Hormigón y Acero

Nº 189

ASOCIACIÓN TÉCNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

INSTITUTO
EDUARDO TORROJA
DE LA CONSTRUCCIÓN
Y DEL CEMENTO

COLEGIO OFICIAL
DE INGENIEROS
DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



Documento descargado de www.e-ache.com el 3/1/2026

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

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

AGROMAN EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.—Raimundo Fernández Villaverde, 43. 28003 Madrid.

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

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

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

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

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

CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE OBRAS PUBLICAS (CEDEX). Gabinete de Información y Documentación.—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.

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

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

COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TENCICOS. Centro de Documentación "Josep Renat".—Bon Pastor, 5. 08021 Barcelona.

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

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

CONSULTECO, S.L.—Pintor Lorenzo Casanova, 26. 03003 Alicante.

C.T.T. STRONGNOLD, S.A.—Aribau, 185. 08021 Barcelona.

CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.—Ayala, 42. 28001 Madrid.

DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.—Orense, 81. 28020 Madrid.

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

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

EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA, S.A. (AUXINI).—Padilla, 46. 28006 Madrid.

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

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

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

ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S.A. (EPTISA).—Arapiles, 14. 28015 Madrid.

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

FERROVIAL, S.A.—Príncipe de Vergara, 135. 28006 Madrid.

(Continúa en el int. de contraportada)

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

DECLARADA DE UTILIDAD PUBLICA CON FECHA 4-3-77

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

COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

COMITE DE REDACCION

Director:
PIÑEIRO, Rafael

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

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

Hormigón y Acero

nº 189

4º Trimestre 1993

CUOTAS ANUALES

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

(Más 15% IVA para España)

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

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

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

ESPAÑA

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

FUERZAS ELECTRICAS DE CATALUÑA, S.A.—Barcelona.
FUNDACION DE LOS FERROCARRILES ESPAÑOLES.—Madrid.
GIJON E HIJOS, S.A.—Motril (Granada).
G.O.C.S.L.—Vigo (Pontevedra).
HORMADISA, S.L.—Valga (Pontevedra).
IDEAM, S.A.—Madrid.
INBADELCA, S.A.—Baracaldo (Vizcaya).
INGENIERIA DE AUTOPISTAS Y OBRAS CIVILES, S.A.—Madrid.
INGENIERIA FLORS, S.A.—Grao de Castellón.
INGENIEROS Y ARQUITECTOS ASOCIADOS, S.A.—Zaragoza.
INSTITUCIONES COLEGIALES PARA LA CALIDAD EN LA EDIFICACION.—Murcia.
INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIO DE CATALUNYA.—Barcelona.
INSTITUTO JUAN DE HERRERA.—Madrid.
J. CASTRO MATELO, S.A.—Sigueiro (La Coruña).
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.—Consejería de Fomento.—Valladolid.
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.—Dirección General de Transportes y Carreteras. Servicio de Gestión.—Valladolid.
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.—Servicio Territorial de Fomento.—Avila.
LABORATORIO GEOCISA. Biblioteca.—Coslada (Madrid).
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.—Madrid.
LABORATORIOS DEL SURESTE, S.L.—El Palmar (Murcia).
LAIN CONSTRUCCIONES.—Madrid.
LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).—Castellón de la Plana.

METALURGICA GALAICA, S.A.—Narón (La Coruña).
MINISTERIO DE DEFENSA. DIRECCION GENERAL DE INFRAESTRUCTURA.—Madrid.
MINISTERIO DE DEFENSA. DIRECCION DE INFRAESTRUCTURA DEL MANDO SUPERIOR DE APOYO LOGISTICO DEL EJERCITO.—Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS. DEMARCACION CASTILLA-LEON.—Valladolid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS. SERVICIO DE PUENTES Y ESTRUCTURAS.—Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES. DIRECCION GENERAL PARA LA VIVIENDA Y ARQUITECTURA. SUBDIRECCION GENERAL DE NORMATIVA BASICA Y TECNOLOGICA.—Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES. SUBDIRECCION GENERAL DE NORMATIVA TECNICA Y ANALISIS ECONOMICO.–Madrid.
O.C.P. CONSTRUCCIONES, S.A.–Madrid.
POSTENSA, S.A.–BILBAO.
PRAINSA.–Barcelona.
PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.–Madrid.
PREFABRICADOS AGRICOLAS E INDUSTRIALES, S.A. (PRAINSA).–Zaragoza.
PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S.A. (PRECESA).–León.
PREFABRICADOS DE HORMIGON, S.A. (CUPRE-SAPRE).–Valladolid.
PREFABRICADOS PARA NAVES Y VIVIENDAS, S.A.–Zaragoza.
PREFABRICADOS POUSA, S.A.–Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PREFABRICADOS UNILAND, S.A.–Barcelona.
RUBIERA, S.A. FORJADOS Y CUBIERTAS.–León.
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.–Barcelona.
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.—Burgos.
SERVICIO TERRITORIAL DE CARRETERAS.—Gerona.
SESTRA, S.A.L.—Andoain (Guipúzcoa).
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.—Madrid.
SOCIEDAD ESPAÑOLA DE AUTOMOVILES DE TURISMO (SEAT). Biblioteca.—Barcelona.
SPANDECK CATALANA, S.A.—Barcelona.
TECNICA Y PROYECTOS, S.A.—Madrid.
TECNOS, GARANTIA DE CALIDAD, S.A.—Madrid.
TERRATEST, S.A.—Madrid.
TEXSA, S.A.—Barcelona.
TIGNUS, S.A.—Valencia.
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPSA).—Madrid.
UNIVERSIDAD DE CADIZ.—Algeciras (Cádiz).
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA. Biblioteca Universitaria.—Santander.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

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

EXTRANJERO

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

MIEMBRO CORRESPONDIENTE

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

* * *

AVISO IMPORTANTE

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

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

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

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

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

NOTA: En este número 189 de "Hormigón y Acero", se inicia la publicación de los textos de las 130 Comunicaciones presentadas en las distintas Sesiones de la XIVª Asamblea Técnica de la A.T.E.P. celebrada, en Málaga, durante los días 8 al 12 de noviembre de 1993.
En los próximos números se continuará la publicación de estas Comunicaciones, agrupadas por temas. Se tiene previsto dedicarles seis números de la Revista.
En números independientes, se incluirán los textos de los artículos que se vayan recibiendo y que no correspondan a la citada Asamblea.

EL COMITE DE REDACCION

hormigón y acero n.º 189

índice

Págs.

547-0-192 **Comprobación del estado límite de fisuración según la Instrucción Española EH-91, el Model Code CEB-FIP 1990 y el Eurocódigo EC-2. Estudio comparativo** 11-23
Comprobation de l'état limite de fissuration selon l'Instruction Espagnole EH-91, le Model Code CEB-FIP 1990 et l'Eurocode EC-2. Étude comparative.
Limit state of cracking assessment according to Spanish Instruction EH-91, Model Code CEB-FIP 1990 and Eurocode EC-2. Comparative study.
A. Alonso Durá; B. Perepérez Ventura; E. Barberá Ortega; J. Benlloch Marco; M. Valcuende Payá y G. González Pérez.

457-5-27 **Comportamiento de piezas de hormigón compuestas solicitadas a flexión bajo cargas cíclicas** 25-35
Comportement de pièces de bèton composées soumises à flexion sous charges cycliques.
Behaviour of composite structural elements under cyclic loads.
J. Gálvez Ruiz.

457-7-7 **Influencia del tratamiento superficial de las armaduras, sobre el comportamiento en servicio de los elementos lineales de hormigón armado sometidos a flexión** 37-47
Influence du traitement superficiel des armatures sur le comportement en service de poutres en béton armé soumises à flexion.
Influence of superficial treatment of reinforcing bars on service performance of reinforced concrete beams submitted to bending.
M.O. Valcuende Payá; G. González Pérez; B. Perepérez Ventura; J. Benlloch Marco y E. Barberá Ortega.

457-7-8 **Disminución de la adherencia entre hormigón y barras corrugadas debida a la corrosión** 49-65
Disminution de l'adhérence entre le béton et les armatures à haute adhérence à cause de la corrosion.
Bond deterioration between concrete and ribbed bars due to reinforcement corrosion.
J. Rodríguez Santiago; L.M. Ortega Basagoiti; J. Casal Macías y M.A. Vidal Mesa.

457-8-168 **Simulación mecánica de la corrosión de armaduras en elementos de hormigón** 67-77
Simulation mécanique de la corrosion d'armatures en éléments de béton.
Mechanical simulation of rebar corrosion in concrete elements.
J.L. Zapico Valle; F.J. Molina Ruiz; J. Casal Macías y J. Rodríguez Santiago.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

457-8-169 **Medida de la velocidad de corrosión de las armaduras en estructuras de hormigón, mediante un equipo desarrollado dentro del proyecto Eureka EU-401** 79-91
La mesure de la vitesse de corrosion des armadures dans les structures de béton avec un équipe développé dans le project Eureka EU-401.
On site corrosion rate measurements in concrete structures using a device developed under Eureka project EU-401.
J. Rodríguez Santiago; L.M. Ortega Basagoiti y A.M. García Guillot.

457-8-170 **Estudio experimental del comportamiento de vigas de hormigón armado, descimbradas a tempranas edades** 93-105
Étude expérimentale du comportemente de poutres réalisés en béton armé décoffrées prématurement.
Experimental study of the behaviour of reinforced concrete beams demolded at early ages.
I. Serrá Martín; A.R. Marí Bernat y F. López Almansa.

457-8-171 **Metodología de evaluación estructural de puentes existentes de hormigón. Aplicación a un caso real** 107-124
Une méthode, d'évaluation de la sécurite des ponts en béton existants. Étude d'un pont-route.
A methodology for the assessment of existing concrete bridges. Reliability analysis of an existing concrete bridge.
J.A. Sobrino Almunia y J.R. Casas i Rius.

457-8-172 **Investigación sobre reparación de estructuras de hormigón armado dañadas por corrosión de armaduras** 125-135
Investigation sur réparation d'ossatures de béton armé détériorées par corrosion d'armatures.
Investigation on reinforced concrete structures repairs damaged for corrosion.
A. Delibes Liniers y J. Fernández Gómez.

591-5-29 **Proyecto de forjados con viguetas pretensadas, considerando redistribución y alternancia de sobrecargas** 137-144
Projet de planchers avec poutrelles précontraintes, moyennant rédistribution et alternance des surcharges.
Design of floors with prestressed joists, using redistribution and live load alternancy.
J.A. Lahuerta y M. Modrego.

628-0-61 **Tensiones internas de compresión y relajación, en aceros de pretensado** 145-156
Les tensions internes et le fluage dans les fils pour le béton précontrainte.
Internal stress and creep in prestressed wires.
P. Estellés.

685-9-4 **Posibilidades del GRC como encofrado perdido del hormigón** 157-163
Possibilités des ciments renforcés par fibres de verre pour coffrage permanent du béton.
Possibilities of GRC as permanent formwork of concrete.
V. Sánchez Gálvez y M.L. Sánchez Paradela.

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

AUTOR: *José F. Berlanga Ponce.*

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

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

1. CONDICIONES GENERALES

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

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

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

2. PRESENTACION DE ORIGINALES

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

2.1. Título

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

2.2. Resumen

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

2.3. Gráficos y figuras

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

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

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

2.4. Fotografías

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

numeradas correlativamente y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.5. Tablas y cuadros

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

2.6. Unidades

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

2.7. Fórmulas, letras griegas, subíndices y exponentes

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

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

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

2.8. Referencias bibliográficas

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

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

Referencias de artículos publicados en revistas

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

Referencias de libros

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

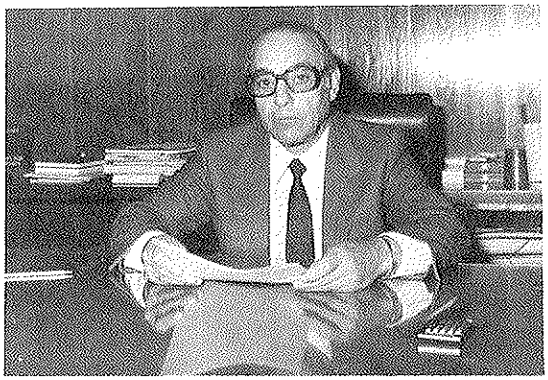
3. PRUEBAS DE IMPRENTA

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

IN MEMORIAN



Florencio del Pozo Frutos, doctor ingeniero de Caminos, Canales y Puertos y Presidente de la Asociación Técnica Española del Pretensado desde el 24 de marzo de 1992, falleció en Madrid el pasado 29 de octubre.

Con su desaparición, el mundo de la ingeniería civil española pierde uno de sus más eminentes y significativos representantes y nuestra Asociación pierde un presidente entusiata y emprendedor, que durante los casi dos años que permaneció en este puesto dió un nuevo impulso de modernización a la ATEP, reformando sus antiguos estatutos, mejorando su gestión interna en todos los ámbitos, firmando convenios de colaboración con distintas entidades, impulsando la oferta de conferencias, etc.

La muerte sorprendió a Florencio del Pozo Frutos preparando la Asamblea General de la Asociación, que se celebró en Málaga a los pocos días de su fallecimiento y en la cual se dió cuenta a nuestros asociados de toda la labor que se había llevado a cabo bajo su presidencia.

Sin embargo, la relación de Florencio del Pozo Frutos con la ATEP no puede circunscribirse únicamente a su período como Presidente de la misma, ya que fue muy estrecha a lo largo de toda la vida de esta Asociación.

Dicha relación comenzó cuando se creó la predecesora de la ATEP, la Asociación Española del Hormigón Pretensado (AEHP), en junio de 1949, ya que Florencio del Pozo Frutos fue miembro de la misma desde el momento de su fundación.

En febrero de 1965 fue nombrado por primera vez vocal de la Junta de Gobierno, cargo en el que permaneció hasta mayo de 1973, volviendo a ocuparlo durante dos períodos más, entre junio de 1976 y junio de 1982 y entre noviembre de 1985 y enero de 1992. En mayo de 1973 fue nombrado Miembro de Honor y en junio de 1974 se le concedió la Medalla de la Asociación. En marzo de 1992 fue nombrado Presidente de la ATEP.

De su brillante y dilatada carrera profesional poco hay que decir a quienes forman parte de este mundo de la ingeniería, entre otras cosas porque la práctica totalidad de los actuales ingenieros de Caminos han sido alumnos suyos.

Florencio del Pozo destacó muy especialmente en tres áreas a lo largo de su carrera profesional. La primera de ellas fue la enseñanza, por la que sentía una gran vocación, que ejerció desde su puesto de Catedrático de Cálculo de Estructuras en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid. Dentro de este ámbito ocupó la Subdirección de la Escuela y la Jefatura de Estudios durante seis años. En sus cuatro últimos años como Catedrático ocupó, por elección, la dirección del Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras, cargo que ocupaba en el momento de su jubilación como funcionario.

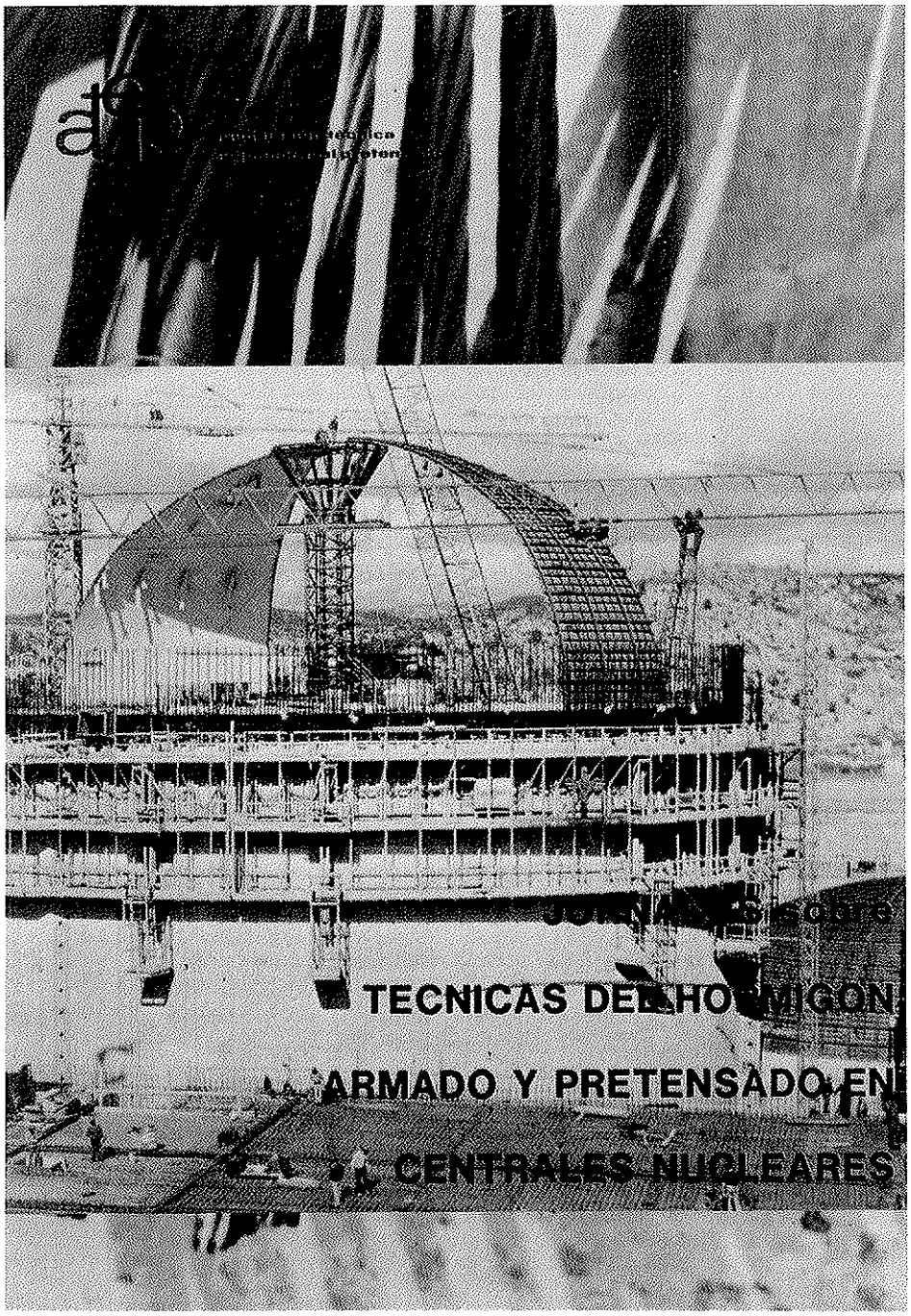
La segunda de ellas fue la investigación, campo que cubrió ampliamente como director, durante más de veinte años, del hoy denominado Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

La tercera de estas áreas fue la de proyectsita, llevando a cabo obras de gran importancia, como el Puente de Rande sobre la ría de Vigo, el Viaducto de Colindres sobre la ría del Asón, la cubierta laminar nervada del Pabellón Deportivo Palau Blau Grana del Fútbol Club Barcelona, etcétera.

Jubilado como Catedrático en 1989, mantuvo sin embargo su actividad profesional hasta el momento de su muerte, tanto en la faceta de proyectista como en la de miembro activo de diversas asociaciones nacionales e internacionales.

Su pérdida es irreparable para la ATEP, para todos los que tienen alguna relación con el mundo de las obras públicas y muy especialmente para los que le conocieron personalmente y pudieron comprobar que, a sus muchas cualidades en el terreno profesional, unía una personalidad brillante y una gran calidad como ser humano, lo que le convirtió en alguien muy querido y apreciado dentro de la profesión.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



JORNADAS sobre TECNICAS DEL HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO EN CENTRALES NUCLEARES

EDITADO POR:

asociación técnica española del pretensado

Precio del ejemplar: 3.000 ptas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Comprobación del estado límite de fisuración según la Instrucción Española EH-91, el Model Code CEB-FIP 1990 y el Eurocódigo EC-2. Estudio comparativo

Alonso Durá, A. (*)
Perepérez Ventura, B. (**)
Barberá Ortega, E. (**)
Benlloch Marco, J. (**)
Valcuende Payá, M. (*)
González Pérez, G. (**)

(*) Arquitecto
(**) Dr. Arquitecto

El Código Modelo de 1978 supuso un importante avance en la comprobación del Estado Límite de Fisuración, reflejado en las Instrucciones EH-88 y EH-91, que recogieron básicamente este método. Posteriormente, y en un intento de que distintas comprobaciones respondieran a un único planteamiento, convenientemente justificado desde un punto de vista teórico, se fue produciendo una evolución que, de momento, se ha concretado en los procedimientos de cálculo del ancho característico de fisura propuestos en el Model Code CEB-FIP 1990 y en el EC-2. En el presente trabajo se analiza las bases y el desarrollo de los métodos citados, estableciendo comparaciones entre ellos.

1. MODEL CODE CEB-FIP DE 1978 (MC 78) [1]

El procedimiento del MC 78 [1], tal y como aclaró el Manual CEB de Fisuración y Deformaciones (MFD) [2], se diseñó para el estado de *Fisuración Estabilizada*, entendiendo por tal aquél en que la rigidez de la pieza es casi del mismo orden que la del Estadio II_0 (acero desnudo) y en el que los sucesivos incrementos de carga no producen la aparición de nuevas fisuras, sino que ensanchan las ya existentes.

En esta situación, la distribución de frecuencias de los anchos de fisura en una pieza sometida a una deformación constante es, aproximadamente, logarítmico-normal, lo que permite establecer un ancho de fisura asociado a un cuantil determinado [2]. Por ello, y de acuerdo con la filosofía general del MC 78 [1], se estableció un ancho característico de fisura, w_k, relacionado con el ancho medio, w_m, mediante la expresión:

$$w_k = \beta_w \, w_m \qquad (1)$$

con $\beta_w = 1{,}7$. El ancho medio viene dado por el producto de la separación media entre fisuras, s_{rm}, y la deformación unitaria, media y neta del acero, $\varepsilon_{sm,r}$ [1]:

$$w_m = s_{rm} \, \varepsilon_{sm,r} \qquad (2)$$

Si la fisuración es íntegramente provocada por la coacción de deformaciones impuestas, cada vez que aparece una nueva fisura, la rigidez y, por lo tanto, el grado de coacción, disminuye. Además, se ha visto a través de la experimentación que la desviación estándar de los anchos de fisura es menor que en el caso de cargas exteriores. En consecuencia, para fisuración provocada por la coacción de deformaciones impuestas, el MFD [2] propuso:

$$\beta_w = 1{,}3 \qquad (3)$$

1.1. Separación media entre fisuras

En una sección fisurada, la fuerza de tracción es resistida sólo por el acero. El incremento ten-

[1] Esta notación fue introducida por el MFD [2] frente a la de ε_{sm}, del MC 78 [1], para clarificar que lo que interesa es la deformación del acero tras descontar el alargamiento del hormigón traccionado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

sional experimentado por éste es transferido paulatinamente al hormigón, merced al desarrollo de tensiones de adherencia, pudiendo aparecer una nueva fisura cuando la tensión en el hormigón iguala a su resistencia media a tracción, f_{ctm}. La condición de equilibrio se puede expresar como [2]:

$$\tau_{bm}\, s_{rm}\, \Sigma u = k_{2,0}\, f_{ctm}\, A_{ct} \qquad (4)$$

siendo τ_{bm} la tensión media de adherencia, Σu el perímetro de la armadura de tracción, A_{ct} el área de hormigón traccionado y $k_{2,0}$ un coeficiente que tiene en cuenta la forma del diagrama de las deformaciones de tracción, y de valor $k_{2,0} = 1,0$, en tracción pura, y $k_{2,0} = 0,5$, en flexión pura. De la ec. (4) se deduce que:

$$S_{rm} = k_{2,0}\, \frac{f_{ctm}}{\tau_{bm}}\, \frac{A_{ct}}{\Sigma u} = \frac{k_{2,0}}{4}\, \frac{f_{ctm}}{\tau_{bm}}\, \frac{\phi}{\rho_r} \qquad (5)$$

Experimentalmente, se ha comprobado que, para una armadura dada, la adherencia es proporcional a la resistencia a tracción del hormigón, lo que permite tomar f_{ctm}/τ_{bm} igual a una constante, k_1, función sólo de las propiedades adherentes del acero utilizado. Con ello [2]:

$$s_{rm} = 0,25\, k_{2,0}\, k_1\, \frac{\phi}{\rho_r} \qquad (6)$$

En la ec. (5) y en la ec. (6) la cuantía geométrica de armadura, ρ_r, está referida al área de hormigón traccionado. Sin embargo, puede que no toda ella influya sobre el ancho de fisura, sobre todo teniendo en cuenta que las tensiones transmitidas desde el acero al hormigón por adherencia sólo tienen una posibilidad limitada de disiparse dentro de la distancia finita existente entre fisuras sucesivas (Fig. 1) [2]. Por tal razón, el MC 78 [1] introdujo el concepto de área eficaz, $A_{c,ef}$,que se obtiene orlando cada armadura con una distancia igual a 7,5 ϕ, medida desde su centro de gravedad. Además, en vigas y losas de poco canto [3], la separación entre fisuras y, por lo tanto, el área eficaz, viene influenciada también por la disipación de

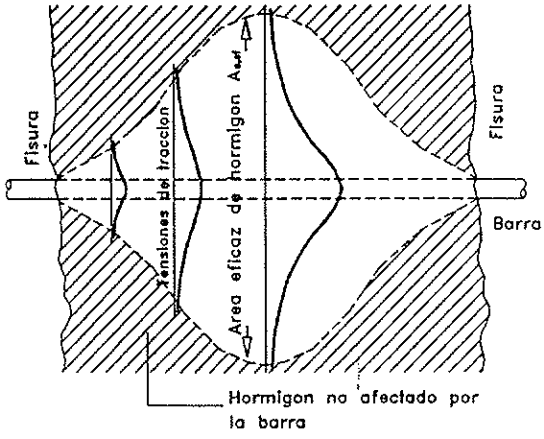


Fig. 1.

las tensiones de compresión, por lo que la altura eficaz, h_{ef}, debe limitarse de tal modo que:

$$h_{ef} = \frac{h - x^{II}}{2} \qquad (7)$$

donde x^{II} es la profundidad del c.d.g. de la sección fisurada y homogeneizada, medida a partir de la fibra más comprimida.

La tendencia correspondiente a la ec. (6) se consideró correcta, pero para un buen ajuste con los resultados experimentales, y habida cuenta sobre todo de la *gran influencia que sobre la separación entre fisuras tienen el espesor del recubrimiento y la separación entre barras*, la ec. (6) fue corregida empíricamente mediante una especie de ordenada en el origen igual a:

$$2\left(c + \frac{s}{10}\right) \qquad (8)$$

siendo c el recubrimiento neto de hormigón y s la separación entre barras, con lo que:

$$s_{rm} = 2\left(c + \frac{s}{10}\right) + 0,25\, k_1\, k_{2,0}\, \frac{\phi}{\rho_r} \qquad (9)$$

En esta expresión s_{rm}, c y ϕ deben tomarse en mm; s se puede hacer igual a $b/n \leq 15\,\phi$ (donde b es el ancho del alma de la pieza (mm) y n el número de barras), y k_1, coeficiente que toma en cuenta las propiedades adherentes del acero, se puede tomar como $k_1 = 0,4$, para barras de alta adherencia, y como $k_1 = 0,8$, para barras de acero liso.

1.2. Alargamiento medio del acero

Se puede demostrar que la deformación media, unitaria y neta de las armaduras de tracción viene dada por [2]:

$$\varepsilon_{sm,r} = \frac{\sigma_{s2}}{E_s}\left[1 - \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{s2}}\right)^2\right] \qquad (10)$$

[2] En el MC 78 [1], aparece un coeficiente $k_2 = 0,25\, k_{2,0}$, que viene dado por:

$$k_2 = 0,25\, \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\,\varepsilon_1}$$

donde ε_1 y ε_2 son, respectivamente, las deformaciones máxima y mínima del hormigón traccionado, calculadas en la hipótesis de sección fisurada (Estadio II). Aquí se ha preferido mantener el factor 0,25 para facilitar la comparación con la expresión de propuesta por el EC-2 [10].

[3] No se aclara qué debe entenderse por piezas de poco canto. No obstante, la interpretación más lógica es que se trata de una limitación que siempre debe ser tenida en cuenta. El MC 78 [1], en los comentarios a 15.2.3, sólo estableció la limitación para el caso de losas, y la hizo igual a $(h - x^I)/2$. El MFD [2] la amplió a elementos lineales de poco canto y, además, consideró que es incorrecto referirse a la profundidad x^I del c.d.g. de la sección no fisurada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

donde σ_{s2} es la tensión en la armadura de tracción calculada en la sección fisurada y homogeneizada bajo la combinación de acciones considerada, E_s el módulo de elasticidad del acero y σ_{sr} la tensión en la armadura de tracción necesaria para que la fibra de hormigón más traccionada alcance una tensión igual a la resistencia media a tracción f_{ctm}.

En esta expresión se ha tenido en cuenta la influencia que tiene, sobre la deformación del acero, el área eficaz de hormigón traccionado (efecto de *tensión stiffening*), de tal forma que la disminución $\Delta\varepsilon_s$ de la deformación ε_{s2}, que experimentaría el acero desnudo sometido a una tensión σ_{s2}, sigue una ley hiperbólica, que se aproxima asintóticamente a la recta de Hooke, dada por (Fig. 2):

$$\Delta\varepsilon_s = \Delta\varepsilon_{s,máx}\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{s2}}\right) \qquad (11)$$

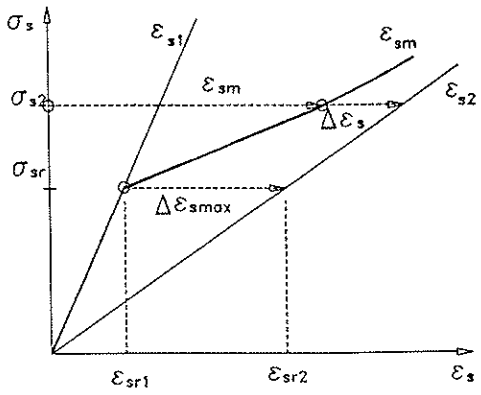


Fig.2.

Pero, como es sabido, la deformación del acero es influenciada por las propiedades adherentes del mismo y por la naturaleza de las acciones, dado que las cargas cíclicas y las cargas de larga duración disminuyen considerablemente el efecto rigidizador del hormigón traccionado [2]. Por ello, la formulación del MC 78 [1] para el cálculo de la deformación de la armadura de tracción es [4]:

$$\varepsilon_{sm,r} = \frac{\sigma_{s2}}{E_s}\left[1 - \beta_1\,\beta_2\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{s2}}\right)^2\right] \geq 0{,}4\,\frac{\sigma_{s2}}{E_s} \qquad (12)$$

donde β_1, que se obtiene como $\beta_1 = 1/(2{,}5\ k_1)$, es un coeficiente que caracteriza las propiedades adherentes del acero y β_2, que se toma como $\beta_2 = 1{,}0$ para el ciclo de carga noval y como $\beta_2 = 0{,}5$ para cargas cíclicas o de larga duración, es un coeficiente que sirve para tener en cuenta la naturaleza de las acciones solicitantes.

[4] En la fase de formación de fisuras, la ec. (12) puede sobrevalorar el efecto rigidizador del hormigón traccionado [2], por lo que se establece la limitación de no adoptar una deformación media del acero inferior a $0{,}4\ \sigma_{s2} / E_s$, limitación que sin embargo no figura en el EC-2.

Con la introducción de estos dos coeficientes, el efecto rigidizador del hormigón traccionado dado por la ec. (11) queda del modo siguiente:

$$\Delta\varepsilon_s = \frac{\sigma_{s2}}{E_s}\,\beta_1\,\beta_2\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{s2}}\right)^2 \geq 0{,}6\,\frac{\sigma_{s2}}{E_s} \qquad (13)$$

1.3. Combinación de cargas exteriores y coacción de deformaciones impuestas

El tema no es tratado por el MC 78 [1], y el MFD [2] lo considera fuera de sus objetivos, aunque en su epígrafe 2.6.1 establece, de modo explícito, que la influencia de la retracción del hormigón sobre el ancho de fisura se puede obtener fácilmente modificando la ec. (2) como sigue:

$$w_m = s_{rm}\,(\varepsilon_{sm,r} + \varepsilon_{cs}) \qquad (14)$$

siendo ε_{cs} la retracción libre del hormigón. En el epígrafe 2.7.5 del MFD [2], se apunta además que, bajo la acción combinada de cargas exteriores y coacciones de deformaciones impuestas, se puede obtener w_k multiplicando w_m por un coeficiente β_w obtenido interpolando entre los valores 1,3 y 1,7 en función de la parte de la deformación media de la armadura que corresponda a la coacción de las deformaciones impuestas. Siguiendo esta indicación, y realizando una interpolación lineal, resulta evidente que:

$$\beta_w = \frac{1{,}7\,\varepsilon_{sm,r} + 1{,}3\,\varepsilon_{cs}}{\varepsilon_{sm,r} + \varepsilon_{cs}} \qquad (15)$$

2. INSTRUCCION EH-91 [3]

Básicamente, el planteamiento analítico de la EH-91 [3] coincide con el del MC 78 [1] y con el del MFD [2]. La principal diferencia estriba en la limitación de la altura eficaz del hormigón traccionado, que se establece igual a h/2 en vigas de canto y a h/4 en vigas planas y losas, siendo h el canto total del elemento.

Limitar la altura eficaz es tanto como reconocer la limitada posibilidad de disipación de las tensiones de tracción en general y de las tensiones de compresión en losas y vigas de poco canto, tal como se ha expuesto en 1.1. Sin embargo, resulta excesivamente imprecisa la clasificación en vigas de canto y vigas planas e inconsistente, desde un punto de vista teórico, que la limitación se haga depender del canto total, obviando las calidades del hormigón y del acero, el espesor del recubrimiento de hormigón, la cuantía de las armaduras de compresión y de tracción y el nivel tensional, o lo que es lo mismo, la altura $h - x''$ del bloque de hormigón traccionado.

Por otro lado, no se hace referencia alguna al cálculo de w_k cuando resulte significativa la deformación debida a la coacción de deformacio-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

nes impuestas o cuando la fisuración se deba exclusivamente a esta causa.

3. BOLETIN CEB Nº 172/173 [4]

De sus distintos comentarios destacan tres cuestiones:

—Se plantea que, en general, no es necesario, ni está justificado, establecer anchos de fisura distintos en función de las condiciones ambientales previstas, con tal que dicho ancho sea menor que una magnitud del orden de 0,4 mm.

—No se considera recomendable el uso de barras de pequeño diámetro para disminuir el ancho de fisura, siendo preferible aceptar mayores anchos límite y aumentar el espesor del recubrimiento de hormigón, desde el punto de vista de la durabilidad de las armaduras.

—Se reconoce la considerable dispersión inherente a la resistencia a tracción del hormigón y al valor de las tensiones de adherencia, por lo que se considera que:

–No tiene sentido introducir en los Códigos fórmulas muy complicadas para calcular el ancho de fisura.

–Interesa evitar la aparición de fisuras de gran anchura mediante reglas simples, referidas, por ejemplo, al máximo diámetro y separación de las barras.

–Las fórmulas y especificaciones establecidas por el Código Modelo no son más que recomendaciones encaminadas a propiciar una elección adecuada de las armaduras, y no un medio para predecir la anchura de las fisuras.

Por lo demás, el método analítico que recoge es idéntico al del MC 78 [1], incluso por lo que respecta a la altura eficaz, para la que sólo en el caso de losas se establece que:

$$h_{ef} = \frac{h - x^{I}}{2} \qquad (16)$$

en vez de tomar x^{II}, como propugnó el MFD [2].

4. BOLETIN CEB Nº 176 [5]

Se consideró que en la mayoría de las estructuras la fisutración no causa problemas, siempre que el ancho característico no supere los 0,3 mm y que, para calcularlo, la combinación de acciones más apropiada es la *quasi-permanente*, en vez de la combinación *frecuente* propuesta implícitamente por la EH-91 [3] a través de un coeficiente de valor 0,85 propuesto para la obtención de la tensión σ_{s2} en la armadura.

Se propuso una nueva fórmula para el cálculo de w_k, según la cual:

$$w_k = \beta_w \, w_m = \beta_w \, s_{rm} \, (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \qquad (17)$$

donde:

$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$: deformación unitaria, media y neta de la armadura, teniendo en cuenta el efecto rigidizador del hormigón traccionado, la retracción, etc.

β_w: coeficiente que relaciona w_k con w_m, de valor:

$\beta_w = 1{,}7$: para cargas exteriores y para coacción de deformaciones impuestas, si la dimensión mínima de la pieza es mayor de 1 m.

