situ de la resistencia a compresión, pueden caer hasta la cuarta parte de los que se obtendrían con diámetros convencionales.

d) Coeficientes de corrección por esbeltez. No se conoce, a ciencia cierta, si los coeficientes de corrección por esbeltez que se incorporan en las diferentes normativas, para diámetros convencionales, son aplicables al caso de microtestigos. Sin embargo, la investigación más reciente apunta a que:

- Los coeficientes de corrección adoptados por la normativa española (7), son excesivamente conservadores para los rangos inferiores ($1,1 \leq \lambda \leq 1,50$), en el caso de diámetros convencionales, frente a normativas más avanzadas (2), basadas en la investigación internacional más reciente.

- Estos coeficientes no tienen en cuenta el nivel de resistencia del hormigón que se investiga o el grado de humedad del testigo en el momento del ensayo, aspectos ambos que deberían de considerarse (sobre todo el primero) por su decisiva influencia.

- Para el caso de microtestigos, la investigación realizada hasta este momento, indica que la corrección por esbeltez debería ser superior (coeficientes de corrección menores) que la publicada en las diferentes normativas.

e) La dirección de extracción, en relación con la de hormigonado, no parece influir de forma importante en el tratamiento separado de testigos convencionales o microtestigos.

2. PLAN DE ENSAYOS

Con objeto de obtener información sobre el comportamiento y grado de representatividad del ensayo a compresión de microprobetas testigo de hormigón endurecido, el Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC), ha llevado a cabo una investigación experimental sobre hormigones que se colocan en viguetas prefabricadas de hormigón, y sobre el hormigón colocado en pilares de una estructura real.

2.1. Hormigones de central de prefabricación de viguetas

La investigación ha sido llevada a cabo en la central de prefabricación de Prefabricados Porqueras, ubicada en Castellbisbal (Barcelona).

El Plan de ensayos desarrollado ha pretendido obtener información sobre la influencia del nivel resistente del hormigón, en el comportamiento y representatividad de microtestigos de ϕ 25 mm, frente a los más convencionales de ϕ 100 mm y frente a los resultados del ensayo a compresión de probetas moldeadas ϕ 150 x 300 mm, con curado normalizado. Aunque también se ha aprovechado la investigación para estudiar otras variables, para esta comunicación se han seleccionado los resultados mencionados más arriba.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

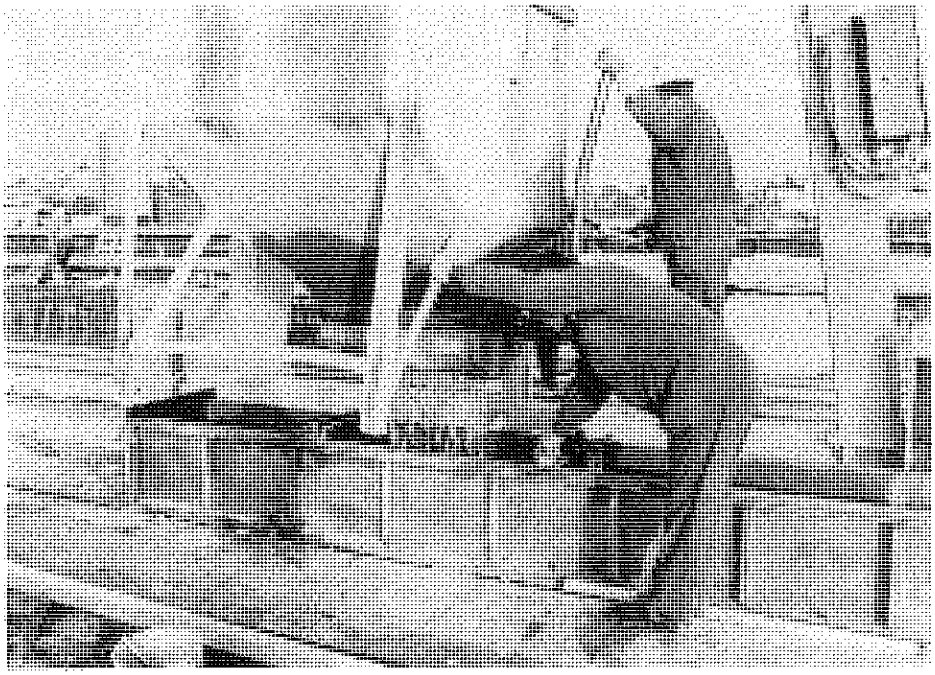


Foto n° 1.

Así pues, en paralelo con el hormigonado de las piezas de mercado (viguetas de hormigón armado y de hormigón pretensado), se tomaron muestras suficientes, de quince (15) amasadas, de hormigón de 200 Kp/cm^2 de resistencia característica, (viguetas de hormigón armado), y de quince amasadas, de hormigón de 400 Kp/cm^2 de resistencia característica (viguetas pretensadas).

El tipo de cemento con que se fabrican estos hormigones es el 1-45, con tamaño máximo del árido de 6 mm. La dosificación del hormigón es automática, utilizándose una amasadora de eje vertical. De cada amasada seleccionada al azar de entre las diversas que se fabricaban en un día laborable cualquiera, se tomaba muestra suficiente para fabricar:

- Dos (2) probetas cilíndricas ϕ 150 x 300 mm, para curado en condiciones normalizadas y ensayo a compresión a 28 días.

- Dos (2) probetas cilíndricas ϕ 150 x 300 mm, para curado en condiciones de obra (a la intemperie en la Central de Prefabricación) y ensayo a compresión a 28 días.

- Dos (2) probetas cilíndricas ϕ 150 x 300 mm, para curado en condiciones normalizadas y ensayo a compresión a 60 días.

- Un (1) bloque prismático, de dimensiones 80 x 40 x 40 cm, para extraer del mismo probetas testigo. La dirección de extracción fué, en todos los casos, perpendicular a la de hormigonado. En la foto n° 1 puede observarse el proceso de hormigonado de uno de los bloques.

La compactación del hormigón se realizó mediante un vibrador de aguja. De cada bloque se obtuvieron, a los 26 ó 27 días, los siguientes testigos:

- 1 de ϕ 100 mm
- 2 de ϕ 50 mm
- 3 de ϕ 25 mm

que se ensayaron a compresión, tras su preparación en laboratorio, a la edad de 28 días, ensayándose en estado seco (natural).

Del mismo bloque, a la edad de 56 a 57 días, se obtuvieron también:

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

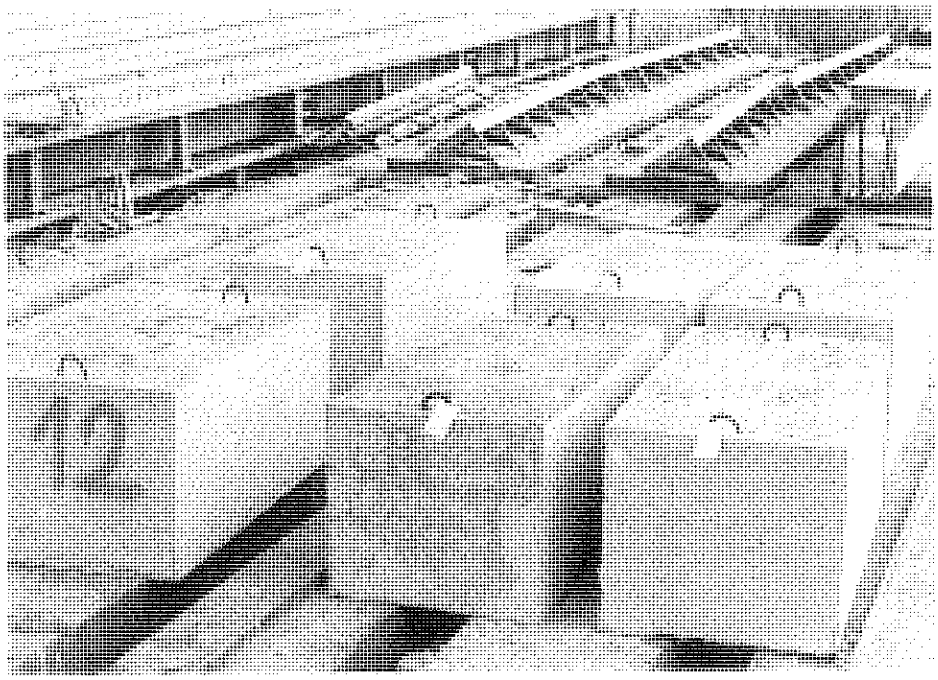


Foto n° 2.

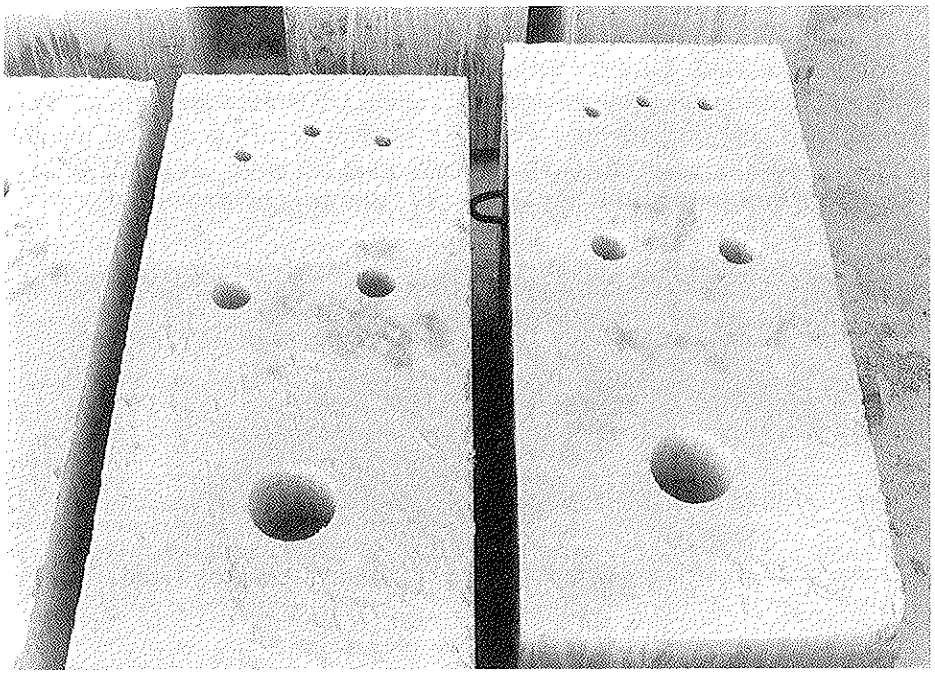


Foto n° 3.

- 1 de ϕ 100 mm
- 2 de ϕ 50 mm
- 3 de ϕ 25 mm

para su ensayo a compresión a 60 días de edad, ensayándose, asimismo, en estado seco (natural).

En todos los casos, la extracción del testigo se realizó de modo que la zona del mismo que se ensayaba a compresión perteneciera al núcleo central de la pieza, con objeto de evitar el hormigón más superficial.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

En las fotos n°s 2 y 3 pueden observarse los bloques ya hormigonados y referenciados (Bloques H1 a H15 y P1 a P15) y otros bloques en los que ya habían sido obtenidos los testigos para ensayo a 28 días.

Una vez extraídas las probetas testigo eran trasladadas al laboratorio de INTEMAC, en Sant Just Desvern (Barcelona), para proceder a su preparación y ensayo, de acuerdo con la normativa UNE 83302-84, UNE 83303-84 y UNE 83304-84. Al respecto del tallado, comprobación de las tolerancias de paralelismo y perpendicularidad y refrentado con mortero de azufre, se tomaron medidas especiales para los microtestigos de ϕ 25 mm, fabricándose un plato refrentador especial para este tipo de probetas (véase foto n° 4).

Por otra parte, tras las operaciones de tallado, se comprobó que las microprobetas se encontraban con las caras sin roturas de áridos o descantillados que las invalidaran para el ensayo, con la esbeltez mínima prevista en la normativa UNE correspondiente. Aunque es conocido que las microprobetas testigo pueden necesitar correcciones, por esbelteces diferentes a las previstas en nuestra norma UNE, al no disponer de investigación Española al respecto, se ha optado por aplicar las publicadas en la norma UNE. La fotografía n° 5 muestra un microtestigo, de ϕ 25 mm, ya ensayado a compresión entre los platos de la prensa de 20 t utilizada para su ensayo.

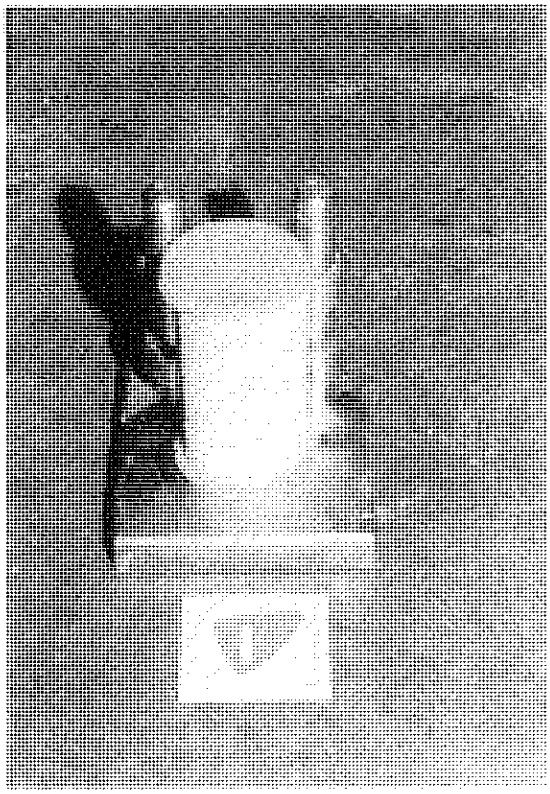


Foto n° 4.

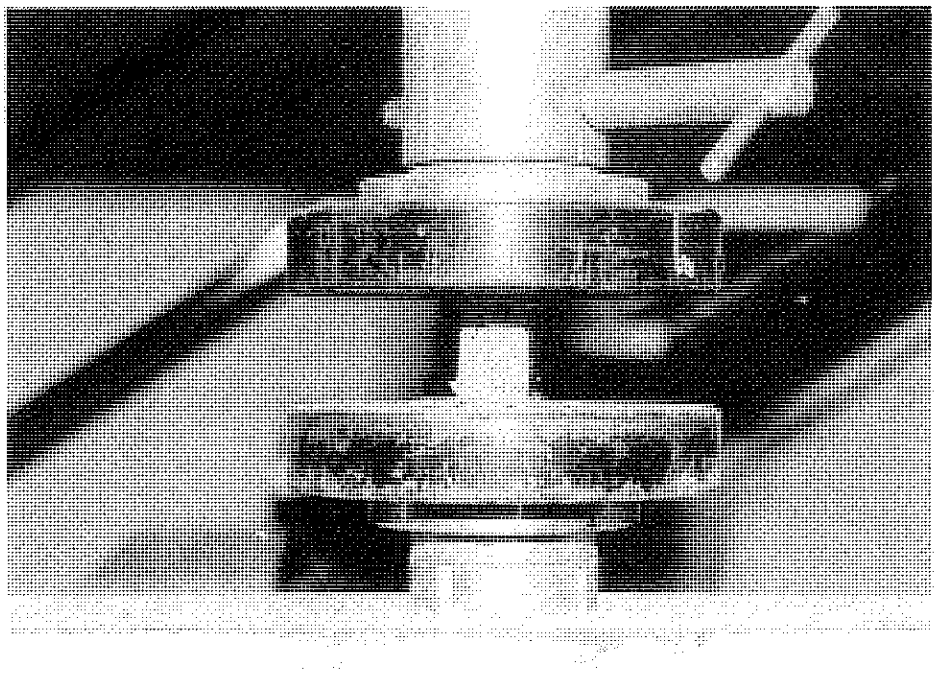


Foto n° 5.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

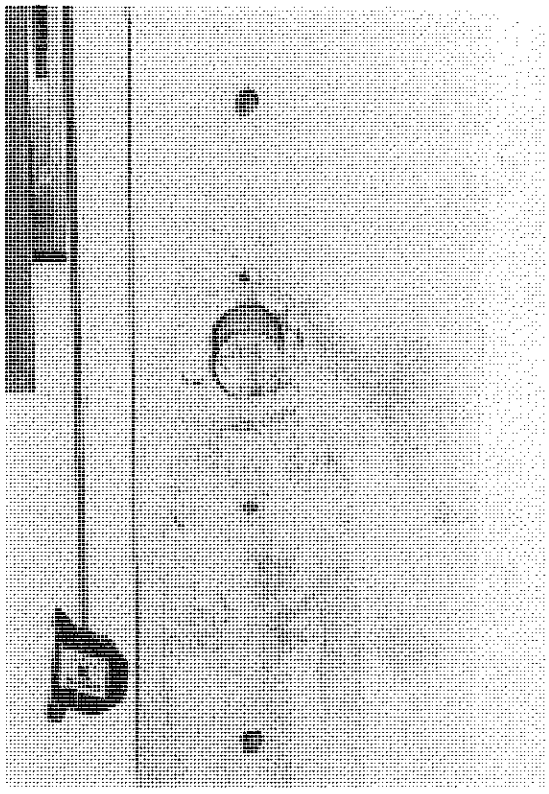


Foto n° 6.

2.2. Hormigones procedentes de pilares de una estructura real

En este caso, se investigó sobre pilares de la estructura del bloque n° 80 del Polígono de "La Pau", de Barcelona, que iba a ser demolido con posterioridad a esta investigación.

Se seleccionaron cuatro (4) pilares de cada planta que se investigó, de tal modo que se obtuviera información en plantas inferiores, medias y superiores. (Plantas 1ª, 2ª, 5ª, 8ª, 9ª, 14ª y 15ª). De cada pilar seleccionado se procedió a la extracción -en la zona media del fuste- de un testigo de ϕ 100 mm; y separados 35 cm del eje vertical del testigo de ϕ 100 mm, se obtuvieron dos (2) microtestigos de ϕ 25 mm. (Véase fotografía n° 6).

Se desconoce la composición del hormigón investigado en este caso, al tratarse de una estructura antigua, aunque tras los consiguientes ensayos en laboratorio, ha podido constatarse que se trata de un hormigón con elevados valores de dispersión, en cuanto a sus características de resistencia a compresión. Asimismo, ha podido determinarse que su tamaño máximo de árido está sobre 12 mm.

Por otra parte, del total de 56 microprobetas testigo extraídas de pilares, han resultado no aptas para su ensayo a compresión 14 de ellas, ya que resultaron dañadas en el proceso de extracción o de posterior tallado en sus caras o en su canto. En la gran mayoría de

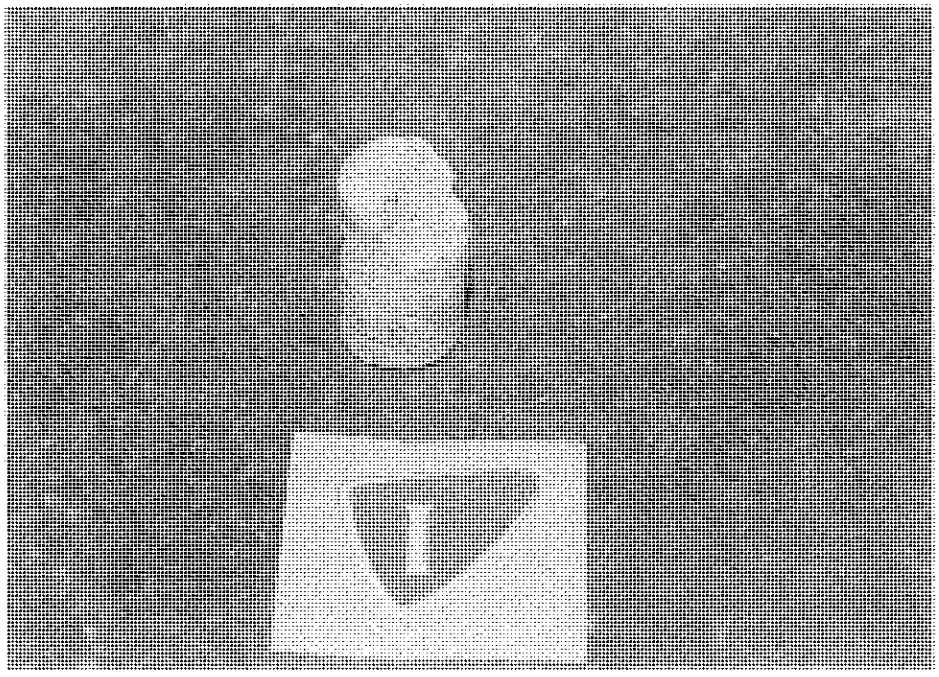


Foto n° 7.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

los casos, el árido quedaba desvinculado de la masa de hormigón, lo que ha invalidado la utilización de estas microprobetas, por condicionantes de esbeltez mínima o por mantenimiento de su sección transversal. La fotografía n° 7 representa uno de los defectos típicos, encontrados tras el intento del tallado en laboratorio.

3. RESULTADOS OBTENIDOS

Para mayor brevedad de exposición y facilidad de lectura, los resultados obtenidos –para los diferentes parámetros investigados– se han agrupado a modo de tablas, diferenciándose las dos líneas de investigación.

Como complemento de la información tabulada, se presentan también –a modo de ejemplo– algunos de los tratamientos estadísticos llevados a cabo para analizar los resultados, en los casos que se han considerado más importantes. Nos estamos refiriendo a histogramas, gráficos de correlación, distribución de poblaciones de errores relativos... etc.

3.1. Hormigones de central de prefabricación de viguetas

En las tablas 1 y 2 se presentan los resúmenes de los parámetros estadísticos más significativos de la población de resultados obtenidos en el ensayo a compresión de probetas moldeadas con curado normalizado (a 28 y 60 días) y de probetas testigo ϕ 25 mm y ϕ 100 mm (a 28 y 60 días).