$\beta_w = 1{,}3$: para coacción de deformaciones impuestas, si la dimensión mínima de la pieza es de 300 mm, o menor.

β_w : obtenido por interpolación entre 1,3 y 1,7, para coacción de deformaciones impuestas y tamaños de piezas, intermedios.

4.1. Cálculo de la deformación media de la armadura

Se propuso provisionalmente:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_{s2}}{E_s} \left(1 - \beta \, \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{s2}}\right) \qquad (18)$$

con $\beta = 0{,}4$-$0{,}5$ para cargas de corta duración y $\beta = 0{,}2$-$0{,}4$ para cargas cíclicas o de larga duración, valores, no obstante, que se presentaron como todavía sujetos a discusión. La modificación del cálculo de la deformación del acero se justificó por la consideración de que en tracción pura es más apropiado tomar un valor constante del efecto rigidizador del hormigón que un valor variable.

4.2. Cálculo de la separación media entre fisuras

Tanto para elementos sometidos a tracción, como para elementos sometidos a flexión, se propuso:

$$s_{rm} = 50 + 0{,}25 \, k_1 \, k_{2,0} \, \frac{\phi}{\rho_r} \qquad (19)$$

con la modificación, respecto de lo expuesto en 1,1, de tomar $k_1 = 0{,}8$ para barras de alta adherencia (en vez de 0,4) y $k_1 = 1{,}6$ para barras de acero liso (en vez de 0.8).

Además, se consideró que el *área eficaz viene definida, en general, por la máxima área cobari-*

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

céntrica con la armadura de tracción que contiene, si bien en losas y elementos pretensados, donde la altura del bloque traccionado puede ser pequeña, se limitó aún más estrictamente la altura eficaz:

$$h_{ef} \leq \frac{h - x}{3} \qquad (20)$$

no aclarando si el valor de x es el correspondiente al Estadio I o al Estadio II.

5. BOLETIN CEB Nº 196 (PRIMER BORRADOR DEL MC 90) [6]

Se estableció que:

$$w_k \leq w_{lim} \qquad (21)$$

siendo:

- w_k ancho característico de fisura, calculado bajo la combinación de acciones *quasi-permanentes.*
- w_{lim} ancho límite de fisura, que en general se puede tomar igual a 0,3 mm.

Una primera novedad consistió en no calcular el ancho característico a partir del ancho medio, sino directamente a partir de la separación máxima entre fisuras:

$$w_k = \ell_{s,máx} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cs}) \qquad (22)$$

donde:

- $\ell_{s,máx}$ longitud durante la que, considerando que todas las deformaciones del acero y del hormigón entre fisuras contribuyen al ancho de éstas, existe deslizamiento relativo entre el acero y el hormigón.
- ε_{sm} alargamiento medio y unitario del acero a lo largo de $\ell_{s,máx}$
- ε_{cm} alargamiento medio y unitario del hormigón a lo largo de $\ell_{s,máx}$
- ε_{cs} deformación del hormigón debida a la retracción, que se debe introducir en la ec. (22) algebráicamente.

5.1. Separación máxima entre fisuras

Considerando que a lo largo de una longitud s_o, tomada a ambos lados del eje de la fisura, se ha anulado la adherencia acero-hormigón (Fig. 3), la condición de equilibrio a lo largo de la longitud de transferencia, ℓ_t, se puede escribir del modo siguiente:

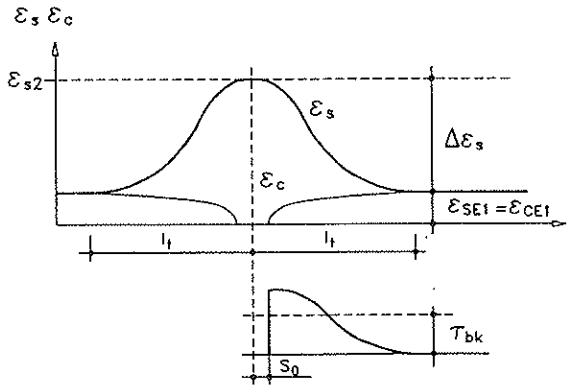


Fig. 3.

$$(\sigma_{s2} E_s - \sigma_{sE1} E_s) A_s = \tau_{bk} (\ell_t - s_o) \pi \phi_s \qquad (23)$$

siendo σ_{s2} la tensión del acero en la fisura, σ_{sE1} la tensión del acero al final de la longitud de transferencia, τ_{bk} el valor característico inferior de la tensión media de adherencia y ϕ_s el diámetro de la armadura. Despejando ℓ_t de la ec. (23) se obtiene:

$$\ell_t = s_o + \frac{\sigma_{s2} - \sigma_{sE1}}{4\,\tau_{bk}}\ \phi_s \qquad (24)$$

y considerando que $\ell_{s,máx}$ (separación máxima entre fisuras) es igual a dos veces la longitud de transferencia, resulta:

$$\ell_{s,máx} = 2\left(s_o + \frac{\sigma_{s2} - \sigma_{sE1}}{4\,\tau_{bk}}\ \phi_s\right) \qquad (25)$$

Aceptando que en el estado de fisuración estabilizada se cumple que:

$$(\sigma_{s2} - \sigma_{sE1}) = (\sigma_{sr2} - \sigma_{sr1}) \qquad (26)$$

donde σ_{sr2} y σ_{sr1} son las tensiones del acero en la fisura y al final de la longitud de transferencia cuando se inicia la fisuración, se puede plantear que:

$$f_{ctm} (A_{c,ef} + m\, A_s) = \sigma_{sr2} A_s \qquad (27)$$

de donde se obtiene que:

$$\sigma_{sr2} = f_{ctm}\left(m + \frac{1}{\rho_{s,ef}}\right) \qquad (28)$$

siendo $m = E_s/E_c$ el coeficiente de equivalencia. Teniendo, además, en cuenta que:

$$\sigma_{sr1} = m f_{ctm} \qquad (29)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

resulta:

$$(\sigma_{s2} - \sigma_{sE1}) = (\sigma_{sr2} - \sigma_{sr1}) = \frac{f_{ctm}}{\rho_{s,ef}} \qquad (30)$$

expresión que, sustituida en la ec. (25), conduce a:

$$\ell_{s,máx} = 2\left(s_o + \frac{f_{ctm}}{4\,\tau_{bk}}\,\frac{\phi_s}{\rho_{s,ef}}\right) \qquad (31)$$

Admitiendo finalmente, y de modo simplificado, que $s_o = 25$ mm, que $\tau_{bs} = 2\,f_{ctm}$ para barras de alta adherencia y que $\tau_{bk} = f_{ctm}$ para barras lisas, se obtiene, para el estado de fisuración estabilizada, (véase también la ec. (19)) que:

Barras corrugadas:

$$\ell_{s,máx} = 50\text{ mm} + \frac{\phi_s}{4\,\rho_{s,ef}} \qquad (32)$$

Barras lisas:

$$\ell_{s,máx} = 50\text{ mm} + \frac{\phi_s}{2\,\rho_{s,ef}} \qquad (33)$$

ecuaciones estas dos que coinciden con las [7.4-4a] y [7.4-4b] del Boletín CEB que nos ocupa.

Se consideró que, si no se dispone de un método más preciso, el área eficaz, $A_{c,ef}$, de hormigón traccionado se puede calcular de acuerdo con la Fig. 4 [6].

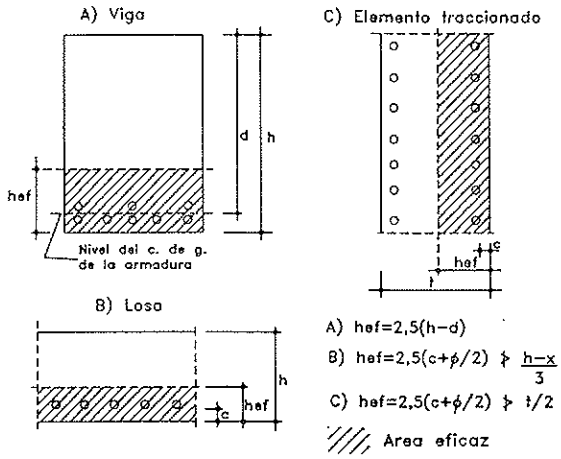


Fig. 4.

5.2.Alargamiento medio del acero

Admitiendo para el estado de fisuración estabilizada que:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = (\varepsilon_{s2} - \beta\,\varepsilon_{sr}) - \beta\,\varepsilon_{sr1} \qquad (34)$$

donde:

$$\Delta\,\varepsilon_{sr} = (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) \qquad (35)$$

se obtiene:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = (\varepsilon_{s2} - \beta\,\varepsilon_{sr2}) \qquad (36)$$

La deformación ε_{sr2} del acero en la fisura, en la hipótesis de sección fisurada, cuando la tensión en la fibra de hormigón más traccionada se hace igual a su resistencia media a tracción, se puede obtener de:

$$\varepsilon_{sr2} = \frac{f_{ctm}\,(t)}{\rho_{s,ef}\,E_s}\,(1 + m\,\rho_{s,ef}) \qquad (37)$$

β es un coeficiente de forma que sirve para estimar el valor medio de las deformaciones del acero y del hormigón a lo largo de la longitud de transferencia, adoptando $\beta = 0{,}6$ para cargas instantáneas o de corta duración y $\beta = 0{,}38$ para cargas de naturaleza cíclica o de larga duración, y, la ec. (22) queda así:

$$w_k = \ell_{s,máx}\,(\varepsilon_{s2} - \beta\,\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{cs}) \qquad (38)$$

6.BOLETINES CEB Nº 204 [7] y Nº 213/214 [8]. MODEL CODE CEB-FIP 1990

Básicamente, el planteamiento es el mismo que el recogido en el Boletín CEB Nº 196. No obstante, para el cálculo de $\ell_{s,máx}$ se rebaja el valor de la tensión de adherencia y se elimina la longitud s_o (Fig. 5). Con ello, la ec. (25) se transforma en:

$$\ell_{s,máx} = 2\,\frac{\sigma_{s2} - \sigma_{sE1}}{4\,\tau_{bk}}\,\phi_s \qquad (39)$$

y la ec. (31) (estado de fisuración estabilizada) en:

$$\ell_{s,máx} = 2\,\frac{f_{ctm}}{4\,\tau_{bk}}\,\frac{\phi_s}{\rho_{s,ef}} \qquad (40)$$

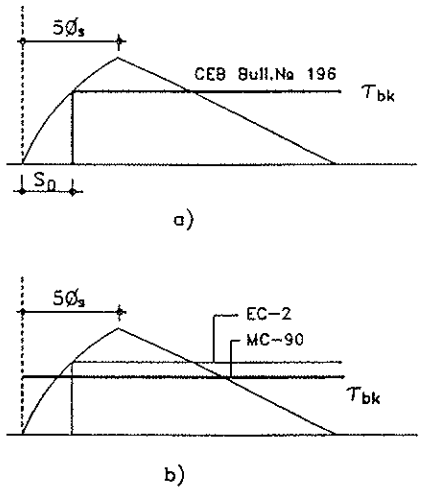


Fig. 5.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Y tomando ahora, para el caso de barras corrugadas, $\tau_{bk} = 1{,}8\ f_{ctm}$ queda:

$$\ell_{s,max} = \frac{\phi_s}{3{,}6\ \rho_{s,ef}} \qquad (41)$$

En la versión final del MC 90 [7] [8] han sido introducidas otras dos modificaciones dignas de mención, a saber:

a) Se da un criterio cuantitativo para el estado de fisuración estabilizada, entendiendo que se está en el mismo cuando se cumpla que:

$$\rho_{s,ef}\ \sigma_{s2} > f_{ctm}(t)\ (1 + m\ \rho_{s,ef}) \qquad (42)$$

ecuación que, en realidad, lo que hace es imponer la condición de que la fuerza de tracción desarrollada por la armadura de tracción en la fisura sea superior a la que puede soportar la sección eficaz homogeneizada cuando el hormigón se ve sometido a una tensión igual a su resistencia media a tracción, a la edad en que se inicia la fisuración.

$$A_s\ \sigma_{s2} > f_{ctm}(t)\ (A_{c,ef} + m\ A_s) \qquad (43)$$

b) Como se argumenta en el Boletín CEB Nº 217 [9], la distribución de las tensiones de tracción en el hormigón no es uniforme, siendo máximas cerca de las armaduras y de las fisuras (Fig. 6). A tenor de ello, en el caso de vigas de canto cualquiera se limita *siempre* la altura eficaz con el mismo criterio que en las losas (Fig. 4):

$$h_{ef} = 2{,}5\ \left(c + \frac{\phi_s}{2}\right) \geq \frac{h-x}{3} \qquad (44)$$

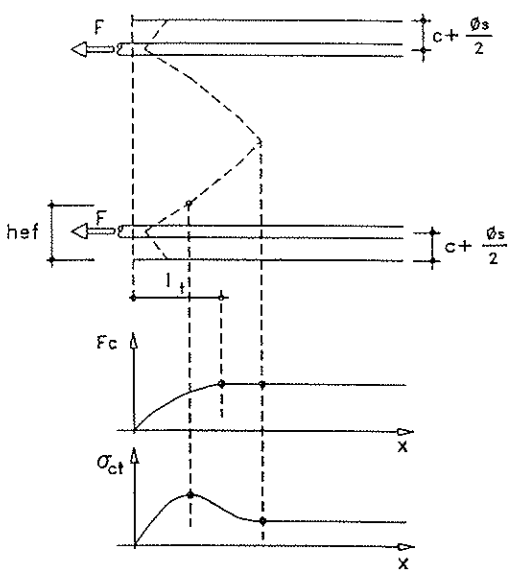


Fig. 6.

El cálculo del alargamiento del acero y del ancho característico se realiza del mismo modo que en la propuesta del Boletín CEB Nº 196 [6], es decir, de acuerdo con la ec. (36), la ec. (37) y la ec. (38). Por último, la deformación ε_{cs} provocada por la retracción del hormigón, se puede calcular, para períodos de curado no superiores a *14 días*, temperaturas ambientales normales y humedades relativas HR tales que $40\% \leq HR \leq 99\%$, de acuerdo con el epígrafe 2.1.6.4.4 del MC 90 [7] [8], con la expresión:

$$\varepsilon_{cs}(t) = -1{,}55\ 10^{-6}\ \left[160 + \right.$$

$$\left. + \beta_{sc}\left(82 - \frac{f_{ck}}{10{,}2}\right)\right]\ \left[1 - \left(\frac{HR}{100}\right)^3\right]$$

$$\sqrt{\frac{t - t_s}{350\left(\frac{2\ A_c}{100\ u}\right)^2 + t - t_s}} \qquad (45)$$

siendo:

t : edad del hormigón para la que se calcula la retracción (días).

t_s : edad del hormigón a la que se inicia la retracción (días)

β_{sc} : coeficiente que tiene en cuenta el tipo de cemento, con $\beta_{sc} = 4$ para cementos de endurecimiento lento, $\beta_{sc} = 5$ para cementos de endurecimiento normal o rápido y $\beta_{sc} = 8$ para cementos de endurecimiento rápido y alta resistencia.

f_{ck} : resistencia característica del hormigón (kp/cm²).

HR : humedad relativa del ambiente (%).

A_c : área de la sección transversal del elemento de hormigón (mm²).

u : perímetro del área A_c en contacto con la atmósfera (mm).

7. EUROCODIGO EC-2. VERSION ESPAÑOLA DE DICIEMBRE DE 1992 [10]

Su propuesta general coincide, en gran medida, con una de las aproximaciones a la formulación del MC 90 [7] [8], y en concreto a la del Boletín CEB Nº 176 [5] (véase 4). Así, se estipula que se calcule w_k con la combinación *quasi-permanente* de acciones y según:

$$w_k = \beta_w\ s_{rm}\ \varepsilon_{sm} \qquad (46)$$

siendo:

s_{rm} : separación media final entre fisuras.

ε_{sm} : deformación media producida bajo la correspondiente combinación de cargas, considerando los efectos de la rigidización a tracción, retracción, etc.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

β_w : coeficiente que relaciona w_k con w_m, de valor:

$\beta_w = 1,7$: para fisuras inducidas por cargas y para fisuras debidas a coacciones en secciones cuya dimensión mínima sea mayor que 800 mm (en vez de los 1000 mm del Boletín CEB Nº 176 [5]).

$\beta_w = 1,3$: para fisuras debidas a coacciones en secciones con una dimensión mínima de canto, anchura o espesor, cualquiera que sea la menor, de 300 mm, o menos.

β_w : obtenido por interpolación entre 1,3 y 1,7 para coacción de deformaciones impuestas y tamaños de piezas intermedios.

7.1. Cálculo de la deformación media de la armadura

La fórmula que se da coincide con la del MC 78 [1], incluso por lo que respecta al valor de los coeficientes β_1 y β_2. Por lo tanto, el alargamiento medio de las armaduras se calcula de acuerdo con la ec. (12), aunque no recoge la limitación según la cual (véase 1.2) $\varepsilon_{sm} \not< 0,4\ \sigma_{s2}/E_s$.

7.2. Cálculo de la separación media entre fisuras

La fórmula dada coincide con la del Boletín CEB Nº 176 [5], es decir, es la misma que representa la ec. (19) [5]. La única diferencia estriba en que la altura eficaz se toma igual a 2,5 veces la distancia existente desde la cara traccionada hasta el c.d.g. de la armadura, o sea, como en los Boletines CEB Nº 196 [6], nº 204 [7] y Nº 213/214 [8], aunque a la hora de establecer las limitaciones se mantenga la redacción del Boletín CEB Nº 176 [5]:

En el caso de losas o piezas pretensadas en las que la profundidad de la zona traccionada puede ser pequeña, la altura del área efectiva no debe tomarse mayor que (h–x)/3.

En definitiva, pues, su propuesta para el cálculo del área eficaz es la de la Fig. 4.

7.3. Combinación de cargas exteriores y coacciones

El EC-2 [10] no da un método explícito de cálculo, si bien la deformación debida a las cargas, calculada considerando la sección fisurada, deberá (dice) incrementarse con la resultante de las deformaciones impuestas.

8. CALCULO DE S_{rm}. COMPARACION DE METODOS

En este apartado, y en los siguientes, la discusión se circunscribe al caso de barras corrugadas, cargas de larga duración o cíclicas, estado de fisuración estabilizada y flexión en piezas lineales, lo que probablemente representa todavía, en nuestro país, el caso de mayor interés en obras de edificación.

Se ha comenzado por escribir las distintas formulaciones de s_{rm} del modo siguiente:

a) MC 78 [1]:

$$s_{rm} = s^{78} = 2\,c + \frac{0,05}{\pi}\,\frac{b}{n}\left[\frac{h_{cf}^{78}}{\phi} + 4\,\pi\right] \qquad (47)$$

b) EH-91 [3]:

$$s_{rm} = s^{EH} = 2\,c + \frac{0,05}{\pi}\,\frac{b}{n}\left[\frac{h_{cf}^{EH}}{\phi} + 4\,\pi\right] \qquad (48)$$

c) EC-2 [10]:

$$s_{rm} = s^{E2} = 50\ mm + \frac{0,10}{\pi}\,\frac{b}{n}\,\frac{h_{cf}^{E2}}{\phi} \qquad (49)$$

d) MC 90[7] [8]:

$$s_{rm} = s^{90} \approx \frac{2}{3}\,\ell_{s,máx} = \frac{1}{5,4\,\pi}\,\frac{b}{n}\,\frac{h_{cf}^{90}}{\phi} \qquad (50)$$

8.1. Comparación de s^{78} y s^{EH}

La diferencia de resultados, cuando la haya, será debida a los distintos límites impuestos a h_{cf}. Se han ensayado distintos supuestos en dos secciones, con (b x h) = (40 x 25) y (b x h) = (40 x 60) cm², imponiendo las condiciones de cuantía mínima de tracción según EH-91 [3] y de estar en Dominio 2 o en Dominio 3, calculando en cada caso el recubrimiento mecánico como (c + 1,2 ϕ/2), tomando como momento actuante el momento último obtenido para cada cuantía de armadura dividido por 1,6 y multiplicado por 0,85 y fijando la armadura de compresión en 5 ϕ 12, eligiendo f_{ck} = 250 kp/cm² y f_{yk} = 5.100 kp/cm².

Con ello, se ha obtenido un amplio espectro de resultados de los que se deduce que el cociente s^{78}/s^{EH}, como se aprecia en la Fig. 7, en las vigas planas es superior a 1,00, y tanto mayor cuanto menor sea el recubrimiento y menor la cuantía de tracción. Ello es debido a que resulta más restrictivo limitar la altura eficaz a un valor de h/4, como hace en vigas planas la EH-91 [3], que a (h–x^{II})/2 como propone el MFD [2], lo que en

[5] Obsérvese que la fórmula propuesta por el Boletín CEB Nº 176 [5] y por el EC-2 [10] es, a su vez, la misma del Boletín CEB Nº 196, recogida en este texto como ec. (31), con tal que en ésta se incluyan los coeficientes k_1 y k_2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

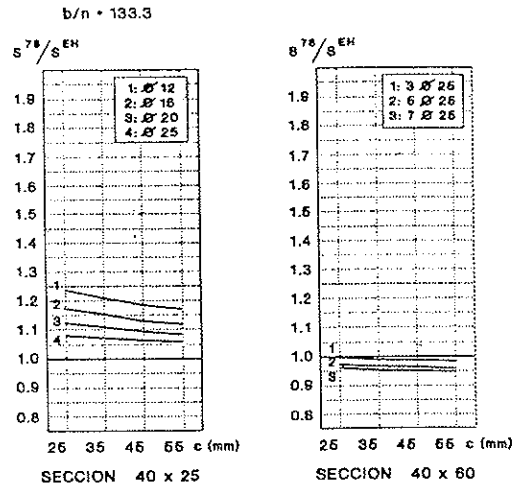


Fig. 7.

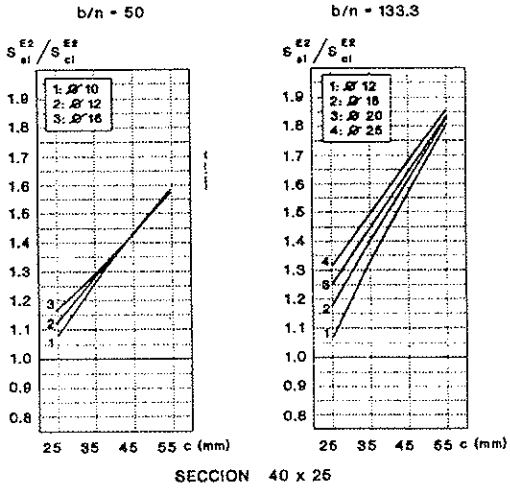


Fig. 8.

definitiva conduce a que resulte menor ancho de fisura con la EH-91, pudiendo ser las diferencias de más de 30%, a medida, por ejemplo, que aumente el ancho y disminuya el canto de la sección.

En cambio, en vigas de canto sólo hay diferentes resultados para cuantías de una cierta importancia, más acusados cuanto mayor cuantía y mayor recubrimiento, si bien en este caso las diferencias no son significativas, puesto que la EH-91 se sitúa del lado de la seguridad y las diferencias raramente son de más del 10-15%.

8.2. Cálculo de s^{E2}

Si se realiza una lectura estricta de la definición de área eficaz del EC-2 [10], en vigas no se debe imponer ninguna limitación a la altura eficaz, lo cual no resulta coherente. Por contra, si se realiza una interpretación que siga la evolución observada en el MC 90 [7] [8], hay que establecer un límite igual a $(h-x^{II})/3$. Como se aprecia en la Fig. 8 y en la Fig. 9, en las que se ha partido de los mismos supuestos relacionados en 8.1, y en las que, en concreto, se han repesentado los casos con b/n = 50 mm (8 ϕ) y b/n = 133,3 mm (3 ϕ), además de la inconsistencia teórica que representa no limitar la altura eficaz, a medida que disminuye el canto y aumenta el cociente b/n (lo que equivale, para cada diámetro, a disminuir la cuantía), la separación de fisuras calculada sin limitación, s^{E2}_{SL}, va aumentando respecto de la separación de fisuras calculada con limitación de la altura eficaz, s^{E2}_{CL}; pudiendo llegar a diferencias muy importantes de separación y, por tanto, de anchos de fisuras, y a algún caso, como se ha detectado, en el que la altura eficaz calculada sin limitación sea mayor que la altura total del bloque traccionado.

8.3. Comparación de s^{78} y s^{E2}_{CL}

En la Fig. 10 y en la Fig. 11 se han representa-

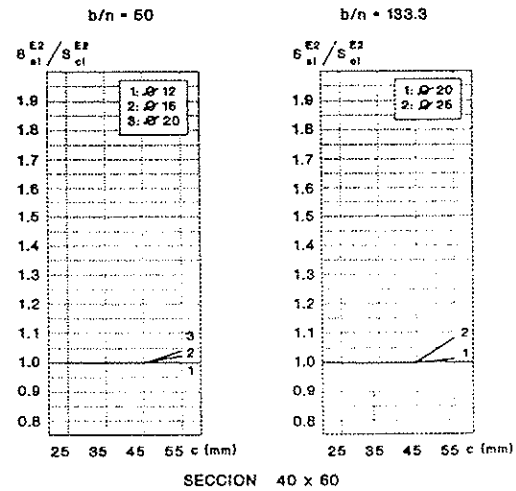


Fig. 9.

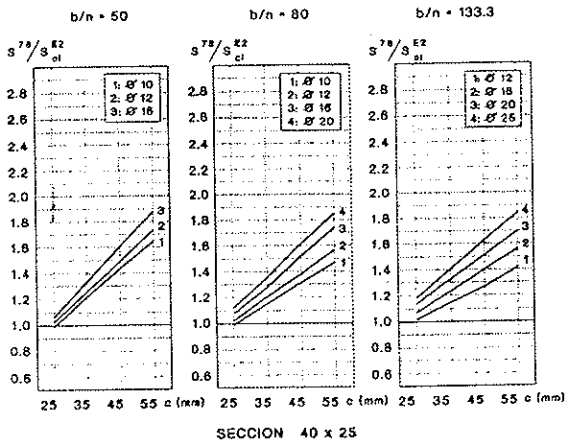


Fig. 10.

do todos los casos posibles para las secciones citadas del cociente s^{78}/s^{E2}_{CL}, cuando b/n = 50 mm. b/n = 80 mm y b/n = 133,3 mm. Como se aprecia con claridad, prácticamente siempre es mayor la separación de fisuras obtenidas con el MC 78 [1]

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

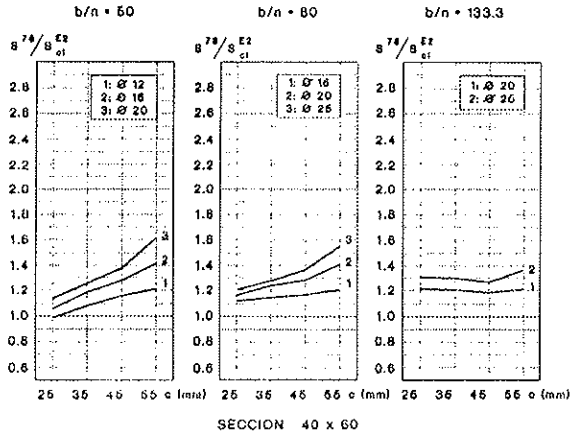


Fig. 11.

que con el EC-2 [10] si, como es lógico, se impone limitación a la altura eficaz. Esta diferencia es mucho más acusada en vigas planas (Fig. 10), cuando se incrementa para cada sección de pieza y cociente b/n el diámetro (lo que aquí equivale a aumentar la cuantía) y cuando se aumenta el recubrimiento de la armadura de tracción. Y tal diferencia disminuye cuando se aumenta el valor de b/n.

En definitiva, sólo para casos marginales, con muy poca cuantía de armadura de tracción (diámetros pequeños y elevados valores de b/n) y recubrimientos prácticamente mínimos, puede dar más separación y, en consecuencia, más ancho de fisura el EC-2 [10] que el MC 78 [1], o que incluso la EH-91 [3]. Ello se debe a que el término 2 (c + s/10) del MC 78 [1] y de la EH-91 [3], coherentemente con lo expuesto en 1.1, tiene una importancia mucho mayor que el efecto combinado que resulta del término 50 mm y de tomar valor doble del coeficiente k_2 en el EC-2 [10].

8.4. Comparación de s^{78} y s^{90}

Para las dos secciones elegidas y para b/n = 50 mm, b/n = 80 mm y b/n = 133,3 mm, todos los casos posibles están representados en la Fig. 12 y en la Fig. 13. Se aprecia que, cualitativamente, la relación s^{78}/s^{90} da resultados similares a la relación s^{78}/s^{E2}_{C1}, pero con las siguients matizaciones:

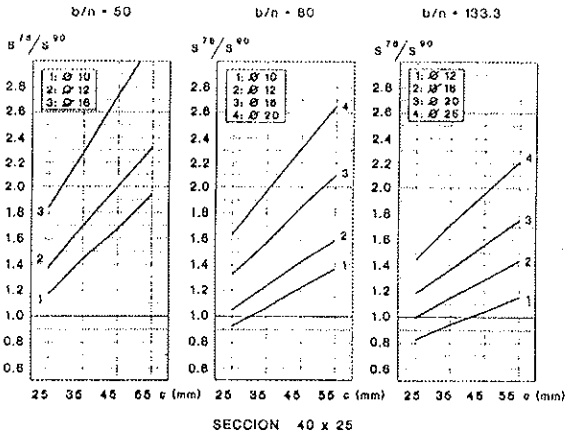


Fig. 12.

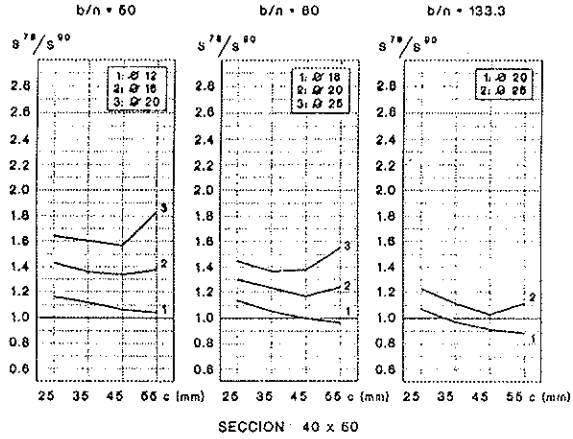


Fig. 13.

—Con b/n = 50 mm siempre se ha obtenido menor separación con el MC 90 [7] [8] que con el MC 78 [1] y que con el EC-2 [10].

—Cuando aumenta b/n, con diámetros pequeños de armadura (menor cuantía) y recubrimientos pequeños, hay pocos casos en que $s^{90} > s^{78}$ y $s^{90} > s^{E2}_{C1}$, lo que es claramente más acusado en la sección de 40 x 60.

Se puede concluir que, en piezas de canto moderado, prácticamente siempre $s^{90} < s^{78}$, sobre todo a medida que aumenta la cuantía de la armadura de tracción y el espesor de recubrimiento, y disminuye el canto de la pieza. Aunque el MC 90 [7] [8] penaliza claramente las cuantías muy bajas y las separaciones grandes de las armaduras (dando lugar en estos casos a las mayores separaciones entre fisuras), para valores menores de b/n y diámetros medios o gruesos, con este código se obtienen separaciones de fisuras extremadamente pequeñas, del orden de 50 mm e incluso menores.

8.5. Cálculo de $\varepsilon_{sm,r}$. Comparación de métodos

Para el estado de fisuración estabilizada y cargas cíclicas o de larga duración, se tiene que:

a) MC 78 [1], EH-91 [3], EC-2 [10]:

$$\varepsilon_{sm,r} = \frac{\sigma_{s2}}{E_s}\left[1 - 0{,}5\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{s2}}\right)^2\right] \qquad (51)$$

lo que indica que:

$$\Delta\varepsilon_s^{78} = \Delta\varepsilon_s^{EH} = \Delta\varepsilon_s^{E2} = 0{,}5\,\frac{\sigma_{s2}}{E_s}\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{s2}}\right)^2 \qquad (52)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

b) MC 90 [7] [8]:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \varepsilon_{sm,r} = \\ = \frac{1}{E_s}\left[\sigma_{s2} - 0.38\, f_{ctm}\left(m + \frac{A_{c,ef}}{A_s}\right)\right] . \quad (53)$$

de donde se deduce que:

$$\Delta\varepsilon'' = 0.38\,\frac{f_{ctm}}{E_s}\left(m + \frac{A_{c,ef}}{A_s}\right) \quad (54)$$

Del análisis de la ec. (51), la ec. (52), la ec. (53) y la ec. (54), resulta evidente que si con los distintos métodos se llega a obtener, para un mismo caso, valores distintos de $\varepsilon_{sm,r}$, ello sólo puede ser debido a que también son distintos los valores obtenidos del efecto rigidizador del hormigón traccionado, $\Delta\varepsilon_c$.

Por otro lado, del análisis de un amplio estudio paramétrico que se está realizando en la Cátedra de Construcción III de la E.T.S. de Arquitectura de Valencia, para el GT II/1 *"Estudio comparativo sobre la aplicación práctica de diversas normativas"*, se ha visto que, en la inmensa mayoría de los casos, el mayor valor del efecto rigidizador del hormigón se ha obtenido con el método del MC 90 [7] [8]. Sólo se ha encontrado la situación contraria en vigas de canto medio a elevado, armadas con cuantías bajas de tracción y con recubrimientos mínimos o próximos a éstos.

Estas conclusiones quedan ilustradas por la Fig. 14, la Fig. 15 y la Fig. 16, donde los cálculos han sido efectuados sobre una sección (bxh) = = (30x60) cm², con f_{ck} = 250 kp/cm² y f_{yk} = 5.100 kp/cm², y de acuerdo con las variables de la Tabla 1, en la que:

- A_{s1} armadura de tracción.
- A_{s2} armadura de compresión.
- c recubrimiento neto (mm).
- σ_{sr} tensión de la armadura de tracción para la que se inicia la fisuración.
- σ_{FE} tensión mínima necesaria de la armadura de tracción para alcanzar el estado de fisuración estabilizada según el MC 90 [7] [8].
- $\sigma_{máx}$ tensión de la armadura de tracción cuando la pieza es solicitada por el máximo momento admitido, igual a 0,85 · M_u/1,6, donde M_u es el momento de agotamiento.

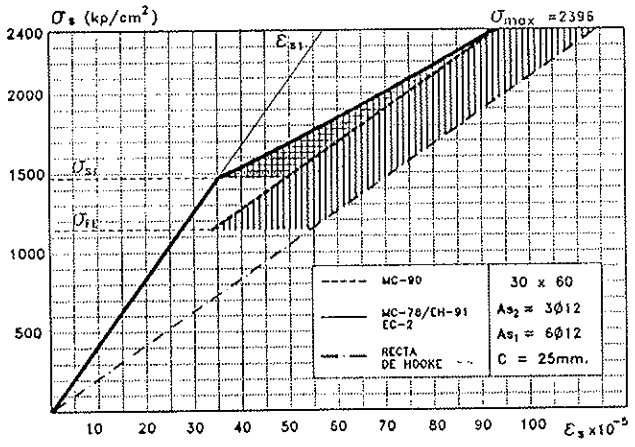


Fig. 14

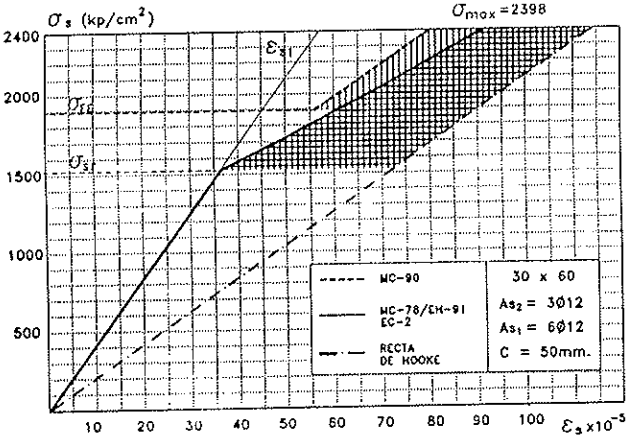


Fig. 15.

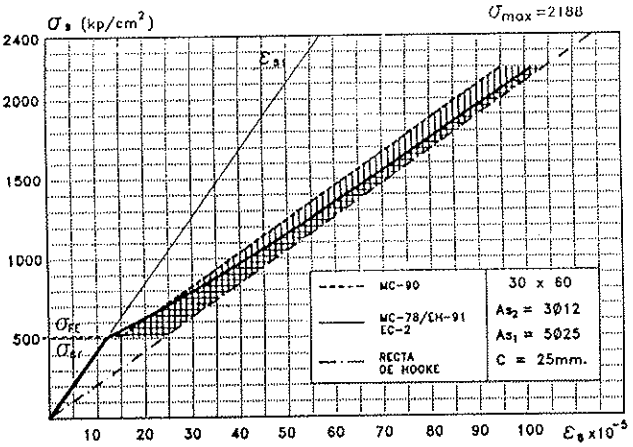


Fig. 16.

TABLA 1

	A_{s1}	A_{s2}	c (mm)	σ_{sr} (kp/cm²)	σ_{FE} (kp/cm²)	$\sigma_{máx}$ (kp/cm²)
Figura 14	6 ϕ 12	6 ϕ 12	25	1.472	1.146	2.396
Figura 15	6 ϕ 12		50	1.525	1.892	2.398
Figura 16	5 ϕ 25		25	506	516	2.188

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

TABLA 2

Método	Srm (mm)	$\varepsilon_{sm,r}$ (x 10^5)	$\varepsilon_{sm,r}$ (x 10^5)	W_m (mm)	W_k (mm)	W'_m (mm)	W'_k (mm)
MC-78 (1)	92,79	101,41	48,98	0,09410	0,15998	0,13955	0,21906
EH-91 (1)	96,76	101,41		0,09812	0,16681	0,14552	0,22843
MC-90	56,59	84,85		0,05368	0,08051	0,08139	0,12209
EC-2 (1)(2)	80,56	101,41		0,08169	0,13888	0,08169	0,19017

(1) Para tener en cuenta la retracción se ha tomado ($\varepsilon_{sm,r} + \varepsilon_{cs}$).
(2) Se ha tomado $h_{c,ef} = 2,5\ (c + 1,2\ \phi / 2)$ dado que es menor que $(h - x^{II}) / 3$.

10. Tratamiento de la combinación de cargas exteriores y coacciones

Como se deduce de lo hasta aquí expuesto, sólo el MC 90 [7] [8] trata esta cuestión de modo explícito, mediante la adición algebraica a la deformación unitaria media y neta del acero ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$) de la deformación unitaria, ε_{cs}, provocada por la retracción, o el hinchamiento, del hormigón (véase 6).

La Instrucción EH-91 [3] no aborda la cuestión (véase 2) y el MFD [2] la trata de manera ambigua (véase 1.3). En cuanto al EC-2 [10], se dice, de modo explícito, que se debe tener en cuenta la coacción de deformaciones impuestas, dando valores distintos del coeficiente β_w para el cálculo de w_k, en función de la dimensión mínima de la pieza; pero tampoco da criterios claros de cálculo cuando la fisuración sea consecuencia del efecto combinado de cargas exteriores y de coacciones.

La cuestión, en particular cuando buena parte, o la totalidad del perímetro, u, de la sección transversal, A_c, está en contacto con la atmósfera, y cuando se trata de ambientes con humedades relativas medias o bajas, es importante, puesto que el valor final de w_k puede verse seriamente modificado.

A título de ejemplo, si para el caso analizado en la Fig. 16, se supone que todo el perímetro está en contacto con la atmósfera y que la humedad relativa es HR = 65%, se obtienen los resultados de la Tabla 2, en la que:

W_m ancho medio de fisura, sin tener en cuenta ε_{cs}.

W_k ancho característico de fisura, sin tener en cuenta ε_{cs}.

W'_m ancho medio de fisura, teniendo en cuenta ε_{cs}.

W'_k ancho característico de fisura, teniendo en cuenta ε_{cs}.

El cálculo de w_k, según el MC 78 [1], la EH-91 [3] y el EC-2 [10], se ha efectuado con $\beta_w = 1,7$ y, para estos mismos métodos, el de w'_k, siguiendo la ec. (15), con:

$$\beta_w = \frac{(1,7 \cdot 101,41) + (1,3 \cdot 48,98)}{101,41 + 48,98} \approx 1,57 \quad (55)$$

El cálculo de ε_{cs} se ha realizado según lo indicado por la ec. (45), para un $\beta_{cs} = 5$ en todos los casos.

Como se deduce de la Tabla 2, tener en cuenta la retracción del modo en que se ha realizado, ha supuesto, para el ancho medio calculado según el MC 78 [1], la EH-91 [3] y el EC-2 [10], un incremento de algo más del 48%, y para el ancho característico un aumento de aproximadamente el 37%, lo que demuestra la importancia que puede tener la coacción de deformaciones impuestas sobre el ancho de fisura de cálculo y, por lo tanto, la necesidad de que las Normas establezcan criterios claros para su obtención.

Por otro lado, se aprecia igualmente, en la Tabla 2, la coherencia de los valores obtenidos para s_{rm}, $\varepsilon_{sm,r}$ según los distintos métodos, con la discusión efectuada en los dos apartados anteriores, destacando el bajo valor de s_{rm} obtenido con el MC 90 [7] [8], por tratarse el ejemplo de una cuantía de armadura de tracción medio alta ($A_s/bd = 14,61‰$).

CONCLUSIONES

Del presente trabajo, para el caso de barras corrugadas, estado de fisuración estabilizada, cargas de naturaleza cíclica o de larga duración y flexión de piezas lineales de hormigón armado, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

1. En la EH-91 se limita la altura eficaz en función del canto total de la pieza. Tal planteamiento es incoherente desde el punto de vista teórico, pues obvia la profundidad del bloque de hor-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

migón traccionado. Además, en vigas planas, limitar la altura eficaz a h/4 conduce a anchos característicos de fisura inseguros si se comparan los resultados con el método general, es decir, con el del MC 78 [1] con la corrección del MFD [2] consistente en establecer el límite en un valor igual a $(h - x^{II}) / 2$.

2. El EC-2 [10], en su versión actual, no establece limitación alguna a la altura eficaz, lo que no resulta lógico, pudiendo suceder, en determinados casos, que se obtenga una altura eficaz mayor que la del bloque de hormigón traccionado, en la hipótesis de sección fisurada y homogeneizada.

3. Cuando la cuantía de la armadura de tracción es elevada, el método del MC 90 [7] [8] conduce a separaciones entre fisuras extremadamente pequeñas, que discrepan claramente de las obtenidas con cualquiera de los otros métodos analizados.

4. En la práctica totalidad de los casos estudiados, el efecto rigidizador del hormigón traccionado, calculado de acuerdo con el MC 90 [7] [8], es superior al obtenido con los otros métodos, que por lo que a esta cuestión respecta, son coincidentes. Con ello, el MC 90 [7] [8] da, en general, menores valores del alargamiento medio del acero.

5. Ni el MC 78 [1] ni el EC-2 [10] dan un procedimiento explícito para calcular el ancho característico de fisura bajo la acción combinada de cargas exteriores y coacciones de deformaciones impuestas, siendo así que el tema puede ser de gran importancia cuando el perímetro de la pieza en contacto con la atmósfera es importante y la humedad relativa ambiental moderada o baja. La EH-91 se refiere, exclusivamente, a fisuración transversal provocada por cargas exteriores.

6. Excepción hecha, en general, de cuantías bajas de la armadura de tracción, separaciones grandes de las barras de ésta y recubrimientos pequeños, el mayor ancho de fisura se obtiene, en vigas de canto, con el método de la EH-91 [3] y, en vigas planas, con el método del MC 78 [1]; y el menor, con el método del MC 90 [7] [8], pudiendo darse diferencias de más del 100%, cuando en todos los métodos se tiene en cuenta la coacción de deformaciones impuestas y ésta da lugar a deformaciones significativas.

BIBLIOGRAFIA

[1] CEB-FIP. "Code Modèle CEB-FIP pour les structures en béton". 1978.

[2] CEB, "Manual on cracking and deformations". Boletín Nº 158-E, 1985.

[3] M.O.P.T. "Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa o armado" EH-91. 1991.

[4] CEB-FIP. "CEB-FIP 1978. Model Code revision process". Boletín CEB Nº 172/173. Septiembre 1986.

[5] CEB-FIP. "Summary and analysis of observations concerning the revision of the CEB-FIP Model Code 1978". Parte B. Boletín CEB Nº 176. Treviso. Mayo 1987.

[6] CEB-FIP. "CEB-FIP Model Code 1990. First Draft." Boletín CEB Nº 196. París. Marzo 1990.

[7] CEB-FIP. "CEB-FIP Model Code 1990. Final Draft. Capítulos 6-14". Boletín CEB Nº 204. Viena. Julio 1991.

[8] CEB-FIP. "CEB-FIP Model Code 1990". Boletín CEB Nº 213/214. Mayo 1993.

[9] CEB. "Selected justification notes". Boletín CEB Nº 217. Abril 1993.

[10] Eurocódigo nº 2. "Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1. Reglas generales y reglas para edificación". Versión española. Diciembre 1992.

RESUMEN

El Código Modelo de 1978 supuso un importante avance en la comprobación del Estado Límite de Fisuración, reflejado en las Instrucciones EH-88 y EH-91, que recogieron básicamente este método. Posteriormente, y en un intento de que distintas comprobaciones respondieran a un único planteamiento, convenientemente justificado desde un punto de vista teórico, se fue produciendo una evolución que, de momento, se ha concretado en los procedimientos de cálculo del ancho característico de fisura propuestos en el Model Code CEB-FIP 1990 y en el EC-2. En el presente trabajo se analizan las bases y el desarrollo de los métodos citados, estableciendo comparaciones entre ellos.

SUMMARY

The Model Code 1978 meant an important advance in the Limit State of Cracking assessment, reflected in the Instructions EH-88 and EH-91, which basically assembled this method. Later, with the purpose that different tests responded to just one approach, conveniently justified from a theorical point of view, an evolution developed, that at the moment, has become more definite in the design methods of characteristic crack width proposed in the Model Code CEB-FIP 1990 and EC-2. In this paper, the basis and development of the aforementioned methods are analyzed, establishing comparisons among them.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

SEMINARIOS TORROJA
Tecnología de la Construcción y de sus Materiales
Ciclo nº 17: Primavera de 1994

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

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

Los Seminarios programados para el décimo séptimo ciclo, correspondiente a la **primavera de 1994,** son los siguientes:

28 Abril:
Soledad García Morales
Arquitecto. Instituto E. Torroja
"Humedades en edificios históricos"

12 Mayo:
Mª Cruz Alonso Alonso y Sara Goñi Elizalde
Dras. en Ciencias Químicas. Instituto E. Torroja
"Cenizas volantes españolas y durabilidad de las estructuras de hormigón armado"

26 Mayo:
Gerardo Ruiz Palomeque
Dr. Arquitecto. Escuela T. Superior de Arquitectura de Madrid.
"Situación actual del problema de la vivienda en Cuba"

9 Junio:
José Alejandro Muñoz Robleño
Ingeniero de Caminos. Reinforcing, S.A.
"El refuerzo de las estructuras de hormigón y su patología"

23 Junio:
Pablo Zuloaga Lalana
Ingeniero Industrial. Empresa Nacional de Residuos Radiactivos, S.A.
"Almacenamiento de residuos radiactivos. El Centro de El Cabril"

* * *

JORNADA SOBRE "LAS NOVEDADES EN EL MUNDO DE LAS ARMADURAS PRETENSADAS"

El pasado 28 de septiembre se celebró, en el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, una Jornada sobre "Las novedades en el mundo de las armaduras pretensadas", organizada por Trefilerías Quijano, S.A., con motivo de haber obtenido la certificación AENOR; acto al que asistieron diversas personalidades relacionadas con el ramo de la Construcción y Obras Públicas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Comportamiento de piezas de hormigón compuestas solicitadas a flexión bajo cargas cíclicas

Jaime Gálvez Ruiz
Dr. Ingeniero de Caminos
ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Madrid

1. INTRODUCCION

El desarrollo experimentado por los sistemas de prefabricación, ha propiciado la amplia difusión de una tipología de piezas, conocidas como piezas compuestas, para solicitaciones fundamentalmente de flexión. Estas piezas se caracterizan por la presencia de dos fases de hormigonado, una generalmente prefabricada y la otra vertida "in situ", con una discontinuidad entre ambas. El empleo de esta tipología de piezas tiene indiscutibles ventajas, pero la existencia de una "interface" de hormigonado, solicitada a tensiones tangenciales, condiciona los estados límites últimos y de servicio de la pieza, siendo muy conveniente disponer de una herramienta que permita evaluarlos correctamente.

En los temas relativos a rasante la normativa española presenta una importante laguna y, por lo que se refiere a rasante bajo cargas cíclicas, la normativa internacional no está suficientemente desarrollada (10). Esta comunicación supone una primera aproximación al estudio de la deformabilidad de estas piezas, contemplando el deterioro que sufre la "interface" a medida que aumenta el número de ciclos y cómo afectan las características de la "interface" a este deterioro.

El estudio lo abordamos en dos fases:

a) Estudio de los modelos existentes para la transmisión de cargas cíclicas a través de discontinuidades entre hormigones e influencia de las variables que gobiernan su comportamiento.

b) Implementación de los modelos de corte fricción bajo cargas cíclicas, en un modelo para la evaluación de flechas (9) y (12). Este modelo de evaluación de flechas ha sido verificado experimentalmente para cargas monotónicas e incorpora, en términos de rigidez, el mecanismo de corte-fricción desarrollado en la "interface".

La necesidad de disponer armadura de cosido en piezas compuestas situadas en zonas sísmicas de intensidad media o alta, o solicitadas a fatiga, no contemplada por la normativa española, acrecienta el interés de la presente investigación.

2. TRANSMISION DE ESFUERZOS RASANTES

En la transmisión de tensiones rasantes en discontinuidades de hormigonado, se distinguen dos tipos de uniones fundamentalmente (4) y (7):

Uniones frágiles: En ellas no existe armadura transversal de cosido, o su cuantía es muy baja. En estos casos, la rotura de la adherencia entre hormigones se presenta de manera repentina, con un deslizamiento muy pequeño entre ambos hormigones (del orden de la décima de mm (6)). Ejemplos de este tipo son muchos de los forjados de viguetas y de bloques huecos empleados en edificación. Las Normativas de algunos países no permiten uniones sin armadura de cosido.

Uniones dúctiles: Es la característica propia de las uniones con una cuantía de armadura de cosido apreciable. En ellas, la tensión rasante última se alcanza con un corrimiento muy superior al correspondiente a las uniones frágiles (1), (2) y (7). Existe redistribución de tensiones a lo largo de la discontinuidad. Durante este proceso se movilizan los mecanismos de "corte-fricción" y "efecto-pasador" de la armadura (21).

Una vez hormigonada la pieza en dos fases, e iniciada la solicitación, podemos distinguir varias etapas en la transmisión de tensiones rasantes entre los dos hormigones (figura 1):

Etapa 1.ª: Corresponde al comportamiento monolítico de la discontinuidad, antes de la rotura de la adhesión. Está presente un doble mecanis-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

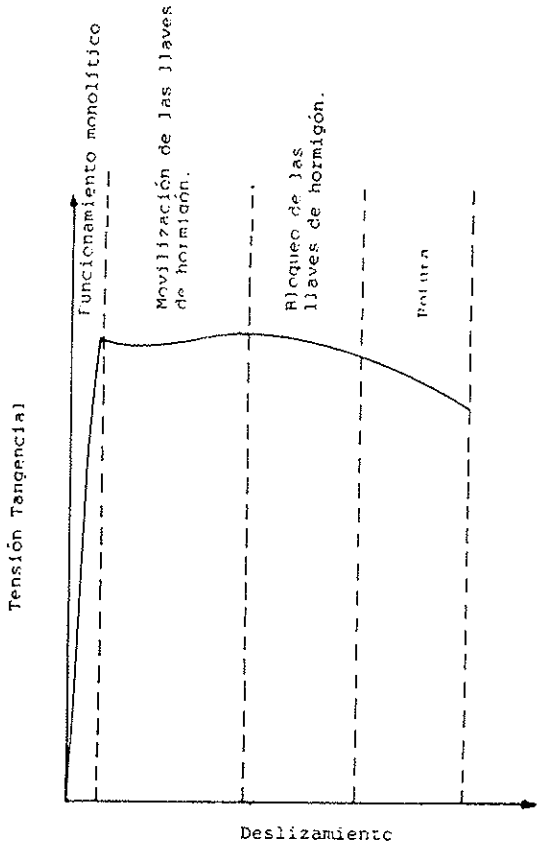


Fig. 1. Transmisión de Tensiones Rasantes.

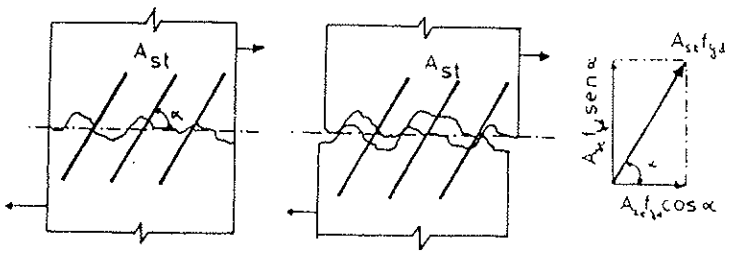
mo: por un lado, la adhesión entre las partículas del hormigón de la primera fase con la lechada del segundo y, por otro, la imbricación de los dos hormigones por la penetración de la lechada de la segunda fase en las oquedades de la superficie del hormigón de la primera fase.

Etapa 2.ª: Mecanismo de movilización de esfuerzos de corte entre zonas rugosas, naturales o artificiales, creadas entre hormigones. Es un mecanismo físico desarrollado por la presencia de rugosidad, en la que los salientes de una cara se traban con los de la otra (11) y (13).

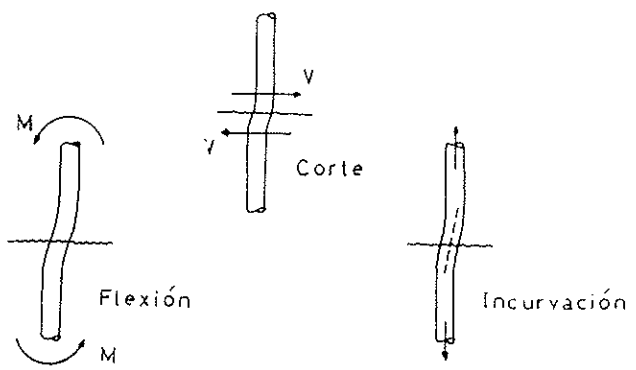
Etapa 3.ª: Bloqueo de las llaves de hormigón. En las uniones con armadura de cosido durante esta etapa se movilizan los mecanismos "corte-fricción" y "efecto pasador" de la armadura (9) y (21). El mecanismo de "corte-fricción" se moviliza una vez iniciado el deslizamiento relativo de las caras de la discontonuidad; debido a la presencia de irregularidades, una superficie intenta "cabalgar" sobre la otra, separando las caras de la "interface", lo que tracciona la armadura, que a su vez comprime la superficie de contacto, permitiendo que se transmitan tensiones tangenciales de una cara a otra (véase figura 2). Además, las barras de cosido transmiten tensiones tangenciales por esfuerzo cortante, flexión e incurvación (4).

Etapa 4.ª: Rotura.

En el caso de solicitación cíclica, una vez rota la adhesión y perdido el carácter monolítico de la



a) Mecanismo de "corte fricción"



b) Mecanismo "efecto pasador"

Fig. 2. Mecanismos de Transmisión de Tensiones Rasantes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

sección, los mecanismos de corte-fricción y efecto pasador de la armadura presentan una progresiva pérdida de rigidez a medida que aumenta el número de ciclos (15), (17) y (19). La pérdida de rigidez depende de las características de la discontinuidad, especialmente de la rugosidad, de la compresión normal al plano de rasante, de la resistencia a compresión del hormigón y del tipo de árido.

Existen numerosos modelos para evaluar las tensiones tangenciales transmitidas por una disdiscontinuidad de hormigón bajo cargas monotónicas (2), (5) y (9), siendo algunos de ellos adaptables a cargas cíclicas; en nuestra investigación hemos seleccionado los de Walraven (21) y Bazant (3), pues nos han dado buenos resultados en anteriores investigaciones (9), están suficientemente contrastados experimentalmente y son susceptibles de implementación en un código de elementos finitos.

La normativa internacional está poco desarrollada en lo que se refiere a rasante bajo cargas cíclicas. La "Guía de Buena Práctica" de la FIP (7) especifica una reducción al 50% de la capacidad a rasante de las uniones no armadas bajo fatiga. En nuestra opinión, no deberían proyectarse uniones solicitadas a fatiga sin cuantía mínima de armadura de cosido (10).

3. DISCONTINUIDADES ENTRE HORMIGONES SOLICITADAS BAJO CARGAS CICLICAS

3.1. Ensayos y modelos

En la actualidad, disponemos de varias colecciones de ensayos de discontinuidades entre hormigones solicitadas bajo cargas cíclicas. Se trata, en general, de ensayos realizados con distintos tipos de probetas PUSH-OFF (figura 3); distinguimos básicamente dos planteamientos en los ensayos: ensayos gobernados por la tensión rasante transmitida y ensayos gobernados por los corrimientos en la "interface". Los podemos resumir como sigue:

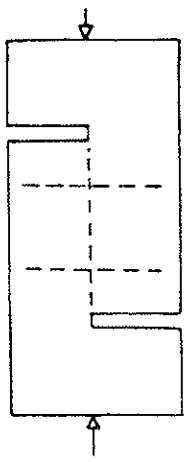


Fig. 3. Probeta PUSH-OFF.

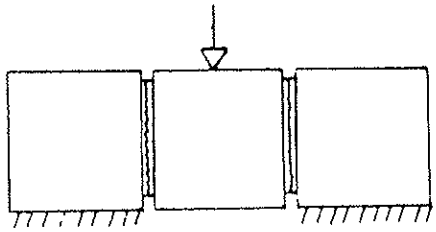


Fig. 4. Probeta empleada por Tassios et al. (19).

Laible et al. (14): Ensayos con probetas Push-off, hormigón f_{ck} = 200 kp/cm², $D_{máx}$ = 38 mm y ciclos de carga en ambas direcciones, pasando por cero, hasta 12 kp/cm² y 25 ciclos de carga.

Paulay y Loeber (16): Ensayos con probetas Push-off, hormigón f_{ck} = 360 kp/cm², $D_{máx}$ = 19 mm y ciclos de carga en una sola dirección, con descarga hasta cero, manteniendo apertura de discontinuidad constante.

Tassios y Vintzeleou (19): Ensayos con la probeta especificada en la figura 4, f_{ck} variable de 160 a 400 kp/cm², compresión normal a la discontinuidad constante y ciclos de carga en ambas direcciones gobernados por corrimientos. Debido a los grandes corrimientos aplicados (hasta 20 mm) sólo son de nuestro interés los primeros ciclos.

Mattock (15): Probetas Push-off, con armadura de cosido, f_{ck} variable de 200 a 400 kp/cm², $D_{máx}$ = = 16 mm y ciclos de carga gobernados por tensiones crecientes hasta rotura, en ambos sentidos, pasando por cero.

Pruijssers (17): Ensayos con probetas Push-off, f_{ck} 500 y 700 kp/cm², $D_{máx}$ = 16 mm, muchos ciclos (varios miles) de baja solicitación (del orden de 0,5 a 0,6 V_u) y carga normal a la discontinuidad constante.

Fouré (8): Probetas Push-off, con armadura de cosido, f_{ck} = 310 kp/cm², muchos ciclos (varios miles) de baja solicitación (de 0,5 a 0,6 V_u) y carga normal a la discontinuidad constante.

De interés para nuestra investigación son los ensayos gobernados por la carga, pues como se explica en el Apdo. 4, la flexión de una viga compuesta exige movilizar un determinado estado tensional en la "interface", en función del cual se producen los corrimientos necesarios, que a su vez provocan una mayor o menor flecha en la viga (véase figura 9).

Propiamente no hay modelos teóricos que permitan evaluar las tensiones rasantes movilizadas por la discontinuidad en función del número de ciclos, sino que existen ajustes experimentales de modelos, teóricos o experimentales, desarrollados para solicitaciones monotónicas. De entre los existentes, nos parece muy adecuado el modelo de Walraven (21) modificado para cargas cíclicas (17). Este modelo evalúa la tensión rasante movilizada de acuerdo con:

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

$$\tau_u = \sigma_{pu} (\lambda_y A_y + \mu\lambda_x A_x) \quad [1]$$

$$\sigma_u = \sigma_{pu} (\lambda_x A_x - \mu\lambda_y A_y) \quad [2]$$

donde:

σ_{pu}: Tensión de plastificación de la matriz de hormigón.

A_x y A_y: Areas de contacto para el caso monotónico.

λ_x y λ_y: Factores de reducción de área para el caso cíclico.

Este modelo lo hemos empleado, en su modalidad monotónica, con muy buenos resultados (9).

Los modelos desarrollados para evaluar la transmisión de tensiones rasantes, determinan ésta a partir de un deslizamiento relativo en la discontinuidad, para una apertura dada de la discontinuidad. Esto no es válido en el caso general, pues a medida que aumenta el corrimiento tangencial se produce un incremento de la apertura de la discontinuidad, limitado por la presencia de armadura de cosido. La aplicación de estos modelos ha exigido el desarrollo de un algoritmo iterativo que establece el equilibrio de tensiones normales a la discontinuidad, entre la superficie de hormigón y las barras de cosido, a medida que se produce el deslizamiento relativo entre las caras de la discontinuidad, y que permite conocer, en cada paso, la apertura de la discontinuidad. En la figura 5 se puede observar el comportamiento de una discontinuidad tras varios ciclos de carga.

te, el 20%, por lo que muchos autores no lo tienen en cuenta (21); en este primer estudio sólo contemplaremos el deterioro sufrido por el mecanismo de corte-fricción frente a solicitaciones cíclicas, manteniendo inalterado el mecanismo de efecto pasador de la armadura con el paso de los ciclos. Se adopta el modelo de viga sobre fundación elástica para el efecto pasador de la armadura.

3.2. Estudio paramétrico de las tensiones rasantes

Las variables que nos permite estudiar el modelo de corte-fricción seleccionado son: diámetro máximo del árido ($D_{máx}$), resistencia a compresión del hormigón (f_{ck}) y apertura de la discontinuidad (w). La implementación conjunta de los modelos de corte-fricción y efecto pasador de la armadura, junto con el algoritmo que establece el equilibrio de tensiones normales a la discontinuidad, nos permite estudiar las siguientes variables:

–Cuantía de armadura de cosido: ρf_y.

–Diámetro máximo del árido.

–Resistencia a compresión del hormigón.

También nos permite contemplar el diámetro de las barras de cosido, pero su influencia es

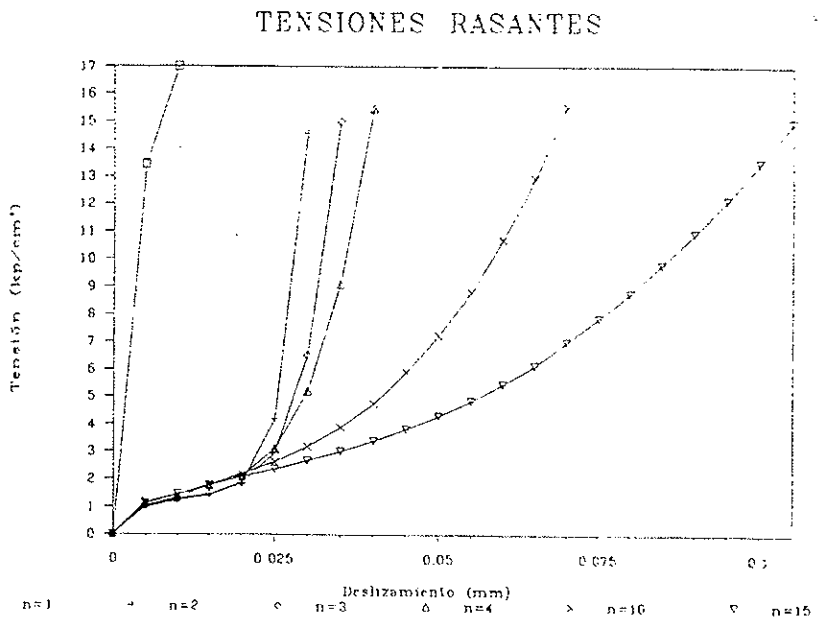


Fig. 5. Tensiones Rasantes, para distintos ciclos de carga. f_{ck} = 300 kp/cm², $D_{máx}$ = 16 mm, ρ = 0,5%.

El deterioro del mecanismo de efecto pasador de la armadura bajo solicitaciones cíclicas, ha sido estudiado por Tassios y Vintzeleou (20). La contribución de este mecanismo al total de la tensión rasante movilizada no alcanza, habitualmente, el 20%, por lo que muchos autores no lo tienen en cuenta (21); en este primer estudio sólo contemplaremos el deterioro sufrido por el mecanismo de corte-fricción frente a solicitaciones cíclicas, manteniendo inalterado el mecanismo de efecto pasador de la armadura con el paso de los ciclos. Se adopta el modelo de viga sobre fundación elástica para el efecto pasador de la armadura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

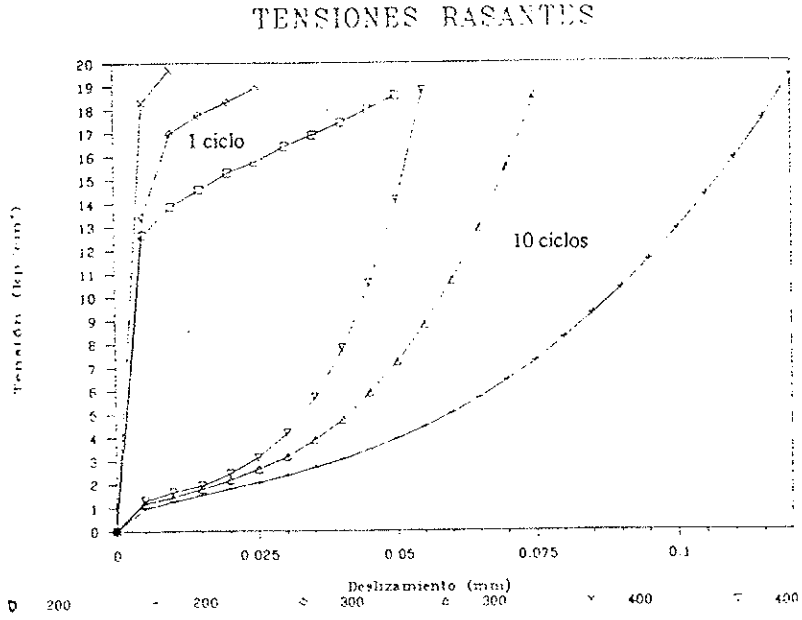


Fig. 6. Influencia de f_{ck} en la tensión rasante movilizada, para distintos ciclos de carga. ($D_{máx}$ = = 16 mm, ρ = 1%).

TABLA 3.1
Variables y valores de estudio

Variable	Valores adoptados
ρ	0,1, 0,5 y 1,0%
$D_{máx}$	16, 20 y 32 mm
f_{ck}	200, 300 y 400 kp/cm²

El cálculo se ha realizado para 15 ciclos de carga. con valores de 0,6 V_u a 0,8 V_u, con V_u determinado de acuerdo con la "Guía de Buena Práctica" de la FIP (7):

$$f_{vd} = \beta_1 \rho f_{yd} + \beta_2 f_{td} \qquad [3]$$

donde:

ρ: Cuantía geométrica de cosido, no inferior a 0,001.

f_{yd}: Resistencia de proyecto del acero.

f_{td}: 0,25 $(f_{ck})^{0,5}$.

f_{ck}: Resistencia a compresión del hormigón, en probeta cúbica, de 150 mm.

Los valores de β_1 y β_2 dependen de la rugosidad de la superficie y están recogidos en la Tabla 3.2.

TABLA 3.2
Valores de los coeficientes β_1 y β_2

Coeficiente	Rugosidad	
	1	2
β_1	0,6	0,9
β_2	0,2*	0,4

*Para superficies enmoldadas se recomienda β_2 = 0,1.

Las figuras 5 a 8 muestran algunos de los resultados correspondientes al estudio paramétrico. Del estudio paramétrico podemos extraer las siguientes conclusiones:

a) La movilización de una tensión tangencial de 0,6 V_u en el segundo ciclo de carga exige, como media para los valores adoptados, un deslizamiento superior al ciclo noval del 20%. Este incremento de deslizamiento es mayor para las cuantías inferiores de armadura de cosido y menor para las cuantías superiores.

b) La movilización de la misma tensión tangencial tras quince ciclos de carga exige, como media, deslizamientos tres veces superiores al correspondiente al primer ciclo.

Lo que pone de manifiesto la importante pérdida de rigidez tangencial que sufre la discontinuidad bajo cargas cíclicas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

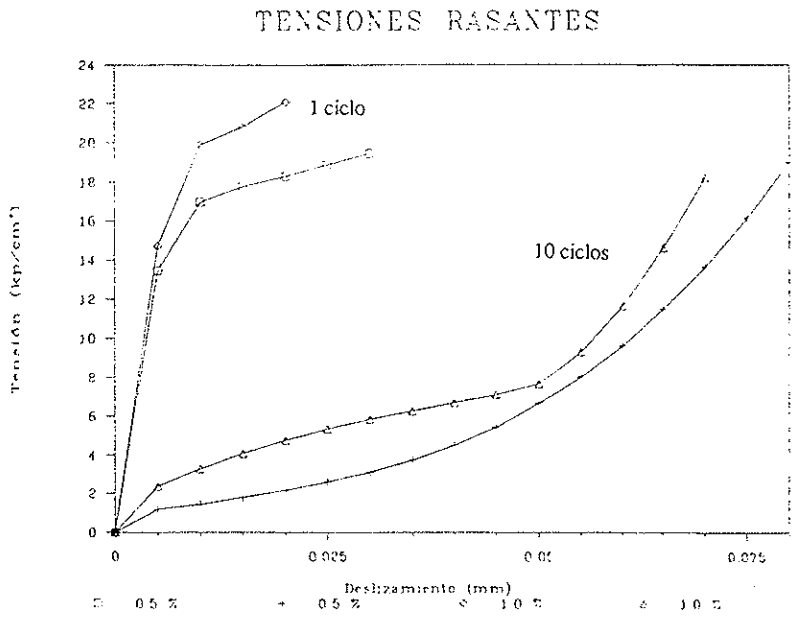


Fig. 7. Influencia de ρ en la tensión rasante movilizada, para distintos ciclos de carga. (f_{ck} = 300 kp/cm², $D_{máx}$ = 16 mm).

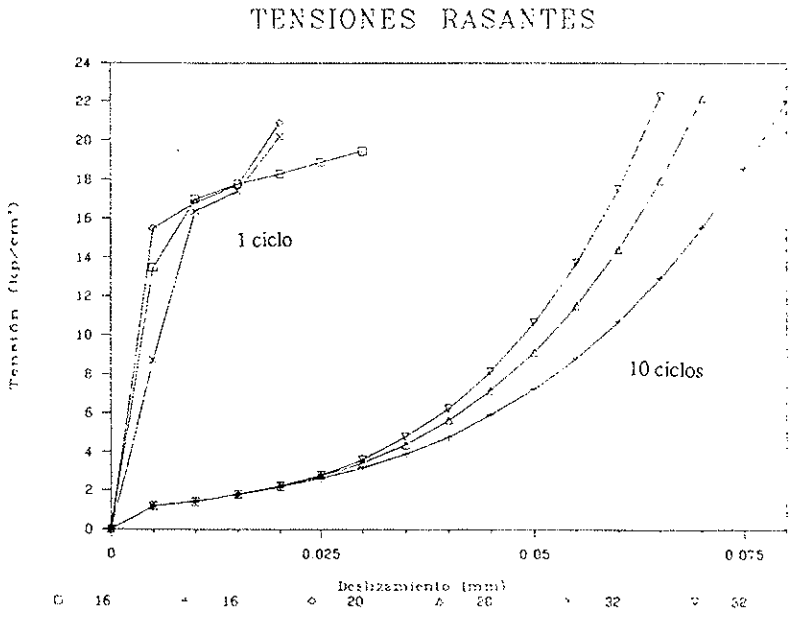


Fig. 8. Influencia de $D_{máx}$ en la tensión rasante movilizada, para distintos ciclos de carga. (f_{ck} = = 300 kp/cm², ρ = 0,5%).