El significado de las abreviaturas utilizadas es el siguiente:

PMCC = Probetas moldeadas con curado en cámara
ϕ 100 = Testigos 100 mm de diámetro
ϕ 25 = Microtestigos de 25 mm de diámetro
n = n° de resultados individuales válidos considerados en el análisis estadístico.
s = Desviación típica o estandar (Kp/cm^2)
$\bar{x}$ = Valor medio (kp/cm^2)
δ = Coeficiente de variación

TABLA 1.
Hormigón f_{ck} = 200 Kp/cm^2. Análisis de valores individuales

EDAD (días)	PMCC				ϕ 25 mm				ϕ 100 mm			
	n	$\bar{x}$	s	δ	n	$\bar{x}$	s	δ	n	$\bar{x}$	s	δ
28	15	283	31	0,11	45	211	36	0,17	15	256	33	0,13
60	15	319	30	0,09	45	246	42	0,17	15	297	36	0,12

TABLA 2.
Hormigón f_{ck} = 400 Kp/cm^2. Análisis de valores individuales

EDAD (días)	PMCC				ϕ 25 mm				ϕ 100 mm			
	n	$\bar{x}$	s	δ	n	$\bar{x}$	s	δ	n	$\bar{x}$	s	δ
28	15	448	66	0,15	45	284	56	0,20	15	403	43	0,11
60	15	483	60	0,12	45	339	65	0,19	15	457	49	0,11

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

TABLA 3
Hormigón f_{ck} = 200 Kp/cm². Análisis de valores de las ratios de resistencias a compresión

EDAD (días)	ϕ 25/PMCC				ϕ 25/ϕ 100				ϕ 100/PMCC			
	n	$\bar{x}$	s	δ	n	$\bar{x}$	s	δ	n	$\bar{x}$	s	δ
28	44	0,75	0,13	0,17	44	0,83	0,13	0,16	15	0,90	0,07	0,08
60	45	0,77	0,11	0,14	45	0,83	0,12	0,14	15	0,93	0,05	0,05

TABLA 4.
Hormigón f_{ck} = 400 Kp/cm². Análisis de valores de las ratios de resistencias a compresión

EDAD (días)	ϕ 25/PMCC				ϕ 25/ϕ 100				ϕ 100/PMCC			
	n	$\bar{x}$	s	δ	n	$\bar{x}$	s	δ	n	$\bar{x}$	s	δ
28	45	0,64	0,12	0,18	45	0,71	0,13	0,18	15	0,91	0,07	0,07
60	45	0,71	0,14	0,19	45	0,75	0,14	0,19	15	0,95	0,06	0,07

En las tablas nºs 3 y 4 se presentan, convenientemente tabulados, los parámetros estadísticos más significativos encontrados para las ratios entre las resistencias a compresión –para 28 y 60 días de edad– en probeta testigo y moldeada con curado normalizado. A dicho efecto, los microtestigos se han relacionado con:

- Las probetas moldeadas con curado normalizado, con objeto de comprobar en qué medida podrían suponer un estimador válido de la resistencia potencial del hormigón de la estructura. (Para tamaños máximos de árido de 6 mm).

- Las probetas testigo de ϕ 100 mm, para observar el grado de desviación –para este tipo de hormigones colocados en viguetas prefabricadas– respecto a los resultados que se obtienen en los testigos convencionalmente adoptados en la normativa Española e Internacional.

Los valores medios de las ratios que se presentan en las tablas nºs 3 y 4, se han obtenido al ensayar los testigos en estado seco. Si se tuvieran que comparar testigos saturados, con probetas moldeadas con curado normalizado, los valores medios de las ratios, para ϕ 25/PMCC y ϕ 100/PMCC, podrían verse disminuidos –de acuerdo con la bibliografía existente– en valores cercanos a un 10%.

La representación gráfica de los valores individuales de esas ratios, a 28 días de edad, queda reflejada en las figuras nº 1 y 2.

Asimismo, en la figura nº 3 se representa, a modo de ejemplo ilustrativo, el histograma de distribución de frecuencias de los valores encontrados, a 60 días, para hormigones de f_{ck} = 400 Kp/cm², de la ratio ϕ 25 / ϕ 100.

De forma complementaria, para las poblaciones de resultados obtenidos en el ensayo a compresión de los diversos tipos de probetas investigados, se ha realizado un estudio de regresión entre dos (2) variables, aplicando el método de los mínimos cuadrados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

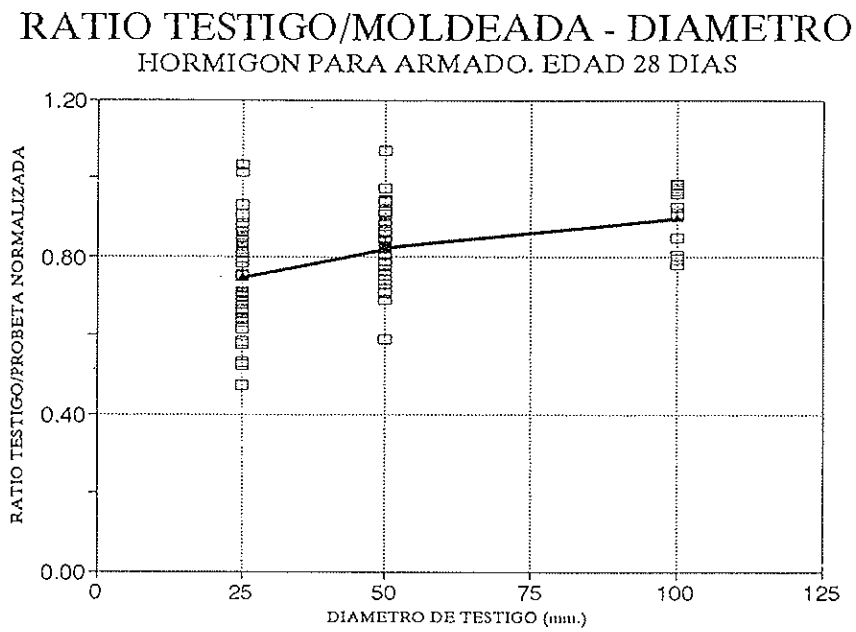


Fig. 1.

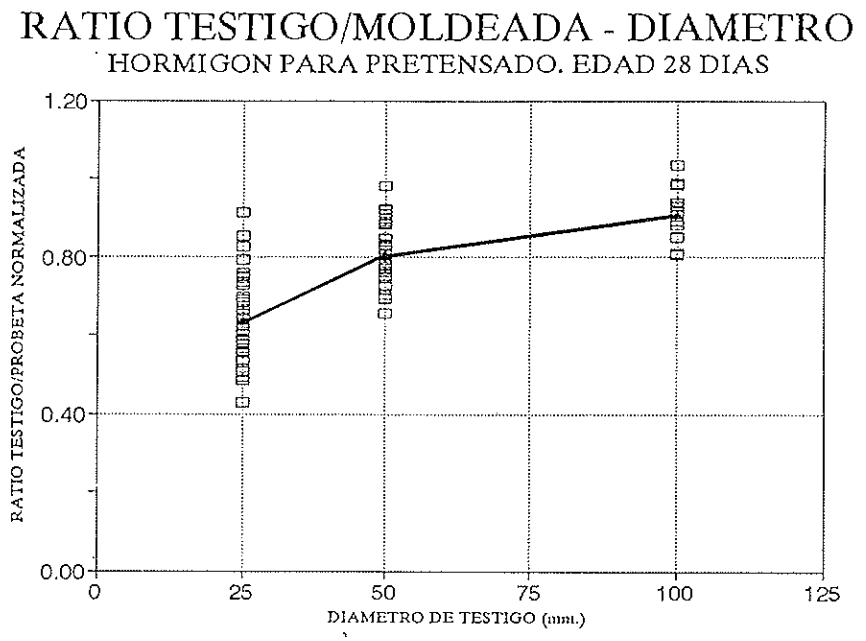


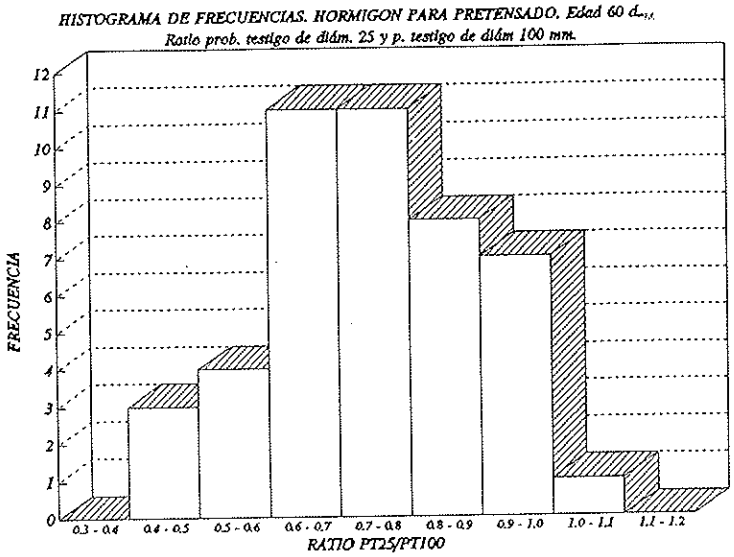
Fig. 2.

Se ha pretendido con ello un doble objetivo:

- En primer lugar, comprobar si podía ser establecida una correlación válida o aceptable entre los resultados obtenidos en el ensayo con microtestigos, y testigos convencionales o probetas normalizadas. (Para cada nivel de resistencia del hormigón). Para ello, se han agrupado en un mismo análisis los resultados obtenidos a 28 y 60 días.

- En segundo lugar, caso de obtener correlaciones válidas (teniendo en cuenta el coeficiente de correlación y el

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025



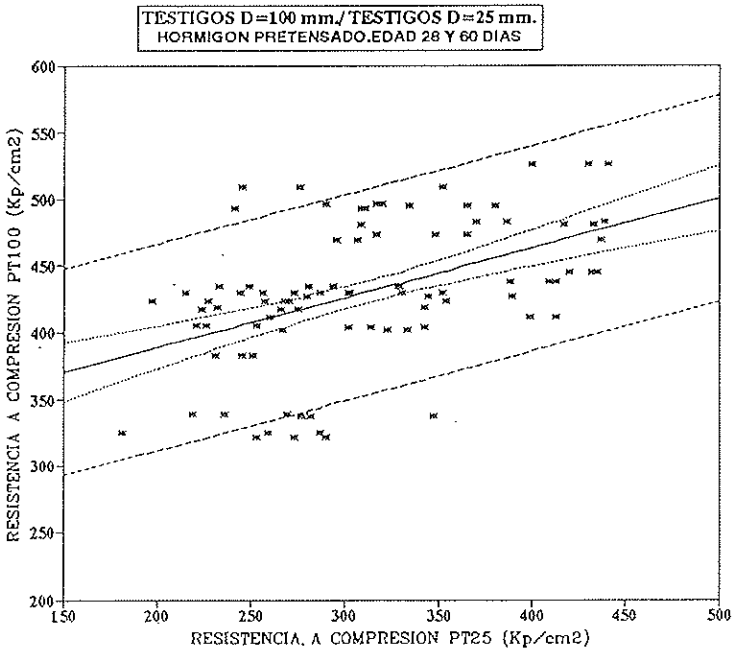
n = 45

Media = 0,75

Desviación standard = 0,14

Coeficiente de Variación = 0,19

Fig. 3.



Ecuación de la correlación : $f_{c,PT100} = 314,680 + 0,372\, f_{c,PT25}$

Coeficiente de correlación (r) = *0,4686*

Cuadrado del coeficiente de correlación (r^2) = *0,219*

Intervalo de valores con un N. C. de un 90 % = $\pm$ *77 Kp/cm²*.

Fig. 4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

TABLA 5
Niveles de precisión N.C 50%

Nivel de resistencia (F_{ck})	Variables correlacionadas (28 + 60 días)	$\bar{\epsilon}_r$(%)	$S_{\epsilon r}$(%)	Límites del intervalo que contiene el 90% de la población de errores relativos
H. Armado (200 Kp/cm²)	PMCC/ϕ 25 (n=89)	+ 1,04	10,50	-16,18% a + 18,26%
	ϕ 100/ϕ 25 (n=89)	+ 1,48	12,55	-19,10% a + 22,06%
	PMCC/ϕ 100 (n=30)	+ 0,33	5,38	-8,5% a + 9,2%
H. Pretensado (400 Kp/cm²)	PMCC/ϕ 25 (n=90)	+ 1,70	13,97	-21,21% a + 24,61%
	ϕ 100 / ϕ 25 (n=90)	+ 1,26	11,78	-18,05% a + 20,57%
	PMCC/ϕ 100 (n=30)	+ 0,58	7,36	-11,48% a + 12,65%

número de parejas de valores que se introduce en el análisis), aprovechar esas regresiones para obtener el nivel de precisión con que las microprobetas testigo de ϕ 25 mm estiman la resistencia a compresión del hormigón, obtenida en base a testigos convencionales (ϕ 100 mm) o a las probetas moldeadas (ϕ 150 x 300 mm) con curado normalizado.

En todos los casos analizados, para los dos niveles resistentes del hormigón investigado, se han obtenido regresiones aceptables, de tipo lineal. En la figura n° 4 se representa, a título de ejemplo, la regresión obtenida para hormigones colocados en viguetas pretensadas (a 28 + 60 días) para los resultados en microtestigos ϕ 25 mm y testigos de ϕ 100 mm.

Aprovechando las regresiones calculadas (válidas todas ellas para este tipo de hormigones, con tamaño máximo del árido 6 mm), se han calculado los niveles de precisión con que el ensayo a compresión a través de microtestigos, estima la resistencia de ese mismo hormigón en probeta testigo convencional o en probeta moldeada con curado normalizado.

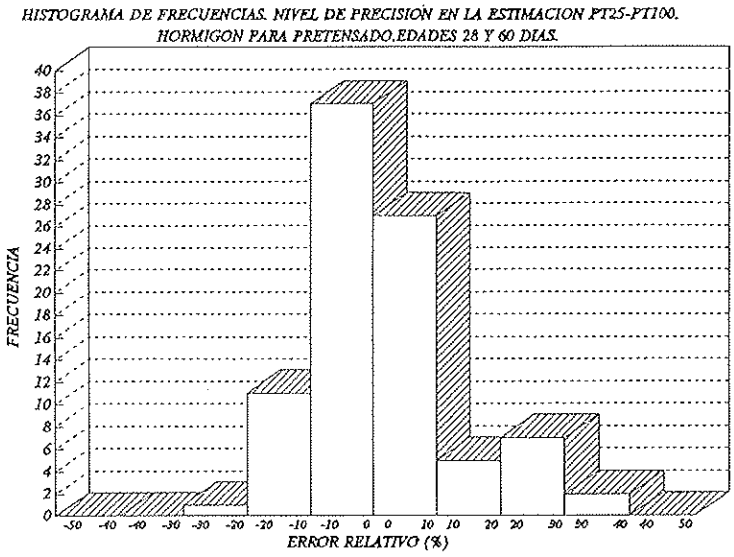
Como nivel de precisión se ha tomado, en cada caso diferenciado, el intervalo que contiene el 90% de la población de errores relativos cometidos en la estimación del valor resistente del hormigón a través del ensayo de microtestigos. En la tabla n° 5 se incorpora el resumen de resultados obtenidos, y en la figura n° 5 se representa, gráficamente, a modo de ejemplo, la distribución de la población de errores relativos cometidos en la estimación de la resistencia a compresión del hormigón en probeta testigo de ϕ 100 mm, a través de microtestigos ϕ 25 mm, para hormigones colocados en viguetas pretensadas (f_{ck} = 400 Kp/cm²).

Los niveles de precisión que se presentan en la tabla 5 están asociados a un nivel de confianza del 50% (N. C. 50%).

3.2. Hormigones procedentes de pilares de una estructura real

En este caso se trataba de hormigones con tamaño máximo del árido alrededor de 12 mm, que se corresponden en mayor medida con los habitualmente colocados en estructuras de edificación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025



n = 90

Media = 1,26 %

Desviación standard = 11,78 %

$\mathcal{E}_r$ % (-) = -18,05 %.

$\mathcal{E}_r$ % (+) = 20,57 %.

Fig. 5.

TABLA 6

Parámetro estadístico	Probetas testigo		Ratio ϕ 25/ϕ 100
	ϕ 100 mm	ϕ 25 mm	
n	25	40	39
x (Kp/cm²)	208	220	1,08
S(Kp/cm²)	62	53	0,34
δ	0,30	0,24	0,31

Esta investigación se consideró especialmente interesante, ya que se trata de hormigones con fuertes dispersiones en los valores de su resistencia a compresión, aspecto que puede ser paralelo a la decisión de realizar ensayos de información del hormigón, en estructuras en las que se ha detectado una baja de calidad del hormigón frente al valor especificado.

Los parámetros estadísticos más significativos encontrados son los indicados en la Tabla nº 6.

En la figura n° 6 se han representado los valores individuales de la ratio ϕ 25/ϕ 100 mm. Por otra parte, no ha sido posible obtener una correlación válida para las variables ϕ 25 y ϕ 100 mm, debido a la gran dispersión de resultados obtenida (se han estudiado regresiones de tipo lineal, potencial, exponencial y logarítmica, sin éxito).

En cualquier caso, al examinar la nube de puntos obtenida, queda confirmada una tendencia –aparte de los altos valores de dispersión obtenidos– a la sobrevaloración (en algunos casos muy elevada y por tanto del lado contrario de la seguridad) de valores de resistencia a compresión del hormigón en testigos convencionales (ϕ 100 mm) a través del ensayo de microtestigos (ϕ 25 mm).

4. CONCLUSIONES

El alcance de la investigación realizada, así como los resultados obtenidos, permiten concluir con lo siguiente:

1°. La investigación desarrollada puede ser calificada como de suficientemente extensa, habiéndose hecho

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

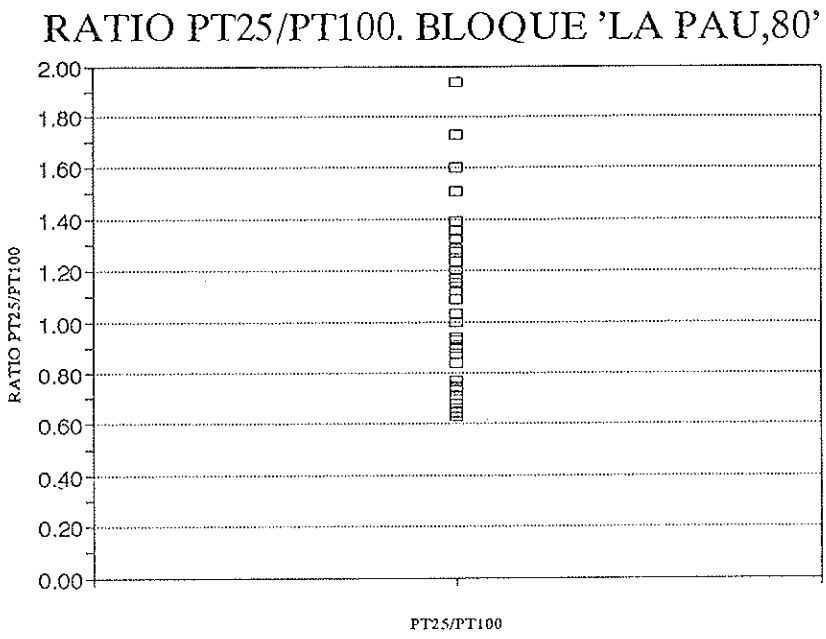


Fig. 6.

intervenir hormigones de diferentes niveles resistentes y con diferentes tamaños máximos de árido.

2°. Para los hormigones (para armar o pretensar) que se colocan habitualmente en central de prefabricación de viguetas, con tamaños máximos de árido alrededor de 6 mm, los valores medios de las ratios de resistencia a compresión entre microtestigos ϕ 25 mm y probetas moldeadas con curado normalizado o testigos de diámetros convencionales (ϕ 100 mm) son siempre inferiores a la unidad, para las dos edades investigadas, de 28 y 60 días. Los valores medios de esas ratios se hacen menores a medida que se incrementa el nivel de resistencia del hormigón investigado, confirmando que, a mayores niveles resistentes del hormigón, mayor "nivel de daño" se infringe al microtestigo en las operaciones de extracción y tallado.

3°. La importancia del aspecto relativo al "nivel de daño" que se causa al microtesgigo, queda confirmada al examinar los valores de la ratio entre las resistencias del hormigón obtenidas en probetas testigo convencionales (ϕ 100 mm) y probetas moldeadas con curado normalizado. Para los dos niveles de resistencia investigados en central de prefabricación de viguetas, se obtienen valores medios inferiores a la unidad (muy cercanos a 0,90 con testigos ensayados en seco) que incluso se incrementan ligeramente con el nivel de resistencia investigado, presentándose, además, dispersiones muy similares y aceptables.

4°. Ha quedado confirmado que –incluso con tamaños máximos de árido de 6 mm– la dispersión de resultados obtenidos en el ensayo de microtestigos se situa entre 2 y 3 veces la obtenida en ensayos con probetas moldeadas normalizadas o con testigos convencionales (ϕ 100 mm).

En consecuencia, los niveles de precisión con que el ensayo a compresión de microtestigos estima el valor resistente del hormigón, en probeta normalizada, son la mitad más bajos que los que se obtienen al realizar esa estimación a través de pro-

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

betas testigo de diámetros convencionales.

En cualquier caso, de lo que aquí se ha obtenido se desprende que –para el caso de hormigones colocados en viguetas prefabricadas con los tamaños máximos de árido habituales en estos casos– la estimación de valores resistentes del hormigón a través de microtestigos obtenidos del alma de las viguetas, puede quedar suficientemente del lado de la seguridad.

5°. Sin embargo, para los hormigones con tamaños máximos de árido superiores a 10-12 mm, que son los que habitualmente se utilizan para los hormigones suministrados a obras, la estimación de resistencias a compresión a través de microtestigos, puede quedar del lado de la inseguridad, agravándose este efecto –por obtenerse valores medios de la ratio ϕ 25/ϕ 100 superiores– a medida que investigamos hormigones con mayores niveles de dispersión, confirmando lo obtenido en investigaciones anteriores.

En efecto, en la investigación practicada sobre pilares de una estructura real, con elevada dispersión en los valores resistentes del hormigón al ensayar testigos ϕ 100 mm convencionales, los valores obtenidos para la ratio ϕ 25/ ϕ 100 mm no son inferiores a la unidad, sino que, en un 54% de los casos, se obtuvieron valores superiores a la unidad, y en un 36% superiores al valor 1,24.

Por otra parte, los valores encontrados para el coeficiente de variación de resultados del ensayo a compresión del hormigón en microtestigos, fueron del orden de dos (2) veces los obtenidos al ensayar hormigones de central de prefabricación de viguetas, aspecto que confirma plenamente la "aventura" que supone estimar la resistencia a compresión del hormigón de una estructura a través de microtestigos, a medida que se hace menor la relación entre el diámetro del testigo y el tamaño máximo del árido.

6°. Deberá de contarse además con una dificultad añadida, al examinar la resistencia del hormigón de una estructura (no en viguetas prefabricadas) a través del ensayo en microtestigos. En un 25% de los casos –aproximadamente– las operaciones de extracción y tallado invalidaron a los mismos para el ensayo, al romper áridos gruesos o desvincularlos de la matriz de mortero. Esta circunstancia conlleva que, en muchas ocasiones, se intente aprovechar la parte no dañada –visualmente– del microtestigo para el ensayo, consiguiéndose finalmente esbelteces en el ensayo muy cercanas a la mínima admisible de $\lambda = 1,1$ (UNE 83302).

La tabla de correcciones por esbeltez que se incluye en nuestra normativa está aplicada para testigos de diámetro convencional, no distingue niveles de resistencia del hormigón y por otra parte, es muy conservadora –al compararla con normas más avanzadas– para los tramos de esbelteces más pequeñas. Como ya se mencionó anteriormente, la investigación internacional realizada hasta este momento sobre probetas testigo de pequeño diámetro, apunta a que serían necesarias mayores correcciones por esbeltez –coeficientes menores– a medida que se disminuye el diámetro del testigo.