4. MODELO DE CALCULO PARA EVALUACION DE FLECHAS

En las referencias (9) y (12) se recoge en detalle lo aquí expuesto, por lo que nos limitaremos a hacer un resumen. En las figuras 9 y 10 se representa una pieza de hormigón armado, compuesta, con armadura de cosido, solicitada a flexión simple y biapoyada. Una vez rota la adherencia entre hormigones, se puede considerar que la cabeza y la suela son dos elementos viga distintos, a los que se aplica la ecuación de la elástica, conectados por la discontinuidad, que transmite tensiones tangenciales y normales. El deslizamiento relativo de las caras de la discontinuidad en una sección viene determinado por:

$$\delta_r = y' (e_s + e_c) \qquad [4]$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

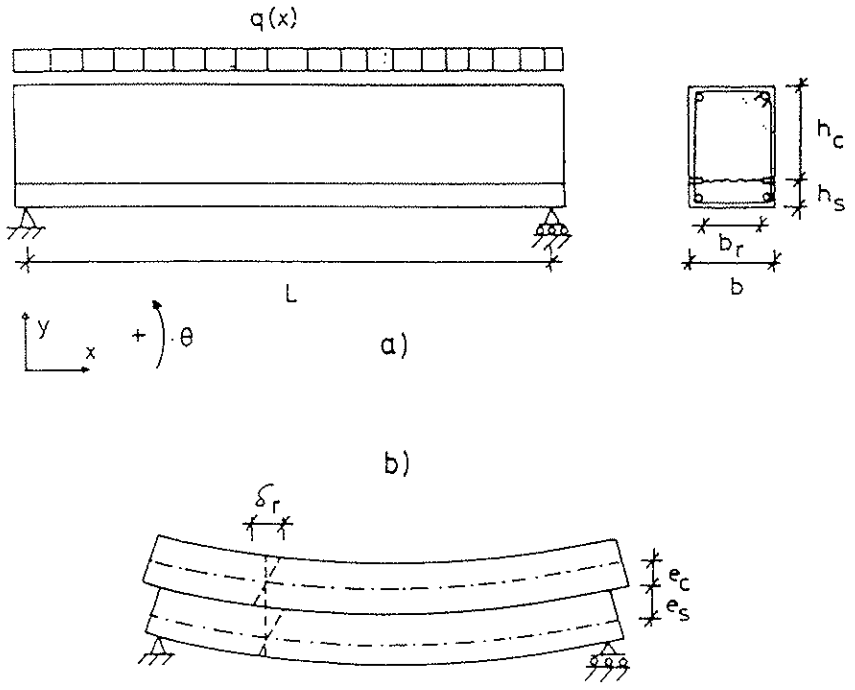


Fig. 9. Pieza Compuesta.

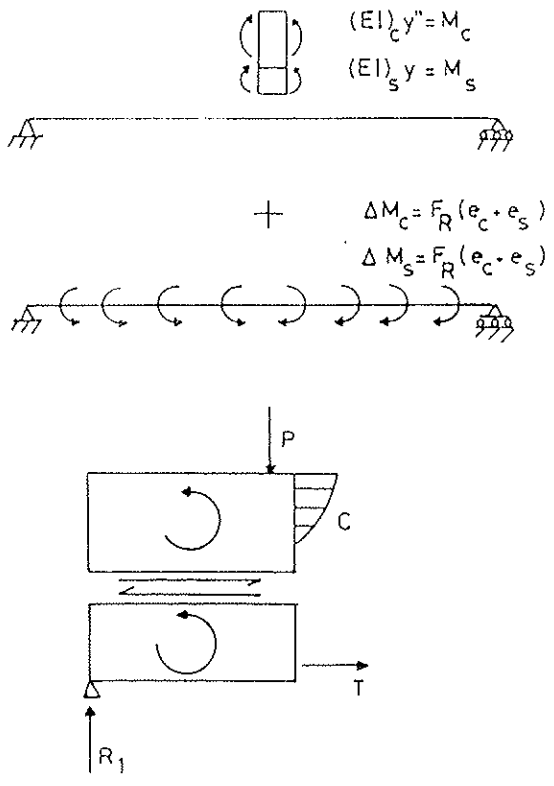


Fig. 10. Momentos actuantes una vez rota la adherencia.

La apertura de la discontinuidad se puede considerar despreciable al evaluar la flecha, puesto que la primera está en el rango de las décimas de mm y la segunda en el cm[1]. La ecuación de la elástica para cada fase es, por tanto:

$$\begin{aligned} &(EI)_s\, y'' = M - \Delta M_s \text{ (suela viga)} \\ &(EI)_c\, y'' = M - \Delta M_c \text{ (cabeza viga)} \\ &\overline{(EI)^*\, y'' = M - \Delta M \text{ (suma)}} \end{aligned} \qquad [5]$$

El criterio de signos para ΔM se recoge en la figura 10.

$$\Delta M = F_R\,(e_s + e_c) \qquad [6]$$

y queda, por tanto, como ecuación de campo:

$$(EI)^*\, y'' + F_R\,(e_s + e_c) = M \qquad [7]$$

donde:

$(EI)^*$: Rigidez equivalente (suma de rigideces de cabeza y suela).

F_R: Fuerza rasante, desde el punto de momento nulo a la sección.

M: Momento exterior actuante en la sección.

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

El razonamiento anterior es válido también para el caso en que la discontinuidad quede dentro

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

de la zona comprimida, aunque aquí aparece la dificultad de evaluar adecuadamente la tensión rasante.

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

$$\int_0^L \Psi \frac{d^2}{dx^2}\left[(EI)^* y''\right] + \int_0^L \Psi \frac{d^2}{dx^2}\left[F_R\ (e_c + e_s)\right] = = \int_0^L \psi_q dx \qquad [8]$$

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

$$[K_G\ (a) - K_\tau\ (a) - C]\frac{da_i}{d\lambda} = P_o \qquad [9]$$

donde:

K_G (a): Matriz de rigidez tangente.

K_τ (a): Matriz de rigidez equivalente debida a las tensiones tangenciales en la discontinuidad.

C: Términos de contorno.

a: Vector de desplazamientos nodales.

P_o: Vector de cargas en el primer paso.

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

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

$$\psi\ (a) \equiv P\ (a) + f \equiv K\ (a)\ a + f = 0 \qquad [10]$$

diferenciando respecto de λ :

$$\frac{dP}{da}\frac{da}{d\lambda} + f_0 \equiv K_T \frac{da}{d\lambda} + f_0 = 0 \qquad [11]$$

el problema se puede resolver por el método de Euler:

$$a_{m+1} = a_m + \Delta a_m \qquad [12]$$

correspondiendo Δa_m a la solución del sistema:

$$K_T\ (a_m)\ \Delta a_m = f_0\ \Delta\lambda_m = \Delta f_m \qquad [13]$$

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

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

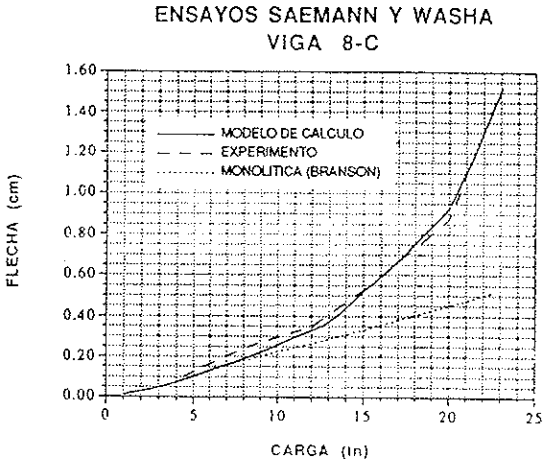


Fig. 11. Verificación del modelo numérico para cargas monotónicas.

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

En piezas de hormigón armado, solicitadas a flexión simple, son habituales secciones como las recogidas en la figura 12, donde la cabeza de la viga no tiene armadura de tracción, lo que dificulta determinar su relación momento-curvatura. De modo simplificado, se asume la correspondiente a la inercia bruta; lo que es válido por ser una cabeza ancha y estar en zona comprimida. Además, en la suma de rigideces contribuye con un porcentaje bajo al total.

El criterio de **rotura de adherencia** es claro en probetas "push-off", pues el corrimiento es casi uniforme, y corresponde a un valor aproximado del deslizamiento relativo de 0,13 mm, pero no lo es tanto en vigas, donde el deslizamiento varía de una sección a otra. Inicialmente se han obtenido buenos resultados, tanto estableciendo que se rompe la adhesión en toda la discontinuidad cuando se alcanza el valor de 0,13 mm para la media de los corrimientos en la discontinuidad, como cuando lo alcanza la sección de máximo corrimiento; posteriormente, se ha podido contrastar en laboratorio (9) que la rotura de la adhesión es prácticamente simultánea en toda la discontinui-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

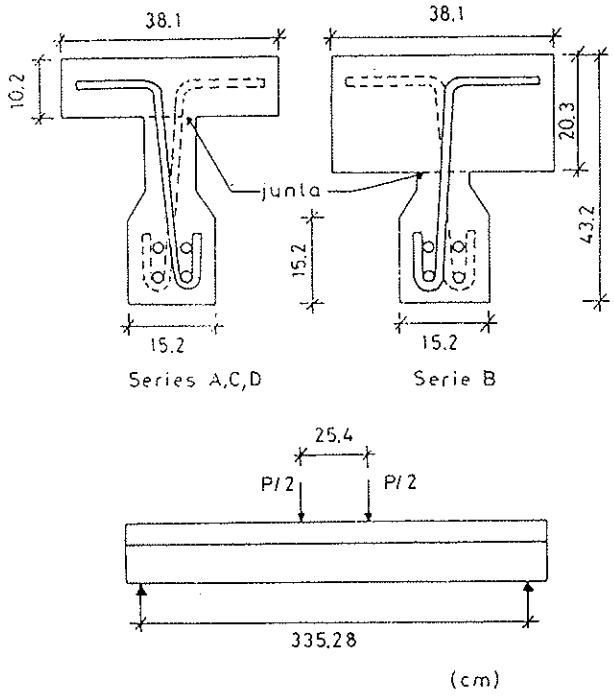


Fig. 12. Vigas empleadas por Saemann y Washa (18).

modelo numérico para cargas monotónicas, con resultados satisfactorios (9). En el ejemplo mostrado se presenta una pérdida de rigidez del 10% tras el primer ciclo de carga y de más del doble tras diez ciclos de carga.En la actualidad no disponemos de ensayos experimentales que nos permitan contrastar estos resultados para cargas cíclicas.

La pérdida de rigidez de la viga, por el deterioro de la "interface" entre hormigones tras varios ciclos de carga, depende del valor relativo de los términos de rigidez correspondientes a la rigidez tangencial y la rigidez equivalente por la transmisión de tensiones tangenciales.

5. CONCLUSIONES

Las conclusiones que establecemos del presente estudio son:

a) Las discontinuidades entre hormigones sufren una importante pérdida de rigidez al ser solicitadas por cargas cíclicas. Esta pérdida de rigidez impone, por término medio, deslizamientos, en el segundo ciclo, superiores en un 20% al ciclo noval.

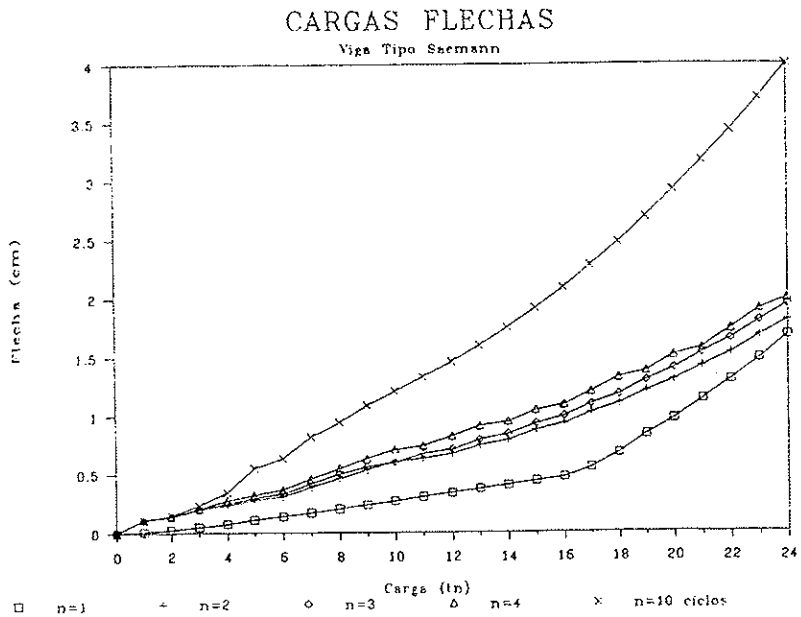


Fig. 13. Flecha en el punto medio de la viga, para distintos ciclos de carga. (f_{ck} = 200 kp/cm², ρ = = 1,0%, $D_{máx}$ = 16 mm).

dad cuando el corrimiento medio alcanza el valor crítico de 0,13 mm.

La figura 13 muestra la pérdida de rigidez de una viga biapoyada bajo cargas cíclicas, solicitada en cada ciclo hasta 0,6 V_u por una carga puntual en el centro de vano. La viga empleada corresponde a las ensayadas por Saemann (18) en sus ensayos (figura 12), con la que se ha contrastado el

b) La pérdida de rigidez es más acusada en las uniones frágiles (baja cuantía de armadura de cosido), lo que exige una cuantía mínima de armadura de cosido frente a cargas cíclicas o de fatiga.

c) Se ha implementado un modelo numérico que permite evaluar las flechas en las vigas com-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

puestas solicitadas a flexión, en función de las características de la discontinuidad. El modelo ha sido contrastado experimentalmente para cargas monotónicas, obteniéndose un ajuste razonable.

6. AGRADECIMIENTOS

En este estudio se han empleado parte de los resultados obtenidos en la Tesis Doctoral "Influencia de la Rugosidad y la Cuantía de Cosido en el Comportamiento de las Piezas Compuestas Solicitadas a Flexión", leída en la ETS de Ingenieros de Caminos de Madrid, realizada por el autor y dirigida por el Prof. E. González Valle. Los ensayos fueron realizados y financiados por el Laboratorio Central de INTEMAC. A ellos quiero expresar mi agradecimieninto por su ayuda.

7. BIBLIOGRAFIA

(1) ACI, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete" (ACI 318-89) and "Commentary" (ACI 318R-89). American Concrete Institute, Detroit 1989.

(2) ASCE, "Shear Transfer", Finite Element Analysis of Reinforced Concrete, State of Art Report, New York 1982, pp. 205-308.

(3) BAZANT, Z. & GAMBAROVA, P. "Rough Cracks in Reinforced Concrete", Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 106, ST4, Apr. 1980, pp. 2015-2035.

(4) CALAVERA, J., "Cálculo, Construcción y Patología de Forjados de Edificación", 4ª Ed., INTEMAC, Madrid 1988, 678 pp.

(5) CEB, "Interface Behaviour", Chapter nº 5 of Bulletin d'Information nº 210, Lausanne, August 1990.

(6) DARDARE, J., "Etude des Efforts de Cisaillament-Glissement dans les Eléments Composites Souimis à la Flexion", Centre d'Etudes et de Recherches de l'Industrie du Béton Manufacturé, Monographie nº 1, Juin 1970, 94 pp.

(7) FIP, "Shear at the Interface of Precast and In Situ Concrete. Guide to Good Practice", January 1982, 31 pp.

(8) FOURE, B., "Comportement des Surfaces de Reprise de Bétonnage vis-a-vis du Cisaillement", Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, nº 462, Fevrier 1982, 135 pp.

(9) GALVEZ RUIZ, J., "Influencia de la Rugosidad y la Cuantía de Cosido, en el Comportamiento de las Piezas Compuestas Solicitadas a Flexión", Tesis Doctoral, Univ. Politécnica de Madrid, 1992.

(10) GALVEZ RUIZ, J., "Ensayos y Normativa para la Medida de la Resistencia a Rasante de Discontinuidades entre Hormigones", Symposium Nacional de Control de Calidad de Materiales de Hormigón, Colegio de Ingenieros de Caminos, Mayo 1993.

(11) GONZALEZ VALLE, E., "Estudio Experimental del Comportamiento de Juntas entre Hormigones "In Situ" y Prefabricados con Distintos Tratamientos en la Unión". (Tomo I), Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid, 1988, 240 pp.

(12) GONZALEZ VALLE, E., GALVEZ RUIZ, J., ALVAREZ CABAL, R., "Modelo de Cálculo No Lineal para la Evaluación de Flechas en Piezas de Hormigón Compuestas Solicitadas a Flexión", Procc. II Congreso Métodos Numéricos en Ingeniería, La Coruña 1993, Vol. 1, pp. 341 a 350.

(13) HANSON, N., "Precast-Prestressed Concrete Bridges 2. Horizontal Shear Connections", Journal of PCA Research and Development, May 1960, pp. 38-58.

(14) LAIBLE, J.P., WHITE, J.P., GERGELEY, P., "Experimental Investigation of Seismic Shear Transfer across Cracks in Concrete Nuclear Containment Vessels", ACI Special Publication 53, Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, 1977, pp. 203-226.

(15) MATTOCK, A.H. "Cyclic Shear Transfer and Type of Interface", ASCE, Journal of Structural Division, Vol. 107, No 10, Oct. 1981, pp. 1945-1964.

(16) PAULAY, T., LOEBER, P.J., "Shear Transfer by Aggregate Interlock", ACI SP-42, Shear in Reinforced Concrete, pp. 1-15.

(17) PRUIJSSERS, A.F.: "Theoretical and Experimental Analysis of the Behaviour of Cracked Concrete Under Monotonic and Cyclic Shear Loading", HERON, Vol. 33, No 4, 1988, 73 pp.

(18) SAEMANN, J.C., WASHA, G., "Horizontal Connections Between Precast Beams and Cast-in-Place Slabs", Journal of ACI, Vol. 61, nº 11, Nov. 1964, pp. 1383-1409.

(19) TASSIOS, T., VINTZELEOU, E.N., "Concrete-to-Concrete Friction", ASCE, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 113, nº 4, April 1987, pp. 832-849.

(20) TASSIOS, T., VINTZELEOU, E.N., "Behaviour of Dowels under Cyclic Deformations", ACI Structural Journal, TP 84-S3, Jan.-Feb. 1987, pp. 18-30.

(21) WALRAVEN, J.C. "Fundamental Analysis of Aggregate Interlock", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, nº ST 11, Nov. 1981, pp. 2245-2270.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

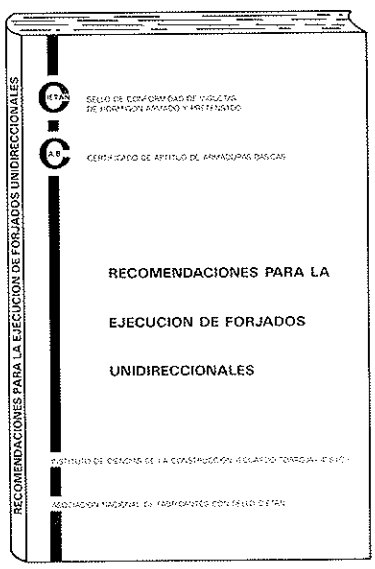
RESUMEN

En esta comunicación se presenta un procedimiento para evaluar la flecha en piezas de hormigón compuestas, solicitadas a flexión bajo ciclos de carga. A modo de introducción, se explica el funcionamiento de este tipo de discontinuidades, los mecanismos movilizados en la transmisión de tensiones rasantes y las variables que los condicionan y afectan. Se presentan los modelos desarrollados para evaluar la capacidad a rasante de estas discontinuidades frente a solicitaciones cíclicas y se analiza su comportamiento frente a las distintas variables que gobiernan el comportamiento de estas discontinuidades. Por último, se presenta un modelo de cálculo para evaluar la deformabilidad de las piezas compuestas solicitadas a flexión, que permite contemplar el deterioro de la discontinuidad entre hormigones, a medida que se producen los ciclos de carga.

SUMMARY

This paper presents the behaviour of concrete composite structural members under cyclic loads. The mechanisms acting during shear transfer along the interface are analyzed, as well as the variables that modify them. Emphasis is given to calculating the lost of rigidity of the interface after several load cycles. Finally, a numerical model is presented to evaluate the deflection of composite beams, wich takes into account the shear behaviour of the interface.

* * *



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.

Los interesados en esta publicación deberán dirigirse a:

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

SYMPOSIUM INTERNACIONAL SOBRE FISURACION DE ORIGEN TERMICO DEL HORMIGON A EDADES TEMPRANAS
Munich; 10-12 Octubre 1994

Organizado por el Comité Técnico TC 119 de RILEM y el Instituto de Materiales de Construcción de la Universidad Técnica esta conferencia tendrá lugar en la Universidad Técnica de Munich.

En los últimos años se ha progresado mucho, tanto en laboratorio como in situ en la evaluación de tensiones térmicas. Esto ha contribuido a una mejor comprensión de cómo se generan las tensiones y abre nuevos aspectos sobre la influencia de los componentes del hormigón y del curado sobre la fisuración de origen térmico. Los nuevos métodos para predecir las tensiones térmicas y la sensibilidad a las fisuras ayudan a obtener resultados mejores y de más confianza. El symposium debería ofrecer los últimos avances de los expertos de todo el mundo con el fin de promocionar un intercambio internacional de nuevos conocimientos especializados.

Los temas de este symposium serán los siguientes:

- Determinación experimental en laboratorio del calor de hidratación y de las propiedades térmicas.
- Predicción sobre desarrollo de temperaturas in situ.
- Métodos de determinación y modelización de propiedades mecánicas.
- Determinación de tensiones térmicas tanto en laboratorio como in situ.
- Influencia de la dosificación de hormigón y la temperatura en las tensiones térmicas.
- Evaluación de tensiones térmicas en las edades tempranas.
- Medidas prácticas para evitar fisuras térmicas.
- Información sobre casos en los que se utilizan nuevos métodos.

Las sesiones serán presentadas por importantes conferenciantes invitados. A continuación tendrán lugar extensas discusiones y se presentarán comunicaciones relativas a esos temas. El idioma del Symposium será el inglés. Cada participante registrado obtendrá, al empezar el Symposium, una copia del volumen de proceedings. Para más información deberán dirigirse a:

Prof. Dr. Springenschmid, Technical University of Munich, Baumachstr. 7, 81245 Munich, Germany. Teléfono: (089) 8895 310. Fax: (089) 8895 347.

* * *



Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Influencia del tratamiento superficial de las armaduras sobre el comportamiento en servicio de los elementos lineales de hormigón armado sometidos a flexión

Valcuende Payá, M.O.;
González Pérez, G.;
Perepérez Ventura, B.;
Benlloch Marco, J.;
Barberá Ortega, E.
Departamento de Construcciones Arquitectónicas
Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Valencia

INTRODUCCION

Dentro de las técnicas más frecuentes de intervención en los elementos estructurales de hormigón armado, y en particular cuando se da un proceso activo de corrosión de las armaduras motivado por la acción del ión cloro, es habitual que se recomiende la aplicación de un *primer* protector con propiedades pasivantes e impermeabilizantes *(Allen y Edwards, 1987)*, aplicación que muchas veces sólo puede realizarse manualmente.

Algunas publicaciones recomiendan la aplicación de inhibidores de la corrosión sobre la superficie de las armaduras, si bien estos productos pueden plantear serios problemas de adherencia *(Martínez, 1990)*.

Una solución muy difundida en los últimos años, especialmente en EE.UU. y Canadá, es la utilización de resinas de base epoxídica, solución que, cuando se realiza mediante *powder epoxi* (1), plantea también pérdidas de adherencia *(Ellyin y Mata, 1982; Kobayashie y Takewaka, 1982; Makita et al, 1982; Clifton et al., 1983; Johnston y Zia, 1984; Treece y Jirsa, 1989; Cleary y Ramírez, 1991; CEB, 1992)*. No obstante, cuando la aplicación de resinas se realiza "in situ" y por procedimientos manuales, los resultados, aunque escasos, plantean serias dudas sobre la bondad del procedimiento, especialmente si se trata de cargas cíclicas y, sobre todo, con rangos tensionales elevados *(Martínez 1990; Perepérez et al. 1991)*.

PLAN EXPERIMENTAL Y RESULTADOS

El plan experimental de este trabajo, enmarcado dentro del Proyecto de Investigación titulado: *Materiales para la reparación de estructuras dañadas por corrosión de armaduras: caracterización y comportamiento* (2), ha consistido en la fabricación de 8 vigas, de 10 x 20 x 450 cm (b x h x ℓ), puestas en carga a la edad de 100 días (28 días después de colocadas sobre los apoyos) y sometidas a flexión simple durante 529 días (3). Las vigas están apoyadas en su tramo central, formando un doble voladizo de 200 cm cada uno, lo que permite obtener dos resultados de las deformaciones por elemento estructural. La armadura dispuesta (AEH-400 N) en cada una de las vigas es 1 Ø 16 en la zona de tracción, 1 Ø 8 en la zona comprimida y estribos verticales cerrados Ø 6 cada 10 cm (Fig. 1).

La carga aplicada ha sido la correspondiente al momento de servicio (M_{ser}), obtenido de dividir por 1,6 el momento de agotamiento, calculado este último de acuerdo con la teoría de dominios y empleando el diagrama parabólico-rectangular.

(1) En el proceso de aplicación de resinas mediante pulverización electrostática, las barras se introducen en un horno, hasta alcanzar una temperatura de 240ºC, tras lo cual, el polvo de epoxi (powder epoxi), cargado electrostáticamente, es atraído hacia el acero, donde se funde al entrar en contacto con la superficie caliente. Posteriormente, las armaduras se dejan enfriar al aire durante unos 25 segundos, solidificando así la capa de epoxi. Transcurrido este período, las barras se someten a un proceso de enfriamiento brusco con agua, hasta alcanzar una temperatura aproximada de 95ºC. Una vez finalizado el tratamiento, se establece un riguroso control de calidad, donde se inspecciona la uniformidad, homogeneidad y espesor del revestimiento.

(2) Proyecto de investigación inscrito en el marco del Primer Plan Nacional de Investigación (Plan General). PB-87-0356.

(3) El estudio se ha realizado hasta la edad de 629 días, fecha en la cual, a la vista de los datos que se iban registrando, se consideró que las flechas en las vigas se hallaban prácticamente estabilizadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

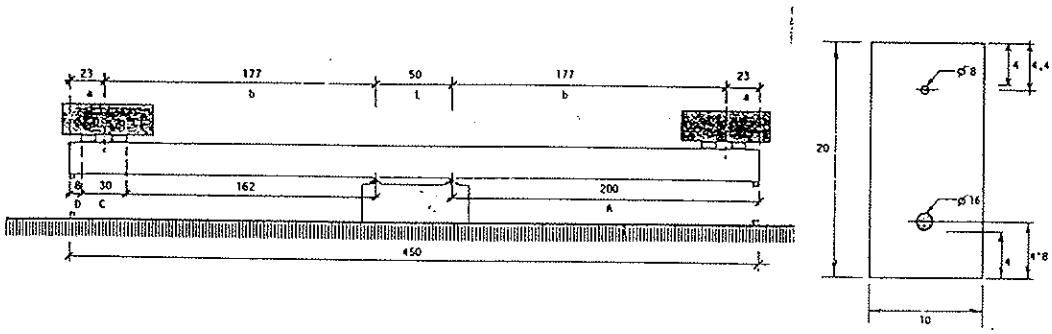


Fig. 1.

En la tabla 1 se resumen algunas de las propiedades mecánicas del hormigón, determinadas experimentalmente.

TABLA 1

Propiedades mecánicas del hormigón

Propiedades	Valor medio	C. variación
f_{cm} (kp/cm²)	486,32	3,16
f_{ti} (kp/cm²)	36,96	5,18
E_c (kp/cm²)	409.566,00	3,86
Densidad (kp/m³)	2.418,90	0,45

TABLA 2

Q_1: Carga aplicada durante el 1.er escalón de carga

Q_2: Carga aplicada durante el 2.º escalón de carga

Viga	Tratamiento de las armaduras	P. propio (kp/ml)	Q_1 (kp)	Q_2 (kp)
1	F	50,42	70,65	242,84
2	E	50,42	71,18	235,60
3	I	50,42	70,65	242,84
4	E + I	50,42	71,18	235,60
5	F	50,42	204,43	107,77
6	E	50,42	204,74	107,34
7	I	50,42	204,43	107,77
8	E + I	50,42	204,74	107,34

Las variables contempladas en el presente estudio son las siguientes (Tabla 2).

a) Dos procesos de carga:

–Proceso I: Aplicacion inicial del 35% de la carga de servicio y, transcurridos 160 días, aumento de dicha carga hasta el 100%.

–Proceso II: Aplicación inicial del 70% de la carga de servicio y, transcurridos 160 días, aumento de dicha carga hasta el 100%.

b) Cuatro estados superficiales de las armaduras:

–F: Acero recién laminado.

–E: Aplicación de una resina epoxi modificada (SIKADUR 32 FIX), en estado mordiente (antes de su endurecimiento) en el instante del hormigonado.

–I: Aplicación de un inhibidor de la corrosión, de base epoxi y clinker de cemento (ICOMENT 256 DBP), 24 horas antes de hormigonar.

–E + I: Aplicación del inhibidor 24 horas antes del hormigonado, y recubrimiento del mismo con la resina epoxi, inmediatamente antes del vertido.

RESULTADOS Y DISCUSION

1. Deformación

Con el objeto de analizar la influencia de los diferentes tratamientos superficiales aplicados sobre las armaduras, en la Tabla 3 se recogen los valores de la flecha instantánea y de la flecha total a la edad de 260 y 629 días.

Cuando el nivel de carga es moderado (Proceso I: 35% de la carga de servicio), las vigas patrón (F) registran menores flechas y, por tanto, a la vista de los resultados, cabría pensar que el estado superficial de las armaduras puede influir sobre la deformación de las vigas. Sin embargo, cuando el estudio se extiende a niveles de carga mayores (Proceso II: 70% de la carga de servicio), o se analizan los resultados obtenidos en ambos procesos tras aplicar el segundo escalón de carga (carga total de servicio), tal influencia deja de apreciarse (Figs. 2 y 3). En efecto, tanto a 260 días con el

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

TABLA 3

Flechas registradas (mm)

Tratamiento de las armaduras	Flecha instantánea		Flecha total (260 días)		Flecha total (629 días)	
	Proceso I	Proceso II	Proceso I	Proceso II	Proceso I	Proceso II
F	0,83	6,40	3,45	14,45	20,96	23,31
E	1,09	6,73	4,63	14,73	21,17	23,60
I	0,99	5,85	4,15	12,83	19,17	21,82
E + I	1,15	6,64	5,04	13,20	21,62	22,23
Valor medio	1,02	6,41	4,32	13,80	20,73	22,74
Desv. típica	0,14	0,39	0,68	0,93	1,08	0,85
Coef. variación	13,78	6,17	15,81	6,73	5,19	3,74

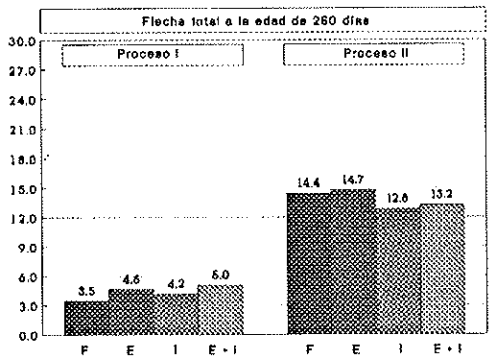


Fig. 2.

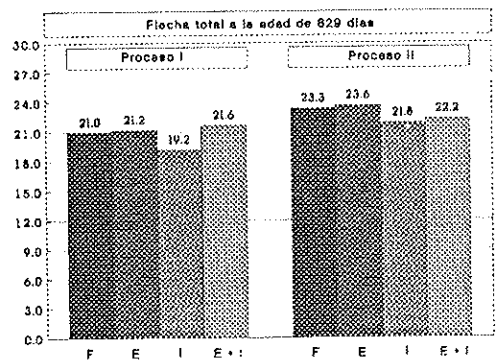


Fig. 3.

Proceso II, como a 629 días con ambos procesos, en la Tabla 3 se observa que las diferencias de flecha entre todas las vigas se mantienen por debajo de los márgenes de error propios de un ensayo de deformación, siendo el coeficiente de variación, en el caso más desfavorable (Proceso II), del 6,73%. Bien es cierto, como se desprende de la citada tabla, que en algunos casos se alcanzan dispersiones más importantes (coeficiente de variación del 15,81%), si bien éstas se corresponden siempre con niveles muy moderados de carga y, por tanto, con la fase incipiente de fisuración (4).

No obstante, conviene señalar que los resultados obtenidos en los estudios de adherencia realizados recientemente por Martínez Boquera *(Martínez, 1990)*, con los mismos tratamientos superficiales sobre las armaduras, indican que el revestimiento con resina epoxi mordiente da resultados casi idénticos a los obtenidos con el acero sin revestimiento. Por el contrario, cuando estos mismos elementos han sido sometidos a un proceso acelerado de fatiga mediante cargas cíclicas de rango elevado, se produce una pérdida de rigidez y una merma general de la capacidad adherente de las barras (5) *(Perepérez et al., 1991)*.

Complementariamente, cuando se emplea un inhibidor de la corrosión de bajo módulo de deformación se producen pérdidas importantes de

(4) Durante el inicio de la fisuración, es fácil que se alcancen dispersiones importantes en los resultados. Se trata de una fase durante la cual aparecen y se desarrollan nuevas fisuras, se produce el agotamiento de la adhesión acero-hormigón, se originan pérdidas locales de adherencia debido al incremento brusco de tensión en la armadura que se crea en cada fisura y, en definitiva, se puede estar modificando, de modo significativo, la rigidez de la pieza.

(5) Cuando la aplicación de resinas se realiza de forma manual, se produce una cierta colmatación de los valles entre corrugas, lo que ocasiona una disminución del ángulo de inclinación del resalto. Esta modificación del ángulo de inclinación genera, no solamente una pérdida de adherencia, sino también, ante un mismo esfuerzo, un incremento de los esfuerzos radiales, pudiendo agotar la resistencia a tracción del hormigón y dar lugar a la aparición de fisuras longitudinales (mucho más nocivas que las fisuras transversales, desde el punto de vista de la durabilidad *(Beeby, 1983)*) y a una modificación de las condiciones de agotamiento de la pieza (agotamiento con "splitting" del recubrimiento) *(Martínez, 1990)*.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

adherencia, dando lugar a grandes deslizamientos relativos desde los primeros niveles tensionales. Asimismo, hay que señalar que con la aplicación de la resina sobre el inhibidor no se consiguió corregir el deficiente comportamiento adherente de las barras *(Martínez, 1990)*.

Así pues, desde el punto de vista de la deformabilidad y en condiciones de servicio, esta pérdida manifiesta de adherencia no se traduce en un incremento de las flechas y, por tanto, es de suponer que no se trata de un parámetro decisivo que deba tenerse en cuenta en las obras de intervención que presenten situaciones como la aquí simulada.

De forma simplificada, se puede considerar que la deformación de un elemento lineal de hormigón armado sometido a flexión es la suma de sus deformaciones elasto-plásticas y de los incrementos de curvatura que se producen en cada fisura. En este sentido, dado que todas las piezas tienen características geométricas y resistentes análogas y están sometidas a un mismo nivel de carga, se puede suponer que el primer sumando es igual en todos los elementos y, por tanto, que las diferencias de deformación entre cada uno de ellos dependen directamente del alargamiento medio unitario de las armaduras, ε_{sm}.

Para estudiar esta cuestión, en la figura 4 se ha representado, gráficamente, la curva alargamiento medio unitario-capacidad adherente de las barras,

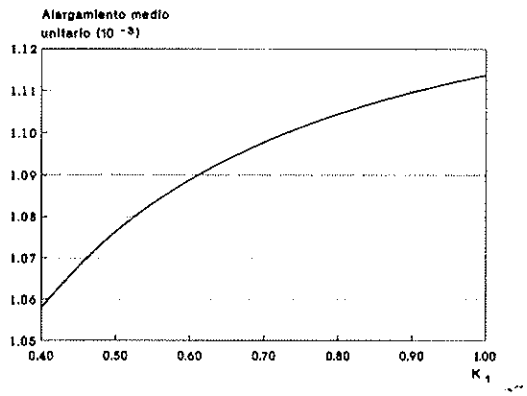


Fig. 4.

de acuerdo con la expresión propuesta inicialmente por Favre, Koprna y Radojicic *(Favre et al., 1980)* y retomada posteriormente por algunas normas, como el Código Modelo MC-78, el Eurocódigo EC2 *(EC-2, 1992)* o la Instrucción Española EH-91 *(MOPT, 1991)*.