AGRADECIMIENTOS

Los autores de este artículo desean mostrar su agradecimiento a ADIGSA y a PREFABRICADOS PORQUERAS por su decidido apoyo e impulso –desde el primer momento– para que las ayudas y medios auxiliares que pudieran necesitarse para esta investigación fueran plenamente efectivas.

También, al Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC) por contribuir a fomentar constantemente la ilusión por el desarrollo de este tipo de investigaciones, así como por poner a nuestra disposición, sin ningún tipo de cortapisas, los medios técnicos y humanos que son siempre necesarios en estos casos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

BIBLIOGRAFIA

1. BOWMAN, S.A.W. Discussion of paper "Determining concrete strength by using small-diameter cores". Magazine of Concrete Research, vol. 32, n° 111 (1980).

2. BS 1881, part 120. Testing concrete. Method for determination of the compressive strength of concrete cores. London (1983).

3. BUNGEY, J. H. Determining concrete strength by using small-diameter cores. Magazine of Concrete Research, vol. 31, nº 107 (1979).

4. DE LA FUENTE, A. "Determinación de la resistencia del hormigón en viguetas fabricadas con cemento aluminoso". Materiales de Construcción, vol. 43, nº 229 (1993).

5. HENZEL, H. y FREITAG, W. The determination of the compresive strength of concrete in a structure with the aid of test cores of small diameter. Béton, 19 nº 4 (Abril 1969).

6. INDELICATO, F. "Indagine sperimentale sull applicazione del microcarotaggio a calcestruzzi di buena qualita". Instituto Politécnico di Torino (1987).

7. IRANOR. NORMAS UNE 83302-84 y UNE 83304-84.

8. KEILLER, A. P. An investigation of the effects of test procedure and cury history of the measured strength of concrete. ACI. In situ NDT of Concrete. Ottawa (1984).

9. MALHOTRA, V. M. Contract strength requeriments. Cores versus in situ evaluation. ACI Journal Proceedings, vol. 74, n° 4 (Abril 1977).

10. MUNDAY, J.G.L. y DHIR, R. K. Assessment of in situ concrete quality by core testing. ACI. In Situ NDT of Concrete, Ottawa (1984).

11. NEVILLE, A. M. Properties of concrete. Third Edition (1981).

12. PETERSONS, N. Strength of concrete in finished structures. Swedish Cement and Concrete Research Institute (1964).

13. SWAMY, R. N. y AL HAMED, A. H. Evaluation of small diameter core test to determine in situ strength of concrete. ACI. In Situ NDT of Concrete. Ottawa (1984).

14. THE CONCRETE SOCIETY. Concrete core testing for strength. Technical Report, n° 11. London (1976).

RESUMEN

Las variables que más afectan al resultado que se obtiene en el ensayo a compresión de probetas testigo de hormigón endurecido, de diámetros convencionales ($\phi \geq 75$ mm), son bien conocidas y están suficientemente investigadas.

No es ese el caso, sin embargo, para las probetas testigo de pequeño diámetro ($\phi \cong 40$ a 50 mm) o de las microprobetas testigo ($\phi \cong 20$ a 25 mm), de las que no se conoce –a ciencia cierta– su nivel de precisión en la estimación in situ de la resistencia del hormigón que se investiga.

Por otra parte, es conocido que en los últimos años se están obteniendo microtestigos de hormigón endurecido del alma de viguetas prefabricadas, de forjados armados o pretensados, que fueron fabricadas con hormigón conteniendo cemento aluminoso. Tras su ensayo a compresión, se hace un intento de caracterizar ese hormigón; pero la realidad es que no se tiene un conocimiento suficiente de su grado de representatividad.

En este artículo se presentan los resultados de una amplia investigación experimental, realizada con objeto de aportar información útil sobre el comportamiento y grado de representatividad de los microtestigos procedentes de hormigones de central de prefabricación de viguetas y de hormigones de una estructura real.

SUMMARY

The variables that mainly influence the results obtained in the compression tests of

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

concrete cores of conventional diameters are well established and amply investigated.

This is not the case, neverthless, of the microcores, or cores of very small diameter, because is not well known the level of accuracy that we can achieve in the in situ estimation of concrete strength, by testing this samples obtained from the structure.

In this paper, are presented the results obtained in an experimental research, realised in order to bring some aditional information about the behaviour and level of representativity of microcores of concrete placed in a real structure and, also, concretes used in structural beams manufactured in factory (Normal or prestressed beams).

* * *

"CONQUEST OF VERTICAL SPACE" Londres, 8, 9 y 10 de octubre de 1997

Bajo el título "Conquest of Vertical Space", se celebrará en Londres, los días 8, 9 y 10 del próximo mes de octubre, una Conferencia Internacional organizada por "The Concrete Society", del Reino Unido, con la colaboración del "Council on Tall Building and Urban Habitat", la "Federation International de la Précontrainte (FIP)" y la "International Federation of High-rise Structures".

La conferencia contemplará las Torres y Edificios de Gran Altura, tanto en los aspectos Estructurales y de Cimentación como en los de Albañilería e Instalaciones, así como los Procesos Constructivos y Sistemas de Fabricación y Prefabricación.

Los que estén interesados en participar en esta Conferencia, pueden ponerse en contacto con:

THE CONCRETE SOCIETY
3 Eatongate
112 Windsor Road
Slough SL1 2JA - United Kingdom
Tel.: (44 17 53) 69 33 13
Fax: (44 17 53) 69 23 33

o, en España, con:

JOSE CALAVERA RUIZ, que es miembro del Comité Científico, en:

INTEMAC
Monte Esquinza, 30
28010 Madrid
Tel.: (91) 319 72 02
Fax: (91) 310 25 80
E-mail jcalavera@intemac.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

Nuevo manual de la ATEP "Recomendaciones para el proyecto y construcción de losas postesadas con tendones no adherentes. H.P. 9-96"

Continuando con nuestra serie de Manuales en los que se recogen las recomendaciones que se consideran idóneas para conseguir un adecuado proyecto y construcción de las obras pretensadas, se ha editado, ahora, este Manual H.P. 9-96.

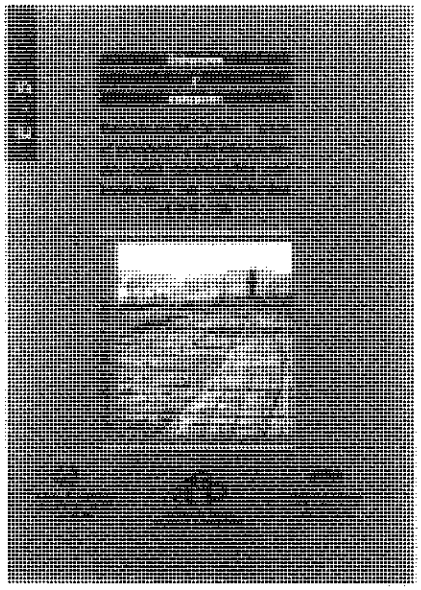
En España, la técnica del pretensado se aplica, mayoritariamente, en el campo de las obras públicas, y mucho menos en la edificación. Ello es especialmente acusado si hablamos de hormigón pretensado con armaduras postesas donde, al menos en nuestro país, son escasísimas las obras de edificación construidas con esta técnica. Tan sólo en el caso de elementos prefabricados (viguetas o placas para forjados con armaduras pretesas) tiene el pretensado una cierta presencia en el mundo de la edificación.

Pudiera pensarse, a priori, que el postesado sólo tiene interés en grandes obras públicas; sin embargo, si todas las ventajas propias del hormigón pretensado son ciertas para la obra pública, cabe preguntarse, ¿no lo son también para la edificación? La respuesta es, efectivamente, positiva, y su justificación puede encontrarse tanto en razonamientos teóricos como en la práctica llevada a cabo en algunos países tecnológicamente avanzados, donde vienen utilizándose con frecuencia dese hace varias décadas.

Ello contrasta con la situación de nuestro país, donde esta técnica no ha encontrado el eco que cabe esperar en relación al nivel de desarrollo económico y tecnológico, y donde, tradicionalmente, la arquitectura y la construcción han mostrado siempre un talante innovador y creativo.

Quizás una de las razones para ello haya sido la escasez de información sobre las posibilidades de los forjados postesados con tendones no adherentes, de sus ventajas técnicas y económicas, y la ausencia de una normativa o de unas recomendaciones que pongan a disposición de técnicos, constructores y promotores, criterios para el proyecto, construcción y evaluación económica de estas soluciones estructurales, como alternativas a las ya actualmente en uso.

En estas circunstancias, el presente Manual, elaborado en el seno de la ATEP, se plantea un doble objetivo: Por una parte, pretende constituir un elemento informativo que dé a conocer este tipo estructural a los agentes que intervienen en el proceso constructivo; por otra, pretende aportar una herramienta que facilite la comprensión del funcionamiento estructural de las losas postesadas, y proporcione criterios para el predimensionado, proyecto, cálculo, construcción, mantenimiento y valoración económica de estas soluciones.



En el primer Capítulo se exponen los aspectos generales de los forjados postesados; en el segundo, se comentan los aspectos que deben considerarse en la fase de proyecto; el tercero aborda los aspectos constructivos propios de este tipo de estructuras, y el cuarto está dedicado a aspectos económicos.

Se incluyen, además, tres Anejos. En el Anejo número 1 se desarrolla un ejemplo representativo del campo de aplicación de esta tipología estructural; en el número 2 se presenta una amplia bibliografía sobre el tema, y en el número 3 se recoge la notación utilizada.

El precio de esta publicación de 164 páginas, con numerosas figuras y tablas, es de 4.200 Ptas., IVA incluido (32 dólares USA para el extranjero). No obstante, como siempre, a los miembros de la ATEP se les concede un sensible descuento, por lo que podrán adquirir cuantos ejemplares deseen al precio de 3.150 Ptas., IVA incluido (25 dólares USA para el extranjero) cada ejemplar.

Los pedidos, que serán atendidos por riguroso orden de recepción, deben dirigirse a:

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

Criterios para el diseño del pretensado de un depósito cilíndrico con unión continua pared-solera

Joan Miquel Vilardell Vallès
Alfa Tecnologies, S.L.
Antonio Aguado de Cea
Enrique Mirambell Arrizabalaga
Departamento de Ingeniería de la Construcción (U.P.C.)
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona

1. INTRODUCCION

La misión principal del pretensado circunferencial de la pared de un depósito cilíndrico de hormigón es la de compensar, parcial o totalmente, las tracciones anulares originadas por la carga de agua y, en menor medida, contrarrestar las debidas a otras solicitaciones (gradiente térmico, retracción, carga sin simetría de revolución, etc.).

En el caso de un depósito con borde superior libre y apoyado en la base (ya sea una unión con un apoyo de neopreno entre la pared y la solera, centrado o desdoblado, o incluso una unión directa de la pared sobre la losa) suele definirse el pretensado según una función de perfil trapecial, que compensa sin dificultad el empuje hidrostático, siendo los esfuerzos resultantes de flexión de escasa importancia. Una ley de este tipo se denomina "Load Balancing Prestressing" (L.B.P.), y se basa, pues, en la filosofía de distribuir el pretensado de forma opuesta a la acción que debe compensar.

Cuando la unión entre la pared y la solera es continua (solución ampliamente aceptada en depósitos de pequeña y mediana capacidad, por motivos constructivos, de estabilidad, estanquidad y mantenimiento), el movimiento radial del borde inferior de la pared está impedido, y el pretensado próximo a la base, no sólo no comprime apenas la pared, sino que introduce esfuerzos de flexión general importantes.

Con la intención de reducir en lo posible este comportamiento de flexión, potenciando el efecto de compresión anular del pretensado y, por consiguiente, el uso de la unión continua, varios autores (Buyer, 1957; Hampe, 1961; Van Breugel, 1984; Brondum-Nielsen, 1985 y 1986; Close, 1986; Ghali, 1986; Van Breugel y Boer, 1988; Ghali y Elliot, 1991) han recurrido a formular leyes óptimas de pretensado (figura 1). Dichas leyes se basan en la redistribución de los tendones de pretensado en la parte inferior del depósito, buscando su máxima eficacia en la compresión radial de la pared. Estas funciones son del tipo "Ring-force Balancing Prestressing" (R.B.P.), y su misión es, pues, compensar las tracciones anulares hidrostáticas, según un perfil parecido a la ley de axiles anulares hidrostáticos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

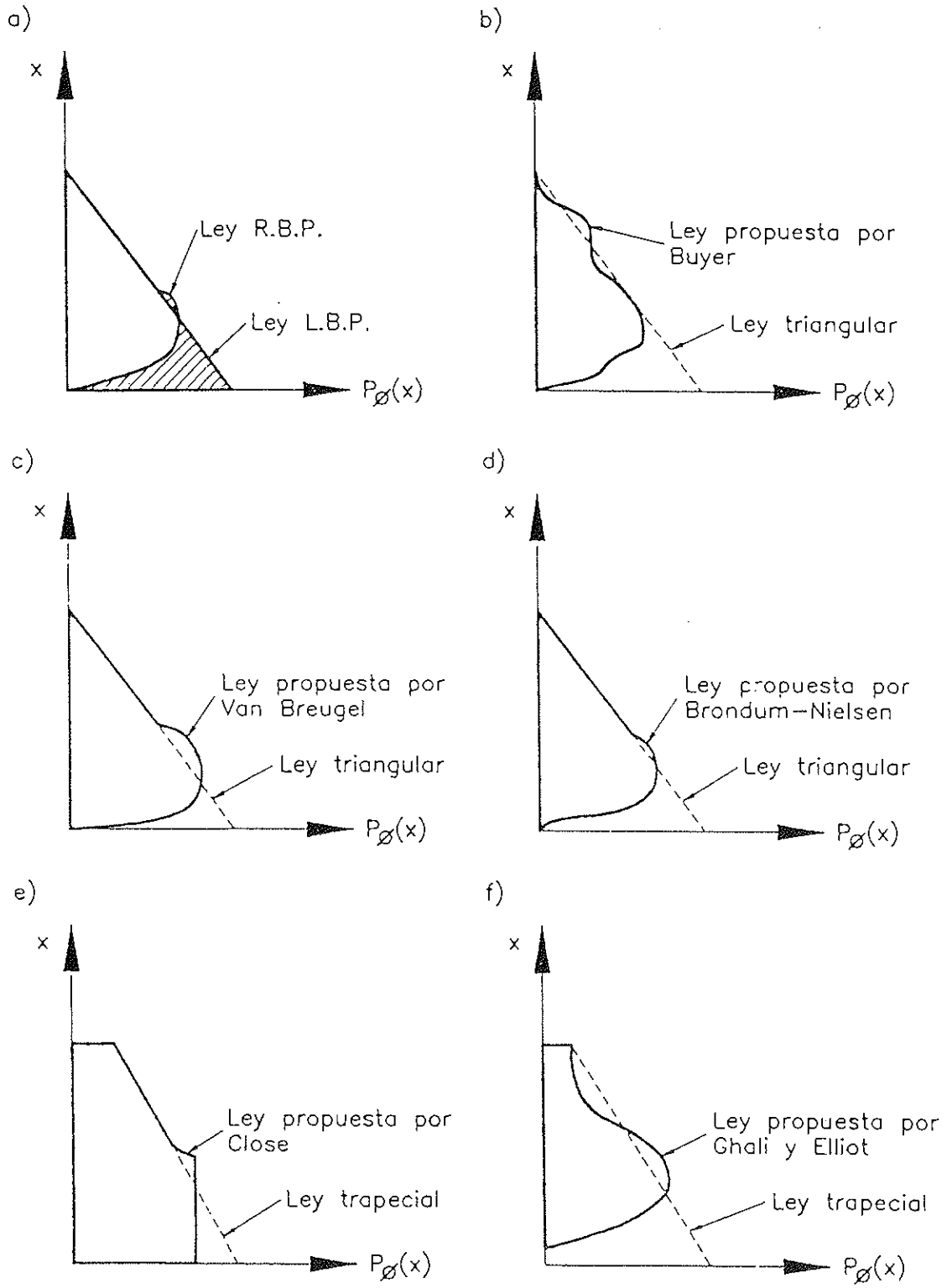


Figura 1. Leyes de pretensado tipo R.B.P. (a: comparación entre una ley L.B.P. y una ley R.B.P.; leyes propuestas por: b): Buyer, c: Van Breugel, d: Brondum-Nielsen, e: Close, f: Ghali y Elliot).

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

Las ventajas de las leyes R.B.P. sobre las leyes L.B.P. se resumen en una menor concentración de armadura activa en el arranque de la pared, en una minimización del número de tendones, y en reducir los esfuerzos de flexión; hecho que a su vez repercute en un ahorro en materiales y en una menor concentración de acero en la base. Su aplicación en el proyecto de depósitos de agua es, pues, muy interesante.

Sin embargo, la mayoría de las funciones presentadas en la literatura técnica se caracterizan por una definición de la distribución del pretensado generalmente complicada a nivel de proyecto, y por no definir la fuerza mínima de pretensado necesaria para mantener comprimida la pared cuando el depósito está lleno.

En este trabajo se presenta un estudio comparativo entre cinco funciones de pretensado (algunas de ellas propuestas en la literatura técnica y otras propuestas por los autores), con el objeto de definir una función óptima de pretensado que compense las tracciones anulares hidrostáticas. Esta función se plantea de tal manera que sea de fácil aplicación para un proyectista de depósitos, tanto en lo que concierne a la definición de la distribución del pretensado como a la obtención de la fuerza necesaria de pretensado.

2. FUNCIONES ESTUDIADAS

De las cinco funciones de pretensado estudiadas, se han contemplado dos del tipo L.B.P. (al ser funciones de uso muy generalizado entre los proyectistas) y tres del tipo R.B.P. Los cinco patrones de función estudiados se caracterizan por estar definidos paramétricamente, tal y como se ilustra en la figura 2. De acuerdo con la notación empleada, H_w representa la altura de la lámina de agua, P_ϕ la fuerza de pretensado anular, γ_w la densidad del agua, R el radio del depósito y B es una constante arbitraria.

De entre las **funciones tipo L.B.P.**, se han visto dos opciones: una ley **triangular**, de forma estrictamente igual pero opuesta a la hidrostática (**opción h1**); y una ley **trapecial**, parecida a la anterior, pero a la que se superpone una distribución uniforme de pretensado, regulada por el parámetro c1 (**opción h2**). La razón de esta franja adicional se ha justificado tradicionalmente para intentar alcanzar un estado uniforme de compresión en servicio.

En lo que se refiere a las **leyes R.B.P.,** se han elegido tres funciones, dos poligonales y una con derivada continua (continuidad C1). De entre las primeras, se analiza una ley **trapecial truncada (opción h3)**, definida con dos parámetros c1 y e1. El parámetro c1 describe el trapecio, mientras que el parámetro e1 define un truncamiento vertical en la base. Esta función es semejante a la propuesta por Close (1986).

La segunda de las funciones poligonales estudiadas es una variante de la anterior, denominada en este trabajo función **doble trapecial**. Se distingue de la anterior por presentar un truncamiento no vertical en la base, y, por ello, se define con tres parámetros, c1, e1 y g1 (**opción h4**).

La mayoría de las funciones existentes en la literatura técnica (Buyer, 1957; Hampe, 1961; Van Breugel, 1984; Brondum-Nielsen, 1985; Ghali y Elliot, 1991) se caracterizan por presentar una continuidad C1. En este trabajo se ha considerado oportuno estudiar únicamente una de ellas, por la escasa diferencia formal que presentan entre sí. Por facilidades de formulación y adaptación al método seguido en este trabajo, la función analizada, de perfil **trapecial-exponencial**, ha sido una muy parecida a la descrita por Brondum-Nielsen (1985), diferenciándose de ésta última por la presencia de una franja uniforme de ancho variable $c1\gamma_w R$ **(opción h5).** Este perfil también se determina con dos parámetros, c1 y e1, y se distingue de las otras funciones propuestas en la literatura técnica por imponer una pendiente vertical en el pie de la lámina. Su formulación matemática tiene la siguiente expresión:

$$P_\phi(x)=\gamma_w R\{c1+H_w-x+e^{-e1x}[(1/e1-H_w)\cdot \sin e1x-H_w\cos e1x]\} \qquad (1)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

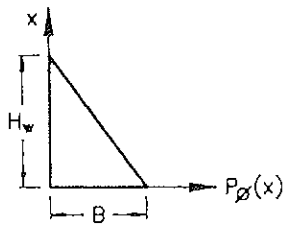
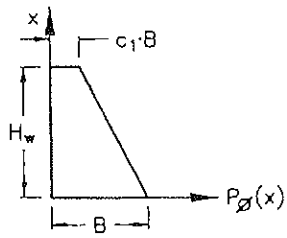
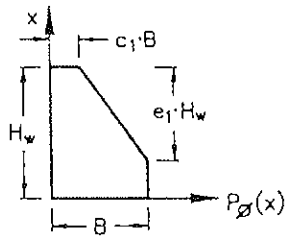
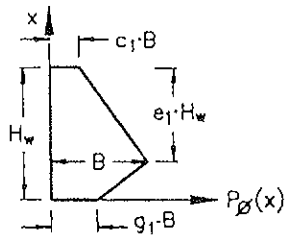
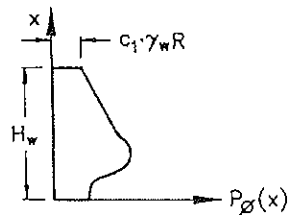
OPCIÓN h_i	PERFIL PROPUESTO	PARÁMETROS DIRECTORES
$h1$		–
$h2$		$c1$
$h3$		$c1$ $e1$
$h4$		$c1$ $e1$ $g1$
$h5$		$c1$ $e1$

Figura 2. Definición paramétrica de las funciones de pretensado estudiadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

3. CRITERIOS QUE DEBE CUMPLIR LA FUNCION OPTIMA DE PRETENSADO

Se entiende por función óptima aquella ley de pretensado que se ciñe mejor a unos requisitos prefijados por el proyectista, que tienen su base generalmente en motivos constructivos, económicos y estructurales. Para una correcta comparación, todas las funciones analizadas en el estudio de optimización deben cumplir los mismos criterios (en este sentido, cabe reseñar que las diferentes leyes de pretensado del tipo R.B.P. existentes en la literatura técnica son de difícil comparación, dado que cada una de ellas se basa en distintos requisitos básicos de diseño). En el presente estudio se han fijado los siguientes requisitos:

1. La función de pretensado será, en lo posible, de fácil aplicación por el proyectista, y tanto la fuerza necesaria de pretensado como los parámetros que definen el perfil de la ley estarán bien acotados.

2. Se deberá evitar la concentración masiva de armadura activa y pasiva en la base del depósito, para asegurar la correcta puesta en obra de los distintos materiales.

3. Se acepta que la pared fisure por flexión meridional, evitando que, en ningún caso, se supere un ancho de fisura de 0,1 mm.

4. La tensión máxima de compresión, en ningún momento sobrepasará el valor crítico de microfisuración del hormigón, que en este trabajo se adopta igual al 60% de la resistencia característica, 0,60 f_{ck}.

5. En dirección tangencial (según paralelos), la lámina deberá permanecer, durante la vida útil del depósito, comprimida bajo la carga hidrostática.

6. La función óptima de pretensado será tal que minimice la fuerza de pretensado necesaria para mantener comprimida la pared en servicio.

7. La función de pretensado deberá minimizar el esfuerzo cortante instantáneo de pretensado en la base de la pared.

En lo que sigue, se hace una breve justificación de estos criterios generales exigidos para obtener la función objetivo.

Los dos primeros requisitos recogen normas de buena práctica en el proyecto y construcción de depósitos: con el primero de ellos, se intenta evitar leyes de pretensado complicadas (en la literatura técnica, únicamente Close (1986) propone un perfil de aplicación bastante sencilla; asimismo, y salvo Brondum-Nielsen (1985), la mayoría de autores no definen pautas claras para obtener la fuerza de pretensado); con el segundo requisito, se pretende huir de conexiones continuas lámina-solera muy tupidas de acero, de difícil hormigonado y excesiva rigidez, que perjudican la durabilidad y el comportamiento estructural del depósito.

Los dos siguientes criterios asumen que la lámina pueda fisurarse horizontalmente. En depósitos con unión monolítica en la base, y para los espesores de pared habituales, los picos de la ley de flexión meridional debida al pretensado suelen superar el momento de fisuración por flexocompresión. Evitar dicha fisuración en vacío supone aumentar el canto de la lámina y pretensarla verticalmente. Mientras que algunas propuestas no admiten que exista fisuración meridional, varios estudios (Bruggeling, 1984 y 1985; Van Breugel, 1986; Van Breugel et al, 1990; Vilardell, 1990) han mostrado que el comportamiento de depósitos de contención de agua, con el pretensado dimensionado con criterios de fisuración meridional controlada (esto es, considerando el ancho y profundidad de fisura, tanto en la situación de vacío como de servicio) ha sido correcto; los esfuerzos se relajan y se consigue un ahorro en materiales. En los mencionados trabajos se recomiendan anchos máximos de fisura de 0,1 mm.

Al permitir fisuración controlada, especial atención deberá prestarse a la tensión de compresión en los puntos críticos, que nunca podrá llegar al límite de microfisuración.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

El quinto criterio concuerda con la mayoría de las opiniones citadas en el estado del arte. Sin embargo, algunos autores, como Brondum-Nielsen (1985) o Ghali y Elliot (1991), permiten un cierto nivel de tracciones circunferenciales en el primer quinto de la altura de la lámina, aduciendo que pueden ser contrarrestadas, parcialmente, con pretensado vertical o pretensado de la solera. En este trabajo se ha considerado conveniente suprimir cualquier tensión de tracción hidrostática tangencial en la pared, para reducir el riesgo de fisuración vertical. Con ello se evita la combinación de fisuraciones horizontal y vertical que llevaría a un incremento brusco de los esfuerzos de flexión en la base, debido a la pérdida de rigidez a tracción anular de la lámina (Van Breugel, 1986); se tiene en cuenta el aumento de las tracciones circunferenciales debido a la fisuración horizontal de la pared del depósito (Van Breugel, 1986; Ghali y Elliot, 1992); y se protege la armadura, tanto activa como pasiva, de la corrosión, mejorando la durabilidad de la estructura.

Los requisitos sexto y séptimo son principalmente criterios de optimización. Así, el primero de ellos atiende a motivos fundamentalmente económicos, ya que cuanto menor es la fuerza de pretensado, menor es el coste de armadura activa y menores son los esfuerzos debidos a la flexión vertical en vacío, lo que repercute a su vez en menores cuantías de acero y en una mejor puesta en obra del hormigón. De los diferentes trabajos existentes en la literatura técnica, se desprende que la fuerza total de pretensado requerida para compensar las tracciones anulares hidrostáticas puede variar entre la integral de dichos axiles y el propio empuje del agua. La diferencia entre estas dos cotas es apreciable, y está directamente relacionada con los requisitos de diseño de la función de pretensado y el modelo de cálculo utilizado.

Otro criterio de optimización usual, aplicable a aquellas funciones que presenten igual volumen de pretensado, se centra en minimizar uno o varios esfuerzos principales de flexión. La mayoría de autores proponen diseñar el pretensado de tal manera que éste minimice el momento flector en la base. Por el contrario, Van Breugel (1984) sugiere minimizar el esfuerzo cortante en la base.

En este trabajo se ha adoptado el criterio de minimizar el esfuerzo cortante instantáneo de pretensado en la base de la pared, apoyándose en los resultados de un estudio previo de optimización (Vilardell, 1994), llevado a cabo con un modelo de análisis conjunto pared-solera-cimentación. En dicho estudio se aprecia una importante diferencia entre los esfuerzos correspondientes a un cálculo basado en la hipótesis usual de suponer un empotramiento ideal, y los relativos a un análisis que considere la flexibilidad real de la unión pared-solera; mientras en el primer caso podría ser preferible optimizar el momento flector, en el segundo caso se concluye que el esfuerzo que hay que optimizar es el esfuerzo cortante en la base.

La minimización del esfuerzo cortante instantáneo de pretensado atiende también a criterios de dimensionamiento de la pared (en este trabajo se permite fisuración horizontal, mientras que en otros trabajos, la limitación del valor del momento flector es importante, al no permitirse fisuración); a condicionantes constructivos (minimizando el esfuerzo cortante se consigue aumentar la separación entre tendones consecutivos en la zona próxima a la base, tramo crítico en el que la densidad de armadura es mayor); y a condicionantes de servicio (cuando el depósito está lleno, el esfuerzo cortante de cálculo en la base es inferior al esfuerzo cortante instantáneo de pretensado; mientras que el momento flector de cálculo sí puede ser superior al momento flector instantáneo de pretensado).

4. ESTUDIO DE OPTIMIZACION

4.1. Método seguido

El proceso numérico de optimización de la función de pretensado se ha llevado a cabo con un modelo analítico lineal, específico para esta tipología, que permite el estudio conjunto de interacción pared-solera-terreno de cimentación, considerando éste último como un medio elástico tipo

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

Winkler (Vilardell, 1994). Dicho modelo se ha insertado en un programa informático, en lenguaje Fortran, compatible con un ordenador personal (programa TANK).

Para la realización del estudio, se ha considerado una amplia muestra de depósitos que recoge capacidades entre 2.000 y 15.000 m^3, rango para el que esta tipología de depósitos es muy competitiva. Los parámetros principales considerados en este trabajo como variables, y su rango de variación, han sido:

- Tipo de acción: empuje hidrostático y pretensado circunferencial.
- Volumen: V = 2.000, 5.000, 8.000 y 15.000 m^3.
- Relación diámetro/altura de agua: D/H_w = 3; 3,5; 4; 4,5; 5; 5,5; 6; 6,5 y 7.
- Módulo de balasto del suelo: K_s = 5, 10, 15, 25, 50 y ∞ kp/cm^3.

Los espesores de la pared, h_p, y de la solera, h_s, son fijos, de acuerdo con la capacidad de la estructura y los requisitos de carácter tensional presentados en el apartado anterior (V=2.000 m^3: h_p=0,15 m y h_s=0,10 m; V=5.000 y 8.000 m^3: h_p=0,20 m y h_s=0,15 m; V=15.000 m^3: h_p=0,30 m y h_s=0,20 m). El hormigón de la pared se ha supuesto análogo al de la solera, lo cual, aparte de ser razonable constructivamente, no interfiere en el desarrollo del análisis.

Para cada uno de los 216 depósitos estudiados, se ha procedido a aplicar las cinco leyes de pretensado propuestas. El método seguido ha consistido en:

a) Obtención del número mínimo de tendones de pretensado necesarios para mantener comprimida circunferencialmente la pared, cuando actúa el empuje hidrostático. Este valor se ha determinado de manera iterativa en cada caso, imponiendo un amplio rango de variación de los parámetros directores de cada uno de los perfiles estudiados. El criterio de mantener la pared permanentemente comprimida se ha impuesto en toda ella salvo en el punto de unión con la solera, en el que se han permitido tracciones anulares inferiores a 1 kp/cm^2. El valor máximo de estas tracciones es muy bajo, y no influye en el comportamiento de la pared, al ser justamente éste un punto singular. Dado que durante el proceso de cálculo se ha dividido el depósito en 51 secciones de referencia, se desprende que la condición de tracción circunferencial nula se ha garantizado en toda la lámina, salvo en el primer 2% de la altura del depósito.

b) Con el volumen de pretensado mínimo, se ha determinado, en cada caso, la combinación de los parámetros directores que define un esfuerzo cortante mínimo de pretensado en la unión de la pared con la solera. De nuevo se impone que, con la combinación resultante, la pared permanezca permanentemente comprimida.

c) Una vez obtenida la función de pretensado que satisface los dos criterios anteriores, se han registrado los datos más relevantes: volumen de pretensado, valor de los parámetros directores, esfuerzo cortante en la base Q_b, momentos máximos negativo M_b, y positivo M_{int} concomitantes con Q_b, y valores máximo y medio de la tensión circunferencial de compresión residual cuando el depósito está lleno.

d) Los datos resultantes correspondientes a cada una de las cinco opciones de pretensado se han comparado entre ellos, de manera individualizada para cada uno de los depósitos estudiados.

4.2. Resultados obtenidos

A continuación, se resumen los resultados obtenidos en el estudio de optimización, que, por su extensión, se ha considerado oportuno no presentar de manera detallada. El lector puede consultar los mismos en la tesis doctoral del primer autor (Vilardell, 1994).

De las dos funciones L.B.P. estudiadas, la opción triangular ha sido la que ha requerido un volumen superior de preten-

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

sado, repercutiendo en mayores esfuerzos de flexión en la unión, especialmente en el esfuerzo cortante Q_b. El considerable aumento de estos esfuerzos supone, a su vez, un incremento de armadura pasiva, coincidiendo en la base la máxima densidad de armaduras activa y pasiva. La distribución de tensiones circunferenciales es, asimismo, muy poco uniforme. Por todo ello, se aconseja no distribuir, para la condición de borde aquí planteada, el pretensado circunferencial según la función triangular de pretensado h1.

La función trapecial se distingue de la anterior por una franja uniforme de pretensado, superpuesta al perfil triangular, de ancho variable, que supone una mayor flexibilidad para la correcta disposición de los tendones. En particular, esta franja ha permitido subir el centro de gravedad de la distribución, reflejándose ello tanto en los tendones más cercanos a la base (que se han alejado ligeramente de ésta, si bien la concentración sigue siendo importante) como en la de los situados en las cotas superiores (que se han aproximado al borde superior de la pared). Con ello, se ha conseguido compensar con mayor eficacia las tracciones anulares en el tramo superior de la lámina. Este hecho se ha traducido en una reducción del volumen de pretensado, obteniéndose diferencias inferiores a un 3% respecto al valor óptimo cuando la relación D/H_w del depósito es menor a 5 (depósitos altos) y diferencias nulas cuando la relación D/H_w es superior a 5 (depósitos bajos). Los esfuerzos de flexión son, a su vez, claramente inferiores a los de la función triangular (en particular, de entre las cinco funciones estudiadas, es la que define la ley de momentos flectores óptima) y la ley de compresiones circunferenciales es más uniforme. Se concluye, pues, que la función trapecial h2, es ostensiblemente mejor que la triangular.

Las funciones tipo R.B.P. son las que aunan las ventajas de un volumen mínimo de pretensado con una mejor redistribución de los tendones, lo cual ha supuesto:

- Separar ligeramente los tendones en la zona baja de la lámina y alejarlos de la base. La opción trapecial-exponencial h5 es la que distancia más los tendones más bajos de la solera.

- Reducir el valor del cortante en la base Q_b, observándose diferencias medias de un 10% (opción trapecial-exponencial h5), de un 9% (opción doble trapecial h4) y de un 6% (opción trapecial truncada h3) con respecto a la función trapecial h2.

- Modificar la ley de momentos flectores, aumentando ligeramente el momento en la base M_b, y más sensiblemente el momento interior máximo M_{int}. Este aumento del flector interior se ha mostrado constructivamente admisible, dado que, con los espesores definidos en los depósitos de la muestra estudiada y el valor de los esfuerzos registrados, se ha visto que es posible controlar la fisuración con mallas de armadura pasiva poco tupidas (cuantías cercanas a la mínima), y no se solapan éstas con una densidad elevada de armadura activa. De nuevo las opciones más afectadas son la doble trapecial y la trapecial-exponencial. Las diferencias en el momento M_b correspondientes a estas funciones con respecto a la función trapecial truncada son del 2% y del 4%, mientras que en el momento interior M_{int} son del 2% y del 5%, respectivamente.

- Uniformizar la ley de compresiones circunferenciales en servicio. La ley más uniforme es la correspondiente a la función trapecial truncada, siendo las opciones h4 y h5 las que presentan tensiones máximas superiores.

Comparando las tres funciones, se observa que las funciones doble trapecial h4 y trapecial-exponencial h5 son de definición paramétrica más compleja que la trapecial truncada. La primera depende de tres parámetros: dos de ellos están bien acotados, pero la variable g1 tiene un rango amplio de variación. La segunda es muy sensible al parámetro e1, y la determinación de la cota de los tendones es más complicada, al requerirse necesariamente una integración numérica.

La definición del perfil de la función tra-

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

pecial truncada h3 es simple, estando sus parámetros directores bastante bien acotados. La verticalidad del truncamiento de la función permite una mayor racionalización de la puesta en obra de la armadura activa: los tendones se separan uniformemente, sin observarse una diferencia significativa entre su separación –distancia entre ellos y con respecto a la base– y la correspondiente a las funciones h4 y h5.

Acerca de las diferencias de comportamiento estructural de un depósito según la función de pretensado adoptada, se aprecia que si bien las funciones h4 y h5 minimizan el cortante en la base, las diferencias con respecto a la función trapecial truncada h3 no son excesivas. En este sentido, destaca asimismo que la ley de esfuerzos cortantes correspondiente a esta última función disminuye más rápidamente que las relativas a los otros dos perfiles, que presentan valores aún importantes a una altura cercana al primer quinto de la lámina, zona con la mayor densidad de armadura activa y menor espesor de pared si ésta es de sección variable. Sin embargo, los momentos flectores máximos positivo y negativo de la función h3 son ambos inferiores a los de las funciones doble trapecial h4, y trapecial-exponencial h5.

Los resultados obtenidos indican que ninguna de las tres distribuciones de pretensado R.B.P. estudiadas destaca claramente por encima de las otras dos, en lo que concierne a su comportamiento estructural. A nivel de definición durante el proyecto y la posterior construcción del depósito, la función trapecial truncada h3 es de aplicación más sencilla, por lo que, en este trabajo, se ha considerado oportuno adoptar, como ley de pretensado R.B.P. más indicada, a la función trapecial truncada h3.

En la tabla 1 se resumen las principales características de las funciones L.B.P. (opción trapecial h2) y R.B.P. (opción trapecial truncada h3) cuyo comportamiento se ha considerado más idóneo. En concreto, se muestra el perfil de ambas, indicando el rango de variación, R_c, más habitual de los parámetros que las definen; la relación media entre el volumen de pretensado, P_i, correspondiente a cada una de ellas y el volumen mínimo, P_{opt}, necesario para mantener comprimida la pared cuando el depósito está lleno (P_i/P_{opt}); la relación media entre el esfuerzo cortante correspondiente a cada una de las dos funciones, $Q_{b,i}$, y el mínimo registrado en el estudio de optimización, $Q_{b,opt}$ ($Q_{b,i}/Q_{b,opt}$), así como las relaciones entre los momentos concomitantes con la minimización del esfuerzo cortante, $M_{b,i}/M_{b,opt}$, y, $M_{int,i}/M_{int,opt}$; y las tensiones de compresión máxima, $\sigma_{máx}$, y media, $\bar{\sigma}$, en la pared, registradas en la hipótesis de depósito lleno. Comparando ambas funciones, y como conclusión de este estudio, se desprende que:

- El perfil de ambas funciones es fácil de definir. Los parámetros directores de éstas presentan poca dispersión. Si bien la definición de la función trapecial requiere un único parámetro, c1, la presencia de un segundo parámetro, e1, en la formulación de la función trapecial truncada ha permitido distanciar los tendones de la base, y aumentar la separación entre éstos.

- El volumen de pretensado de la función trapecial truncada h3 se ha mostrado inferior al de la función trapecial h2, cuando la relación D/H_w del depósito es menor a 5.

- El cortante en la base definido por la función trapecial supera en un 6% al correspondiente a la función trapecial truncada.

- La función trapecial es la que minimiza la ley de flectores.

- La función trapecial truncada es, entre todas las opciones estudiadas, la que da lugar a una ley de compresiones anulares más uniforme.

Las funciones L.B.P. se han definido pues como aquéllas que minimizan la ley de momentos flectores, mientras que las funciones R.B.P. son las que permiten optimizar el esfuerzo cortante en la unión pared-solera. En base a los requisitos formulados en este trabajo, se aconseja adoptar, para el pretensado circunferencial de un depósito cilíndrico con unión monolítica

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

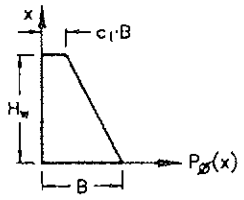
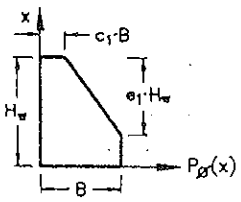
PARÁMETRO CONSIDERADO	FUNCIÓN TRAPECIAL h2	FUNCIÓN TRAPECIAL TRUNCADA h3
Perfil		
R_c	c1: [0.02, 0.09]	c1: ≅ 0.01 e1: [0.78, 0.92]
$\frac{P_i}{P_{opt.}}$	$1.03 \left(\frac{D}{H_w} < 5\right)$ $1.00 \left(\frac{D}{H_w} > 5\right)$	1.00
$\frac{Q_{b,i}}{Q_{b,opt.}}$	1.10	1.04
$\frac{M_{b,i}}{M_{b,opt.}}$	1.00	1.02
$\frac{M_{\text{int},i}}{M_{\text{int},opt.}}$	1.00	1.05
$\sigma_{max}\left(\frac{\text{kp}}{\text{cm}^2}\right)$	1.93	1.89
$\bar{\sigma}\left(\frac{\text{kp}}{\text{cm}^2}\right)$	0.86	1.11

TABLA 1

Características principales de las funciones trapecial, h2, y trapecial truncada, h3

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

lámina-solera, una ley de pretensado tipo R.B.P., con un perfil de forma trapecial truncado verticalmente en la base. En depósitos bajos, una ley estrictamente trapecial tiene un comportamiento aceptable.

5. DEFINICION DE LA FUNCION OPTIMA DE PRETENSADO

Una vez elegida la función óptima de pretensado, se procede a determinar los dos datos que la definen, como son el volumen de pretensado (fuerza mínima requerida para anular las tracciones circunferenciales debidas a la presión del agua) y la forma del perfil de la función (que determina la disposición de las unidades de tensión, sin más que subdividir el perfil en tantas partes de igual área como número de unidades, y colocar el tendón en la altura del centro de gravedad de cada una de las áreas).

5.1. Volumen de pretensado

La importancia de minimizar el volumen de pretensado atiende a motivos funcionales y económicos. La determinación de este parámetro puede resultar compleja y de difícil definición analítica, debido a tres razones principales: la sensibilidad del comportamiento estructural de la lámina a la rigidez real de la unión, rigidez que depende del signo de la carga actuante; los perfiles del empuje hidrostático (triangular) y de la función de pretensado (trapecial truncado) son diferentes; y, por último, la discontinuidad del pretensado materializado con tendones, que contrasta con el carácter continuo de la presión del agua.

Un procedimiento bastante utilizado para la obtención de la fuerza de pretensado, especialmente en los países anglosajones, es el propugnado por la normativa británica BS 8007 (1987), y consiste en suponer totalmente libre el borde inferior de la pared del depósito. En estas condiciones, la integral de las axiles anulares hidrostáticos se define con la siguiente expresión:

$$P_\phi = \gamma_w R H_w^2/2 \qquad (2)$$

siendo γ_w el peso específico del fluido, R el radio del depósito, y H_w la altura libre de agua. Cuando el borde inferior de la pared tiene algún movimiento coaccionado, la integral de axiles hidrostáticos es inferior al valor obtenido con la expresión (2).

En base a los estudios paramétricos realizados en el presente trabajo, adoptando como variables el volumen del depósito, su esbeltez D/H_w, la rigidez del terreno de base, y la sección de los tendones (para valorar el efecto de la discontinuidad de la función), se ha observado que la estimación de la fuerza de pretensado de la función trapecial truncada con la expresión (2) da valores ligeramente superiores a la fuerza mínima necesaria, sin apreciarse, en ningún caso estudiado, diferencias superiores al 5%. Está, pues, del lado de la seguridad, apartándose mínimamente del valor estricto necesario, por lo que es un buen criterio para obtener, de manera sencilla y ajustada, el volumen de pretensado de la función óptima. Las máximas diferencias se han obtenido en depósitos sobre terreno muy rígido (coeficientes de balasto altos) y pretensados con un número bajo de tendones (funciones muy discontinuas).

Una práctica habitual de diseño del pretensado consiste en calcular la fuerza de pretensado como la integral de los axiles anulares hidrostáticos, considerando las condiciones de contorno en el borde inferior de la pared (valor que, en lo que sigue, se denomina P_ϕ'). Este valor es inferior al obtenido con la expresión (2) propuesta. Los estudios realizados en este trabajo han permitido correlacionar los dos criterios de diseño de la fuerza, mediante la expresión

$$P_\phi = \alpha P_\phi' \qquad (3)$$

donde α es un coeficiente que es función de la relación D/H_w del depósito. En la figura 3 se ilustra la relación entre el parámetro α y la esbeltez del depósito, advirtiéndose que el diseño de la fuerza de pretensado según el valor P_ϕ', puede estar muy del lado de la inseguridad, especialmente para relaciones D/H_w altas. Así, para relaciones

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

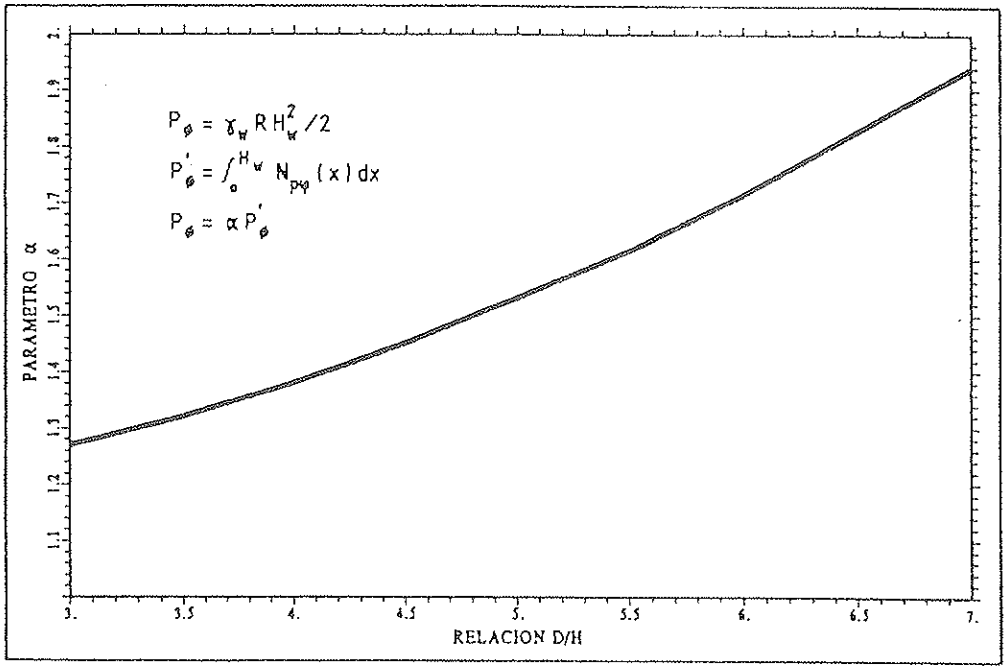


Figura 3. Coeficiente α de comparación entre la fuerza de pretensado P_ϕ propuesta en este trabajo y la fuerza P'_ϕ.