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_{s2}}{E_s}\left[1 - \frac{K_3}{2{,}5\ K_1}\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{s2}}\right)^2\right] \qquad (1)$$

En principio, se observa que, a medida que disminuye la adherencia acero-hormigón (incremento del coeficiente K_1), aumenta el valor de ε_{sm}. No obstante, si se analizan los resultados obtenidos en términos relativos, se tiene que el incremento de alargamiento medio unitario experimentado por las barras lisas ($k_1 = 0{,}8$) respecto de las barras de alta adherencia ($k_1 = 0{,}4$) es tan sólo del 4,40%. Es decir, al ser ε_{sm} un valor prácticamente constante, la contribución por *"tension stiffening"* depende poco de las características adherentes de las armaduras y, por tanto, sería justificable que, aún cuando con la aplicación de tratamientos superficiales sobre las armaduras se produzcan pérdidas importantes de adherencia, la deformación de las piezas no experimente cambios significativos.

En definitiva, se puede concluir que, en condiciones de servicio, no existe una influencia apreciable de los revestimientos superficiales de las armaduras sobre la deformación de los elementos estructurales sometidos a flexión, aunque no hay que olvidar que la imprimación de las armaduras se ha efectuado en el tercio central de las vigas, es decir, en la zona de máximo momento solicitación y, por tanto, fuera de la zona de anclaje, y que el efecto rigidizador del hormigón disminuye cuando aumenta la cuantía de la armadura de tracción y el momento solicitación (en este caso, $\rho = A_{s1}/bd = 13{,}37‰$).

2. Método de cálculo de la Instrucción Española

Con la aparición de la Instrucción EH-88, se produjo un cambio importante con respecto a su anterior versión (EH-82) al adoptar, para el cálculo de flechas, el modelo propuesto por Branson en 1963 y recogido por la Norma ACI-318 en su edición de 1971.

El modelo propuesto parte de evaluar la flecha instantánea de los elementos de hormigón armado, con las formulaciones derivadas de la resistencia de materiales, pero considerando una rigidez efectiva, para tener en cuenta la pérdida de rigidez debido a la fisuración. En este sentido, la flecha instantánea en punta de voladizo de la viga ensayada viene dada por la ecuación 2, donde el primer sumando representa la flecha debida al peso propio y el segundo sumando la debida a la sobrecarga, Q:

$$f_i = \frac{1}{E_c\ I_e}\left[150{,}8484 + 3{,}0948\ Q\right] \qquad (2)$$

siendo I_e el momento de inercia equivalente y E_c el módulo de deformación longitudinal secante instantáneo del hormigón.

La flecha diferida, producida por cargas de larga duración y resultante de las deformaciones por fluencia y retracción, se determina multiplicando la flecha instantánea correspondiente a las cargas consideradas, por un factor "λ" que es fun-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

TABLA 4

Propiedades mecánicas de la sección

Edad (días)	Carga aplicada		f_{ck} (kp/cm²)	E_c (kp/cm²)
	Proceso I	Proceso II		
72	P. propio	P. propio	448,13	407.885
100	$Q_1 = 0{,}35\ Q_{ser}$	$Q_1 = 0{,}70\ Q_{ser}$	451,83	409.566
260	$Q_2 = 0{,}65\ Q_{ser}$	$Q_2 = 0{,}30\ Q_{ser}$	457,76	412.247

Los valores de resistencia y módulo de deformación a la edad de 72 y 260 días, se han estimado mediante las recomendaciones establecidas al respecto por el Model Code 90, a partir de los valores obtenidos experimentalmente a la edad de 100 días.

ción de la duración de la carga y de la cuantía geométrica de armadura de compresión "ρ' ".

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\ \rho'} \qquad (3)$$

donde:

ξ = Coeficiente función del tiempo de aplicación de la carga.

ρ' = Cuantía geométrica de armadura de compresión, referida a la sección útil de hormigón ($\rho' = A_{s'}/b \cdot d$).

Parte importante de las críticas vertidas contra el método adoptado por la Instrucción Española y, en general, contra el método de Branson, se centran en este punto, donde muchos autores entienden que la flecha diferida es siempre doble que la instantánea, lo que, en opinión de Calavera y García *(Calavera y García, 1992)* no es del todo lógico y consideran, como así está recogido en la última versión de la Instrucción Española *(MOPT, 1991)*, que la flecha diferida, entre las edades t_1 y t_2, debe calcularse con el coeficiente:

$$\xi = \xi\ (t_2) - \xi\ (t_1) \qquad (4)$$

Para poder acometer el cálculo de flechas de forma estricta, hay que tener presente que las propiedades mecánicas del hormigón (módulo de deformación y resistencia a compresión) varían con la edad y que la rigidez de la pieza depende además de la historia de carga (6). Por ello, es necesario determinar cada uno de estos parámetros en el instante de aplicación de cada escalón de carga (Tabla 4).

Conocidas las propiedades de la sección, se pueden establecer, a diferentes edades, los valores de flecha instantánea y flecha diferida, producidos por cada una de las cargas. En relación con el proceso, hay que señalar que las flechas instantáneas deben ser calculadas con el valor de E_c correspondiente a la edad en que se aplica la carga y con el momento de inercia equivalente, I_e, correspondiente a la totalidad de las cargas aplicadas hasta el momento (Tabla 5).

Para determinar la flecha total (instantánea más diferida) hay que tener presente que las mediciones de flecha empezaron a realizarse a la edad de 100 días, es decir, 28 días después de la colocación de las vigas sobre los apoyos. Por ello, no se ha considerado en el cálculo la flecha diferida producida por el peso antes de la aplicación del primer escalón de carga, ni parte de su flecha instantánea (7). En definitiva, se tiene (Tabla 6).

$$f_{tot} = (f^{260}_{i,\,pp} - f^{22}_{i,\,pp}) + f^{260}_{i,\,Q_1} + f^{260}_{i,\,Q_2} + f^{180,260}_{d,\,pp} + f^{260,629}_{d,\,pp} + f^{180,260}_{d,\,Q_1} + f^{260,629}_{d,\,Q_1} + f^{260,629}_{d,\,Q_2} \qquad (5)$$

donde $f^{t_1}_{i,q}$ representa la flecha instantánea debida a la carga "q" (peso propio, Q_1, Q_2) a la edad "t_1", y $f^{t_1-t_2}_{d,q}$ representa la flecha diferida debido a la carga "q" producida desde la edad "t_1" hasta la edad "t_2".

2.1. Flecha total a la edad de 260 días

Del análisis de la tabla 6 se desprende que, a la edad de 260 días, tanto para el Proceso I como para el Proceso II, el método adoptado por la Instrucción Española infravalora las deformaciones, siendo especialmente significativo el error para niveles moderados de carga, próximos al momento de fisuración (momento solicitación igual al 35% del momento de servicio). Para niveles de carga superiores (Proceso II), las discrepan-

(6) Una vez fisurada la pieza, al retirar la carga las fisuras se cierran en gran medida, pero no desaparecen y, por tanto, ante un nuevo esfuerzo, la pieza trabaja con la rigidez resultante de la máxima solicitación aplicada hasta el momento.

(7) Para el cálculo de la flecha total hay que tener en cuenta que, con la aplicación de cada escalón de carga, la rigidez de la pieza disminuye y, por tanto, la flecha instantánea debida al peso propio produce flecha activa sobre elementos que han sido colocados con posterioridad. Es decir, dado que en el presente trabajo las mediciones empezaron a realizarse a la edad de 100 días, para el cálculo de la flecha total se debe considerar el incremento de flecha instantánea debido al peso propio producido por la pérdida de rigidez de la pieza, siendo este valor igual a la diferencia entre la flecha instantánea obtenida a la edad de 72 días (aplicación del peso propio) y la obtenida a la edad de 260 días (aplicación del segundo escalón de carga).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

TABLA 5

Valores de flecha instantánea y flecha diferida, estimados mediante el método de la EH-91

Proceso de carga	Viga	Flecha instantánea (mm)						Flecha diferida (mm)					
		Edad: 72 días	Edad: 100 días		Edad: 260 días			Edad: (72; 100)	Edad: (100; 260)		Edad: (260; 629)		
		P. propio	P. propio	Q_1	P. propio	Q_1	Q_2	P. propio	P. propio	Q_1	P. propio	Q_1	Q_2
I	1 y 3	0,5319	0,5320	0,7680	2,1410	3,0905	10,5536	0,0456	0,1598	0,2307	0,4593	0,6630	2,2640
	2 y 4	0,5319	0,5320	0,7737	2,1235	3,0880	10,1554	0,0456	0,1598	0,2324	0,4555	0,6625	2,1786
II	5 y 7	0,5319	1,6812	7,0220	2,1377	8,9287	4,6765	0,0456	0,5049	2,1089	0,4586	1,9154	1,0032
	6 y 8	0,5319	1,6832	7,0408	2,1374	8,9408	4,6571	0,0456	0,5055	2,1146	0,4585	1,9180	0,9991

TABLA 6

Estudio comparativo entre las flechas estimadas por la EH-91 y las registradas experimentalmente (mm)

Proceso de carga	Tratamiento de las armaduras	Flecha total (edad: 260)			Flecha total (edad: 629)		
		EH-91 (a)	Ensayo (b)	(a)/(b)	EH-91 (c)	Ensayo (d)	(c)/(d)
I	F	1,16	3,45	0,34	19,03	20,96	0,91
	E	1,17	4,63	0,25	18,52	21,17	0,87
	I	1,16	4,15	0,28	19,03	19,17	0,99
	E + I	1,17	5,04	0,23	18,52	21,62	0,86
	Media	1,16	4,32	0,27	18,78	20,73	0,91
II	F	10,79	14,45	0,75	21,20	23,31	0,91
	E	10,81	14,73	0,73	21,20	23,60	0,90
	I	10,79	12,83	0,84	21,20	21,82	0,97
	E + I	10,81	13,20	0,82	21,20	22,23	0,95
	Media	10,80	13,80	0,79	21,20	22,74	0,93

cias son menores y, en todo caso, más acordes con los estudios realizados por el Comité ACI 435 en 1972 que señalan que, mediante la aplicación del método de Branson, el error cometido en el cálculo de la flecha se sitúa en un ± 20%, con una probabilidad del 90% *(Branson, 1977)*.

2.2. Flecha total a la edad de 629 días

Coincidiendo con los trabajos realizados por otros investigadores y, particularmente, con los ensayos efectuados en el seno del Departamento de Construcciones Arquitectónicas de la E.T.S. de Arquitectura de Valencia, se obtiene que el método de la Instrucción ajusta bien con los valores reales, si bien se observa una tendencia a situarse del lado de la inseguridad.

Tras el estudio efectuado de la flecha total a diferentes edades y diferentes niveles de carga, se desprende que, aún cuando a edades tempranas y cargas inferiores a las de servicio la EH-91 infravalora las deformaciones, el error tiende a corregirse para períodos de carga más prolongados y cargas próximas a las de servicio. En efecto, si se analiza la influencia que ejerce el momento de fisuración, M_f, sobre el cálculo de flechas, se observa que cuando el momento actuante, M_a, es moderado (próximo al momento de fisuración), pequeñas variaciones del valor de M_f conducen a

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

variaciones más importantes del momento de inercia equivalente y, por tanto, de la flecha. Por el contrario, cuando M_a es importante, la influencia del momento de fisuración sobre la flecha es menos significativa (8).

En definitiva, parece deducirse que la fiabilidad del método de la Instrucción, no depende tanto del tiempo de aplicación de las cargas, sino del nivel de carga aplicada, pudiendo considerarse óptimos los resultados cuando la carga es igual a la carga máxima de servicio.

Complementariamente, surge la incertidumbre al pensar que, aún cuando la EH-91 no lo menciona explícitamente, la reglamentación española, tomada del método de Branson, está pensada para un hormigón de calidad media ($175 \leq f_{ck} \leq 300$) y una humedad relativa del 50%, factores que, de haber sido contemplados en el cálculo, habrían dado valores de flecha algo menores y, por tanto, se hubiese producido un mayor desajuste con las deformaciones reales.

Bien es cierto, como señala el profesor Calavera *(García y Calavera, 1992)* que existen otras variables, no contempladas por la Instrucción, que condicionan el comportamiento a flexión de los elementos de hormigón armado, como es el caso, por ejemplo, del espesor ficticio (9). En este sentido, si se toman en consideración estas tres variables, HR, f_{ck} y espesor ficticio, se obtiene un nuevo coeficiente λ' igual a:

$$\lambda' = K_1 K_2 K_3 \lambda \qquad (6)$$

K_1: Coeficiente corrector en función de la humedad relativa. De acuerdo con la tabla 7, para una HR del 65%, $K_1 = 0{,}835$.

K_2: Coeficiente corrector en función del espesor ficticio de la pieza. De acuerdo con la tabla 8, para un espesor igual a 66,67 mm, el coeficiente $K_2 = 1{,}22$.

K_3: Coeficiente corrector en función de la calidad del hormigón. Tomando como referencia los ensayos realizados recientemente por Paulson, Nilson y Hover *(Paulson et al., 1991)*, para $f_{ck} = 362$ kp/cm² (resistencia característica del hormigón a la edad de 28 días), se tiene:

• Hormigón normal ($f_{ck} < 300$ kp/cm²)

$$\lambda_1 = \frac{\xi}{1 + 50\,\rho'} = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot 3{,}3069\ 10^{-3}} = 0{,}8581\,\xi \qquad (7)$$

• Hormigón de alta resistencia

$$\lambda_2 = \frac{\mu\,\xi}{1 + 50\,\mu\,\rho'} = \frac{0{,}9171\,.\,\xi}{1 + 50 \cdot 0{,}9171 \cdot 3{,}3069\ 10^{-3}} = 0{,}796\,\xi \qquad (8)$$

donde $\mu = 1{,}4 - 0{,}001334 \cdot f_{ck} = 0{,}9171$;

es decir, se tiene:

$$\lambda_2 = K_3\,\lambda_1 = 0{,}928\,\lambda_1 \qquad (9)$$

Por lo tanto, sustituyendo valores:

$$\lambda' = K_1 K_2 K_3 \lambda = 0{,}835 \cdot 1{,}22 \cdot 0{,}928 \cdot \lambda = 0{,}95 \cdot \lambda \qquad (10)$$

Evidentemente, la aplicación de estos coeficientes correctores para el cálculo de flechas introduce un error adicional respecto de los valores registrados experimentalmente. No obstante, dado que los coeficientes sólo afectan al cálculo de la flecha diferida, este error es poco significativo.

En definitiva, tomando como premisa la opinión generalizada de que es conveniente que las normas incorporen un procedimiento simple de evaluación de flechas, el método de la EH-91 puede considerarse como un modelo de cálculo válido cuando la carga actuante es similar a la

(8) En el presente trabajo se ha adoptado, para el cálculo de flechas, un valor de M_r obtenido experimentalmente (conocida la ley de momentos y establecida la distancia desde el punto de momento nulo hasta la fisura más próxima, se puede determinar M_r). De hecho, hay que señalar que el momento de fisuración estimado (M_r = 23.506 Kp.cm) difiere notablemente del valor teórico propuesto por la EH-91 en su artículo 45.3 ($M_r = f_{ct}\,.\,I_b/y$ = 31.232 Kp.cm), momento que, de haberse utilizado, hubiese conducido a mayores discrepancias con los valores de flecha registrados.

Asimismo, si se tiene presente que, cuando la carga es moderada, la deformación de las piezas está muy vinculada al proceso de fisuración, y por tanto, sometida a fuertes dispersiones, parece más aconsejable utilizar, para la estimación del momento de fisuración, el valor característico de la resistencia a tracción y no el valor medio. En este sentido, si en la expresión propuesta por Favre, Koprna y Radojicic *(Favre et al., 1980)* para la determinación de la resistencia a flexotracción, se adopta como resistencia a tracción el valor característico, se obtiene:

$$f_{ct,f} = \left(0.6 + \frac{0{,}4}{\sqrt[4]{h}}\right) \cdot f_{ck}$$

ecuación que, para un canto h = 0,2 m, se transforma en $f_{ct,f} = 0{,}54\,.\,f_{ck}^{2/3}$. Es decir, retomando la expresión propuesta por la Instrucción Española, se obtiene un momento de fisuración M_r = 21.082 Kp.cm. Asimismo, si se realiza el mismo proceso con la fórmula propuesta por el Model Code 90, se obtiene una expresión similar a la anterior ($f_{ct,f} = 0{,}59\,.\,f_{ck}^{2/3}$). De hecho, conviene reseñar que estos resultados parecen mucho más acordes con la realidad, ya que tras la aplicación del primer escalón de carga ($0{,}35\,.\,M_{cr}$ = 23.176 Kp.cm) se produjo la fisuración de todas las vigas.

(9) Los métodos de cálculo de flechas, propuestos por las normas, únicamente contemplan alguno de los parámetros que influyen en la evolución de las deformaciones, tomando como constante los demás. Ninguna norma establece como variable, factores tales como el tipo de árido empleado o las condiciones de curado, si bien, estos factores pueden aparecer reflejados, implícitamente, cuando se determina el módulo de deformación del hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

TABLA 7

Factor corrector K_1 (Calavera y García, 1992)

Humedad relativa (%)	40	50	60	70	80
K_1	1,00	0,94	0,87	0,80	0,73

TABLA 8

Factor corrector K_2 (Calavera y García, 1992)

Espesor ficticio (mm)	50	75	100	150	200
K_2	1,30	1,17	1,11	1,00	0,96

TABLA 9

Estudio comparativo entre la flecha activa estimada y la registrada experimentalmente

Proceso de carga	Tratamiento de las armaduras	Flecha activa (mm)		
		EH-91 (a)	Ensayo (b)	(a)/(b)
I	F	17,87	17,51	1,02
	E	17,36	16,54	1,05
	I	17,87	15,02	1,19
	E + I	17,36	16,58	1,05
	Media	17,61	16,41	1,07
II	F	10,42	8,86	1,18
	E	10,39	8,87	1,17
	I	10,42	8,99	1,16
	E + I	10,39	9,03	1,15
	Media	10,40	8,94	1,16

carga máxima de servicio, al menos por lo que se deduce del presente trabajo experimental.

2.3. Flecha activa

En edificación es frecuente tener que estimar el valor de la flecha activa, es decir, de la flecha que se produce a partir de un determinado instante o fase de la obra y que necesita estimarse a fin de prevenir deterioros posteriores de ciertos elementos constructivos, tales como los de compartimentación y cerramiento.

Para el estudio de la flecha activa se ha considerado como tal el incremento de flecha que se produce tras la aplicación del segundo escalón de carga (Tabla 9). En este sentido, para el cálculo de la flecha activa, hay que tener en cuenta los siguientes componentes (10):

a) Flechas instantáneas.

–Flecha instantánea debida al peso propio.

–Flecha instantánea debida al primer escalón de carga, Q_1.

(10) A medida que aumenta el nivel de carga se produce un aumento gradual de la fisuración y, en consecuencia, una pérdida de rigidez. Así pues, al introducir una carga adicional se origina un incremento de la deformación, parte del cual es también debido a las cargas ya existentes (la flecha instantánea de una pieza depende de su rigidez y, por tanto, si este factor varía con la edad, igualmente variará la flecha). En definitiva, las flechas instantáneas de cargas aplicadas con anterioridad a la colocación de los elementos dañables generan también flecha activa.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

–Flecha instantánea debida al segundo escalón de carga, Q_2.

b) Flechas diferidas.

–Flecha diferida debida al peso propio, producida a partir de la aplicación del segundo escalón de carga.

–Flecha diferida debida al primer escalón de carga, producida a partir de la aplicación del segundo escalón de carga.

–Flecha diferida debida al segundo escalón de carga.

De acuerdo con lo anterior, la flecha activa viene dada por la siguiente expresión:

$$f_{act} = (f_{i,pp}^{260} - f_{i,pp}^{100}) + (f_{i,Q_1}^{260} - f_{i,Q_1}^{100}) + f_{i,Q_2}^{260} + f_{d,pp}^{260,629} + f_{d,Q_1}^{260,629} + f_{d,Q_2}^{260,629} \quad (11)$$

El ajuste establecido por la EH-91 para la estimación de la flecha activa es nuevamente satisfactorio, siendo el error medio del 7% en el Proceso I y del 16% en el Proceso II, debiendo además destacar que en ninguna de las muestras estudiadas el error ha suprado el 19% y, en cualquier caso, siempre está del lado de la seguridad.

2.4. Flecha total

Una vez puesto de manifiesto la bondad del método de la Instrucción Española, y ante la imposibilidad de poder contrastar los resultados experimentales a la edad de 629 días con los valores calculados con otras normas (el método propuesto por el MC-90 sólo permite obtener la flecha total a tiempo infinito), en la tabla 10 se recoge, con el objeto de realizar un estudio comparativo, las flechas totales a tiempo infinito según la EH-88, la EH-91, el Model Code 90 y el Eurocódigo EC-2. Asimismo, dado que el método de la Instrucción Española, buscando la simplicidad, no considera la influencia de la calidad del hormigón ni las variaciones de la humedad relativa del ambiente, en la citada tabla se recogen los valores corregidos de la flecha obtenida según la EH-88, conforme a las directrices indicadas en el apéndice J, del libro de Branson *(Branson, 1977)*.

En primer lugar, hay que señalar la importante variación que ha supuesto, en términos de flecha total a tiempo infinito, la Instrucción EH-91 respecto a su anterior versión, la EH-88, registrándose diferencias de flecha del orden del 54% y del 68%, en función de la historia de carga. No obstante, si se tienen en cuenta las modificaciones previstas por Branson, se produce un mayor ajuste de los resultados, si bien éstos siguen siendo superiores a los obtenidos mediante la EH-91, el MC-90 o el EC-2.

Aunque, aparentemente, las modificaciones realizadas en la Instrucción EH-91 no sean relevantes, lo cierto es que se han introducido cambios conceptuales importantes, al entender que el coeficiente ξ no depende únicamente de la duración de aplicación de la carga sino también, y fundamentalmente, de la edad de puesta en carga. Esta modificación en el texto del articulado conlleva, en general, una fuerte reducción del coeficiente de fluencia que hay que considerar para la obtención de la flecha diferida y, por tanto, se produce una disminución importante del valor de la flecha total, disminución que, en el supuesto más desfavorable, puede llegar al 200%.

Finalmente, hay que señalar que los resultados obtenidos mediante el Model Code 90 y el Eurocódigo son similares a los establecidos por la Instrucción Española. No obstante, dado que para el Proceso II se registran mayores deformaciones según la EH-91 que según el MC-90 y que este último parte de suponer que la pieza se ha cargado totalmente a la edad de 100 días, es de esperar que, en términos de flecha total a tiempo infinito, el método de la EH-91 proporcione, en general, mayores flechas.

CONCLUSIONES

1) En condiciones de servicio y cuando la imprimación se realiza fuera de la zona de anclaje o solape de las armaduras, la aplicación de tratamientos superficiales sobre las armaduras, mediante inhibidores de la corrosión o resinas epoxídi-

TABLA 10

Flechas totales teóricas, a tiempo infinito, en las vigas patrón

Proceso de carga	Viga	Flecha total (mm)					EH-88 / EH-91	BRANSON / EH-91	MC-90 / EH-91	EC-2 / EH-91
		EH-88	BRANSON	EH-91	MC-90	EC-2				
I	1 y 3	43,22	33,39	25,70	25,46	28,89	1,68	1,30	0,99	1,12
	2 y 4	42,07	32,50	25,04	25,10	28,43	1,68	1,30	1,00	1,13
II	5 y 7	42,99	33,22	27,86	25,39	29,68	1,54	1,19	0,91	1,06
	6 y 8	42,98	33,20	27,85	25,38	29,67	1,54	1,19	0,91	1,06

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

cas, no influye significativamente sobre la deformación de los elementos estructurales sometidos a flexión.

2) El método de la Instrucción Española para el cálculo de flechas en vigas sometida a su carga máxima de servicio proporciona buenos ajustes con los valores registrados experimentalmente. No obstante, cuando las cargas son moderadas (próximas a la carga de fisuración) la EH-91 infravalora notablemente los resultados.

3) Dado que la deformación de los elementos estructurales está muy vinculada al proceso de fisuración, parece más adecuado utilizar, para la estimación de la resistencia a flexotracción del hormigón, el valor característico de la resistencia a tracción y no el valor medio.

4) Con las modificaciones introducidas en el cálculo de flechas por la Instrucción EH-91 respecto de la EH-88, se produce una notable disminución de los valores de la deformación calculados, obteniéndose, en términos de flecha total a tiempo infinito, resultados similares a los estimados mediante otras normas, como el Código Modelo CEB-FIP 1990 o el Eurocódigo EC-2.

BIBLIOGRAFIA

(1) ALLEN R.T.L.; EDWARDS S.C.: *"Repair of concrete structures"*. Ed. Blackie. Londres, 1987.

(2) BEEBY A.W.: *"Cracking, cover and corrosion of reinforcement"*. Concrete International. Febrero, 1983.

(3) BRANSON D.E.: "Deformation of concrete structures". Ed. Mc Graw-Hill International Book Company. Nueva York, 1977.

(4) CALAVERA RUIZ J.; GARCIA DUTARI, L.: *"Cálculo de flechas en estructuras de hormigón armado"*. Ed. INTEMAC. Madrid, 1992.

(5) CLERY D.B.; RAMIREZ, J.A.: *"Bond strength of epoxy-coated reinforcement"*. ACI Materials Journal. March-April 1991.

(6) CLIFTON J.R.; MATHEY R.G.: *"Bond and creep characteristics of coated reinforcing bars in concrete"*. ACI Journal; Julio-Agosto 1983.

(7) COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. *"CEB-FIP Model Code 1990. Final Draft"*. C.E.B. Bulletin d'Information nº 203, 204 y 205. Julio, 1991.

(8) COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. *"Protection systems for reinforcement"*. A State-of-Art Report prepared by Task Group VII/8 of Permanent Comission VII: "Reinforcement: Technology and Quality Control". C.E.B. Bulletin d'Information nº 211. Febrero, 1992.

(9) ELLYIN F.; MATTA R.A.: *"Bonding and corrosion protection properties of two coatings for prestressing steels"*. ACI Journal. September-October 1982.

(10) EUROCODIGO Nº 2: *"Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1. Reglas generales y reglas para edificación"*. Versión española. Diciembre 1992.

(11) FAVRE R.; KOPRNA M.; RADOJICIC A.: *"Effects differés. Fissuration et deformations des structures en béton"*. Ecole Politéchnique Fédérale de Laussane. Ed. Georgi. Sint Saphorin. Suiza, 1980.

(12) GONZALEZ PEREZ G.: *"Elementos lineales de hormigón armado sometidos a flexión. Influencia del nivel de carga y de los inhibidores de corrosión sobre el comportamiento en servicio"*. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Valencia. Octubre 1990.

(13) JOHNSTON D.W.; ZIA P.: *"Bond fatigue of epoxi coated reinforcing bars"*. Materiaux et Constructions. RILEM. Vol. 17, nº 97, 1984.

(14) KOBAYASHIE K.; TAKEWAKA K.: *"Experimental studies on epoxy coated reinforcing steel for corrosion protection"*. The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete. Vol. 6, nº 2, Mayo 1982.

(15) MAKITA M.; MORI Y; KAYAWAKI K.: *"Performance of typical protection methods for reinforced concrete in marine environment"*. ACI Publication SP-65. Second Printing. Detroit, Michigan. April 1982.

(16) MARTINEZ BOQUERA A.: *"Influencia de los inhibidores de la corrosión sobre la adherencia acero-hormigón de reparación"*. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Valencia. Septiembre 1990.

(17) M.O.P.T.: *"Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa o armado"*. EH-91. 1991.

(18) PAULSON K.A., HOVER A.H., NILSON K.C.: *"Long term deflection of high-strength concrete beams"*. ACI Materials Journal. Marzo-Abril 1991.

(19) PEREPEREZ B.; BARBERA E; BENLLOCH J.; GONZALEZ G.; FRAN J.M.: *"La adherencia de aceros lisos y corrugados revestidos con resina epoxi aplicada manualmente"*. Hormigón y Acero nº 178. 1991.

(20) TREECE R.A.; JIRSA J.O.: *"Bond strength of epoxy-coated reinforcing bars"*. ACI Materials Journal. Marzo-Abril, 1989.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

RESUMEN

La aplicación de revestimientos epoxídicos o de inhibidores de la corrosión sobre las armaduras, como parte de las técnicas de intervención para garantizar la durabilidad de las estructuras, puede plantear problemas de adherencia entre el acero y el hormigón. Estas pérdidas, si se producen, se corresponden con incrementos de la separación media entre fisuras y del ancho medio de éstas. No obstante, se puede deducir que el alargamiento medio de las armaduras no sufre variaciones significativas, lo que justifica que, en ciertos casos y en condiciones de servicio, la modificación de la capacidad adherente de las armaduras no influya apreciablemente sobre la deformación de los elementos estructurales sometidos a flexión. Complementariamente, se observa que, con las modificaciones introducidas en el cálculo de flechas por la EH-91 respecto de la EH-88, se obtienen predicciones razonables de las flechas totales y de las flechas activas registradas experimentalmente, cuando el momento actuante es claramente mayor que el momento de fisuración.

SUMMARY

The application of epoxi coatings or corrosion inhibitors on reinforcing bars, as an intervention technique to guarantee the durability of structures, may create bond problems between steel and concrete. If these bond losses happen, they correspond with an increase of the average crack spacing and average crack width. Nevertheless, it may be deduced that the average steel strain doesn't experiment significant variations, which justifies that sometimes, on service conditions, the modification of the steel bond properties doesn't influence on the deformation of bending structural elements. Moreover, it may be observed that with the modifications introduced in the deflection calculation by the EH-91 with regard to EH-88, we get appropiate predictions of the total and active deflection experimentally registered when the acting moment is much greater than the cracking moment.

* * *

TERCERA CONFERENCIA INTERNACIONAL sobre Inspección, Evaluación, Reparación y Mantenimiento de Edificios y Estructuras 1-2 de Junio 1994, Tema: Hacia estructuras durables y seguras Bangkok, Tailandia

Esta Tercera Conferencia Internacional, está prevista para el 1-2 de Junio de 1994, en Bangkok, Tailandia. Las reuniones se celebrarán en el Hotel Imperial.

Los temas seleccionados para la Conferencia incluyen:

–Técnicas de inspección y evaluación.

–Estado de las estructuras y valoración de la investigación.

–Métodos de ensayo, evaluación de los resultados de los ensayos y sistemas de información.

–Daños provocados por desastres naturales.

–Magnitud y causas de los deterioros y métodos de reparación.

–Prevención de la corrosión y control de la fisuración.

–Métodos de protección y medidas preventivas.

–Refuerzo de estructuras.

–Reparación mediante modelos computarizados.

–Sistemas de reparación y eficacia de los gastos originados.

–Materiales de reparación.

–Especificación de medidas preventivas.

–Mantenimiento.

–Casos de restauración de monumentos históricos, ambientes hostiles, estructuras marítimas.

Los interesados en recibir información suplementaria deberán dirigirse:

Srta. Peggy Teo
CI-Premier Pte. Ltd.
150 Orchard Road # 07-14
Orchard Plaza
Singapore 0923
Tel.: 733 29 22
Fax: (065) 235 35 30

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

ARQUITECTURA TRANSFORMABLE. Félix Candela, Emilio Pérez Piñero, Santiago Calatrava, Félix Escrig, Juan Pérez Valcárcel. Colección TEXTOS DE ARQUITECTURA. ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA DE SEVILLA. 1993

Dentro de la labor editorial de la ETSA de Sevilla, acaba de aparecer esta monografía sobre "Arquitectura Transformable", que por primera vez trata en extensión este tema de actualidad y de un futuro innegable.

Cada uno de los autores que participan en la publicación tienen en común el haber hecho, de la transformabilidad y movilidad, uno de los temas recurrentes de su actividad profesional o investigadora.

Emilio Pérez Piñero fue el precursor, con unas propuestas arquitectónicas que le han hecho pionero a nivel internacional y que han sido reconocidas como valiosas por los mejores diseñadores de estructuras ligeras del mundo: Fuller, Makowsky, Ove Arup o Frei Otto, entre otros. Su temprana muerte privó a la arquitectura de alguien capaz de descubrir otros mundos en la arquitectura, del que, posiblemente, hubiera llegado a ser la figura más prestigiosa en su campo. Pero su obra construida y sus publicaciones quedan como testimonio y ejemplo para impulsar su desarrollo. La recopilación que aquí se presenta intenta ser exhaustiva.

Santiago Calatrava es un arquitecto ingeniero del máximo prestigio internacional. Su obra es disputada en todos los países y cada una de sus propuestas siempre desafía la estabilidad y la imaginación. Sus trabajos sobre movilidad tienen un sólido precedente en su tesis doctoral "Sobre la plegabilidad de estructuras", que aquí se recoge.

Félix Escrig es uno de los grandes continuadores y propagandistas de la obra de Pérez Piñero. Gran parte de la actualidad y el interés que hoy despierta su obra, se debe a su incansable intervención en Congresos Internacionales, en donde con rigor pedagógico intenta hacer comprensible el funcionamiento de unos mecanismos aparentemente complejos. Sus estudios en estas geometrías han generalizado sobremanera el campo de aplicación. Sus propuestas arquitectónicas ya están siendo adaptadas para su construcción.

Pérez Valcárcel es un arquitecto de vocación por los modelos matemáticos, que ha sido capaz de sintetizar infinidad de cuestiones sobre el cálculo, comportamiento no lineal, geometría y compatibilidad constructiva de estas piezas que evolucionan en el espacio en trayectorias difíciles de analizar.

Todos estos trabajos tienen un valedor común, Félix Candela, amigo personal de cada uno de los autores y de quien todos son deudores.

En conjunto, esta monografía es uno de esos raros textos llamados a convertirse en referencia obligada para todas las cuestiones de arquitectura móvil.

Los interesados en adquirirla deberán dirigir sus pedidos a:

Fundación Centro de Fomento de Actividades Arquitectónicas
Escuela Técnica Superior de Arquitectura
Avda. Reina Mercedes, 2
41012 Sevilla
Tel.: 455 63 83. Fax: 455 65 34
Su precio es de 1.200 ptas. (IVA incluido).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Disminución de la adherencia entre hormigón y barras corrugadas, debida a la corrosión

Jesús Rodríguez Santiago
Doctor Ingeniero de Caminos
Luis M. Ortega Basagoiti
Ingeniero de Caminos
Julio Casal Macías
Ingeniero de Caminos
Mª Angeles Vidal Mesa
Licenciada en Ciencias Químicas
GEOCISA

1. INTRODUCCION

El hormigón armado es un material compuesto por hormigón y barras de acero, que requiere la adherencia entre ambos para su funcionamiento. Habitualmente, se supone una adherencia tal que permite identificar la deformación unitaria de la armadura con la del hormigón que la rodea.

Si se produce una disminución de la adherencia en los extremos de las armaduras, su anclaje con el hormigón resulta afectado. Por otra parte, si la disminución se produce en tramos intermedios de las mismas, se modifica el comportamiento de los elementos de hormigón armado. En el límite, una viga con armaduras no adherentes, ancladas en sus extremos, se comportaría como un arco atirantado. Este comportamiento generaría una disminución de la capacidad portante de la viga, especialmente en vigas con cuantías altas de armaduras, un aumento de su flecha y un aumento del ancho de fisuras.

La adherencia entre el hormigón y las armaduras corrugadas se consigue, fundamentalmente, mediante el engarzamiento de las corrugas en el hormigón, alcanzándose su fallo cuando:

- Se fisura el hormigón que recubre las armaduras, debido a la presión radial generada por las barras cuando se inicia su deslizamiento (fallo por "splitting").
- Se produce la rotura del hormigón a cortante, por la superficie cilíndrica envolvente de la barra y sus corrugas ("fallo por pull-out").

En general, la proximidad de las armaduras a la superficie del hormigón y las cuantías habituales de armadura transversal empleadas, no permiten alcanzar el fallo por "pull-out", produciéndose antes el fallo por "splitting" para valores inferiores de la tensión de adherencia.

Por otra parte, la corrosión de las armaduras genera una presión radial contra el hormigón que las recubre, a causa del aumento de volumen de los productos de corrosión, que fisura el hormigón y, consecuentemente, afecta a la adherencia entre ambos materiales.

En los apartados siguientes, se resume el estado del conocimiento sobre la adherencia y su deterioro a causa de la corrosión de las armaduras, y se comentan los objetivos y resultados obtenidos en una investigación reciente para establecer la relación entre nivel de corrosión y disminución de la adherencia.

2. LA ADHERENCIA ENTRE HORMIGON Y BARRAS CORRUGADAS

El tema de la adherencia entre el hormigón y las barras corrugadas ha sido ampliamente estudiado por distintos autores, quienes han desarrollado expresiones que relacionan la resistencia a la adherencia con los parámetros que determinan el confinamiento de la barra (recubrimiento/diámetro "c/ø", resistencia a tracción del hormigón, posición de la barra respecto al hormigonado y cuantía de armadura transversal), (1).