$D/H_w = 3$, el volumen de pretensado P_ϕ propuesto para la función óptima es un 30% superior a la fuerza P_ϕ', porcentaje que aumenta hasta un 95% para relaciones $D/H_w = 7$.

5.2. Parámetros directores del perfil de la función

El perfil de la función trapecial truncada está definido por dos parámetros directores: un parámetro c1, que describe el trapecio, y un parámetro e1, que define el truncamiento vertical en la base (figura 2). El parámetro B, que describe el ancho de la base, es arbitrario.

Los resultados obtenidos en el estudio numérico señalan que el parámetro c1 oscila entre los valores 0,00 y 0,03, tendiendo, en la mayoría de los casos analizados, al valor 0,01. Unicamente en el caso de la familia de depósitos de 2.000 m^3, el valor obtenido ha sido superior a 0,01. Ello puede ser debido a que, en depósitos pequeños, el número total de tendones necesario es bajo, y por lo tanto la distribución de pretensado es más discontinua.

Se recomienda, pues, adoptar como valor de proyecto c1 = 0,01. Este valor es prácticamente nulo, por lo que podría parecer razonable simplificar la función definiendo un perfil triangular truncado, dependiente únicamente del parámetro e1. Sin embargo, en el presente trabajo se ha comprobado que, en los depósitos de menor capacidad, funciones de pretensado con el parámetro c1 nulo pueden dar lugar a ligeras tracciones en el borde superior de la pared.

El parámetro e1 se ha observado que crece de manera marcadamente lineal con el aumento de la capacidad del depósito, variando los valores medios desde 0,78 (depósitos de 2.000 m^3) hasta 0,89 (depósitos de 15.000 m^3). La repercusión de una variación de las demás variables consideradas en el estudio paramétrico (rigidez del terreno y esbeltez del depósito) es muy inferior: en el primer caso, cuanto mayor es la rigidez del terreno, mayor es el valor de e1, especialmente en el rango de terrenos caracterizados con módulos de balasto bajos; mientras que la esbeltez del depósito apenas presenta influencia en el valor de e1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

Como resultado de un estudio de sensibilidad de las leyes de esfuerzos ante una variación de e1, adoptando como volumen de pretensado el definido con la expresión (2) y fijando el valor de c1 en 0,01, se ha observado, asimismo, que en el rango de valores comprendidos entre 0,78 y 0,92, la pared se mantiene totalmente comprimida cuando el depósito está lleno, aumentando la efectividad del pretensado fuera de la zona de influencia de la unión al aumentar el truncamiento de la función. La variación del parámetro e1 no tiene apenas influencia en la ley de momentos flectores; mientras que el esfuerzo cortante en la base es tanto menor cuanto mayor es el truncamiento (valores de e1 más bajos).

A partir de un ajuste por mínimos cuadrados de los resultados obtenidos en el estudio numérico de optimización y adoptando como terreno de referencia un suelo con módulo de balasto de 10 kp/cm^3, con la expresión (4) se propone una ley sencilla para la obtención del valor de e1 en función del volumen, V, del depósito (expresado en m^3):

$$e1 = 8{,}46 \cdot 10^{-6} V + 0{,}733 \qquad (4)$$

6. CONCLUSIONES

En el presente trabajo se ha llevado a cabo un estudio comparativo entre varias funciones de pretensado, definiendo inicialmente unos criterios básicos de diseño de la función y determinando posteriormente aquella función que se adapta mejor a los mismos. El estudio se ha realizado con un modelo de análisis de interacción pared-solera-terreno de base, basado en una solución analítica.

De entre los principales requisitos que debe cumplir la función de pretensado, destacan los siguientes: mantener comprimida anularmente toda la pared, cuando el depósito está lleno, permitiéndose fisuración controlada por flexión meridional; minimizar la fuerza de pretensado; y minimizar el esfuerzo cortante instantáneo de pretensado en la base. La optimización del esfuerzo cortante instantáneo de pretensado se ha mostrado mejor que la minimización del momento flector (criterio éste último propuesto por la mayoría de autores en la literatura técnica), debido a criterios de cálculo, a criterios de dimensionamiento de la pared, a condicionantes constructivos y a condicionantes de servicio.

La función óptima de pretensado ha resultado ser una del tipo R.B.P., con un perfil de forma trapecial truncada, definido con dos parámetros directores. En este trabajo se proponen expresiones sencillas para la obtención de la fuerza necesaria de pretensado y de los parámetros directores del perfil, en función de la geometría del depósito. Se ha advertido que la fuerza mínima de pretensado necesaria es considerablemente superior a la calculada como la integral de los axiles anulares hidrostáticos, considerando las condiciones de contorno en el borde inferior de la pared (práctica de diseño bastante extendida en proyecto), especialmente cuando la relación D/H_w es alta (depósitos bajos).

Por último, se ha observado que, con los criterios de diseño fijados, las funciones que minimizan la ley de momentos flectores son las del tipo L.B.P. Este tipo de funciones, para depósitos con relaciones D/H_w superiores a 5, tiene un buen comportamiento, definiendo el mismo volumen de pretensado que la función trapecial truncada, con esfuerzos cortantes instantáneos de pretensado en la base ligeramente superiores.

7. AGRADECIMIENTOS

Este artículo forma parte de los trabajos realizados durante la tesis doctoral de D. Joan Miquel Vilardell, dirigida por D. Enrique Mirambell y D. Antonio Aguado de Cea. El autor de la misma agradece las ayudas recibidas del Ministerio de Educación y Ciencia (beca F.P.I.) y de la Universidad Politécnica de Catalunya, U.P.C., durante la realización de su tesis doctoral.

8. BIBLIOGRAFIA

Brondum-Nielsen, T. *"Prestressed*

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

Tanks", ACI Journal, vol. 82, n° 4, July-August 1985, pp. 500-509.

Brondum-Nielsen, T. *"Prestressed Tanks"*, Respuestas del autor a comentarios de Close, S. R. y Ghali, A. al artículo con mismo título, de Brondum-Nielsen, T. (1985), ACI Journal, vol. 83, nº 3, May-June, 1986, pp. 481-483.

Bruggeling, A.S.G. *"Why Partial Prestressing?"*, Concrete Society Conference on Design, Construction and Maintenance of Concrete Storage Structures, Newcastle Upon Tyne, December, 1984, pp. 11-23.

Bruggeling, A.S.G. *"Partially Prestressed Concrete Structures-A Design Challenge"*, PCI Journal, vol. 30, n° 2, March-April, 1985, pp. 140-171.

BS 8007 *"Design of Concrete Structures for Retaining Aqueous Liquids"*, British Standards Institution, 1987.

Buyer, K. *"Zur Berechnung der Vorspanung Geschlossener Kreis Zylinderschalen im Stahlbeton-Behalterbau"*, Beton und Stahlbetonbau, May, 1957.

Close, S. R. *"Prestressed Tanks"*. Comentarios referentes al artículo con mismo título, de Brondum-Nielsen, T. (1985), ACI Journal, vol. 83, nº 3, May-June, 1986, pp. 481-483.

Ghali, A. *"Prestressed Tanks"*, Comentarios referentes al artículo con mismo título, de Brondum-Nielsen, T. (1985), ACI Journal, vol. 83, nº 3, May-June, 1986, pp. 481-483.

Ghali, A. y Elliott, E. *"Prestressing of Circular Tanks"*, ACI Structural Journal, vol. 88, n° 6, November-December, 1991, pp. 721-729.

Ghali, A. y Elliott, E. *"Serviceability of Circular Prestressed Concrete Tanks"*, ACI Structural Journal, vol. 89, n° 3, May-June, 1992, pp. 345-355.

Hampe, E. *"Berechnung von Behältern mit Ring Krafttreuer Vorspannung"*, Wiss. Zeitschrift der Hochschule für Bauwesen, Cottbus 4, vol. 1, 1961.

Van Breugel, K. *"Problems Associated with Wall-to-Base Connections"*, Concrete Society Conference on Design, Construction and Maintenance of Concrete Storage Structures, Newcastle Upon Tyne, December, 1984, pp. 51-65.

Van Breugel, K. *"Partial Prestressing for Cylindrical Liquid Retaining Structures"*, Tenth International Congress of the FIP, India, February 1986, pp. 44-57.

Van Breugel, K. y De Boer, R. *"Optimization Procedure for Horizontal Tank Prestress"*, IABSE 13th Congress, Helsinki, June, 1988.

Van Breugel, K., Braam, C.R. y Harder, E.M. *"Cad of the Effect of Thermal Loads on Structural Safety"*, Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures, Proceedings of SCI-C 1990, Second International Conference held in Zell and See, Austria, April, 1990, pp. 797-808.

Vilardell, J. M. *"Anàlisi Estructural i Criteris de Disseny de Dipòsits Cilíndrics de Formigó Pretensat"*, Tesina de Especialidad, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, U.P.C., Barcelona, Junio, 1990.

Vilardell, J. M. *"Análisis Estructural y Criterios de Diseño de Depósitos Cilíndricos de Hormigón Pretensado"*, Tesis Doctoral, Departamento de Ingeniería de la Construcción, U.P.C., Julio, 1994, 577 pág.

Vilardell, J. M. *"Análisis Estructural y Criterios de Diseño de Depósitos Cilíndricos de Hormigón Pretensado"*, GEHO/CEB, Serie Doctorales; Madrid, Noviembre, 1995, 258 pág.

RESUMEN

La misión principal del pretensado circunferencial de la pared de un depósito cilíndrico de hormigón es la de compensar las tracciones anulares originadas por la carga de agua y, en menor medida, contrarrestar las debidas a otras solicitaciones (gradiente térmico, retracción, carga sin simetría de revolución, etc.).

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

Cuando la unión entre la pared y la solera es continua, el movimiento radial del borde inferior de la pared está impedido, y el pretensado próximo a la base, no sólo no comprime apenas la pared, sino que introduce esfuerzos de flexión general importantes. Con la intención de reducir en lo posible este comportamiento de flexión, varios autores han recurrido a formular leyes óptimas de pretensado que redistribuyen los tendones de pretensado en la parte inferior del depósito para conseguir su máxima eficacia en la compresión radial de la pared.

En este trabajo se presenta un estudio comparativo entre cinco funciones de pretensado, algunas de ellas propuestas en la literatura técnica y otras propuestas por los autores del presente artículo. Dicho estudio se ha llevado a cabo con un modelo de análisis analítico lineal, que considera el comportamiento conjunto pared-solera-cimentación, y se ha basado en unos requisitos comunes de diseño del pretensado, previamente establecidos.

Los resultados obtenidos en el estudio han permitido determinar una función óptima de pretensado, tanto en lo que concierne a su ley de distribución como en lo que se refiere a la fuerza necesaria de pretensado. También han mostrado algunas diferencias significativas entre los resultados obtenidos en este estudio y los presentados por otros autores en la literatura técnica, debidas, principalmente, al hecho de haber estudiado el depósito con unión continua en la base con un modelo que contempla la capacidad real de movimiento de la unión.

SUMMARY

The main aim of the circumferential prestressing of the wall of a circular cylindrical concrete tank is to counterbalance the hoop tension due to liquid pressure, but also to counteract secondary hoop tensions due to other causes such as temperature, shrinkage and unsymmetrical loading.

For a wall with a monolithic wall-to-base connection, the displacement at the bottom edge is restrained, and the prestressing near the base does not produce hoop compressive forces. In fact, it produces high vertical bending forces. In order to reduce those fixed-end forces, many authors have proposed several improved prestress distributions that redistribute the circumferential prestressing in the lower part of the wall, placing the tendons where they are most effective in producing hoop compression.

This paper presents a comparative study among five prestressing functions, proposed either by the authors or in previous research works. The study is carried out with an analitical linear elastic model that considers the soil-tank interaction under axisymmetric loads, and is based on several basic design requirements previously defined.

An optimization procedure for the determination of the horizontal tank prestress is suggested, thus defining both the shape of the function and the minimum prestress force needed to ensure fully compressive membrane forces under the hydrostatic load. Furthermore, some significant differences are pointed out between some of the results got in this study and those presented by other authors in the literature, basically due to the fact of taking into account the real movement capacity of the monolithic wall-to-base connection in the analysis model.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

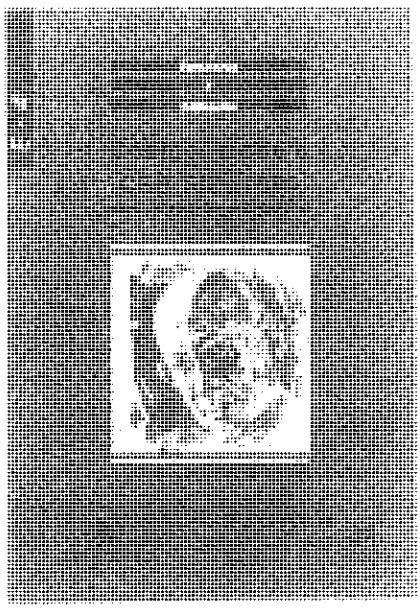
NUEVA PUBLICACION

CODIGO MODELO CEB-FIP 1990, PARA HORMIGON ESTRUCTURAL

Continuando con la serie de publicaciones que esta **Asociación Técnica Española del Pretensado** viene publicando, en las cuales se recogen las recomendaciones que se consideran idóneas para conseguir un adecuado proyecto, realización, mantenimiento y utilización de las obras pretensadas, se ha editado ahora la versión en español del **Código Modelo CEB-FIP 1990 para hormigón estructural.**

El primer Código Modelo se publicó en 1964 bajo el título de **Recomendaciones del CEB** y fue traducido posteriormente a más de veinte idiomas. El segundo Código Modelo se publicó en 1978 bajo el título **Código Modelo CEB-FIP** y ha constituido la base del Eurocódigo 2, así como de más de veinte Códigos nacionales, entre ellos el español **(Instrucciones EH y EP).** La obra que ahora se ofrece es el tercer Código Modelo, publicado por CEB-FIP y que contiene los resultados de las últimas investigaciones europeas en el ámbito de la normativa de las estructuras de hormigón.

Por todo lo anterior, la **Asociación Técnica Española del Pretensado** consideró, en su momento, que resultaba de gran interés poner a disposición de los técnicos españoles la versión en castellano de este importante documento. Esta edición es la primera traducción que aparece tras la publicación original en lengua inglesa. Esta iniciativa se incluye, por otra parte, en el marco del acuerdo de colaboración entre **ATEP** y **GEHO**, las dos Asociaciones que se ocupan del hormigón en nuestro país.



El precio de esta publicación, de 575 páginas, con numerosas figuras y tablas, es de DIEZ MIL PESETAS, IVA incluido (CIEN DOLARES USA, para el extranjero). No obstante, como siempre, a los Miembros de la **ATEP** se les concede un sensible descuento, por lo que podrán adquirir cuantos ejemplares deseen al precio de SIETE MIL QUINIENTAS PESETAS, IVA incluido (SETENTA Y CINCO DOLARES USA, para el extranjero) cada ejemplar.

Los pedidos, que serán atendidos por riguroso orden de recepción, deben dirigirse a la **Asociación Técnica Española del Pretensado, Apartado 19002, 28080 Madrid.**

Debe tenerse en cuenta que, de conformidad con las normas establecidas, sólo podrán ser atendidas aquellas peticiones que vengan acompañadas, bien de cheque extendido a nombre de la **Asociación,** por el importe total del pedido formulado, o bien de copia de la correspondiente orden de transferencia efectuada a la cuenta que la **ATEP** tiene abierta, con el número 1560/271, en la Sucursal de Potosí, calle Bolivia nº 11, 28016 Madrid, del Banco Español de Crédito. **(Datos del Banco: 0030-1125-19).**

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

591-2-299

Puente Ting Kau. Proyecto y construcción

Javier Ayala Luna
(ENTRECANALES)
Juan Andrés Gil
(IBERINSA)

1. INTRODUCCION

A finales de Agosto de 1994 las empresas españolas Entrecanales y Cubiertas, formando UTE con Zublin de Alemania, Downer de Nueva Zelanda y Paul Y de Hong Kong, resultaron adjudicatarias del Concurso de Proyecto y Construcción convocado por el Departamento de Carreteras del Gobierno de Hong Kong para la construcción del Puente Ting Kau.

Este puente formará parte de la nueva ruta a China, resolviendo la conexión entre la zona oeste de los Nuevos Territorios y la isla de Tsing Yi, la cual ha quedado conectada al nuevo aeropuerto por medio de los puentes Tsing Ma y Kap Shue Mun.

La firma Schlaich, Bergermann und Partner ha sido la responsable del Proyecto de la estructura, que se compone de un puente atirantado y sus accesos. La consultora española IBERINSA ha participado realizando el proyecto completo de estos últimos.

Binnie Consultants Ltd. ha desarrollado tanto el proyecto de las cimentaciones como el del resto de la obra.

La presente comunicación describe, en líneas generales, el proyecto y la construcción de la estructura, destacando sus singularidades.

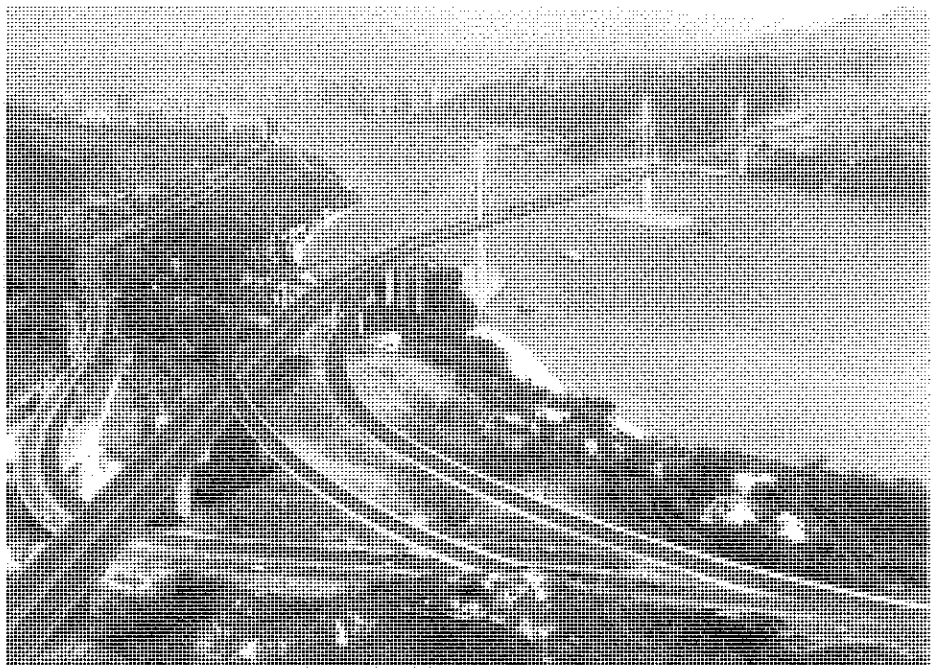


Fig. 1 Foto aérea con el puente completo dibujado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

2. JUSTIFICACION DE LA SOLUCION ADOPTADA

El proyecto debía ser desarrollado siguiendo unos condicionantes funcionales muy estrictos, pudiendo mencionarse, entre otros, los siguientes:

- Vida de diseño de todos los elementos estructurales del puente, incluyendo cables de atirantamiento, de 120 años.
- Severos condicionamientos en la calidad y durabilidad de los materiales.
- Fácil mantenimiento de la estructura, con acceso para inspección a todos sus puntos. Los apoyos, para los que la vida de diseño es de 50 años, deben ser sustituibles sin interrupción del tráfico.
- Protección contra impacto de barcos de hasta 220.000 toneladas de peso muerto.
- Estructura capaz de soportar los esfuerzos provocados por un viento de 65 m/s, y estable aerodinámicamente para un viento de hasta 95 m/s., ambos al nivel del tablero, tanto en servicio como durante construcción.
- Estética e integración de la estructura en su entorno, con el puente colgante Tsing Ma, de 1.377 m de luz, muy cercano.
- Completísimas instalaciones eléctricas y mecánicas, con sistemas de seguridad y de seguimiento y análisis del comportamiento estructural del puente en servicio.
- Un plazo de 34 meses para el proyecto y la construcción.

La solución que había que proyectar, además de cumplir con los condicionantes anteriores, debería facilitar una construcción rápida y económica.

Como se ha indicado anteriormente, el puente tiene dos partes diferenciadas, que corresponden al cruce del canal y a la conexión con otros viales (Fig. 1).

El cruce del canal se ha resuelto por medio de un puente atirantado, de cuatro vanos de luces 127+448+475+127 m (Fig. 2). Por razones varias, de las cuales la más importante es el alto coste y dificultad que representan las protecciones contra impactos de barcos, se ubicó en el canal una única torre, la cual descansa en un suave promontorio de roca por medio de pilotes. La posición de esta sobreelevación de la capa portante es la que ha forzado a adoptar diferentes luces para los dos vanos principales. En cuanto al tablero, la separación en dos mitades, con vigas de conexión y 4 planos de cables (Fig. 3), permite reducir los esfuerzos en las vigas transversales y mejora, con la abertura central, el comportamiento aerodinámico. Respecto a los materiales, la sección mixta, con paneles prefabricados de hormigón, permite un montaje rápido y sencillo. Por último, las torres de fuste único, ligeras y esbeltas son el máximo exponente estético y tecnológico del puente, asemejándose a los mástiles de un velero (Fig. 4).

Los accesos al puente atirantado, para conexión con otros viales, por medio de rampas y continuación de la autopista se resuelven con tableros de hormigón postensado con sección en cajón. La accidentada orografía y dificultades de acceso han

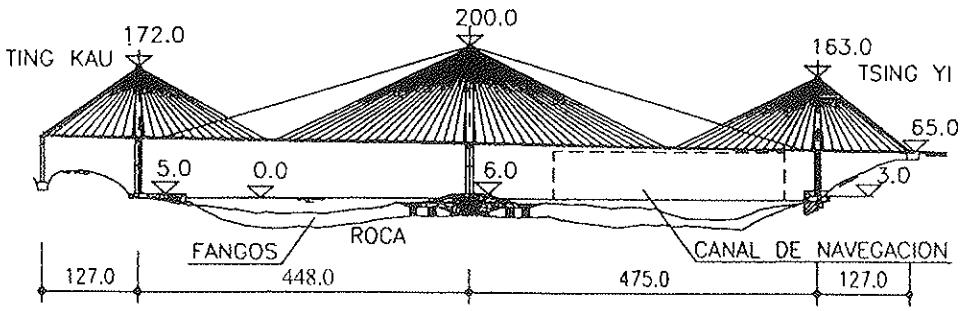


Fig. 2 Puente Atirantado. Alzado longitudinal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

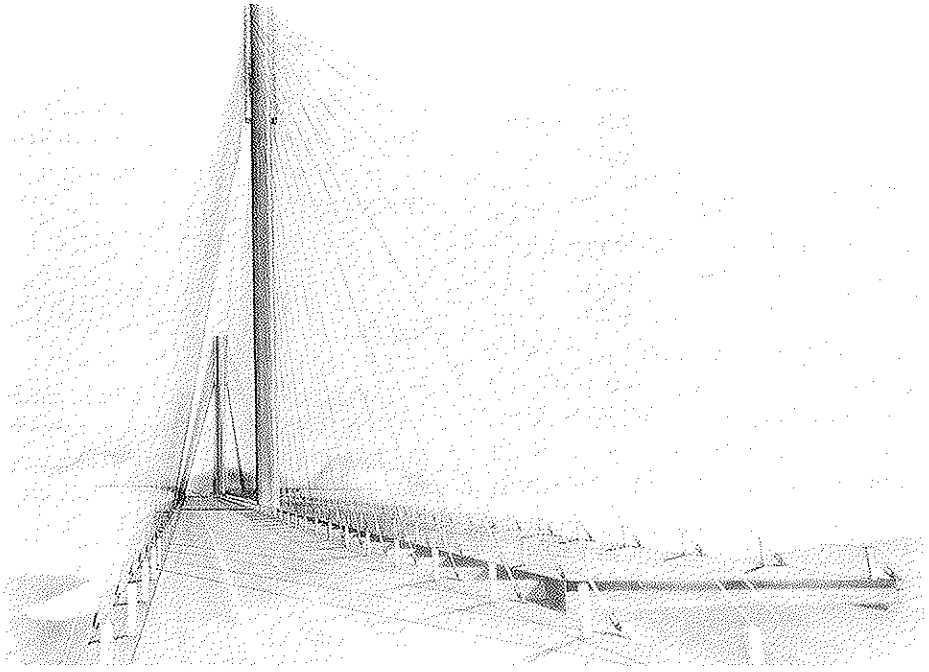


Fig. 3 Puente Atirantado. Perspectiva del tablero.

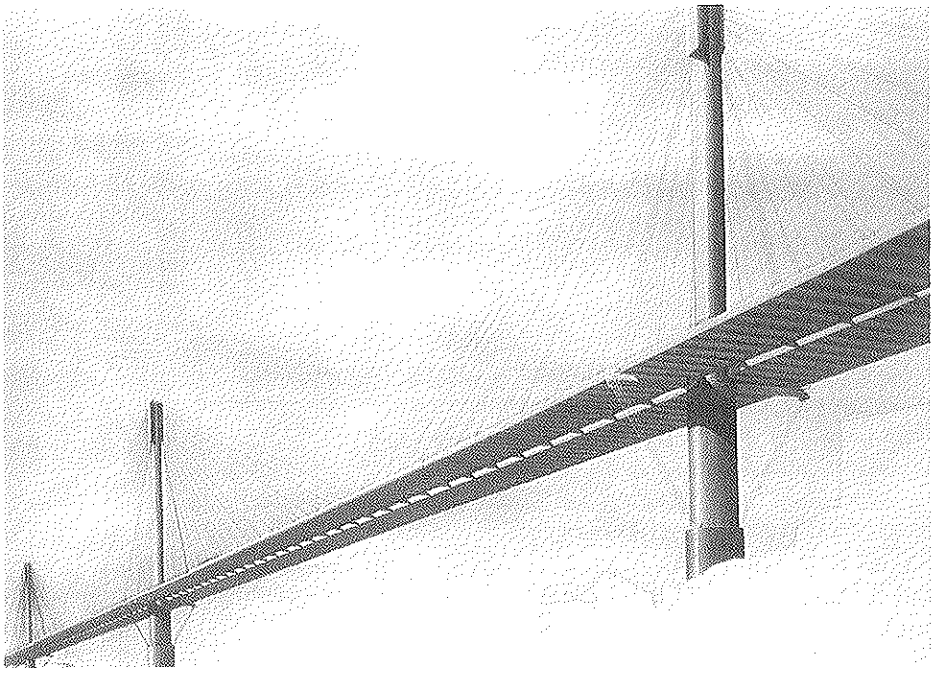


Fig. 4 Puente Atirantado. Perspectiva.

exigido la utilización del hormigonado "in situ". La distribución de luces está muy condicionada, además, por los viales y servicios existentes. La técnica de voladizos sucesivos con canto variable se ha utilizado para luces de vanos y alturas de pilas mayores, cambiándose el procedimiento constructivo a cimbrado y canto constante donde las circunstancias lo permitían. Los procedimientos constructivos indicados anteriormente, así como la necesidad de proveer espacio para instalaciones, junto con los condicionantes estéticos, justifican plenamente la sección en cajón adoptada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

3. PROYECTO

La normativa de aplicación para el diseño de la estructura ha sido el Manual de Diseño de Estructuras de Carreteras y Ferrocarriles de Hong Kong (basado en la BS 5400, con ajustes para las condiciones locales), suplementado con determinadas especificaciones particulares.

Destacan, entre las acciones que había que considerar, las altas cargas de tráfico y las elevadas velocidades de viento de diseño, determinantes para el diseño de la superestructura e infraestructura, respectivamente.

Para dar una idea de magnitud, el máximo momento en la cimentación de la torre central, debido a viento, en estado límite último alcanza los 4.500 MNm. El sismo no es una acción dimensionante en este caso.

La interacción del terreno con la estructura se ha resuelto con la introducción de muelles en los modelos estructurales.

3.1. Puente atirantado

Cimentación

Las cimentaciones de las torres laterales, la pila de conexión con los accesos, y el estribo son directas sobre hormigón en masa, con excavación escalonada en roca.

La torre central se cimenta en un encepado de 37 x 33 m y canto 6 m, el cual descansa sobre 52 pilotes de 2,50 m de diámetro que, perforando el relleno de la isla artificial circundante, alcanzan la roca.

Esta isla tiene como objeto proteger la torre contra el impacto de barcos y proporcionar a la cimentación estabilidad y rigidez frente a cargas horizontales.

La isla se forma por excavación, lo más reducida posible, de los fangos, instalación de drenes verticales y relleno de arena, protegido este último con capas filtro y escollera con pendiente 1:3. Los drenes permiten la casi total consolidación del fango antes del final de la obra.

El diseño de la isla reduce los efectos medioambientales, al minimizar el dragado de fangos, y permite realizar el pilotaje desde tierra.

Torres

Las tres torres, con alturas de 167, 194 y 159 m, son de fuste único para reducir las áreas expuestas al viento, y están rigidizadas transversalmente por medio de puntales metálicos y cables (Fig. 5).

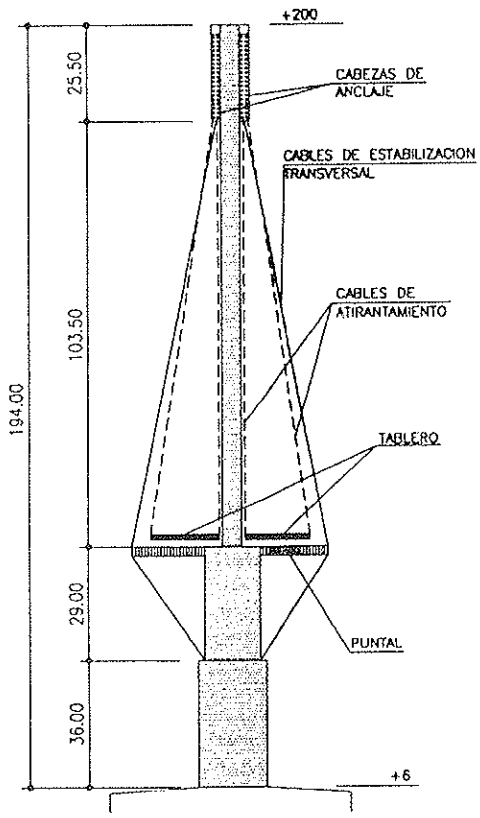


Fig. 5 Pilono central. Alzado.

Se componen de tres secciones diferentes, con dimensiones que van reduciéndose en altura (Fig. 6), separadas por losas de transición. El acusado redondeo de las esquinas reduce los coeficientes de forma para cargas de viento a la mitad respecto a los que tendría con sección rectangular.

Las torres son de hormigón, de 480

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

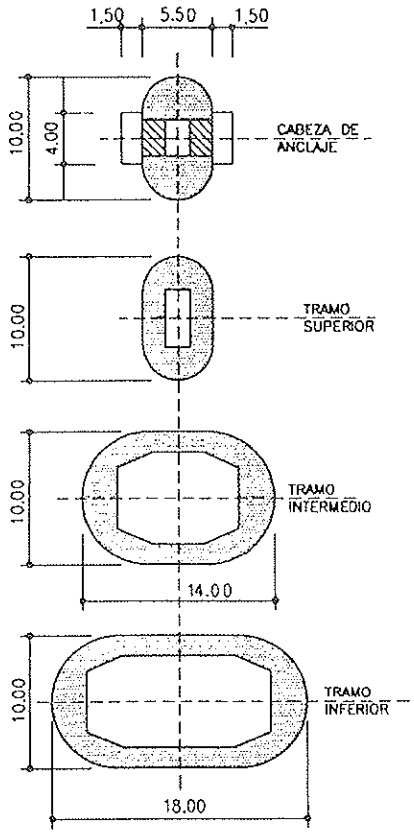


Fig. 6 Pilono central. Secciones transversales.

Kg/cm^2 de resistencia, y disponen de dos prismas rectangulares metálicos en su parte superior, donde anclan todos los cables de atirantamiento. Las dimensiones de los correspondientes a la pila central son de 30,00 x 4,00 x 1,50 m, con un peso de 200 toneladas.

Cables

Los cables de atirantamiento soportan el tablero a intervalos de 13,50 m y tienen su anclaje activo en el extremo superior.

Están formados por cordones de 0,6 pulgadas, en número que varía entre 17 y 58.

Los cordones son galvanizados y están recubiertos por polietileno extrusionado, con cera en los intersticios.

Los cordones que conforman el cable van introducidos en una vaina cerrada de polietileno negro, recubierta de una capa de polietileno de color claro con resaltos helicoidales.

El sistema de anclaje utilizado es el de Freyssinet, la instalación cordón a cordón y el método de tesado el de Isotensión, con el primer cordón instalado por longitud predeterminada.

Tablero

El tablero es de sección mixta compuesta de dos emparrillados, formados cada uno por dos vigas longitudinales, con vigas transversales cada 4,50 m y losa de hormigón (Fig. 7).

Los dos emparrillados se unen cada 13,5 m, coincidiendo con el anclaje de los cables, por medio de una viga transversal, metálica, en I, prolongación de una de las vigas transversales.

Las vigas longitudinales tienen juntas atornilladas cada 13,50 m y forma en L, con canto de 1,50 m.

El tablero es de anchura variable, con lo que la luz de las vigas transversales en I varía entre 18,80 y 32,00 m. Su canto es variable entre 1,40 y 2,00 m.

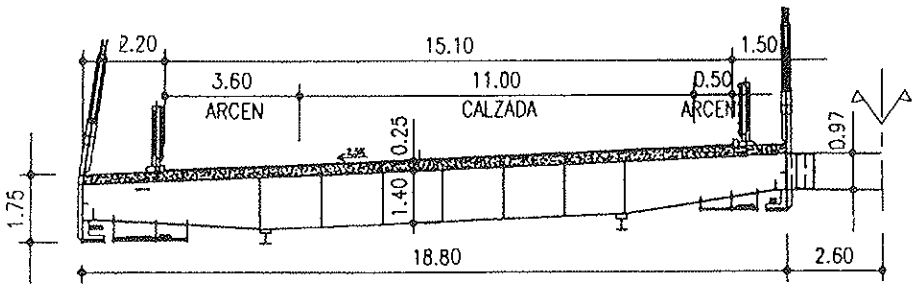


Fig. 7 Puente Atirantado. Sección transversal típica del tablero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

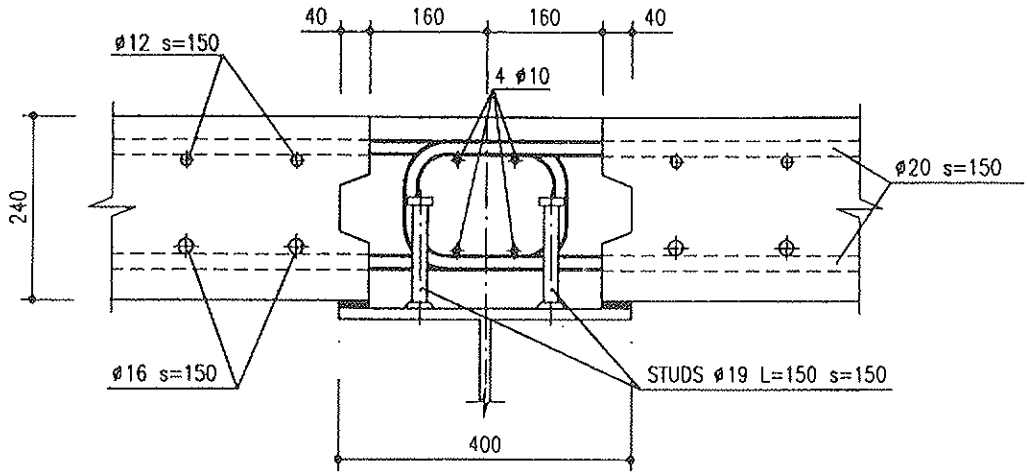


Fig. 8 Puente Atirantado. Detalle de conexión entre placas prefabricadas.

La losa de hormigón se materializa con placas prefabricadas, de dimensiones típicas 4,18 x 4,25 m, y juntas hormigonadas "in situ" (Fig. 8). Su canto es de 24 cm, salvo en la cercanía de la torre central donde se incrementa hasta alcanzar un valor de 30 cm.

Respecto a coacciones, el tablero es flotante a su paso por las torres, con el movimiento longitudinal relativo impedido en la torre central y el movimiento transversal relativo impedido en todas ellas. En sus extremos se disponen bielas metálicas de anclaje, una por cada viga longitudinal, y guías longitudinales.

3.2. Estructuras de acceso

Las estructuras de acceso se componen de dos viaductos paralelos (uno para cada sentido de circulación) de 500 m de longitud, que permiten la continuidad de los tres carriles de circulación de la autopista, y 3 viaductos de 200, 115 y 380 m de longitud, que dan paso a los dos carriles de circulación de la rampa G el primero, y de la rampa H los dos restantes.

Los estribos, de los que arranca el tablero en voladizo, por necesidad de la distribución de luces se cimentan directamente.

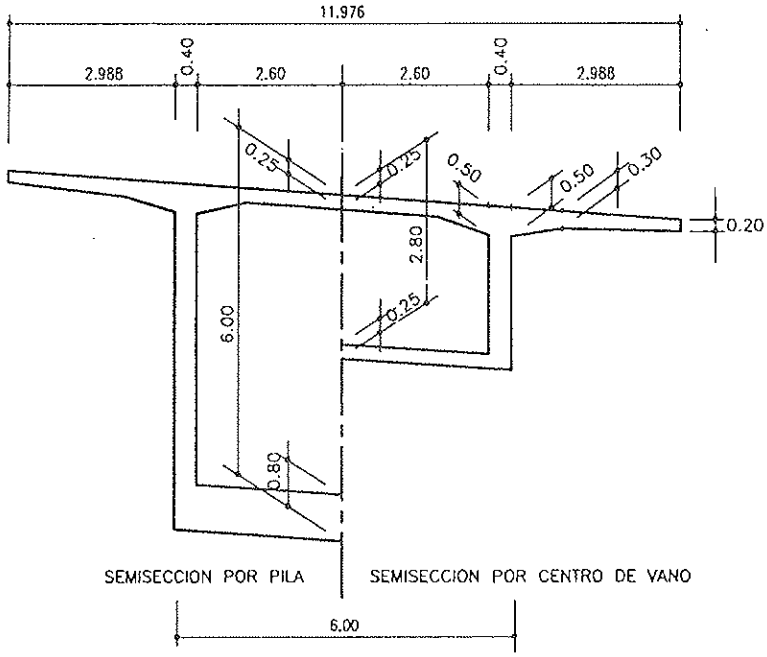


Fig. 9 Accesos. Sección transversal del tablero de la Rampa H.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

La cimentación de las 21 pilas es por pilotaje, con pilotes de 2,1 m de diámetro, que penetran entre 0,5 y 6 m en la roca.

Las pilas son rectangulares, huecas, con alturas máximas de 58 m. Sus dimensiones, constantes con la altura, varían de una a otra estructura.

Los tableros, curvos en planta y con radio mínimo de 250 m, son de hormigón postensado con sección en cajón de almas verticales (Fig. 9). La variación del peralte se consigue por distorsión de la sección, manteniendo verticales las almas.

Las luces máximas corresponden a las estructuras de la Rampa H (Fig. 10), cuyo trazado es el de radio mínimo. El vano final, excesivamente corto al estar fuertemente condicionada la posición de la última pila, requiere apoyos de neopreno confinado en su extremo, capaces de resistir tracciones y compresiones. La estructura de un solo vano tiene una rótula en su centro solucionada con bielas metálicas. Ambos dispositivos se han proyectado previendo su sustitución sin interrupción del tráfico.

Diferentes condicionamientos en la parte final de los viaductos paralelos y la Rampa G obligan a una distribución de luces de, aproximadamente, 60 + 90 + 60 m, la cual requiere construir tres dovelas adicionales, en los voladizos laterales, después de cerrar clave, lo que se resuelve continuando con el avance de los carros por las alturas existentes. Para compensar esfuerzos en la estructura se introducen fuerzas con gatos, tanto horizontalmente en clave como verticalmente en los apoyos extremos.

4. ESTUDIO AERODINAMICO DEL PUENTE ATIRANTADO

La ubicación del puente dentro de un área de frecuentes tifones da a las acciones de viento, tanto en servicio como durante construcción, una importancia singular, más aun tratándose de un puente atirantado con un esquema estructural singular.

Para asegurar el correcto comportamiento aerodinámico de la estructura y confirmar los parámetros usados en el diseño se realizaron exhaustivos estudios en el túnel de viento de la Universidad de Western Ontario (Canadá).

Inicialmente, se ensayó un modelo seccional, a escala 1:80,en régimen laminar y turbulento. Para mejorar el comportamiento aerodinámico del tablero a altas veloci-

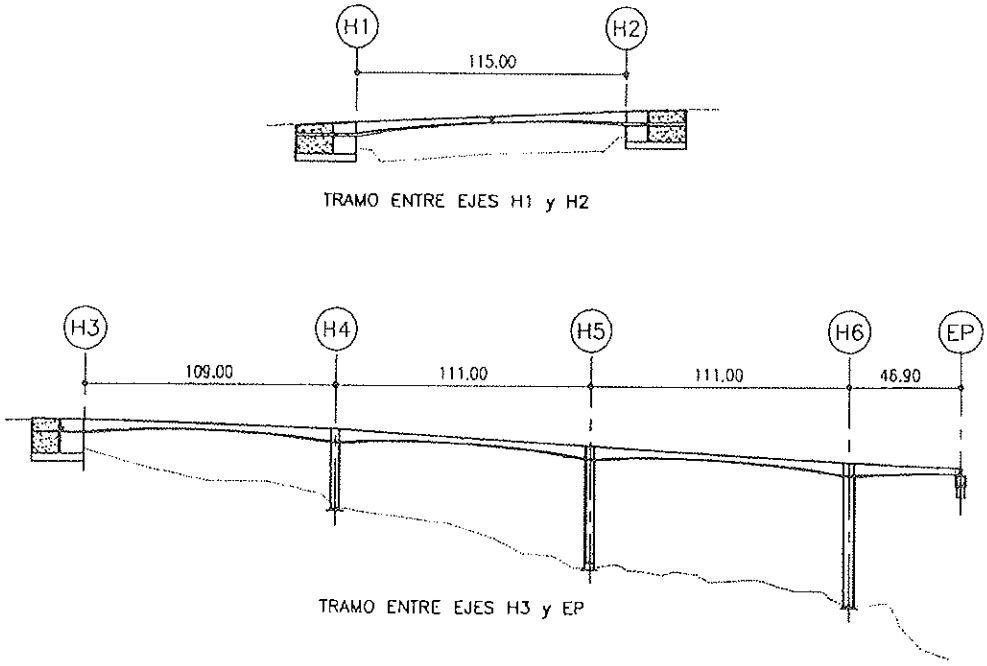


Fig. 10 Accesos. Sección longitudinal de la Rampa H.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

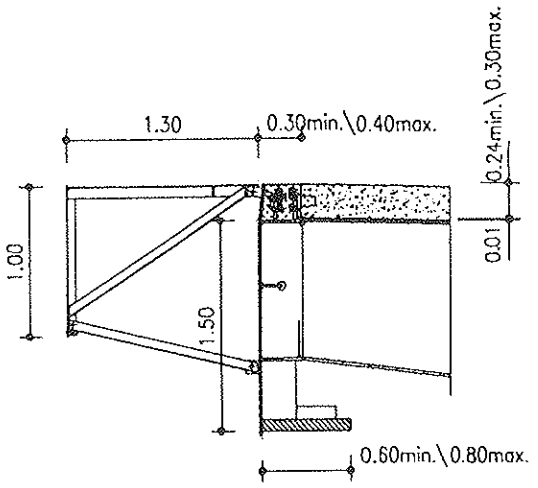


Fig. 11 Puente Atirantado. Detalle de viga longitudinal con estabilizador aerodinámico.

dades del viento se ensayaron diferentes tipos de deflectores, eligiéndose finalmente el mostrado en la Fig. 11, que se extiende únicamente al 50% central de los vanos principales. A velocidades de viento intermedias se mejoró la estabilidad prolongando el ala inferior de las vigas longitudinales con las bandejas de servicios de 1,6 m de anchura. En la Fig. 12 se muestran los resultados obtenidos finalmente en este ensayo.

A continuación, se ensayó un modelo aeroelástico completo del puente, a escala 1:250, en régimen laminar y turbulento, monitorizando las secciones críticas (esfuerzos y aceleraciones en torres y tablero y tensiones en cables) para velocidades medias de viento, a la altura del tablero, de hasta 100 m/s. (Fig. 13). La respuesta del modelo demostró la no existencia de inestabilidad aerodinámica o flameo en todo el rango de velocidades de viento, tipos de turbulencia y orientaciones en planta ensayados.