Tepfers (2) desarrolló expresiones analíticas basadas en tres modelos de comportamiento del hormigón (plástico, elástico parcialmente fisurado y elástico), para los casos de elementos sin arma-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

dura transversal. Los resultados experimentales obtenidos por varios autores, proporcionan valores próximos al valor promedio predicho por los dos primeros modelos de Tepfers, para relaciones c/ø próximas a 2. Eligehausen (3) desarrolló otra expresión que proporciona valores que se sitúan entre los dos primeros modelos de Tepfers. Ambos autores también han desarrollado expresiones para los elementos con armadura transversal.

Otros autores (4) (5) (6) (7) han publicado diferentes expresiones empíricas, obtenidas mediante ajustes con los resultados experimentales de ensayos realizados.

Un aspecto controvertido en las expresiones publicadas es el relacionado con la forma de evaluar la contribución de la armadura transversal a la resistencia a la adherencia. Habitualmente, se sugieren expresiones en las que se suman los efectos debidos al recubrimiento de hormigón y al armado transversal. Sin embargo, en algunos casos se sugiere prescindir de la contribución del hormigón en el instante de la rotura, (2) (3).

Además, en las expresiones referidas suele considerarse que la armadura transversal no alcanza la tensión correspondiente a su límite elástico, en el instante del fallo. Sin embargo, los valores sugeridos varían de unos autores a otros, dependiendo del tipo de ensayos realizados. En este sentido, si el hormigón que recubre la armadura en la zona de anclaje se encuentra sometido a solicitaciones producidas por las cargas (ej.: zonas con cortante), además de las debidas a la adherencia, la armadura transversal alcanza tensiones mayores.

Es bien sabido que la aparición de fisuras en la superficie del hormigón, paralelas a las armaduras, reduce el confinamiento de la armadura y, consecuentemente, la resistencia a la adherencia acero/hormigón. Sobre este aspecto, se han publicado artículos (8) (9) (10), con resultados de ensayos en los que el hormigón había sido inicialmente prefisurado, obteniéndose expresiones empíricas que evalúan la incidencia de la fisuración en la resistencia a la adherencia. Sin embargo, estas expresiones son complejas y contienen coeficientes que requieren determinados ajustes, por lo que resultan de dudosa aplicación práctica.

Otro aspecto controvertido es el relacionado con el tipo de ensayo utilizado para determinar la resistencia a la adherencia. Los ensayos tradicionales, tipo "pull-out" (11) o "beam-test" (12), no reproducen de forma realista las condiciones de la barra en una estructura y el fallo alcanzado suele ser del tipo "pull-out". Estos ensayos deben utilizarse sólo para clasificar comparativamente distintas geometrías de acabado superficial de las barras, ya que no permiten obtener valores de la resistencia a la adherencia, aplicables directamente al proyecto de estructuras.

Sin embargo, algunos autores (7) (13) (14) (15) han utilizado cierto tipo de ensayos en sus investigaciones, que permiten obtener valores aplicables en cierto modo al proyecto. La figura 1b muestra uno de estos ensayos, que reproduce las condiciones del anclaje de una armadura en la zona de una viga sometida a esfuerzo cortante de valor constante, situando las barras que se van a ensayar en las cuatro esquinas de un bloque de hormigón. El fallo se produce por "splitting" y se pueden ensayar hasta cuatro barras por bloque, pudiendo evaluarse la influencia de la posición de las mismas (cara superior o inferior del bloque respecto a su posición durante el hormigonado) en la resistencia a la adherencia.

3. DETERIORO DE LA ADHERENCIA DEBIDO A LA CORROSION DE LAS ARMADURAS

Como ya se anticipó al principio de este artículo, la corrosión de las armaduras genera unos productos de mayor volumen que el del acero del que provienen. Este hecho produce una presión contra el hormigón que las recubre, provocando, en muchos casos, la fisuración y rotura del mismo.

La corrosión también afecta a la adherencia, reduciéndola por diferentes causas, (17):

- Debilitamiento del confinamiento de la armadura, al fisurarse el hormigón y corroerse la armadura transversal.

- Cambios en la interfase acero/hormigón, al generarse productos de corrosión con un cierto efecto lubricante y al deteriorarse el perfil de las corrugas.

Aunque existen trabajos publicados en este campo, no se han llegado a establecer conclusiones o modelos que permitan evaluar, de forma general, el deterioro de la adherencia.

Lin (18) realizó ensayos con vigas sin cercos y con armaduras en la cara traccionada, solapadas en el centro del vano. Las armaduras fueron sometidas a un proceso de corrosión acelerada, aplicando densidades de corriente del orden de 10mA/cm^2. Posteriormente, las vigas fueron ensayadas hasta rotura, obteniéndose reducciones de su capacidad portante hasta del 38%, debidas a la reducción de sección de las armaduras y al deterioro de la adherencia en la zona de solapo. Sin embargo, la información suministrada no permite analizar e interpretar adecuadamente los resultados obtenidos.

Braun (19) realizó ensayos "pull-out", habiendo cuantificado la relación entre el espesor de los productos de corrosión generados y la pérdida de adherencia. Utilizó probetas cilíndricas, ø8x7 cm, armadas con una barra en su eje (ø8 ó ø20) en las que llegó a obtener reducciones de la adherencia

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

TABLA 1

Resultados con armaduras corroidas obtenidos por otros autores

Autor (1)	ø (mm)	Cercos	Longitud adherente	Tipo de ensayo	c/ø	I_{CORR} (mA/cm²)	Disminución			Ancho de fisura (mm)
							Adherencia (%)	Sección (%)	Radio (mm)	
(20)	16	—	4ø	Pull-out	1,9	0,5	50	5,8	0,24	(2)
(17)	10-20	—	4ø	Pull-out	3,3-7	2,0	> 90	6,5-8,8	0,22-0,33	(2)
(17)	12	ø6/5cm	12ø	Viga	1,9	2,0	(3)	4,5	0,14	1,30
(15)	12	—	4ø	Pull-out	5,7	(4)	75	12,6	0,39	0,60
(15)	12	ø8/4cm	15ø	Viga	2,1	(4)	(3)	7,8	0,24	0,56

(1) Autores indicados en la bibliografía.
(2) Información no facilitada por el autor.
(3) Disminución poco significativa.
(4) Dato no proporcionado por el autor, ya que se llevó a cabo un proceso potenciostático en lugar de galvanostático.

hasta el 80% para 0,20 mm de reducción del radio de la armadura por corrosión.

Tachibana (20) llevó a cabo ensayos "pull-out" en probetas prismáticas, con armaduras ø16 mm situadas cerca de una de sus caras (c/ø = 1,9), y con longitudes de anclaje 4ø. Las barras fueron corroidas previamente, aplicando 0,5 mA/cm² de densidad de corriente, durante 15 días. Se obtuvieron reducciones de la adherencia próximas al 50%, para un 5,8% de reducción de la sección de la barra, que equivale a 0,24 mm de disminución de su radio, (tabla 1).

Al-Sulamaini (17) ha estudiado ampliamente el deterioro de la adherencia a causa de la corrosión, realizando ensayos con barras corroidas aceleradamente mediante la aplicación de 2,0 mA/cm² de densidad de corriente. Realizó ensayos pull-out en bloques cúbicos de hormigón, de 15 cm de lado, con una barra situada en su centro (ø10, 14 ó 20 mm), empleando longitudes adherentes de 4Ø. La resistencia a la adherencia es prácticamente nula para reducciones de sección entre 8,75% y 6,5%, equivalentes a 0,22 y 0,33 mm de disminución del radio de las barras ø10 y ø20, respectivamente. Sin embargo, apenas se obtuvo reducción de la adherencia cuando se ensayaron vigas de 15x15x90 cm, armadas con 1 ø 12 mm en su cara inferior y cercos ø6 cada 5 cm. La sección de la armadura traccionada se redujo un 4,5%, equivalente a 0,14 mm de reducción del radio de la barra por corrosión, y se formaron fisuras en la superficie del hormigón, de ancho w = 1,30 mm, (tabla 1).

Cabrera (15) ha estudiado también este problema, mediante ensayos similares a los realizados por Al-Sulamaini. En ensayos pull-out, con bloques cúbicos de hormigón de 15 cm de lado, barras ø12 mm centradas y longitudes adherentes de 4ø, se obtuvo un 75% de reducción de la adherencia, para un 12,6% de reducción de sección, equivalente a 0,39 mm de disminución del radio de la armadura. También llevó a cabo ensayos en vigas de 16x16x100 cm, armadas con 2ø12 mm en la cara traccionada y cercos ø8 cada 40 mm. Aunque estas vigas fueron diseñadas para alcanzar la carga última en el momento del fallo del anclaje de las barras, no se produjeron disminuciones significativas de esta carga, aunque la corrosión de las armaduras había producido un 7,8% de reducción de su sección, equivalente a un 0,24 mm de reducción del radio de la armadura, y unas fisuras, en la superficie del hormigón, de ancho w = 0,6 mm. (tabla 1).

En resumen, se han obtenido reducciones muy significativas de la resistencia a la adherencia en ensayos "pull-out", sin armadura transversal, con longitudes adherentes cortas (4ø), pero no se han detectado reducciones apreciables de la adherencia en los ensayos con vigas, armadas con cercos y longitudes adherentes mayores (12ø - 15ø). Sin embargo, deben destacarse algunos aspectos acerca de la investigación realizada hasta la fecha:

- Las armaduras fueron corroidas, de forma acelerada, mediante la aplicación de densidades de corriente importantes, del orden de 50 a 1.000 veces las máximas intensidades de corrosión medidas en estructuras de hormigón altamente contaminadas por cloruros. (21). Este aspecto tiene gran importancia, ya que la velocidad de corrosión influye en el ancho de fisura del hormigón paralela a la armadura, obteniéndose anchos mayores con velocidades menores, para el mismo nivel de corrosión, (22) (23). Previsiblemente, el deterioro de la adherencia dependerá, no sólo del nivel de corrosión alcanzado, sino también de la velocidad con la que se haya producido.

- La corrosión de las armaduras se produjo cuando éstas no estaban sometidas a tracción. Es decir, primero se corroyó y, posteriormente, se realizó el ensayo de adherencia.

- En la mayor parte de los casos, la cuantificación de la pérdida de material debida a la corro-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

sión, ha sido deducida mediante la utilización de la ley de Faraday, a partir del valor de la corriente aplicada durante el tiempo del ensayo. No consta que estos valores hayan sido contrastados con las pérdidas gravimétricas obtenidas una vez limpiadas las barras, de los productos de corrosión.

4. PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACION

La falta de modelos para evaluar, no sólo el deterioro de la adherencia, sino otros efectos de la corrosión de las armaduras en el comportamiento de las estructuras de hormigón, impulsó a iniciar una investigación, dentro del proyecto europeo BRITE/EURAM BE-4062 "The residual life of reinforced concrete structures". En el mismo, se investiga sobre los efectos de la corrosión en la fisuración del hormigón (22) (23), en la reducción de la adherencia y en la capacidad portante de los elementos de hormigón (24). En particular, el estudio del deterioro de la adherencia se lleva a cabo mediante:

• La realización de un programa experimental, ensayando elementos de hormigón con armaduras corroidas y sin corroer.

• La modificación de expresiones publicadas por otros autores, que relacionan la resistencia a la adherencia con los parámetros de confinamiento de la barra sin corroer, con el fin de introducir en las mismas el efecto de la corrosión mediante su ajuste con los resultados obtenidos en la experimentación realizada.

El trabajo experimental ha consistido, básicamente, en la realización de ensayos de adherencia, en bloques de hormigón armados con una armadura en cada una de sus cuatro esquinas (figs. 1b, 2 y 3). Estos ensayos permiten reproducir la zona de una viga sometida a esfuerzo cortante constante, (fig. 1a). El fallo se produce por "splitting" y se obtienen valores de la resistencia a la adherencia, aplicables, en cierto modo, al proyecto o comprobación de las estructuras. Este tipo de ensayo había sido ya utilizado por los autores de este artículo en investigaciones anteriores, (16).

Como complemento a la experimentación anterior, se han programado también ensayos tipo "pull-out" y ensayos con vigas. Los primeros se llevan a cabo en probetas de hormigón, con y sin cercos, con una barra próxima al centro de una de sus caras. Estos ensayos aportan valores que pueden compararse con los obtenidos por otros autores, si bien no pueden aplicarse directamente a

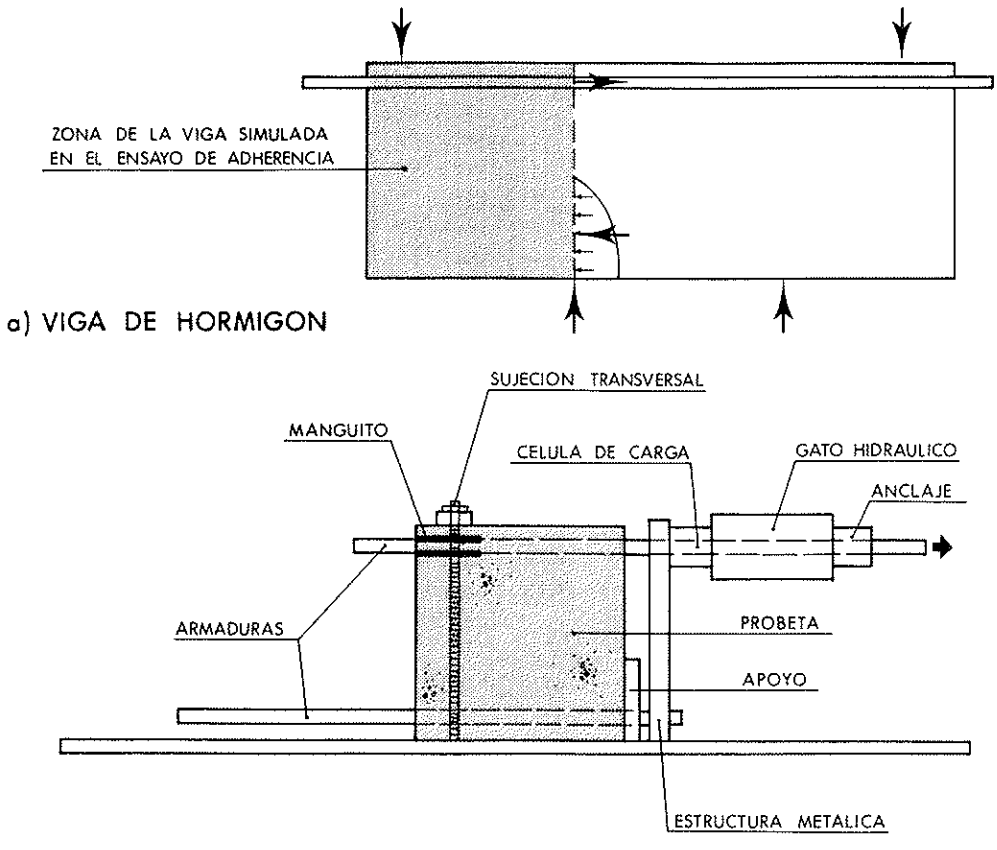


Fig. 1. Ensayo de adherencia: a) zona de la viga simulada en el ensayo y b) esquema del dispositivo de ensayo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

situaciones de proyecto o comprobación de estructuras. Los segundos se realizan con vigas diseñadas de forma que su carga última se alcance cuando falle el anclaje de sus barras. Estos ensayos permiten obtener información complementaria a los del primer tipo y estudiar la interacción entre corrosión y cargas externas. Para esto último, en algunos casos, las armaduras se corroen simultáneamente a la aplicación de una parte de la carga de servicio para la que fueron diseñadas las vigas.

En los apartados siguientes, se comentan los resultados obtenidos en la parte fundamental de esta investigación, ya que los ensayos complementarios no han sido aún llevados a cabo.

5. TRABAJO EXPERIMENTAL

La dispersión de resultados obtenida habitualmente en ensayos de adherencia con armaduras no corroidas, suele ser elevada. Por otra parte, la corrosión de las armaduras es también fuente de dispersiones, debido a la aleatoriedad de la misma. Por estos motivos, se estableció un plan de ensayos que permitiera obtener un elevado número de resultados, para niveles de deterioro similares.

En la tabla 2 se resumen las características principales de los cinco tipos de probetas cúbicas de hormigón, de 0,30 m de lado, fabricadas para los ensayos de adherencia. Se empleó un hormigón con un árido calizo, de tamaño máximo 12 mm y se utilizaron armaduras AEH 500 S, cuyas características se resumen en la tabla 3. Las figuras 2 y 3 muestran el esquema de dos de los tipos de probetas fabricadas.

Las principales variables consideradas en este estudio fueron:

• *Nivel de corrosión:* Se establecieron tres niveles de corrosión: Sin corrosión (nivel 0), corrosión hasta generar fisuras en el hormigón, de

TABLA 2

Probetas cúbicas de 0,30 m de lado, para los ensayos de adherencia

Probeta de hormigón			Hormigón	Armaduras		
Tipo	Nivel de corrosión	Número de probetas	fc, sp (MPa)	Armadura principal	Cercos	Recubrimiento (mm)
1	0	3	4,1	4 ø 16	ø8/7 cm	24
	1	3	3,9	4 ø 16	ø8/7 cm	24
	2	3	3,9	4 ø 16	ø8/7 cm	24
2	0	4	4,3	4 ø 16	ø6/10 cm	24
	1	4	3,4	4 ø 16	ø6/10 cm	24
	2	4	4,0	4 ø 16	ø6/10 cm	24
3	0	4	4,0	4 ø 16	—	24
	1	4	3,4	4 ø 16	—	24
	2	4	3,8	4 ø 16	—	24
4	0	3	4,5	4 ø 16	ø6/10 cm	40
	2	3	3,6	4 ø 16	ø6/10 cm	40
5	0	3	5,2	4 ø 10	ø6/10 cm	15
	2	3	3,8	4 ø 10	ø6/10 cm	15

Hormigón: Cemento: 350 kg/m³
Relación nominal agua/cemento: 0,5
Resistencia nominal a compresión, a 28 días: 40 MPa
Resistencia a tracción (brasileño), a la edad del ensayo de adherencia: fc, sp.

TABLA 3

Características de las armaduras

Diámetro Armadura (mm)	Límite Elástico f_y (MPa)	Carga de rotura f_s (MPa)	f_s / f_y	Alargamiento en Rotura (%)	Indice de Corrugas f_R
16	588	658	1,12	26	0,124
10	602	670	1,12	23	0,114
8	597	670	1,14	25	—
6	578	735	1,27	23	—

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

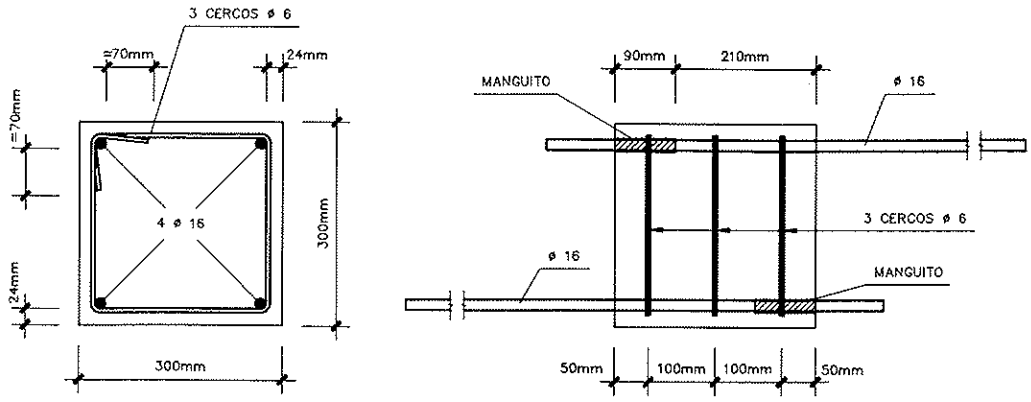


Fig. 2. Esquema de las probetas tipo 2, con cercos, para el ensayo de adherencia.

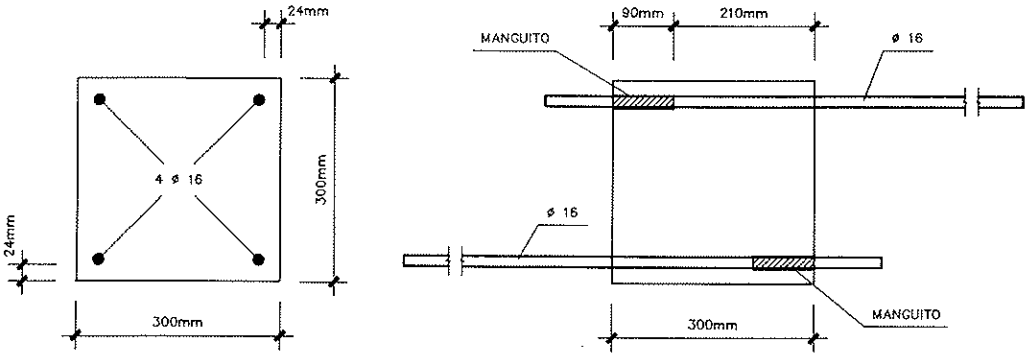


Fig. 3. Esquema de las probetas tipo 3, sin cercos, para el ensayo de adherencia.

ancho medio comprendido entre 0,5 y 1,0 mm (nivel 1), y corrosión hasta generar fisuras entre 1,0 y 2,0 mm (nivel 2). No se programaron ensayos con niveles de corrosión reducidos, correspondientes a fisuras de ancho pequeño (w < 0,2 - 0,3 mm).

• *Relación recubrimiento/diámetro (c/ø):* 1,5 (probetas tipos 1, 2, 3 y 5) y 2,5 (probetas tipo 4).

• *Posición de la barra:* En cada probeta, se ensayaron cuatro barras, dos situadas en su cara superior y dos en la inferior, lo que ha permitido evaluar la adherencia en función de la posición de la barra respecto a la posición de la probeta durante su hormigonado.

• *Armadura transversal:* Probetas sin cercos (tipo 3), con cercos ø6/0,10 m (tipos 2, 4 y 5) y con cercos ø8/0,07 m (tipo 1).

Se adoptaron longitudes adherentes de 13ø y 18ø, para las barras ø16 mm y ø10 mm, respectivamente, con el fin de disponer de una longitud de armadura suficiente en la que se reprodujera la distribución más o menos aleatoria de la corrosión. La zona no adherente de la barra (figs. 1, 2 y 3), permitía la sujección de la probeta de hormigón, durante su ensayo, sin generar una presión exterior sobre la zona adherente, que influyera en su confinamiento y, por tanto, en la adherencia.

Sin embargo, este diseño de probeta, con un tramo no adherente de la barra en la zona del apoyo, si bien permite prescindir del efecto beneficioso de la presión externa generada por la reacción, favorece la rotura de la probeta antes de producirse el fallo por adherencia, en probetas con un confinamiento elevado de la barra, especialmente cuando éste es debido a la presencia de cuantías importantes de cercos.

Las barras principales, ø16 ó ø10 mm, fueron corroidas mediante un procedimiento acelerado, (22) (23). Este consistía en añadir a la mezcla un 3% de Cl_2Ca en peso de cemento y aplicar una corriente eléctrica a la armadura, una vez terminado el período de curado del hormigón. Tras diferentes consideraciones respecto al tipo de óxidos generados en función del valor de la densidad de corriente aplicada, se optó por aplicar una corriente del orden de 0,1 mA/cm², que equivale a 10 veces el valor de la velocidad de corrosión máxima medida en estructuras de hormigón, (21), lo que permitía corroer las barras en plazos razona-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

bles (varios meses), compatibles con la planificación del proyecto de investigación.

Se diseñaron equipos capaces de corroer simultáneamente un número elevado de armaduras y que permitían garantizar un valor constante de la corriente aplicada a cada una de ellas a lo largo del tiempo, a pesar de las variaciones producidas por la corrosión.

Se aislaron las uniones entre cercos y armaduras principales, para evitar el contacto eléctrico entre ellos, con el fin de no corroer los cercos, aunque se produjo una ligera corrosión en algunos de ellos.

La corrosión intensiva de estos cercos hubiera generado una disminución del confinamiento de la barra que se iba a ensayar, debido a la reducción de sección de los cercos, así como la aparición de fisuras paralelas a ellos en el hormigón. El primer efecto equivale a una disminución de la cuantía de armadura transversal y puede ser evaluado a partir de la experimentación realizada con distintas cuantías de armadura transversal. El segundo efecto será estudiado, de forma indirecta, en otros ensayos previstos para evaluar la capacidad portante de vigas, en las que se corroen, tanto sus armaduras longitudinales como sus cercos.

Terminado el proceso de corrosión, se realizó un estudio detallado de la fisuración producida. Seguidamente, cada probeta se ensayó en el dispositivo previsto para los ensayos de adherencia, compuesto por, (figura 4):

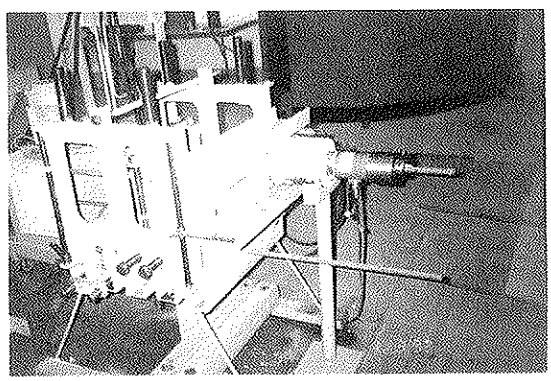


Fig. 4. Fotografía del dispositivo de ensayo.

• Estructura metálica para la sujección de la probeta de hormigón y el gato.

• Gato hidráulico Langa, de 350 kN.

• Célula de carga Tokio Sokki, de 300 kN.

• LVDT para la medida del deslizamiento de la armadura.

• Equipo informático HP-310/HP-6942A, para la recogida y tratamiento de datos (curva carga/deslizamiento).

En primer lugar, se ensayaron las armaduras situadas en la cara superior de cada probeta y, seguidamente, las situadas en su cara inferior. En algunos casos, no fue posible realizar el ensayo con todas las barras, al resultar la probeta excesivamente dañada por el ensayo de la barra precedente.

El ensayo se realizó aplicando la carga de forma continua, con una velocidad de 6.500 N/min, salvo en las probetas tipo 3, sin cercos, y nivel de corrosión 2, en los que este valor se redujo a la mitad.

6. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

Las figuras 5 y 6 incluyen los resultados obtenidos en las 45 probetas, con un total de casi 180 barras, ensayadas, En el eje de ordenadas se representa la resistencia a la adherencia, deducida a partir de la carga última del ensayo, dividiéndola por la superficie adherente de la barra. A su vez, en el eje de abscisas se representa:

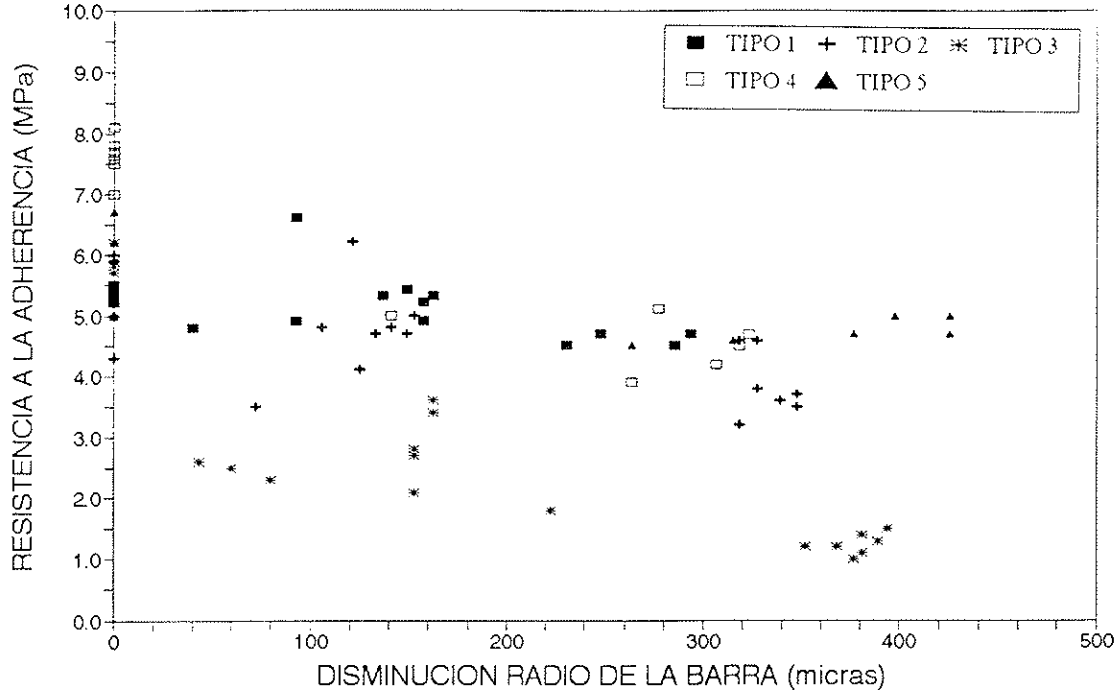
• En la figura 5, la profundidad media de la penetración del ataque por corrosión, en micras, equivalente a la disminución media del radio de la barra. La información se ha ordenado en función de este parámetro y no de la pérdida de peso en %, ya que representa mejor el nivel de corrosión producido.

• En la figura 6, la suma de los anchos medios, en mm, de las fisuras generadas en ambas caras de la probeta de hormigón, asociadas a la barra en estudio. De esta forma, los resultados obtenidos pueden utilizarse para distintas velocidades de corrosión, si se dispone de las relaciones corrosión/fisuración para esas velocidades, (23).

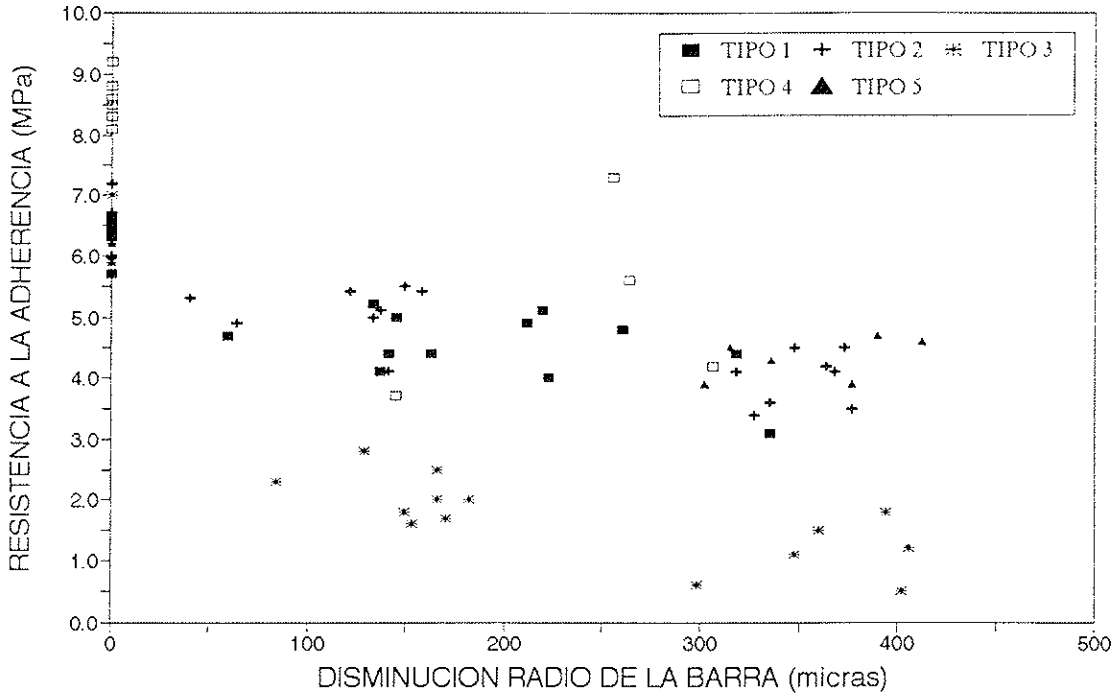
El valor final de la penetración del ataque por corrosión, en cada barra, se obtuvo por diferencia de pesadas de la barra sin corroer y de la barra corroída, una vez retirados de la misma los productos de corrosión.

Se ha constatado que la obtención teórica del valor de la penetración del ataque por corrosión a partir de la densidad de corriente aplicada, conduce a errores, especialmente en casos como éstos en los que se pretendió corroer sólo algunas de las armaduras de las probetas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



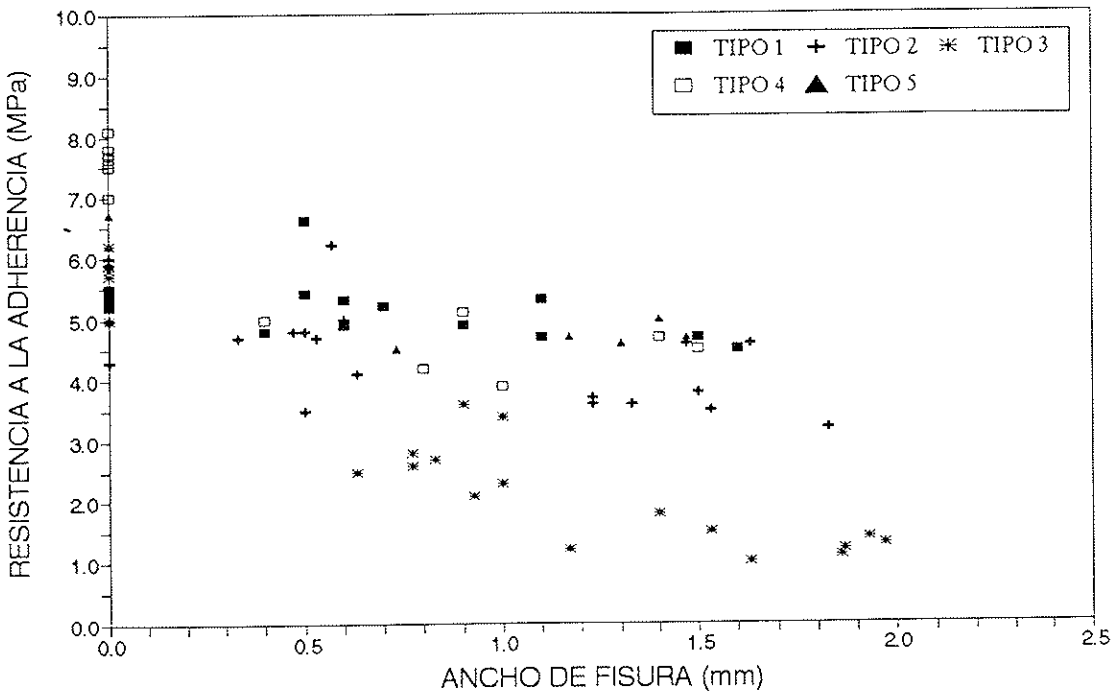
a) barras en cara superior.



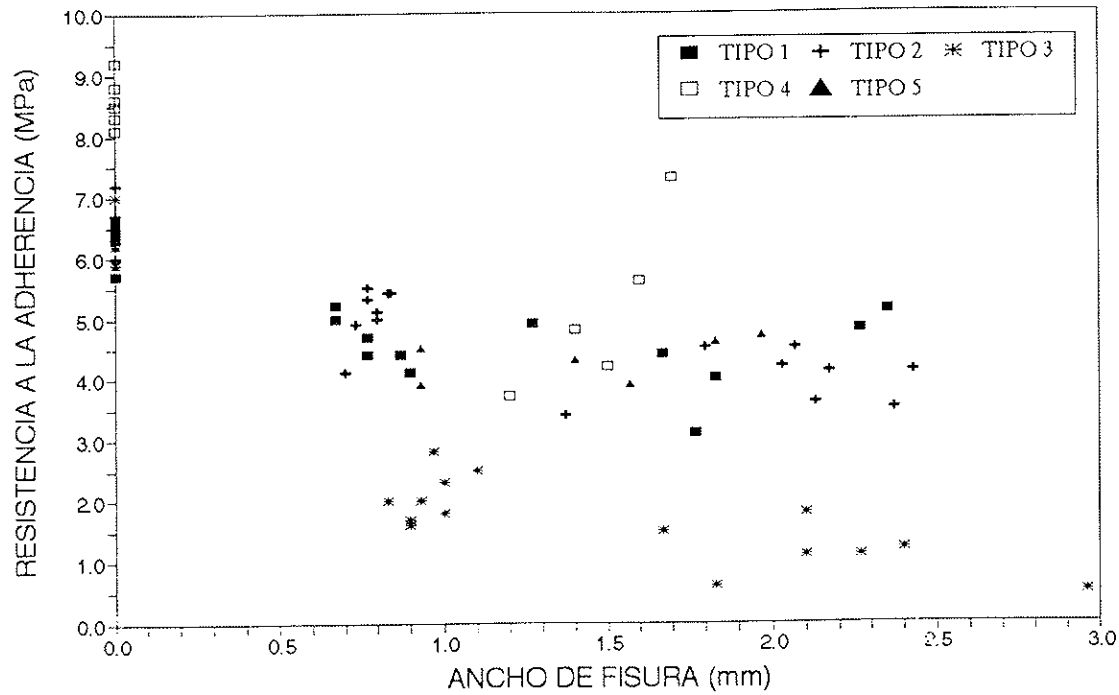
b) barras en cara inferior.