Por último, se procedió a ensayar el modelo aeroelástico del puente, representando las diferentes fases de construcción. Las configuraciones ensayadas corresponden a las pilas en ejecución, las torres laterales con tablero en voladizo, antes y después de conectarse al estribo, y la torre central con sus voladizos máximos. Estas configuraciones se estudiaron, con diversas alternativas de sujeciones temporales para reducir las solicitaciones aerodinámicas a niveles aceptables, bajo las mismas condiciones de velocidad de viento ensayadas en el modelo completo.

5. CONSTRUCCION

Las primeras actividades de construcción comenzaron en Febrero de 1995 después de realizada la investigación geotécni-

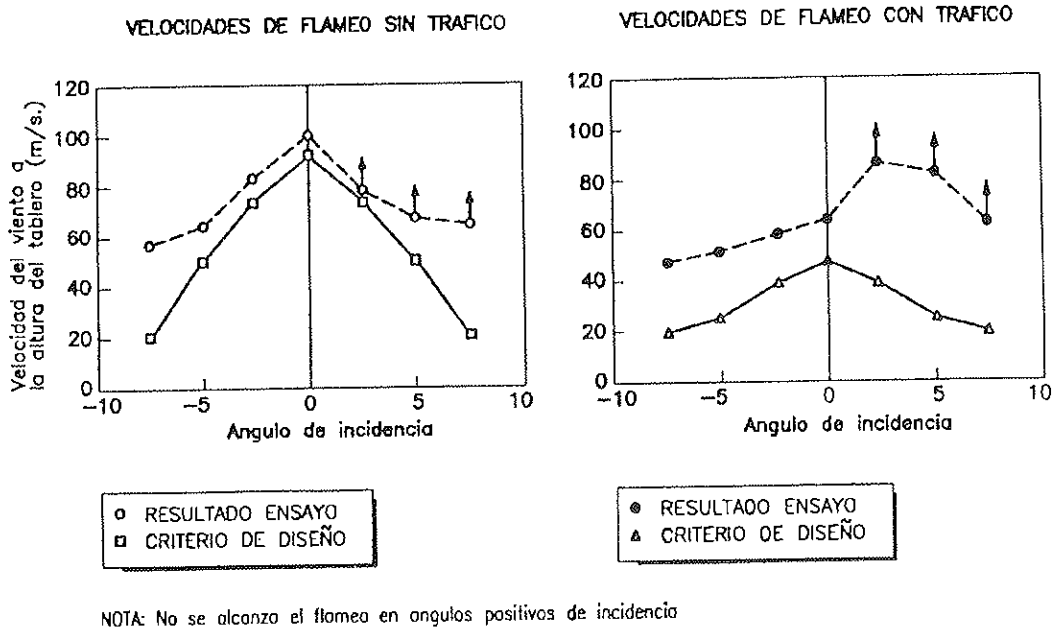


Fig. 12 Ensayo del modelo seccional. Velocidades de flameo con viento en corriente uniforme.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

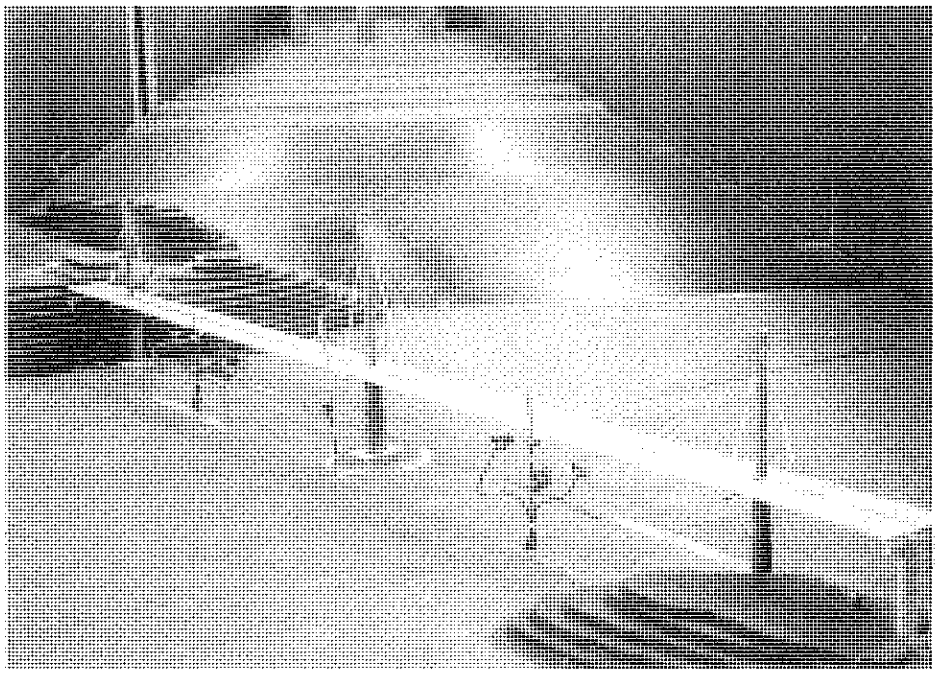


Fig. 13 Ensayo del modelo completo en túnel de viento.

ca y avanzado suficientemente en el Proyecto.

La finalización está programada para finales de Julio de 1997.

A continuación se describen los métodos de construcción, desarrollados en su totalidad en la obra, indicando volúmenes y rendimientos significativos, así como las singularidades de las diversas partes del Proyecto.

5.1. Puente atirantado

Cimentación

La zapata de la torre lateral lado Ting Kau, primera en construirse, con un volumen de 4.000 m^3, se subdividió en cuatro trozos para su ejecución, al no estar garantizado el suministro de hormigón continuo para el volumen total.

Por requerimiento del contrato, la armadura estaba revestida con una capa epoxi. Este requerimiento dificultó de manera significativa la ejecución, ya que la elevada cuantía de armadura requerida, junto con su diámetro (tres capas de ϕ 40 a 0,15 m en cada dirección) dificultó enormemente el armado, invirtiendo el doble de tiempo en su instalación que con armadura normal y necesitando un gran número de retoques. El manejo de armadura epoxi de gran diámetro y la unión por acopladores, hace difícil evitar daños en el recubrimiento.

Estos problemas, junto con la garantía de durabilidad que proporciona un recubrimiento de 75 mm en el hormigón utilizado, de alta resistencia y compacidad, así como baja permeabilidad al ion cloro, aconsejaron utilizar armadura sin revestir en el resto de las cimentaciones. La protección contra corrosión queda entonces confiada a un hormigón de altas prestaciones.

Este hormigón se basa en una mezcla de cemento Portland, cenizas volantes y microsílice, con calor de hidratación rebajado vertiendo hielo en el agua de amasado.

La cimentación de la torre central, en el camino crítico del programa, se construyó con gran celeridad. El pilotaje se ejecutó en 2 meses y el encepado se hormigonó de una sola vez, al abrigo de un recinto tablestacado agotado con well points (altura máxima de agua de 2,5 m). Su volumen, de 5.800 m^3, necesitó 75 horas de operación continua, con 4 bombas funcionando. La

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

temperatura se controló mediante refrigeración por tuberías con circulación de agua del mar.

La cuantía de armaduras (7 capas de $\phi 50$ a 0,23 m, en cada dirección) presentaba la dificultad añadida para su colocación de tener que penetrar entre la armadura de los pilotes, armados con 36 $\phi 50$.

En la cimentación de la torre lateral lado Tsing Yi destaca el recinto tablestacado, el cual queda integrado en la obra como defensa contra impacto de barcos. La profundidad máxima del recinto alcanza la cota – 20 m, siendo + 2,50 m el nivel máximo de la marea.

Para la construcción de esta cimentación se comenzó excavando la roca con explosivos bajo el agua, disponiendo un recinto circular, de 19 m de radio, de tablestacas de hormigón, prefabricadas, con sección en H, arriostradas con una estructura provisional metálica, y fijando su base con Hidrocrete (hormigón sumergido autonivelante). Posteriormente, se rellenaron con el mismo material las celdas y el interior del recinto, hasta la cota – 12 m.

Después del vaciado, se saneó la roca y se vertió hormigón en masa, por tongadas, hasta la cota – 3,00, nivel de la base de la zapata.

Torres

Las secciones inferior e intermedia de las torres se construyen con un encofrado deslizante, que se adapta de una sección a la otra sin necesidad de desmontarlo. La sección superior se desliza con un encofrado diferente. El ritmo de deslizado es de 3 m por día (Fig. 14).

De las dos losas de transición, la inferior se construye con el encofrado deslizante realizando paradas. La superior se realiza con encofrados trepadores.

Los encofrados utilizados en una torre lateral se reutilizan en la otra.

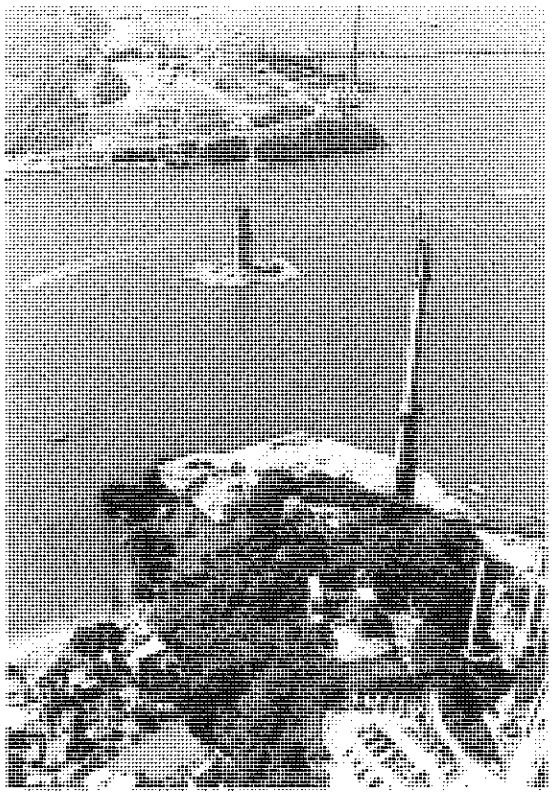


Fig. 14 Torres en construcción.

La grúa-torre y el ascensor provisional, se sitúan en la mediana entre futuros tableros.

En la parte superior de la torre se deja sin hormigonar, durante el deslizado, la zona central de la sección, donde se anclan las cabezas metálicas (Fig. 15).

Dichas cabezas metálicas son izadas posteriormente, en una sola pieza, mediante gatos; y una vez fijadas en posición, se hormigona por tongadas la zona central, y se pretensan las barras de anclaje.

Con el mismo sistema de izado de cargas pesadas, se montan el emparrillado metálico del primer panel del tablero y el puntal metálico de rigidización, que se izan solidarios, para independizarse al fijarlos en posición.

Tablero

El acero estructural se suministra desde Inglaterra, Italia y Japón, fabricándose la estructura en China, a 20 Km de la obra, a la que se transporta en barcazas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

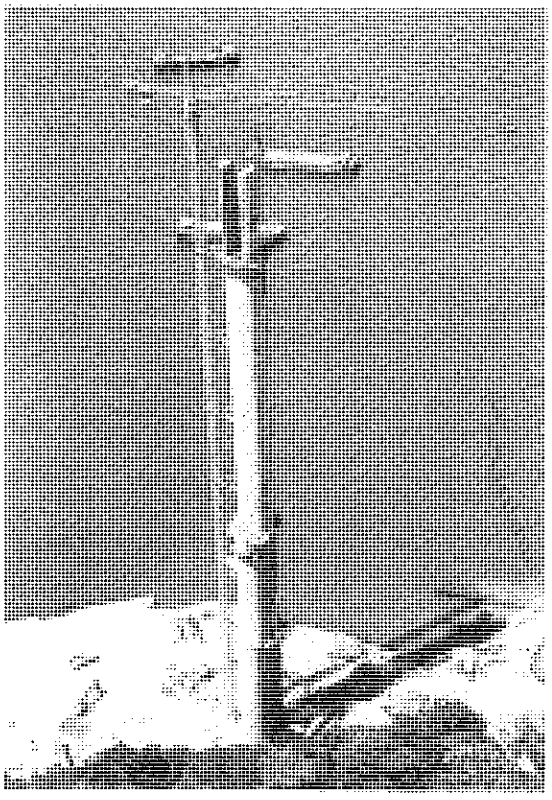


Fig. 15 Torre lado Ting Kau.

Las placas de hormigón se fabrican y transportan de manera similar. Se almacenan un tiempo mínimo de 3 meses, para reducir los efectos de la retracción en la estructura.

Las juntas "in situ" entre placas se han ensayado para estudiar su comportamiento, el cual ha sido mejor que el teórico.

El montaje del tablero no ha comenzado en el momento de redactar el presente artículo, por lo que se indica, a continuación, únicamente el método a seguir. Este se describirá con detalle en un artículo posterior.

El primer panel del tablero se completa, después del izado de la estructura metálica, con la colocación de las placas prefabricadas y el hormigonado de las juntas.

El resto de los paneles del tablero se construyen por avances sucesivos, en voladizo, con el auxilio de grúas derrick.

La estructura metálica de cada panel se iza, en una sola pieza, en los voladizos situados sobre el agua.

En los situados sobre tierra, también, siempre que existan condiciones de acceso para hacerlo posible.

El panel se completa con la colocación de placas prefabricadas, que se realiza solapada con la instalación de los cables de atirantamiento, y el hormigonado de las juntas in situ.

El ciclo por panel se ha programado en 5 días.

Los voladizos a ambos lados de la torre central, alcanzarán una longitud récord de 270 m antes de cerrar los vanos principales.

5.2. Estructuras de acceso

El mayor problema para la construcción de estas estructuras es lo accidentado del terreno y las dificultades de acceso.

Los pilotes se realizaron por excavación manual, método tradicional en la zona, cuando la maquinaria de pilotaje no puede acceder. El rendimiento de la excavación es de 0,9 m por día en suelo y 0,15 m por día en roca.

Las pilas se construyeron con encofrados trepadores, salvo en las dos más altas, las cuales se deslizaron. El avance en el trepado fue de 4 m cada 5 días. Para el deslizado fue de 3,5 m por día.

Los tableros se construyen por voladizos sucesivos, con 4 parejas de carros de avance, salvo en un área en que se utiliza cimbrado y construcción vano a vano, al ser menor la altura sobre el terreno (Fig. 16).

El avance con carros es de una dovela por semana. Para conseguir este ciclo, el hormigón de la zona alrededor de los anclajes, se calienta, en tiempo frío, durante el curado, con lo que adquiere resistencia con mayor rapidez.

Las dovelas se hormigonan a sección completa.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

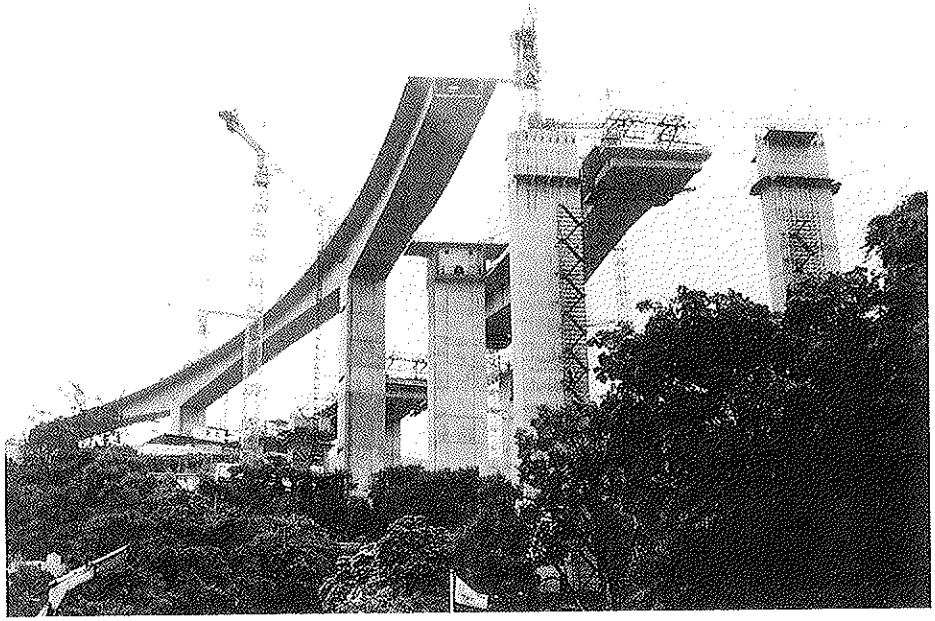


Fig. 16 Accesos. Rampa G en primer plano.

6. CUANTIAS DE MATERIALES

Para el puente atirantado, las cantidades de materiales en tablero y cables de atirantamiento, por metro cuadrado del primero, son las siguientes:

- Hormigón (f_{ck} = 480 Kg/cm^2): 0,25 m^3/m^2
- Acero pasivo (f_{yk} = 4.600 Kg/cm^2): 75 Kg/m^2
- Acero estructural (S355 / BS 10.025): 175 Kg/m^2
- Tirantes del tablero ($f_{máx.}$=177 Kg/mm^2): 50 Kg/m^2
- Tirantes de estabilización de las torres ($f_{máx.}$ = 177 Kg/mm^2): 10 Kg/m^2

En los viaductos de acceso, las cuantías son muy variables, al serlo las luces. Las cantidades de materiales en tablero, por metro cuadrado, son, para las Rampas G y H, las de la tabla adjunta.

En las cantidades de acero activo de la Rampa H está incluido el que empotra el tablero en los estribos.

Las resistencias indicadas para el hormigón corresponden a ensayo en probeta cilíndrica.

RESUMEN

El puente de Ting Kau se compone de un puente atirantado, de 1.177 m de longitud, con tablero de estructura mixta, y 1.695 m de estructuras de acceso, con tablero de sección en cajón, de hormigón postensado.

El puente atirantado tiene tres pilares de fuste único, con una distribución de luces de 127 + 448 + 475 + 127 m, y ancho capaz para tres carriles en cada sentido de circulación, e incorporación de ramales.

Materiales	Rampa G	Rampa H
Hormigón (f_{ck} = 360 Kg/cm^2)	0,73 m^3/m^2	0,78 m^3/m^2
Acero pasivo (f_{yk} = 4600 Kg/cm^2)	198 Kg/m^2	200 Kg/m^2
Acero activo ($f_{máx}$ = 177 Kg/mm^2)	32 Kg/m^2	56 Kg/m^2

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

Las estructuras de acceso, construidas por voladizos sucesivos en su mayor parte, tienen luces variables, siendo la máxima de 115 m.

El artículo incluye una justificación de la solución estructural adoptada, junto con la descripción de las principales características del proyecto, bases de cálculo, métodos y singularidades de construcción, indicando volúmenes y rendimientos significativos.

Se detallan, asimismo, los estudios realizados en túnel de viento para asegurar el correcto comportamiento aerodinámico del puente atirantado.

SUMMARY

The Ting Kau Bridge has been designed as a composite deck cable stayed bridge 1.177 m. length, with 1.695 m. total length of prestressed concrete box girder approaches.

The cable stayed bridge has three single pilons with spans of 127 + 448 + 475 + 127 m. The width allows three lanes in each direction and jointing ramps.

The approach structures, cantilever construction mainly, have variable spans, with 115 m. maximum length.

The article includes a justification of the selected structural solution as well as a description of the main characteristics of the Project, design criteria, construction methods and singularities, giving quantities and production rates.

Wind tunnel tests carried out to study the aerodynamic behavior of the cable stayed bridge are also detailed.

* * *

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

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

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

CSIC

CEMCO 98

XIV CURSO DE ESTUDIOS MAYORES DE LA CONSTRUCCIÓN

Desde el año 1.956 el ***Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETcc)***, realiza una labor de formación y difusión científico-tecnológica en el área de la construcción y sus materiales, a través del Curso de Estudios Mayores de la Construcción -CEMCO. Para el año 1998, el objetivo de este Curso, ya en su décimocuarta edición, es proporcionar información actualizada sobre *Innovación y Avances en el Área de la Construcción y sus Materiales.*

El curso que tendrá lugar entre los meses de Febrero y Junio del **año 98,** con un total de 500 horas entre clases teóricas y prácticas, se ha estructurado en:

Área de Materiales	S1: Conglomerantes Hidráulicos: Naturaleza, Comportamiento y Limitaciones S2: Aplicación de los Materiales Cerámicos, Vidrios y Piedra Natural en la Construcción S3: Hormigones Especiales S4: Materiales Compuestos: Diseño, Cálculo y Aplicación en Construcción
Área de Estructuras	S5: Modelización y Análisis de Estructuras de Hormigón S6: Fiabilidad Estructural. Tratamiento de las Acciones Especiales
Área de Edificación	S7: Habitat Popular en Latinoamérica: Tecnologías, Materiales, Políticas y Soluciones Habitacionales S8: Industrialización y Prefabricación en Edificación y Obra Civil
Área de Mantenimiento, Rehabilitación y Recuperación	S9: Acciones del Agua en la Edificación S10: Durabilidad de Estructuras de Hormigón: Vida Útil, Refuerzo y Reparación S11: Evaluación Estructural. Patología, Diagnóstico y Soluciones de Intervención S12: Conservación del Patrimonio Arquitectónico
Área de Medio Ambiente	S13: Construcción y Medio Ambiente S14: Evaluación del Medio Ambiente Interior en las Edificaciones y Rehabilitación Medioambiental
Área de Riesgo y Normalización	S15: Riesgo y Prevención en Construcción. Seguridad y Seguros S16: Evaluación de Sistemas de Construcción no Tradicionales. Documento de Idoneidad Técnica.

El programa propuesto para esta nueva edición del curso CEMCO ha sido diseñado para graduados universitarios que se dediquen al sector de la construcción. La variedad de la temática propuesta, la participación de profesores tanto españoles como extranjeros procedentes del campo de la investigación, de universidades y de empresas servirán al participante para ampliar sus conocimientos sobre los avances que ha experimentado el área de la construcción, sus materiales y sus técnicas en los temas de mayor impacto y actualidad dentro del mismo. Durante el Curso se realizarán dos viajes de prácticas en coincidencia con los seminarios: «Aplicación de los Materiales Cerámicos, Vidrios y Piedra Natural en la Construcción» y «Conservación del Patrimonio Arquitectónico», así como diversas visitas a Instituciones y obras de interés.

El número de plazas para realizar la totalidad del curso así como algún seminario específico será limitado. Se prevé la adjudicación de un cierto número de becas para los que realicen el curso completo. Aquel que desee una mayor información puede consultar: **http://www.csic.es/torroja/Cemco.html** o solicitar el programa del Curso a:

CEMCO-98. Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja"
Att.: Mª Carmen Díaz Periañez
c/ Serrano Galvache s/n. 28033 - Madrid. España
Tfno: 34 - 1 - 302 04 40, Fax: 34 - 1- 302 07 00, e-mail: carmendp@fresno.csic.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

591-2-300

Prefabricación de tableros en arco. Realizaciones

Manuel Burón Maestro
David Fernández-Ordoñez Hdez.
Cándido Ovejero Sánchez
Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
GRUPO PACADAR

Es muy frecuente intentar ampliar las calzadas de carreteras existentes. Ello obliga, en muchas ocasiones, a ampliar los tableros de puentes históricos, que tienen un gran valor estético, histórico y técnico. Es frecuente observar cómo se realizan ampliaciones de tableros de puentes históricos, con soluciones improvisadas o poco respetuosas con los propios puentes o con el entorno.