Fig. 5. Valores experimentales de resistencia a la adherencia, versus disminución del radio de la armadura producido por la corrosión: a) barras en cara superior y b) barras en cara inferior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



a) barras en cara superior.



b) barras en cara inferior.

Fig. 6. Valores experimentales de resistencia a la adherencia, versus suma del ancho medio de las fisuras en las caras de la probeta asociadas a la barra ensayada: a) barras en cara superior y b) barras en cara inferior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Con el fin de facilitar una evaluación del efecto de la corrosión en el deterioro de la adherencia, se han elaborado las tablas 4, 5 y 6 con los resultados obtenidos en los ensayos. A modo de simplificación, se ha optado por agrupar los valores obtenidos en los niveles 1 y 2 de corrosión, para cada tipo de probeta, (tablas 5 y 6) si bien el deterioro de cada barra, en un mismo nivel nominal, fue diferente. Además, se obtuvieron anchos mayores en las fisuras de la cara inferior de las probetas, para un mismo nivel de corrosión.

La figura 7 muestra la foto y el esquema de rotura por adherencia de una probeta ensayada y las figuras 8 y 9 muestran el aspecto de probetas una vez que se ha retirado el hormigón alrededor de la armadura ensayada.

Cabe mencionar que, en algunos ensayos de probetas con cercos y nivel 0 de corrosión, se alcanzó antes la rotura de la probeta que el fallo por adherencia, por los motivos ya mencionados en el apartado anterior. Sin embargo, excepto en las tipo 1, los resultados obtenidos fueron relativamente próximos a los del resto de las probetas, donde la rotura se produjo por el fallo de la adherencia. Por ello, parece lógico pensar que los valores obtenidos con rotura de la probeta corresponden a una cota inferior de la resistencia a la adherencia.

TABLA 4

Resultados correspondientes a los ensayos sin corrosión

Tipo de Probeta	Posición de la Armadura	Resistencia adherencia (MPa)	
		Media	Desv.típica
1	superior	5,33*	0,10
	inferior	6,30*	0,35
2	superior	5,55	0,69
	inferior	6,47	0,43
3	superior	5,65	0,36
	inferior	6,36	0,32
4	superior	7,62	0,37
	inferior	8,58	0,39
5	superior	5,68	0,63
	inferior	6,12	0,17

* Todos los valores corresponden a rotura de la probeta

TABLA 5

Resultados correspondientes a los ensayos con corrosión (nivel 1)

Tipo de Probeta	Posición de la Armadura	Resistencia adherencia (MPa)		Disminución del radio (μm)		Ancho de fisura (mm)	
		Media	Desv.típica	Media	Desv.típica	Media	Desv.típica
1	superior	5,37	0,64	122,5	47,14	0,545	0,127
	inferior	4,63	0,41	129,7	35,57	0,775	0,097
2	superior	4,72	0,77	124,9	26,47	0,516	0,093
	inferior	5,09	0,45	117,9	42,57	0,780	0,048
3	superior	2,75	0,52	120,9	50,38	0,854	0,128
	inferior	2,09	0,42	149,9	31,04	0,954	0,082

Disminución de la sección en armaduras ø 16 mm: 2,9-3,7%.

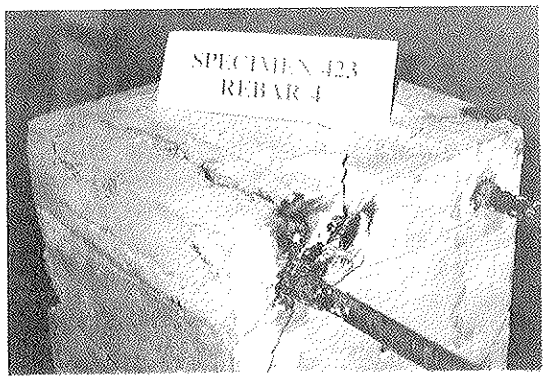
TABLA 6

Resultados correspondientes a los ensayos con corrosión (nivel 2)

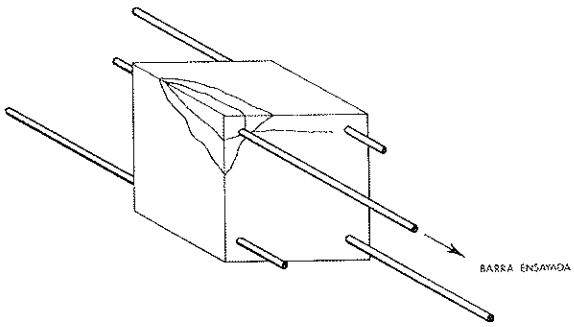
Tipo de Probeta	Posición de la Armadura	Resistencia adherencia (MPa)		Disminución del radio (μm)		Ancho de fisura (mm)	
		Media	Desv.típica	Media	Desv.típica	Media	Desv.típica
1	superior	4,77	0,30	218,7	77,38	1,303	0,296
	inferior	4,38	0,74	261,0	53,73	1,860	0,400
2	superior	3,81	0,52	333,0	12,21	1,469	0,205
	inferior	3,99	0,44	351,3	22,51	2,046	0,337
3	superior	1,31	0,25	358,1	56,11	1,670	0,287
	inferior	1,11	0,46	372,3	39,60	2,190	0,420
4	superior	4,57	0,46	271,5	68,00	0,990	0,401
	inferior	4,36	0,86	245,4	61,73	1,468	0,181
5	superior	4,75	0,21	367,7	65,32	1,112	0,363
	inferior	4,32	0,35	355,3	44,11	1,438	0,441

Disminución de la sección en armaduras ø16 mm: 5,4-9,1%
Disminución de la sección en armaduras ø10 mm: 13,7-14,2%

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



a) DETALLE DE LA ROTURA



b) ESQUEMA DE LA ROTURA

Fig. 7. Foto y esquema de una rotura por adherencia.

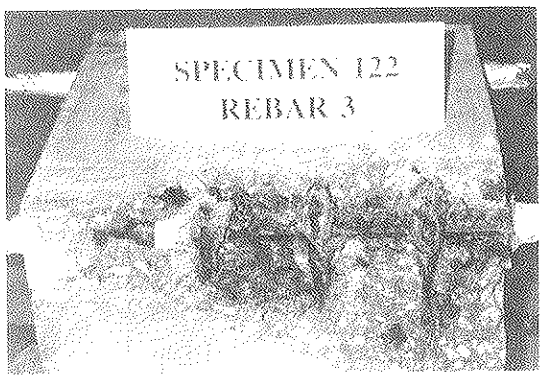


Fig. 8. Aspecto de una probeta con armadura corroída y con cercos, después de realizar el ensayo y haber removido el recubrimiento de hormigón.

Los valores obtenidos del deslizamiento relativo entre la armadura y el hormigón, para la carga máxima del ensayo, han sido pequeños, debido al comportamiento frágil de la unión, cuando se produce una rotura por "splitting".

7. INFLUENCIA DE c/Ø, LA POSICION DE LA ARMADURA Y LA CUANTIA DE CERCOS

Los resultados de los ensayos han permitido

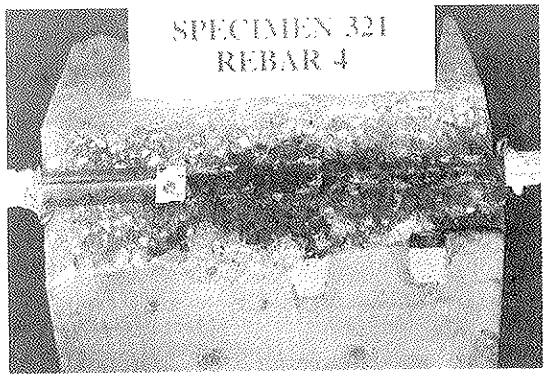


Fig. 9. Aspecto de una probeta con armadura corroída y sin cercos, después de realizar el ensayo y haber removido el recubrimiento de hormigón.

llevar a cabo una primera evaluación del efecto de las distintas variables, en la resistencia a la adherencia:

• *Influencia de la relación c/ø:* Las probetas con relación c/ø = 2,5 (tipo 4), han proporcionado valores significativamente superiores a los obtenidos en aquellas con c/Ø = 1,5 (tipos 1, 2, 4 y 5), para los niveles de corrosión 0. Precisamente, muchas de las expresiones publicadas en la literatura, hacen depender de este cociente el valor de la resistencia a la adherencia.

Sin embargo, la influencia de c/Ø es prácticamente despreciable en los ensayos con barras corroídas, lo que parece indicar que, una vez fisurado el hormigón, su capacidad de confinar la barra es independiente del valor c/Ø.

• *Influencia de la posición de la barra:* Los resultados obtenidos con armaduras no corroidas situadas en la cara inferior son un 10-15% superiores a los correspondientes al caso con armaduras en la cara superior. Esta mejora es menos significativa que la obtenida por otros autores, y que ha dado lugar a reglas aplicables en el proyecto de estructuras. Sin embargo, el Eurocódigo 2 (25) no diferencia las posiciones inferior o superior en los elementos con canto h ≤ 25 cm, a los efectos de calificar las condiciones de adherencia. Dado que las dimensiones de las probetas ensayadas eran de 30 cm, posiblemente, las diferentes condiciones adherentes en ambas caras no fueran muy significativas.

Por otra parte, los resultados obtenidos en ambas caras con armaduras corroidas, han sido similares. Posiblemente, la incidencia de la diferente compacidad del hormigón entre ambas caras, queda amortiguada tan pronto como aparece la fisuración producida por la corrosión, de igual forma que ocurre con la influencia de c/ø. Este aspecto no había sido experimentado previamente ya que, habitualmente, otros autores han ensayado armaduras situadas siempre en la cara inferior de las vigas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

• *Contribución de la armadura transversal:* Los resultados obtenidos en probetas sin corrosión, ponen de manifiesto la poca influencia de la armadura transversal en la resistencia a la adherencia, en contra de lo obtenido por otros autores. Sin embargo, la investigación llevada a cabo no permite obtener conclusiones a este respecto, ya que el diseño de la probeta de hormigón con un tramo no adherente de la barra en la zona del apoyo, (fig. 1b), si bien permite prescindir del efecto beneficioso de la presión externa generada por la reacción, favorece la rotura de la probeta antes de producirse el fallo por adherencia, en probetas con un confinamiento elevado de la barra, especialmente cuando éste es debido a la presencia de cuantías importantes de cercos, (26).

Por este motivo, algunos de los resultados obtenidos corresponden a roturas de la probeta sin alcanzarse el fallo por adherencia, lo que proporciona valores medios de la tensión de rotura que infravaloran, en mayor o menor medida, la resistencia a la adherencia. Además, la adherencia nula entre hormigón y cerco en la zona de contacto con la barra ensayada, a fin de aislarlo eléctricamente durante la corrosión, podría haber reducido la contribución de la armadura transversal a la mejora de la adherencia.

Por otra parte, los resultados obtenidos en probetas con corrosión (niveles 1 y 2), han puesto de manifiesto la importancia de la contribución de la armadura transversal al mantenimiento del valor residual de la resistencia a la adherencia. Dicho valor residual es del orden de 1 MPa, cuando no existen cercos, y del orden de 4 MPa, en elementos con armadura transversal, independientemente de la cuantía de la misma empleada en estos ensayos (ø 6/0,10 m y 8/0,07 m).

Los resultados obtenidos en probetas corroidas, sin cercos, coinciden con investigaciones precedentes, en las que también se obtuvieron fuertes reducciones de la adherencia. Sin embargo, los obtenidos en elementos con cercos, difieren en parte de investigaciones precedentes, en las que apenas se obtuvieron reducciones de la resistencia a la adherencia. Quizá, las distintas densidades de corriente aplicadas, el nivel de fisuración del hormigón alcanzado, **las condiciones de sustentación de los elementos ensayados** y la forma de evaluar las pérdidas de acero por corrosión, podrían explicar estas diferencias.

En cualquier caso, cabría pensar que los valores obtenidos en esta experimentación sean más próximos a los reales, ya que se aplicaron valores más bajos de densidad de corriente, las penetraciones de ataque por corrosión se evaluaron mediante pérdidas gravimétricas, y se diseñaron las condiciones de apoyo de las probetas para evitar la mejora de la adherencia producida por la presión exterior. Asimismo, estos valores corresponden a un elevado número de ensayos, muy superior al realizado por otros.

8. RELACION ENTRE LA CORROSION Y LA RESISTENCIA A LA ADHERENCIA

Se ha realizado un análisis de regresión, con los resultados de los ensayos, utilizando el programa de ordenador STATGRAPHICS. El tipo de expresión que mejor se ajustó a los resultados experimentales, obtenidos en la mayor parte de los casos, es el siguiente:

$$f_b = K \cdot X^{-K'}$$

donde:

f_b = resistencia a la adherencia, en MPa.
X = profundidad del ataque por corrosión, o reducción del radio de la barra, en micras.
K, K' = constantes para el ajuste de las curvas con los resultados experimentales.

Aunque este tipo de expresión no reproduce adecuadamente los valores cercanos al origen (corrosión cero), ya que en dicho entorno los valores tienden a infinito, se adoptó la misma porque reproduce adecuadamente los casos de nivel de corrosión superior a 30-50 micras, que corresponden al campo de aplicación práctica en las estructuras deterioradas.

En la figura 10 se representan las curvas de las expresiones ajustadas y en la tabla 7 se indican los valores de las constantes K y K´, para cada tipo de probeta y posición de la barra. La representación de las curvas anteriores se ha realizado adoptando un valor de la abscisa muy pequeño, aunque no nulo, para los casos sin corrosión.

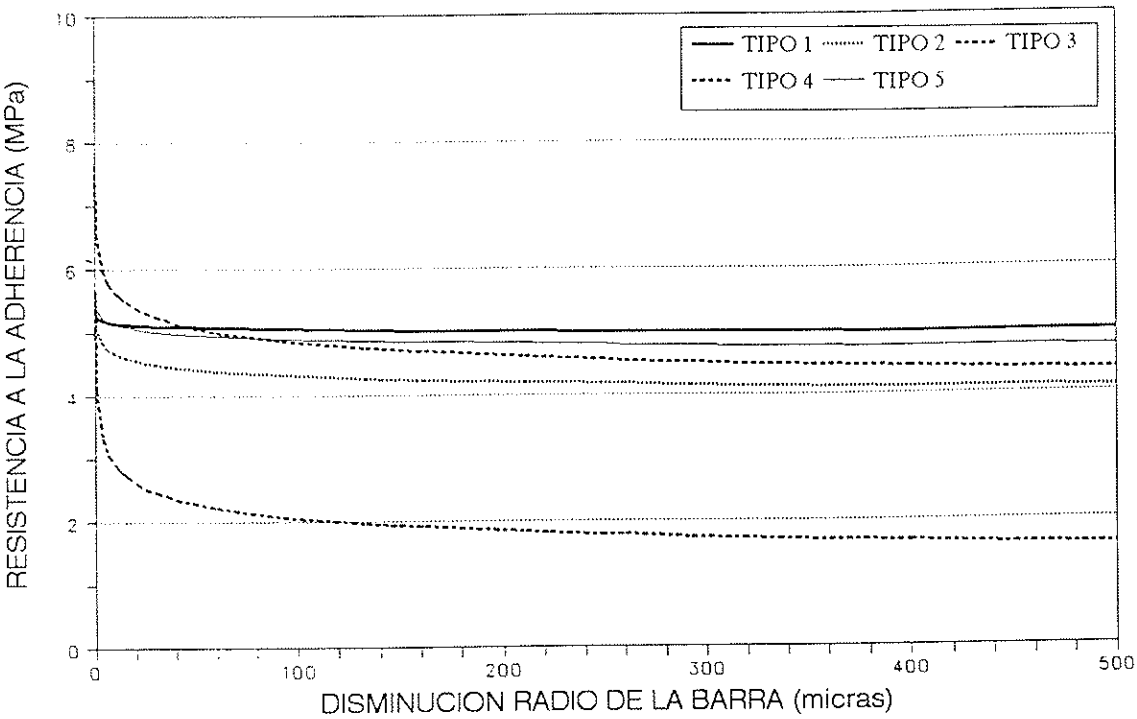
TABLA 7

Valores de las constantes K y K', de las expresiones que relacionan la resistencia a la adherencia con la disminución del radio de la armadura, debido a la corrosión

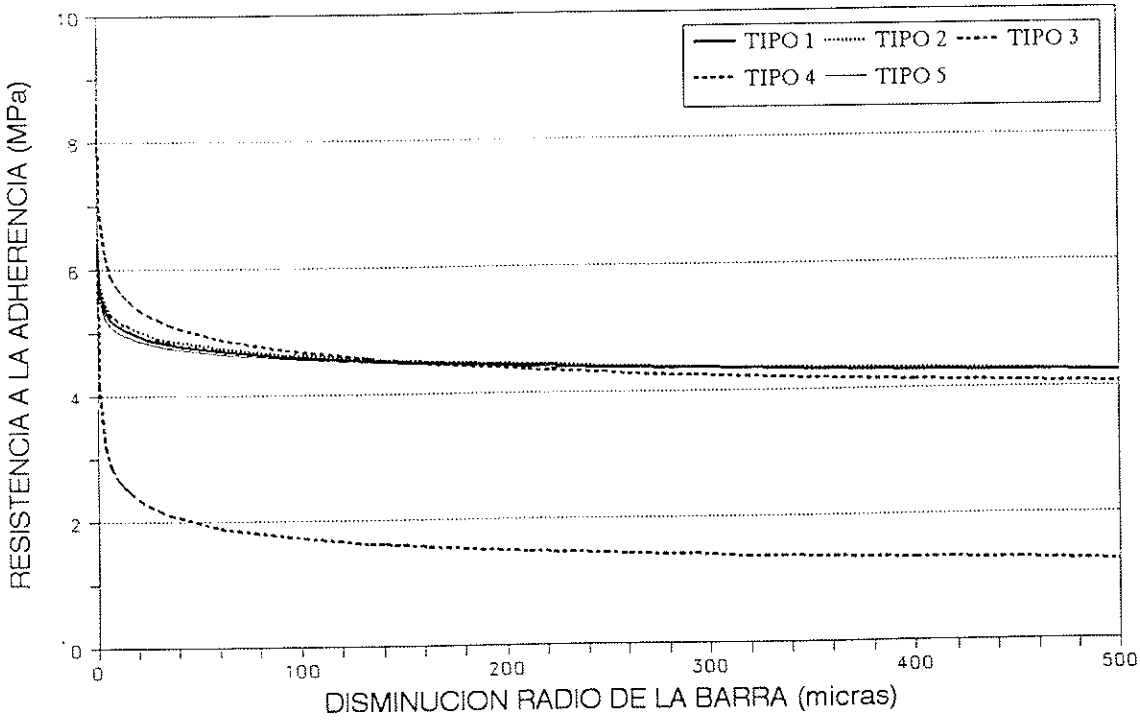
Tipo de Probetas	Posición de la barra	K	K'
1	superior	7,03	0,067
	inferior	7,43	0,098
2	superior	5,05	0,035
	inferior	5,83	0,051
3	superior	4,11	0,153
	inferior	4,17	0,194
4	superior	6,55	0,066
	inferior	6,98	0,088
5	superior	5,38	0,021
	inferior	5,53	0,043

Estas curvas ponen nuevamente de manifiesto los aspectos previamente comentados, respecto a la influencia de la relación c/ø, la posición de la barra y la cuantía de armadura transversal, en la relación entre la corrosión y la adherencia. Sin embargo, no permiten predecir el valor de la adherencia en función de la corrosión, para otras situaciones que las ensayadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



a) barras en cara superior.



b) barras en cara inferior.

Fig. 10. Curvas de regresión correspondientes a los ensayos de adherencia: a) armaduras situadas en la cara superior y b) armaduras situadas en la cara inferior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Por ello, se ha realizado un primer intento de desarrollo de expresiones, que permitan relacionar la corrosión con la adherencia, en función de los parámetros que definen el confinamiento de la barra. Inicialmente, se partió de expresiones publicadas por otros autores, que relacionan la resistencia a la adherencia, con los parámetros de confinamiento de la barra sin corroer. Posteriormente, estas expresiones fueron modificadas para introducir en las mismas el efecto de la corrosión, de manera que reproduzcan los resultados obtenidos en los ensayos realizados. Sin embargo, la no disponibilidad de una herramienta de trabajo que permitiera realizar un ajuste directo entre estas expresiones y los resultados experimentales, ha exigido proceder a su ajuste con las curvas previamente obtenidas (fig. 10).

Para su elaboración se han adoptado los criterios siguientes:

• La expresión considerada es la habitual de tipo aditivo, en la que se suman los efectos debidos al recubrimiento de hormigón y al armado transversal.

• El efecto del confinamiento debido al hormigón, se evalúa a partir de la expresión del modelo elástico, parcialmente fisurado, de Tepfers (2), corregida por un factor que es función de la profundidad "X" del ataque por corrosión (reducción media del radio de la barra).

• La contribución de los cercos se ha supuesto independiente del nivel de corrosión, a la vista de los resultados obtenidos con los distintos tipos de probetas. Asimismo, se ha establecido un límite a dicha contribución, en consonancia con lo propuesto por otros autores, (4) (6).

• No se ha establecido diferencia entre las barras situadas en ambas caras, pues ésta es sólo significativa para corrosión nula y la expresión desarrollada cobra interés práctico para predecir valores de la adherencia en barras con cierto grado de corrosión.

La expresión propuesta para evaluar el efecto de la corrosión en la adherencia es:

$$f_b = 0{,}6\,(0{,}5 + c/\phi)\,f_{c,sp}\,(1-\beta\,X^{\mu}) + \frac{k\,A_v\,f_y}{s\,\phi}$$

con $\dfrac{k\,A_v\,f_y}{s\,\phi} \leq 1{,}7$ MPa y siendo:

f_b = resistencia a la adherencia;
c = espesor del recubrimiento de hormigón;
ϕ = diámetro de la armadura;
$f_{c,sp}$ = resistencia a tracción del hormigón (ensayo brasileño);
X = profundidad del ataque por corrosión (reducción del radio de la barra), en micras;
A_v = área de un cerco;
f_y = límite elástico de los cercos;
s = distancia entre cercos;
β, μ, k = constantes de ajuste a los resultados experimentales obtenidos en los distintos tipos de probetas:

Tipos 1,2,5	β=0,26	μ=0,10	k=0,163
Tipo 4	β=0,35	μ=0,10	k=0,163
Tipo 3	β=0,40	μ=0,10	k=0

Esta expresión ha sido obtenida a partir de los resultados experimentales con barras corroidas a 0,100 mA/cm² y con hormigones de resistencia nominal a compresión, a 28 días, del orden de 40 MPa. Su utilización para otros casos debe llevarse a cabo con prudencia. Además, la variación de la constante β pone en evidencia la falta de generalidad del tipo de expresión obtenida, por lo que sería necesario proseguir su elaboración a partir de los resultados experimentales obtenidos, utilizando criterios diferentes a los aquí empleados.

No obstante, esta expresión supone una primera aproximación para el establecimiento de la relación corrosión/adherencia, aplicable a distintas situaciones; y su publicación permitirá contrastarla y mejorarla, tomando también en consideración los resultados experimentales de trabajos en fase de realización.

9. CONCLUSIONES

En este artículo se ha resumido el estado del arte sobre los efectos de la corrosión en la adherencia, poniéndose de manifiesto la falta de modelos que permitan evaluar, de forma general, el deterioro de la misma producido por la corrosión.

Asimismo, se ha comentado la investigación llevada a cabo, dentro de un proyecto Brite/Euram, para establecer la relación entre corrosión y adherencia. A este respecto, merecen destacarse las conclusiones siguientes:

• La adopción de ensayos como el utilizado en esta investigación (fig. 1b) permite obtener valores de la resistencia a la adherencia, aplicables, en cierto modo, al estudio y comprobación de estructuras dañadas. Sin embargo, el diseño de la probeta de hormigón con un tramo no adherente de la barra en la zona del apoyo, si bien permite prescindir del efecto beneficioso de la presión externa generada por la reacción, favorece la rotura de la probeta antes de producirse el fallo por adherencia, en probetas con un confinamiento elevado de la barra, especialmente cuando éste es debido a la presencia de cuantías importantes de cercos.

• La corrosión de las armaduras genera un descenso importante de la adherencia en elementos sin armadura transversal, llegando a valores muy

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

pequeños para niveles altos de corrosión.

• La presencia de armadura transversal permite mantener unos valores residuales de la resistencia a la adherencia, del orden de 4 MPa, con los hormigones y cuantías de cercos ensayadas, incluso para niveles de deterioro importantes (anchos de fisura $w \geq 2$ mm).

• Una vez iniciada la fisuración del hormigón por la corrosión, el valor de la relación c/ø y la posición de la barra (cara superior o inferior) apenas inciden en la resistencia a la adherencia.

• La expresión incluida en el apartado 8, permite evaluar el deterioro de la adherencia producido por la corrosión, teniendo en cuenta los parámetros que determinan el confinamiento de la armadura, para niveles de reducción de su radio superiores a 30-50 µm. Sin embargo, esta expresión debe ser considerada como un primer intento y requiere ser contrastada con otros resultados e investigaciones.

Finalmente, se señalan algunos aspectos que necesitan un mayor estudio y la finalización de la investigación en marcha:

• El estudio de la interacción entre las cargas externas y la corrosión de las armaduras, tal como ocurre en las estructuras en las que la corrosión se produce cuando están sometidas a parte de las cargas previstas en su proyecto.

• La exploración de valores mínimos de cuantías de cercos, inferiores a los ensayados, que permita detectar el umbral de cambio de comportamiento entre elementos con cercos y sin ellos. Aunque la cuantía menor ensayada (ø6/0,10 m) cubriría muchos de los casos prácticos, su propia corrosión reduciría su capacidad de confinamiento, al de una cuantía inferior.

• El estudio de la relación corrosión/adherencia, para valores de la velocidad de corrosión comprendidos entre 1 y 10 µA/cm² (0,001 y 0,010 mA/cm²), similares a los medidos en estructuras de hormigón, contaminadas (21).

Los dos primeros puntos serán explorados a través de ensayos complementarios. El estudio del último punto se realiza mediante las relaciones corrosión-fisuración para distintas velocidades de corrosión, desarrolladas en otra parte del proyecto citado, (23), y mediante las relaciones adherencia-fisuración obtenidas en los ensayos de adherencia.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer a C. Andrade y C. Alonso (ICCET) y a J.A. Bolaño, F. Jiménez y A.M. García (Geocisa), su colaboración en la puesta a punto del procedimiento de corrosión acelerada de las armaduras.

Este trabajo se ha desarrollado dentro del proyecto europeo BRITE/EURAM BE-4062 "The residual life of reinforced concrete structures" (1992-95), financiado por la CE, en el que participa Geocisa, en colaboración con ICCET (España), BCA (Reino Unido), CBI, Lund Institute y Cementa (Suecia).

Para su desarrollo se ha contado también con financiación de la CICYT, a través de AILAC, dentro del proyecto de investigación MAT91-1047 "Predicción de la vida residual de estructuras de hormigón con armaduras corroidas" (1991-94).

REFERENCIAS

(1). CEB: "Bond action and bond behaviour of reinforcement". Bulletin d'Information No 151, April 1982.

(2). TEPFERS, R.A.: "Theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars". Chalmers University of Technology, Gothenburgh, 1973, publication 73.2.

(3). ELIGEHAUSEN, R., POPOV, E.P., BERTERO, V.V.: "Local bond stress-slip relationship of deformed bars under generalized excitations". Earthquake Engineering Research Center, University of California, Report No. CUB/EEC 82/23, Oct. 1983.

(4). ORANGUN, C.O., JIRSA, J.O., BREEN, J.E.: "A reevaluation of test data on development length and splices". ACI Journal, pp. 114-122, March 1977.

(5). LOSBERG, A., OLSSON, P.A., TEPFERS, R., OSTLUND, L.: "Bond failure of deformed reinforcing bars based on the longitudinal splitting effect of the bars". ACI Journal, pp. 5-18, January 1979.

(6) REYNOLDS, G.C.: "Bond strength of deformed bars in tension". CCA Technical Report 548, Cement and Concrete Association, U.K., May 1982.

(7) MORITA, S., FUJII, S.: "Bond capacity of deformed bars due to splitting of surrounding concrete". International Conference on Bond in Concrete, Paisley College of Technology, Scotland, Jun. 1982.

(8) GAMBAROVA, P.G., ROSATI, G.P., ZASSO, B.: "Steel-to-concrete bond after splitting: test results". Materials and Structures, vol. 22, pp. 35-47, 1989.

(9) GAMBAROVA, P.G., ROSATI, G.P., ZASSO, B.: "Steel-to-concrete bond after splitting: constitutive laws and interfaces deterioration". Materials and Structures, vol. 22, pp. 347-356, 1989.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

(10). GIURIANI, E., PLIZZARI, G., SCHUMM, C.: "Role of stirrups and residual tensile stregth of cracked concrete on bond". Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 1 pp. 1-18, January 1991.

(11). RILEM/CEB/FIP: "Recommendations on reinforcement steel for reinforced concrete. RC5. Bond test for reinforcing steel: (1) Beam test". April 1982.

(12). RILEM/CEB/FIP: "Recommendations on reinforcement steel for reinforced concrete. RC5. Bond test for reinforcing steel: (2) Pull-out test". May 1983.

(13). NETHERLANDS COMMITTEE FOR CONCRETE RESEARCH: "An investigation of the bond of deformed steel bars with concrete". C.U.R. Report No. 23, 1961. (English translation, C & CA Technical Report 112).

(14). CHANA, P.S.: "A test method to establish realistic bond stresses". Magazine of Concrete Research, Vol. 42, No. 151, pp. 83-90, 1990.

(15). CABRERA, J.G., GHODDOUSSI: "The effect of reinforcement corrosion on the strength of the steel/concrete bond". Proceedings of International Conference on Bond in Concrete, pp. 10/11-10/24, Riga, Latvia, 1992.

(16). RODRIGUEZ, J., ORTEGA, L.M., FERNANDEZ CANOVAS, M.: "Adherencia entre armaduras corrugadas y hormigón reforzado con fibras metálicas". Revista Hormigón y Acero nº 183, 1992, pp. 27-34.

(17). J. AL-SULAIMANI, M. KALEEMULLAH, I.A. BASUNBUL, RASHEEDUZZAFAR: "Influence of corrosion and cracking on bond behaviour and strength of reinforced concrete members". ACI Structural Journal, pp. 220-231, March-April 1990.

(18). LIN, C.Y.: "Bond deterioration due to corrosion of reinforcing steel". Performance of Concrete in Marine Environment, ACI SP-65-15, pp. 255-269, 1980.

(19) BRAUN, K.: "Prediction and evaluation of durability of reinforced concrete elements and structures". Prooceedings of the 4th International Conference on Durability of Buildings, Materials and Components, Singapore, Nov. 1987, pp. 383-388.

(20). TACHIBANA, Y., MAEDA, K.I., KAJIKAWA, Y., KAWAMURA, M.: "Mechanical behaviour of RC beams damaged by corrosion of reinforcement". Proceedings of Third International Symposium on Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction, pp. 178-187, Wishaw, Warwickshire, UK, May 1990. (Edited by C.L. Page, K.W.J. Treadaway, P.B. Bamforth, Society of Chemical Industry, Elsevier Applied Science).

(21). RODRIGUEZ, J., ORTEGA, L.M., GARCIA, A.M.: "Medida de la velocidad de corrosión de las armaduras en estructuras de hormigón, mediante un equipo desarrollado dentro del proyecto Eureka EU-401". Revista Hormigón y Acero nº 189, ATEP, ICCET, 1993 (en imprenta).

(22). ANDRADE, C., ALONSO, C., MOLINA, F.J.: "Cover cracking as a function of bar corrosion: Part I Experimental test". Materials and Structures, Vol. 26, 99.453-464, 1993.

(23). RODRIGUEZ, J., CASAL, J., ALONSO, C., ANDRADE, C.: "Evaluación experimental de la fisuración del hormigón producida por la corrosión de las armaduras". Revista Hormigón y Acero. ATEP. (en imprenta).

(24). RODRIGUEZ, J., ORTEGA, L.M., GARCIA, A.M.: "Assessment of structural elements with corroded reinforcements". Paper presented at Internacional Conference on Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete, Sheffield, July 1994.

(25). AENOR: "Eurocódigo Nº 2. Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1: Reglas generales y reglas para la edificación". Norma UNE ENV 1992/1/1, Asociación Española de Normalización, 1993.

(26). MOHAMED, A.Z., CLARK, L.A.: "Bond behaviour of low-strength concrete". Magazine of Concrete Research, Vol. 44, No. 166, September 1992, pp. 195-203.

RESUMEN

La corrosión de las armaduras en estructuras de hormigón, produce la fisuración del hormigón que las recubre. En consecuencia, la adherencia entre la armadura y el hormigón resulta afectada, a causa de la disminución del confinamiento generado por el hormigón fisurado.

Existen pocos trabajos que aborden esta problemática de forma sistemática. Por este motivo, Geocisa ha iniciado un amplio trabajo experimental, con el fin de estudiar la reducción de la adherencia para distintos niveles de corrosión, dentro del proyecto BRITE/EURAM "The residual life of reinforced concrete structures".

Se llevaron a cabo ensayos con probetas de hormigón en las que se simulan las condiciones de la armadura en una zona de la viga sometida a cortante constante. Las armaduras fueron previamente corroídas, mediante un proceso acelerado, hasta obtener distintos niveles de fisuración del hormigón, en varios meses.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

En este trabajo, se resumen los resultados obtenidos, que permiten observar la influencia de determinados parámetros (relación recubrimiento/diámetro, posición de la barra y cuantía de armadura transversal) en la relación entre corrosión y adherencia.

SUMMARY

Corrosion of steel produces cracking and spalling of concrete cover and, consequently, bond deterioration between steel and concrete. Although some papers have been published on this subject, there is a lack of systematic study of the problem.

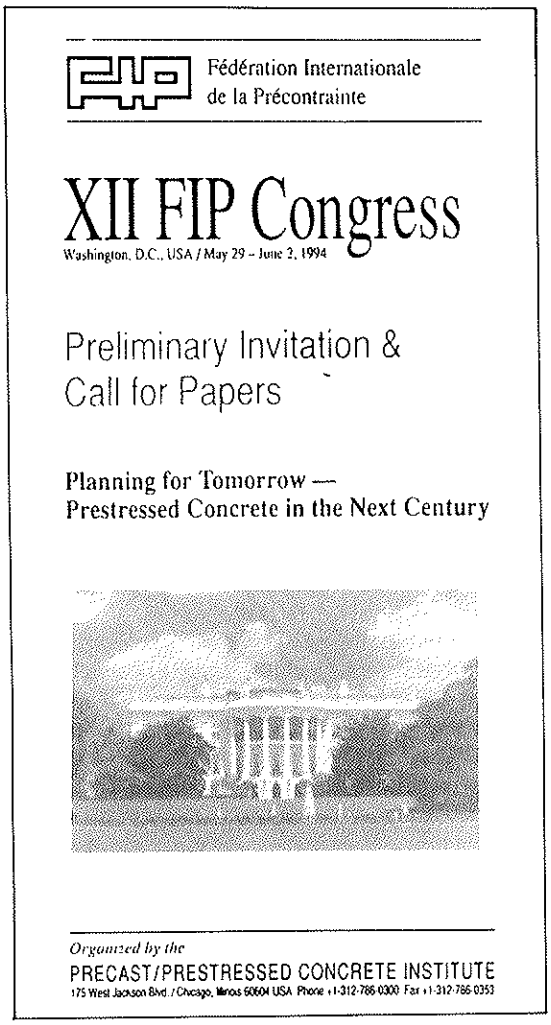
Recently, GEOCISA has started an experimental work on the effect of corrosion in bond deterioration, under the BRITE/EURAM project "The residual life of reinforced concrete structures".

Tests with the bars placed in the four corners of a concrete block, simulating the conditions of the main reinforcement in the zone of a beam with constant shear force, have been used. The reinforcing bars were corroded by means of an accelerated procedure to obtain different levels of concrete cracking in several months.