En este caso, se plantea el ensanche de un puente proyectado por D. Arturo Monfort Domingo, en el año 1926, y terminado en 1930. El puente se corresponde con la colección de puentes creada por el ingeniero D. Eugenio Ribera y Dutastor (Fig. 1).

El puente original tenía cuatro tramos, de 32 metros de luz, resueltos con unos arcos de una relación flecha-luz 1/10. Cada

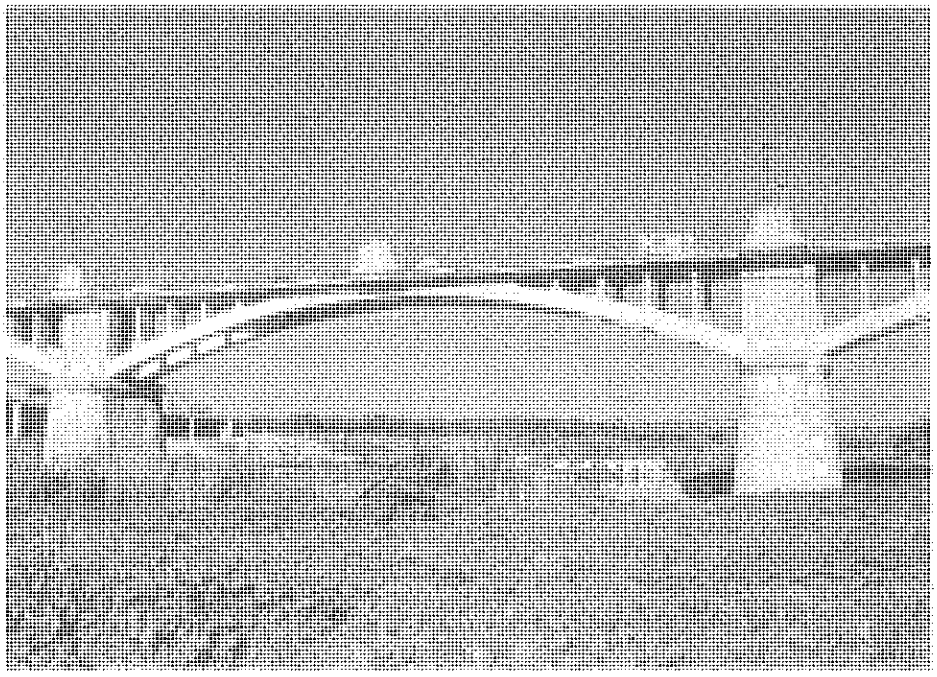


Fig. 1 Puente existente antes de la restauración.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

vano constaba de dos bóvedas gemelas, de 0,60 m de espesor en la clave, y variable a lo largo de su directriz, de 1 m de ancho constante, separadas a 3,10 m entre ejes, lo cual dejaba un hueco entre ellas de 2,10 m. De los arcos salían unos montantes que soportaban el tablero, realizado como una losa de hormigón armado, con un ancho total de 6 metros.

Las bóvedas se encontraban bastante deterioradas, con algunos de los perfiles ya corroídos. Se utilizaban, habitualmente, perfiles en el cimbrado de estos puentes, que se quedaban embebidos en el hormigón definitivo. Por otro lado, los montantes, al estar biempotrados en las bóvedas y en el tablero, estaban fisurados debido a los esfuerzos provocados por los efectos reológicos.

Esto impidió que se pudiera plantear una ampliación que se apoyara en los arcos existentes. Como se pretendía mantener los valores estéticos, históricos y técnicos del puente construido, se buscó una solución que mantuviera su tipología y alzado.

La solución encontrada fue la de prefabricar un puente en arco, con hormigón de alta resistencia, que se pudiera colocar entre las dos bóvedas existentes. Para mantener el alzado del puente antiguo se diseñó un arco, con un canto de 0,55 m, menor que los 0,60 m de los arcos anteriores. Al arco prefabricado se le unieron unos montantes en los mismos lugares que estaban en el puente histórico, con un espesor menor que los originales. A cada montante se unió una ménsula, con vuelos importantes a ambos lados, para alcanzar un ancho total en el nuevo puente, de 9,50 m (Fig. 2).

Las ménsulas se unieron a los montantes y a los arcos, mediante dos cables pretensados, verticales, que unen los tres elementos. A su vez, los montantes se unieron a los arcos, mediante armaduras pasivas salientes, que se conectaban en vainas rellenas de lechada.

Una vez instaladas todas las ménsulas, se montaron prelosas semiresistentes entre ellas, para cubrir todo el tablero, colocar la ferralla y hormigonar in situ la losa de 9,50 m de ancho.

El principal problema técnico que se planteó en el proyecto de este puente fue el de recoger la torsión generada por un tablero de 9,5 m de ancho, en un arco prefabricado, central, de solo 2 m de ancho y unido

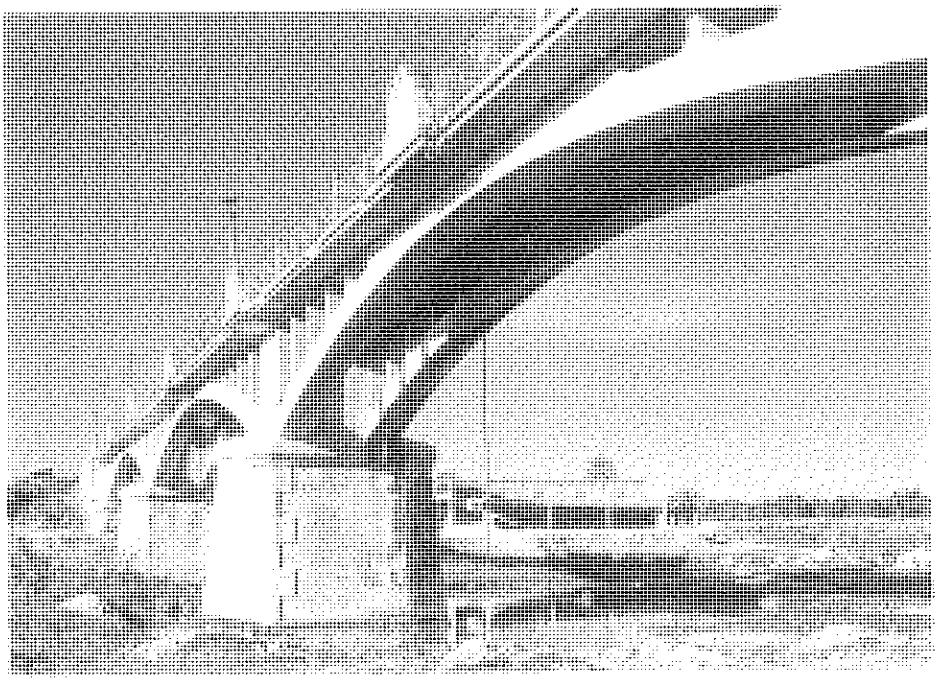


Fig. 2 Sección transversal de la ampliación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

al tablero por montantes del mismo ancho que el arco. El problema se resolvió recogiendo la torsión como dos fuerzas horizontales, en el arco y en la ménsula, hasta los estribos. Un problema añadido fue la necesidad de absorber las fuertes compresiones generadas en un arco, de solo 2 m, que soporta un tablero de 9,50 m. Debido a las fuertes compresiones y flexiones a las que se ven sometidos todos los elementos, se hizo necesario utilizar un hormigón de altas prestaciones para fabricar el arco, los montantes y las ménsulas.

Se optó por realizar prefabricados, prácticamente todos los elementos del puente

Fig. 3 Ferralla del arco en el parque de fabricación.

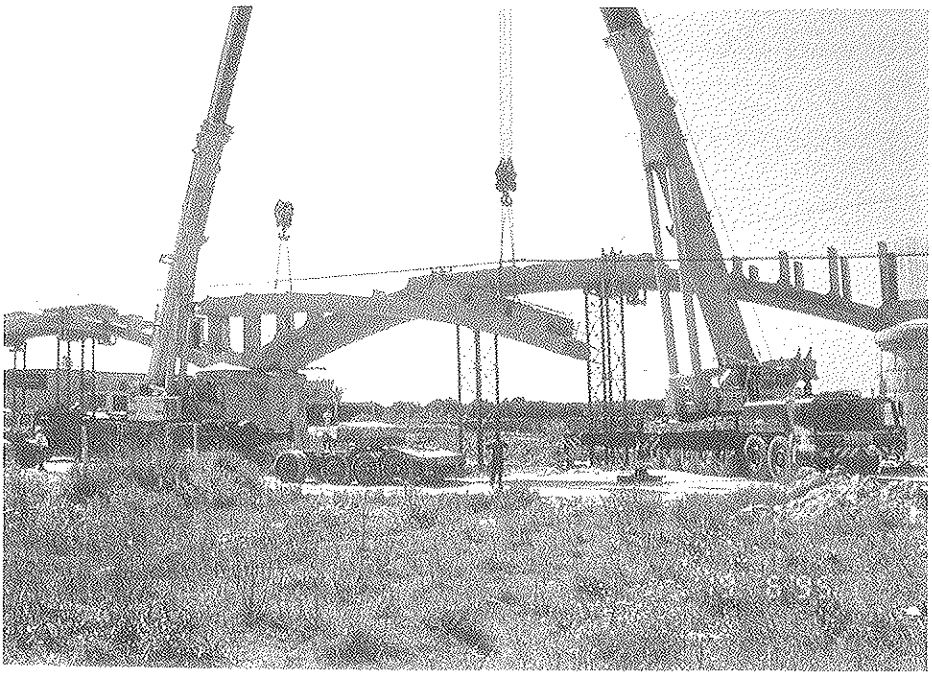


Fig. 4 Montaje de los semiarcos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

(Fig. 3). Ello aseguró que las estrictas tolerancias de construcción, necesarias para encajar el arco y los montantes entre los ya existentes, se pudieran cumplir rigurosamente. Además, se requirió el uso de hormigones de altas prestaciones -500 Kp/cm^2 para los arcos y 400 Kp/cm^2 para los montantes y las ménsulas- de una manera consistente, en fabricaciones continuadas.

Ello permitio, también, acortar el plazo de ejecución de la obra, ya que, mientras se procedió en obra a realizar la demolición del tablero antiguo, se realizó la fabricación de los arcos, los montantes, las ménsulas y las prelosas prefabricadas (Figs. 4 y 5).

Cuando estuvo demolido el tablero antiguo, se procedió a montar los nuevos elementos, como resultado de lo cual se terminó la obra en un plazo muy breve.

El montaje se realizó utilizando grúas. Los arcos se montaron con grúas sobre apeos provisionales, hasta que se hormigonó la zona de clave, que dio cierre a los arcos. El resto de los elementos se montaron con grúas. La solidarización con el resto de la estructura se realizó durante el mismo proceso de montaje (Fig. 6).

La construcción, mediante elementos prefabricados, de la ampliación del puente sobre el Río Albaida, en Castelló de la

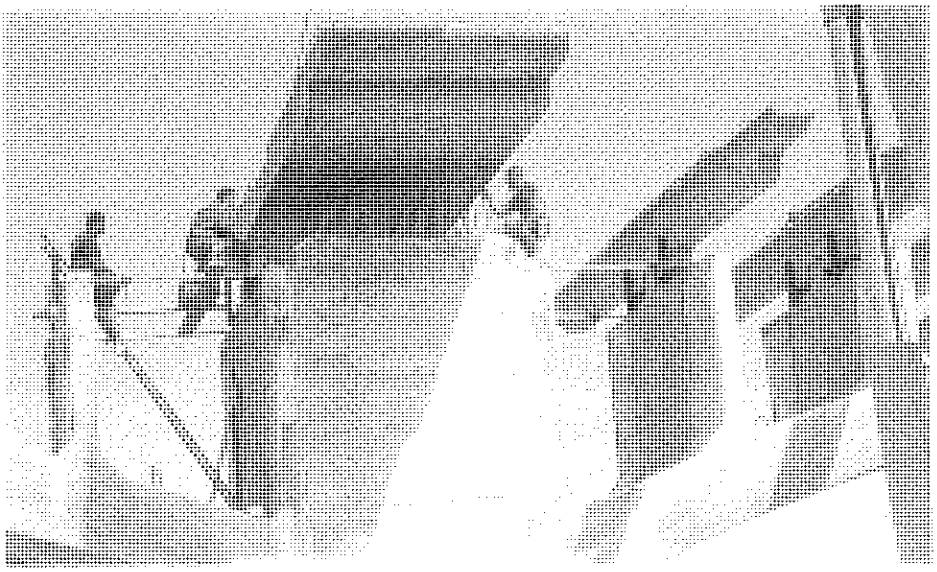


Fig. 5 Montaje de las ménsulas.

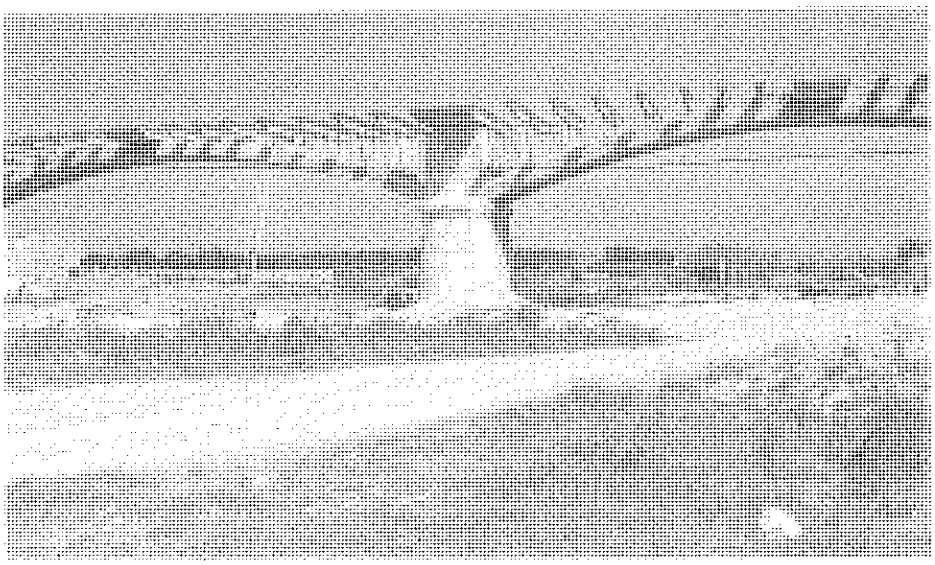


Fig. 6 Arcos, montantes y ménsulas montados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

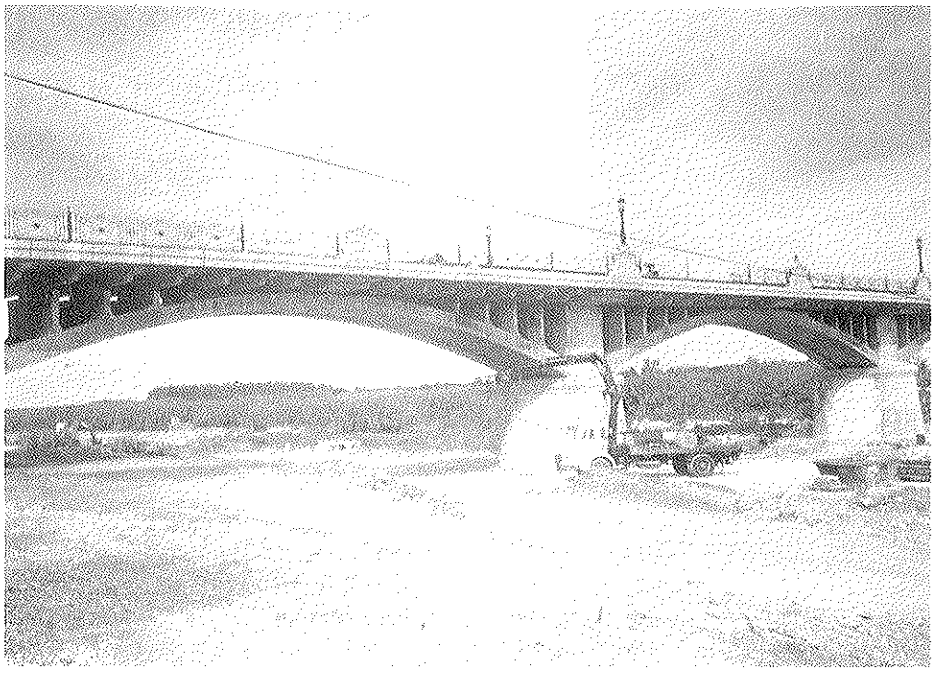


Fig. 7 Vista general del puente terminado.

Ribera, es un valioso ejemplo de la colaboración entre administraciones, proyectistas, constructores y prefabricadores para la realización de una obra compleja desde los puntos de vista técnico y constructivo.

El resultado de este proceso ha sido un puente que mantiene los valores estéticos, históricos y técnicos de su predecesor, utilizando en ello la técnica actual más avanzada y los procesos constructivos que ofrece la prefabricación, que aporta los materiales más evolucionados técnicamente en la construcción, la posibilidad de conseguir efectivamente tolerancias muy estrictas, un control de calidad tanto en las materias primas -aceros, hormigones- como en la realización de la ferralla y el hormigonado, el montaje de complejos sistemas de elementos bajo un plan preestablecido y la gran reducción de los tiempos de interferencias provocadas por la obra a los usuarios, lo cual permite acortar los plazos de ejecución de forma significativa (Fig. 7).

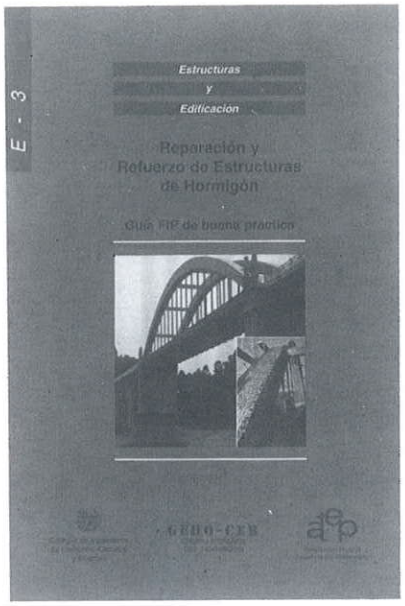
RESUMEN

Se muestra el ejemplo de la ampliación de un puente en arco, originalmente construido en 1930, correspondiente a la colección de D. Eugenio Ribera. La ampliación, de 6 m a 9,50 m, se ha realizado mediante arcos, montantes y ménsulas, prefabricados con hormigón de alta resistencia. De esta forma se ha conseguido ser extremadamente respetuoso con el puente original. El resultado ha sido un puente, realizado con las tecnologías de la construcción más avanzadas, y formalmente respetuoso con el puente histórico existente.

SUMMARY

It is shown an example of the widening of an arch bridge, first built in 1930, belonging to the D. Eugenio Ribera collection. The widening from 6 m to 9,50 m has been made with precast arches, struts and cantilevers with high performance concrete, being extremely respectful with the original bridge. The resulting bridge is built with the most advanced construction technologies and, from the formal point of view, very respectful with the former historic bridge.

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025



NUEVA PUBLICACION "REPARACION Y REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON"

Continuando con la serie de manuales que esta Asociación Técnica Española del Pretensado viene publicando, en los cuales se recogen las recomendaciones que se consideran idóneas para conseguir una adecuada realización, mantenimiento y utilización de las obras pretensadas, se ha editado ahora la versión en español de la Guía FIP de Buena Práctica "Reparación y refuerzo de estructuras de Hormigón".

El término durabilidad, en el sentido técnico aplicado en los Códigos, se asocia a la resistencia de los materiales y elementos de la edificación en general y de las estructuras de hormigón en particular, en relación con la potencial agresividad físico-química del ambiente en que han de servir a los usuarios. Sin embargo, la **duración** de una estructura de hormigón no depende exclusivamente de esta resistencia medioambiental, sino también de cualquier otra fuente de problemas que pueda reducir su vida de servicio. Así, los errores de cálculo, los defectos de materiales o los cambios en las cargas de servicio que puedan afectar a una estructura, reducen las expectativas de vida en servicio.

Lo anterior pone de manifiesto que, si importantes son las acciones preventivas, importante es también el desarrollo de técnicas y tecnologías para la **reparación y refuerzo** de las estructuras afectadas. La conexión entre este aspecto y la durabilidad reside en la necesidad de que, no sólo se restituya la capacidad de servicio, sino que el resultado de la intervención reparadora sea también capaz de enfrentarse al medio ambiente general al que está sometido la estructura afectada.

Hoy día se ha despertado una conciencia de cierta precariedad de las estructuras de hormigón que nos ha sacado de la ingenuidad de creer que la preocupación por las estructuras no iba a afectar a la generación que las había construido. Esta misma Guía habla de una vida de servicio entre 70 y 100 años. El despertar ha traido consigo la intensificación de los estudios sobre vida de servicio (CIB W 80/RILEM 140 TSL "Prediction of service life of buildings materials and components") y el desarrollo práctico de materiales, técnicas y tecnologías de reparación y refuerzo.

Este desarrollo ha dado lugar a una especialidad con personalidad propia, de la que forman parte materiales contradictorios como los compuestos epoxi (sofisticados en sus prestaciones, pero que desfallecen con las altas temperaturas) y decisiones complejas sobre el método de reparación más adecuado en cada caso, dado el coste relativamente alto de las operaciones que hay que ejecutar, especialmente cuando el defecto o el daño se detecta en una fase avanzada de la construcción o cuando la obra está ya en servicio.

Por todo lo anterior la ATEP ha considerado que resultaba de gran interés la traducción de esta guía FIP "Reparación y refuerzo de estructuras de hormigón". Esta iniciativa es por otra parte, la primera acción editorial conjunta en el marco del acuerdo de colaboración establecido entre ATEP y GEHO, las dos Asociaciones que se ocupan del hormigón en nuestro país.

Los interesados en adquirir esta publicación, cuyo precio es de 1.500,–pesetas para los Miembros de la ATEP y 2.000,–pesetas para los no Miembros, deberán dirigirse as:

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO
Apartado de Correos 19002
280080 MADRID
Tel.: (91) 766 07 03
Fax: (91) 766 07 03

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

(Continuación de Int. Portada)

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

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

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

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

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

GRUPO TIERRA ARMADA.–Pº Castellana, 165. 28046 Madrid.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

PACADAR, S.A.–Hermosilla, 57. 28001 Madrid.

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

PRETENSADOS DEL LOURO, S.A.–Polígono Industrial Atios. 36400 Porriño (Pontevedra).

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

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

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

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

TECPRESA, S.A.–Velázauez, 105. 28006 Madrid.

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

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

asociación técnica
española del pretensado

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025