This paper summarizes the obtained results which show the influence of some parameters (cover size/bar diameter, bar position and amount of stirrups) on the relation between corrosion and bond deterioration.

* * *

XII Congreso Internacional de la F.I.P.



La Federación Internacional del Pretensado (F.I.P.), con la colaboración del "Precast/Prestressed Concrete Institute (P.C.I.), va a celebrar su XII Congreso Internacional en Washington, D.C. (Estados Unidos), durante los días 29 de mayo a 2 de junio de 1994.

El lema exigido para este Congreso es:

Proyectos para el futuro. El hormigón pretensado en el próximo siglo.

Cada uno de los Congresos de la F.I.P., ha constituido, para todos los interesados en la técnica del hormigón, una gran ocasión para el intercambio de experiencias, renovación de antiguas amistades, y difusión de los nuevos conocimientos y avances logrados dentro de este campo de la técnica de la construcción de estructuras, durante los cuatro años precedentes.

El objetivo fundamental de la F.I.P. ha sido siempre la promoción de las aplicaciones prácticas del hormigón, no sólo en los países altamente desarrollados sino en todo el mundo. El hormigón pretensado no tiene límites en su utilización (ni geográficos, ni políticos, ni culturales) y los Congresos de la F.I.P. constituyen un punto de encuentro ideal en donde los investigadores, los proyectistas y todos los relacionados con la construcción, pueden compartir sus conocimientos y discutir sus problemas con sus compañeros de profesión. Con ello, se consigue ampliar y facilitar las aplicaciones del hormigón para cubrir las necesidades de los distintos países.

Las Sesiones Técnicas del Congreso se dedicarán al estudio de los últimos avances en los campos de la prefabricación y el hormigón pretensado, e incluirán los siguientes temas:

—Prefabricación.

—Estructuras de hormigón pretensado.

—Las estructuras de hormigón y el medio ambiente.

—Hormigón pretensado prefabricado.

—Comentarios a Normas Internacionales (C.E.B., ACI, Eurocódigos, Normas CEN).

En Sesiones especiales, las distintas Comisiones Técnicas de la F.I.P. informarán sobre la marcha y situación actual de los trabajos que tienen encomendados.

En algunas de las Sesiones habrá Conferencias magistrales a cargo de eminentes técnicos especialmente invitados.

Por otra parte, se admite la presentación de

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Contribuciones, personales y nacionales, relativas a:

—Nuevos métodos de cálculo.

—Nuevos materiales.

—Innovaciones en las técnicas de ejecución.

—Aspectos económicos.

—Aspectos estéticos.

Los interesados deberán enviar, antes del 31 de enero de 1993, un breve resumen en triplicado y en inglés, del trabajo que deseen presentar a:

Dr. J. Dougill
FIP
The Institution of Structural Engineers
11 Upper Belgrave Street
London SW1X8BH
UK
Teléfono: 44-71-235-4535
Fax: 44-71-235-4294

Este resumen, mecanografiado en una sola hoja tamaño A4, deberá ir encabezado por el tema en que se desea sea incluido, el título de la Contribución, nombre del Autor (o Autores) y nombre y dirección a donde debe enviarse la correspondencia futura.

La decisión del Comité Científico sobre la aceptación o rechazo de las Contribuciones recibidas se comunicará, a los Autores correspondientes, antes del 30 de abril de 1993.

Además de las Sesiones Técnicas, están previstas también otras para la presentación de "Posters". Aquellos (particulares o empresas) que desean participar en ellas, deberán enviar una breve descripción del tema de su "Poster", antes del 31 de mayo de 1993 a:

FIP Congress Staff
c/o PCI
175 West Jackson Boulevard Suite 1859
Chicago, Illinois 60604 USA
Teléfono: 1-312-786-0300
Fax: 1-312-786-0353

Los Autores de los "Posters" aceptados recibirán, más adelante, información completa sobre la forma en que deben ser presentados.

Los "Posters" estarán expuestos en el Hotel Sheraton Washington durante los cinco días del Congreso, para que los participantes en él puedan examinarlos. Se programarán días y horas determinadas para que los Autores puedan explicar detalladamente el contenido de sus "Posters".

Sede del Congreso

Tanto las Sesiones Técnicas, como la Exposición y algunos de los Actos sociales programados, se celebrarán en el Hotel Sheraton Washington, situado en el parque "Rock Creek", una de las más importantes zonas residenciales de la ciudad.

En este mismo hotel y en el Omni Shoreham, situado en las inmediaciones del Sheraton, se han reservado habitaciones para los participantes en el Congreso. Las direcciones de estos hoteles son las siguientes:

Sheraton Washington Hotel
2660 Woodley Road at Conn. Ave., NW
Washington, D.C. 20008 USA
Teléfono: 1-202-328-2000
Fax: 1-202-234-0015
Omni Shoreham Hotel
2500 Calvert Street. NW
Washington, D.C. 20008 USA
Teléfono: 1-202-234-0700
Fax: 1-202-265-5333

Exposición

En el programa del Congreso se incluye también una exposición técnica que tendrá lugar en el Hotel Sheraton Washington. Los interesados en participar en esta exposición, deberán ponerse en contacto con el Precast/Prestressed Concrete Institute que es quien se ha encargado de organizarla.

Los Grupos Nacionales de la FIP que deseen contar con un stand en esta exposición, deberán también ponerse en contacto con el citado Instituto.

Idioma

El idioma oficial del Congreso es el inglés. No está prevista traducción simultánea a otros idiomas.

Programa de Actos sociales

Se está preparando un amplio programa de Actos sociales, tanto para los participantes en el Congreso como para sus acompañantes.

Información suplementaria

Cualquier consulta relacionada con este Congreso de la FIP, deberá dirigirse a:

Precast/Prestressed Concrete Institute
175 West Jackson Boulevard, Suite 1859
Chicago, Illinois 60604 USA
Teléfono: 1-312-786-0300
Fax: 1-312-786-0353

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Simulación mecánica de la corrosión de armaduras en elementos de hormigón

Zapico Valle, José Luis* ;
Molina Ruiz, Francisco J.* ;
Casal Macías, Julio** ;
Rodríguez Santiago, Jesús** ;
*Departamento de Construcción e Ingeniería de Fabricación. Universidad de Oviedo
**GEOCISA. Madrid

1. INTRODUCCION

La corrosión de las armaduras provoca en muchos casos la fisuración y rotura del hormigón que las recubre, y afecta a la seguridad y funcionalidad de las estructuras a las que pertenece. Esta es la situación en que se encuentran multitud de estructuras de hormigón actualmente en servicio en todo el mundo y cuyo valor conjunto representaría una cifra astronómica.

Por tanto, la evaluación de las estructuras de hormigón con armaduras corroídas constituye una necesidad urgente para la selección del momento apropiado de la reparación, bajo los puntos de vista técnico y económico.

Hasta la fecha, dicha evaluación se ha basado en consideraciones empíricas o subjetivas, pues, a pesar de la profusa investigación sobre el tema, faltan aún teorías que reproduzcan con fiabilidad el deterioro de las estructuras cuando sus armaduras se corroen.

Una de las posibles razones por las que hasta ahora no se ha podido entender de una manera clara este proceso de fisuración y, consecuentemente, no se disponga del suficiente conocimiento como para predecir su magnitud y consecuencias es la complejidad que entraña en él la presencia de numerosos factores, físicos y químicos, todos ellos de comportamiento poco homogéneo.

El objetivo inicial del procedimiento de ensayo aquí propuesto es el de aislar por completo los efectos puramente mecánicos (tensiones, deformaciones, fisuración...) de dicho proceso, de manera que puedan ser estudiados sin interferencias de tipo físicoquímico (electroquímica de la corrosión, difusión...), y se puedan contrastar los resultados del modelo numérico que aquí también se expone, en sus aspectos mecánicos.

2. PARTICULARIDADES DE LOS PROCEDIMIENTOS DE SIMULACION

Los procedimientos experimentales usualmente empleados para la simulación de la corrosión de las armaduras se pueden clasificar en dos grandes grupos:

a) *Procedimientos de corrosión acelerada:*

Estos se realizan con probetas de hormigón armado, con una forma y distribución de armaduras similar a la de los elementos estructurales. Para acelerar el proceso de corrosión se utilizan los siguientes artificios (1) (2) (3):

a1) Adicionar al agua de amasado un producto contaminante. De esta forma, se disminuye el tiempo necesario para que los agentes corrosivos entren en contacto con la armadura. Generalmente, se utiliza $CaCl_2$, en proporciones próximas al 3% en peso de cemento.

a2) Aumentar artificialmente la intensidad de la corriente de corrosión. Este aumento se consigue conectando la armadura al ánodo de una fuente de corriente continua de intensidad regulable, y cerrando el circuito a través de contraelectrodos. Así, el tiempo necesario para una corrosión dada, se puede reducir hasta dos órdenes de magnitud respecto a la corrosión natural.

Los ensayos incluidos dentro de este grupo son los más próximos a la realidad, pues engloban todo el proceso de la corrosión. Estos constituyen, pues, una referencia imprescindible tanto para el contraste de otros procedimientos (numéricos o experimentales) como para la inferencia de las leyes de degradación de un elemento estructural cuando sus armaduras se corroen (1) (2) (3).

Sin embargo, para evaluar la influencia que las variables mecánicas tienen en el proceso de

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

degradación por corrosión, es necesario complementar estos procedimientos con otros que aislen las variables mecánicas. Tales procedimientos se describirán en el epígrafe siguiente.

b) *Procedimientos analógicos.*

En este grupo podríamos encuadrar todos aquellos procedimientos en los que no se produce corrosión de las armaduras, sino que ésta se sustituye por la expansión de un dispositivo mecánico apropiado.

Un procedimiento de este tipo muy utilizado es el de presión hidráulica (1). En él las probetas carecen de armadura principal, pero disponen de huecos cilíndricos sustitutivos. El ensayo se lleva a cabo ajustando en los huecos citados tubos de material plástico, flexible en dirección radial y rigidizados longitudinalmente. Los tubos se someten posteriormente, en su interior, a presión hidráulica controlada. La expansión producida por la presión en el tubo, fisura el hormigón de manera similar al caso de corrosión.

Con este procedimiento se logran aislar los parámetros mecánicos de los de corrosión. Sin embargo, tiene la limitación de que solamente es aplicable en la rama ascendente de la curva de carga, ya que, debido a la elevada flexibilidad del dispositivo, el sistema se vuelve inestable más allá del límite de carga (punto A de Fig. 1). Así pues, el procedimiento no permite el seguimiento del proceso mecánico en la amplia zona de crecimiento de las fisuras.

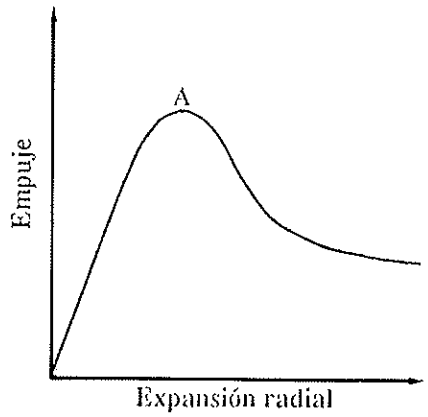


Fig. 1. Curva de carga.

La alternativa a tal procedimiento de presión hidráulica, la constituye el método de ensayo objeto de este trabajo y que se describe en la siguiente sección.

3. PROCEDIMIENTO PARA LA SIMULACION MECANICA

El procedimiento que aquí se describe se encuadra dentro del grupo de los analógicos. Con él se pretende, como se ha dicho, aislar los fenómenos mecánicos del proceso de corrosión, de forma que se puedan estudiar sin interferencias de otro tipo. A continuación se describen las particularidades de tal procedimiento.

3.1. Principio de funcionamiento

En este procedimiento, la armadura principal se sustituye por un útil mecánico que reproduce la expansión. El útil está formado por un punzón de acero, de forma troncopiramidal, con sección recta dodecagonal, en cuyas facetas van ajustadas cuñas, también de acero, de tal forma que el conjunto exteriormente tiene forma prismática (véanse Figs. 2 y 3). La expansión se lleva a efecto por deslizamiento relativo entre punzón y cuñas (véase Fig. 3).

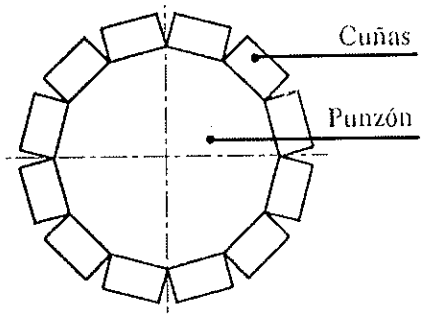


Fig. 2. Util mecánico, sección transversal.

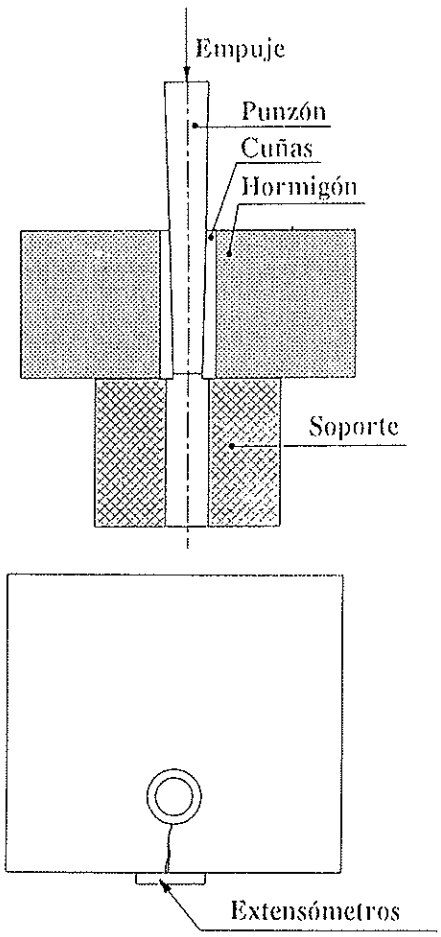


Fig. 3. Util mecánico, conjunto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

De esta manera, la expansión radial se deduce fácilmente a partir de la pendiente de las cuñas y la penetración del punzón, consiguiendo un control muy preciso de ésta. Por otro lado, midiendo el empuje necesario para el desplazamiento y, previamente, el coeficiente de rozamiento entre cuñas y punzón, se puede estimar la presión radial generada por la expansión.

3.2. Descripción del procedimiento

Para el hormigonado, el útil se dispone con unos casquillos provisionales (véase Fig. 4, posición de montaje) de forma que las cuñas quedan fijadas en su posición correcta y la situación del conjunto respecto del encofrado es la adecuada. Tras el curado del hormigón, se fijan en su superficie, en la zona donde se prevé la fisura principal, las bases, para la medida con extensómetros, y las bandas extensométricas, las cuales servirán posteriormente para la medición de las deformaciones y aberturas de fisuras. La prueba de expansión se realiza según dos formas, cuyas particularidades se describen a continuación:

a) Prueba manual

En este caso, la probeta se sitúa de forma que el útil esté en posición horizontal. Una vez sustraidos los casquillos de montaje, se añaden otros casquillos y un tensor (véase Fig. 4, posición de prueba) de manera que el despalzamiento relativo entre cuñas y punzón se consigue actuando manualmente sobre la tuerca del tensor. La prueba se realiza en sucesivos escalones de desplazamiento. Al final de cada escalón se miden: el desplazamiento total, valiéndose de un calibre pie de rey; la deformación de la cara superior en la zona de fisuración, con los extensómetros y bandas extensométricas; el empuje axial de la tuerca, de forma indirecta, a través de la deformación del casquillo de apoyo de la tuerca maestra, previamente calibrado y dotado de bandas extensométricas.

b) Prueba en máquina universal de ensayos

En este caso, la probeta se sitúa con el eje vertical, valiéndose para ello de un soporte nivelante apropiado. El empuje lo suministra, en este caso, la máquina, y se registra de forma continua tanto la magnitud del empuje como la del desplazamiento. La deformación exterior de la probeta es también registrada, de forma continua, mediante las bandas extensométricas.

4. EXPERIMENTACION

Inicialmente, se fabricó un prototipo de útil mecánico, poco preciso, cuya finalidad principal era comprobar la viabilidad del procedimiento. Este útil se identificará en lo sucesivo con I. Con este prototipo se ensayó la probeta Nº 1 –siguiendo el procedimiento de carga manual, sin registro de la misma– y, a continuación, se ensayó la probeta Nº 2 –en máquina universal de ensayos, en sucesivos escalones de desplazamiento. Al final de cada escalón se registró tanto la carga como la abertura de fisuras en la cara exterior de la probeta.

En estos dos primeros ensayos se observó un gran retraso inicial en la abertura de fisuras, debido a la falta de rigidez en la propagación de la expansión desde el punzón hasta el hormigón. Para reducir este desfase, se modificó el procedimiento eliminando el desencofrante y la lámina protectora de plástico que se interponía entre el haz de cuñas y el hormigón, y reduciendo al mínimo la capa de lubricante depositado en las caras de contacto de las cuñas con el punzón.

Comprobada la funcionalidad y modificado el procedimiento de ensayo, se procedió a estandarizar la probeta a dimensiones exteriores de 200.200 mm y recubrimiento 30 mm. En estas nuevas condiciones se ensayaron, aún con el útil I, en máquina universal de ensayos, dos nuevas probetas (Nº 3 y 4), conteniendo la segunda armadura transversal. Así, los resultados fueron algo

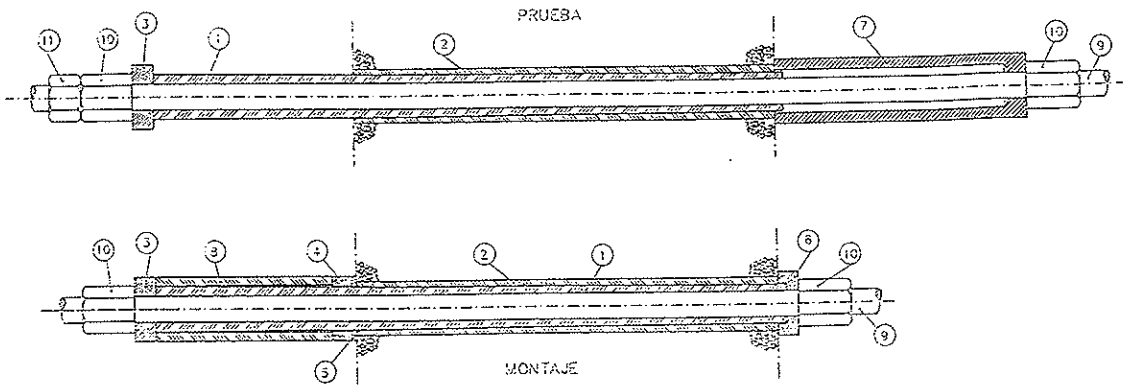


Fig. 4. Util mecánico, posiciones de montaje y prueba: 1) Punzón. 2) Cuñas. 3) 4) 5) 6) Arandelas. 7) 8) Casquillos. 9) Tensor. 10) Tuerca maestra. 11) Contratuerca.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

más precisos que los precedentes; aunque persistía aún cierto retraso inicial en la abertura de fisuras, éste se debía ya, mayormente, a las imperfecciones mecánicas tanto de las cuñas como del punzón.

En una segunda etapa, se fabricó otro útil más preciso, que en lo sucesivo se identificará con II. Con este útil se han ensayado, hasta ahora, las probetas Nº 5 y 6, que son gemelas de las Nº 3 y 4, aplicando la carga manualmente. Así, los retrasos en la abertura de fisuras se redujeron con este útil en un orden de magnitud y la precisión de los resultados aumentó notablemente.

Seguidamente, se expondrán los pormenores de la experimentación.

4.1. Tipología y dimensiones de las probetas

La probeta elegida en todos los ensayos fue de sección cuadrada, con el útil situado bajo el centro de una cara. Se escogió esta forma de la probeta para así provocar más fácilmente una sola macrofisura muy centrada en la cara más próxima al útil, de tal manera que quede dentro del campo de medida de los extensómetros y bandas extensométricas (véase Fig. 5).

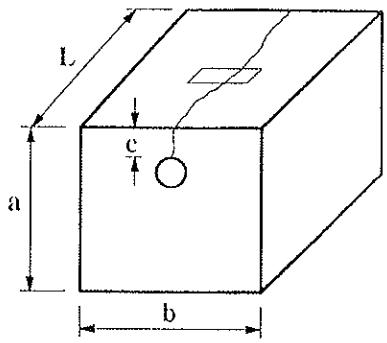


Fig. 5. Tipología de las probetas.

Las probetas Nº 4 y 6 contienen dos cercos de Ø 6, situados a 50 mm de los extremos de la probeta. Las dimensiones se muestran en la tabla 1.

TABLA 1

Dimensiones de las probetas y útil empleado

Nº	a	b	c	L	Cercos	Util
1	150	150	30	200	–	I
2	200	200	50	200	–	I
3	200	200	30	200	–	I
4	200	200	30	200	Ø 6/100	I
5	200	200	30	200	–	II
6	200	200	30	200	Ø 6/100	II

4.2. Fabricación y propiedades de las probetas

En los hormigones usados para la fabricación de las distintas probetas, se utilizó arena silícea lavada, de 0/6 mm, y áridos calizos machacados, de 6/12 mm. El cemento empleado fue tipo IIZ/35, de Cementos Valderribas. Con objeto de mejorar la trabajabilidad del hormigón y reducir el agua de amasado, se añadió, en todos los casos, un plastificante denominado Plastiment HP-1. La dosificación de los componentes del hormigón se resume en la Tabla 2.

TABLA 2

Dosificación del hormigón

Arido 6/12	970 Kg
Arena 0/6	860 Kg
Cemento	350 Kg
Agua	175 Kg
Plastificante (0,5%)	1,75 Kg
Relación a/c	0,5

Durante el hormigonado, las probetas se compactaron con vibradores de aguja; posteriormente, se curaron en cámara húmeda, a temperatura de 20ºC, humedad relativa del 95% y tiempo de permanencia mínimo de 14 días.

De la amasada correspondiente a cada una de las probetas se extrajeron probetas cilíndricas. Tres de ellas se ensayaron a compresión y otras tres fueron sometidas a ensayo brasileño. En la tabla 3 se resumen, para cada probeta, los valores medios de las propiedades medidas.

TABLA 3

Propiedades del hormigón

Prob.	Edad	E [MPa]	f_c [MPa]	$f_{ct,sp}$ [MPa]
1	30	27.817	41,3	3,9
2	20	23.430	31,3	3,1
3	22	27.871	36,3	3,5
4	21	28.395	33,7	3,7
5	25	29.163	35,7	3,5
6	20	29.730	33,0	3,3

La armadura transversal estuvo constituida por cercos de acero corrugado tipo AEH 500 S, con un diámetro nominal de 6 mm.

4.3. Instrumentación

La totalidad de las probetas se instrumentaron en la cara superior (véase Fig. 6), disponiendo tres bandas extensométricas, de 60 mm (B1, B2, B3), equidistantes entre sí y los extremos de la probeta. Adicionalmente, se intercalaron dos bases (E1, E2) con una abertura de 50 mm, para permitir mediciones con extensómetros mecánicos. La utilización de las extensómetros hizo posible la medición del aumento del ancho de las fisuras una

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

vez que las bandas fueron atravesadas por las fisuras.

4.4. Resultados

En la figura 7 se muestran, en forma de diagramas, los resultados experimentales. Los diagramas contienen el empuje y la abertura de fisura principal, en función de la penetración del punzòn. Se aprecia que los resultados de fisuración se aproximan a una forma bilineal, con un primer tramo muy tendido que corresponde a la generación de las fisuras y un segundo tramo con

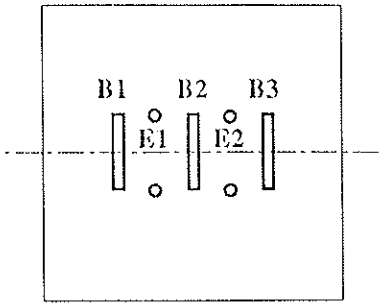


Fig. 6. Distribución de las bases y bandas extensométricas.

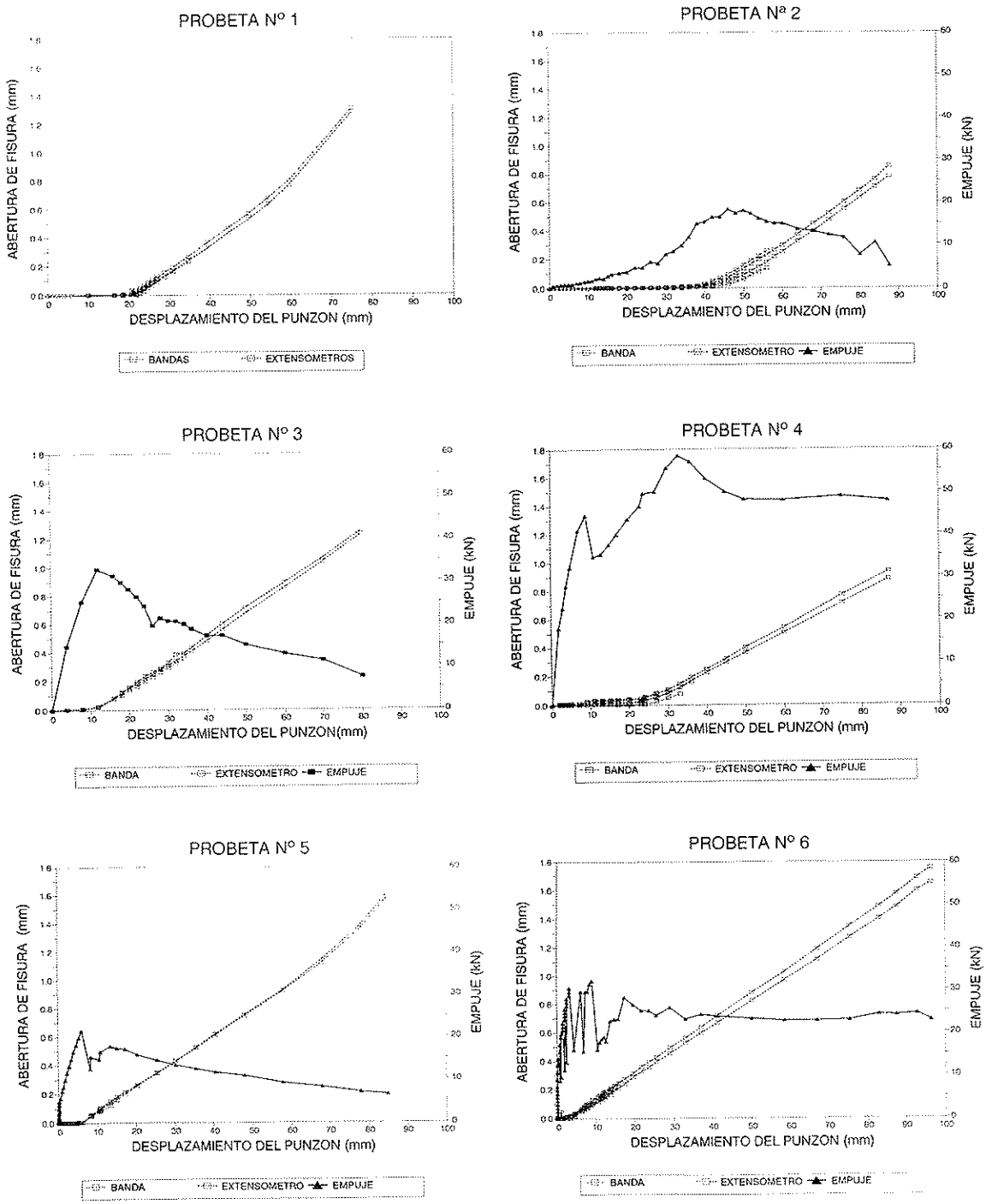


Fig. 7. Resultados experimentales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

pendiente más acusada correspondiente al crecimiento de la fisuración.

En cuanto a la evolución de la carga, se nota que en las probetas sin cercos hay una zona inicial de fuerte crecimiento del empuje. Alcanzado el valor máximo, hay una segunda zona de descenso continuo de la carga, con un primer tramo de gran declive y un segundo más tendido. En las probetas con cercos, la rama descendente es mucho más tendida, formándose una meseta casi horizontal.

En las probetas Nº 5 y 6, ensayadas con el útil II, aparece una carga inicial del orden de un tercio de la carga máxima, debida a la retracción del hormigón. Cuando la carga se aplica manualmente (probetas Nº 5 y 6), en las proximidades del máximo se producen fuertes oscilaciones de la carga medida (véase Fig. 7).

También se observa que, en las probetas sin armadura transversal, el punto de inflexión de los dos tramos citados de la fisuración coincide aproximadamente con la carga máxima. En probetas con armadura transversal, la carga máxima es posterior al punto de inflexión antedicho.

5. ANALISIS NUMERICO

Como ya se ha comentado más arriba, uno de los principales objetivos que se pretende con el procedimiento de ensayo descrito en este trabajo es el contraste y mejora del modelo numérico que actualmente se está desarrollando para la predicción de la fisuración debida a la corrosión de armaduras en elementos de hormigón.

5.1. Modelización

Los fundamentos de dicho modelo se describen y justifican con detalle en las referencias (5), (6), (7) y (8), por lo que aquí sólo se mencionarán brevemente. Se trata de un modelo de elementos finitos en deformación plana que se aplica a la sección transversal de la probeta (Fig. 8a) incluyendo elementos sólidos que modelan la armadura longitudinal y el hormigón.

Para simular en dicha armadura la expansión debida a la corrosión, las finas capas de elementos externos que representan dicha armadura cambian gradualmente su volumen específico y sus propiedades mecánicas, pasando de las propiedades del acero a las propiedades de la herrumbre, suponiéndose siempre un comportamiento lineal. En este caso, se ha tomado la expansión como la variable independiente o la "carga" impuesta a la estructura.

Para poder predecir la fisuración producida en el hormigón a causa de dicha dilatación de la armadura, el comportamiento del hormigón adoptado es un modelo de fisura difusa unidireccional y fija (9) con una ley de ablandamiento lineal, para describir la evolución de la tensión normal en función de la abertura de fisura.

Además, en el caso de existir armadura transversal, ésta es modelada mediante elementos unidimensionales, lineales, de tipo celosía (Fig. 8a) que unen aquellos nudos de la malla sobre los que coincidirían los cercos (se supone adherencia perfecta para éstos). Dado que el modelo es plano, los efectos tridimensionales debidos al carácter

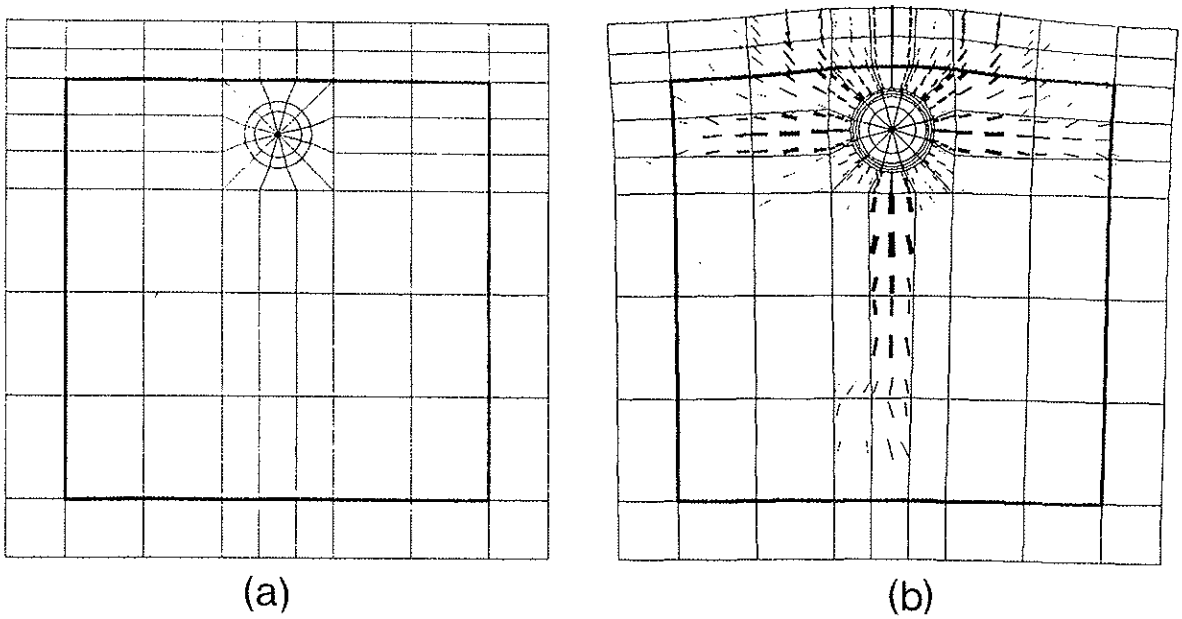


Fig. 8. Modelo numérico para las probetas 4 y 6: a) Malla indeformada. b) Malla deformada y fisurada (e = 0,12 mm).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

discreto de tales cercos o a la existencia de bordes en la probeta no pueden ser recogidos.

5.2. Propiedades adoptadas para los materiales

Las propiedades de los materiales, adoptadas para el análisis mediante este modelo numérico de los casos ensayados con el útil fueron las siguientes, las cuales fueron obtenidas, indirectamente, a partir de ensayos de compresión y brasileño, en probetas normalizadas (E_c y $f_{ct,sp}$), o bien basándonos en la bibliografía y la propia experiencia (υ_c · · G_f).

*Para el hormigón:

Módulo de Young	Ec = 34.000 MPa
Coeficiente de Poisson	υ_c = 0,2
Resistencia a tracción	f_{ct} = 3,0 MPa
Energía de fractura	G_f = 0,130 N/m

*Para el acero:

Módulo de Young	E_s = 210 GPa
Coeficiente de Poisson	υ_c = 0,3

*Para la herrumbre:

Coeficiente de compresibilidad, K_r = 2.000 MPa.

Relación de volúmenes óxido/metal, $V_{r/s}$ = 2.

De estas propiedades de la herrumbre, la primera se ha tomado, un poco arbitrariamente, de valor semejante a la del agua líquida, dada la falta de información existente. No obstante, afortunadamente, hemos podido comprobar que su efecto en la respuesta global del modelo no es importante, siempre que se mantenga dentro del mismo orden de magnitud.

5.3. Resultados

En la Fig. 8b se representa la malla deformada obtenida para una expansión radial e = 0,12 mm, representándose además el estado de fisuración, utilizando, en cada punto fisurado, un factor de amplificación de 30 veces para la abertura de fisura (el mismo que se utiliza para los desplazamientos). Como es frecuente en los modelos de fisura difusa, una zona ancha de puntos fisurados debe interpretarse, en realidad, como una sola fisura concentrada visible, que presentará, eso sí, un aspecto sinuoso más o menos comprendido en la franja predicha numéricamente. El modelo también es, por supuesto, capaz de calcular las aberturas de fisura observables en la superficie y las presiones generadas en la armadura, según se muestra en las Figs. 9 y 10.

6. CONTRASTE DE RESULTADOS

6.1. Fisuración-expansión

En la Fig. 9 se representan los resultados numéricos en línea continua y los experimentales con marcas circulares y cuadradas, correspondiendo a las medidas de las bandas extensométricas y los extensómetros mecánicos, respectivamente. También se incluyen, con línea a trazos, los resultados numéricos, desplazados horizontalmente y ajustados, aproximadamente, a los experimentales.

Se ve que en todos los ensayos hay un retraso inicial en la fisuración respecto a los resultados numéricos. Para los ensayos realizados con el útil I, el retraso, expresado en términos de expansión, fue de 0,05 a 0,22 mm. Mientras que en los realizados con el útil II el retraso se redujo a órdenes de 0,005 a 0,022 mm.

Si se prescinde del retraso inicial, los resultados experimentales tienen una gran correlación con los numéricos, en todos los casos, con excepción de la probeta Nº 6 en la que los resultados experimentales, a medida que aumenta la expansión, son progresivamente algo mayores que los numéricos.

Dentro del rango de fisuración estudiado, que está comprendido entre 0 y 0,4 mm, se observa, en todos los casos, una marcada tendencia a la linealidad en la relación fisuración-expansión, tanto en los resultados experimentales como en los numéricos. Una justificación teórica para esta tendencia, puede hallarse en la referencia (4).

6.2. Presión-fisuración

Este contraste se refiere a los grupos de ensayos 3.4 y 5.6, que, por gemelos, son comparables entre sí.

Para confrontar los diferentes resultados, se ha relacionado la presión con la fisuración, en vez de la expansión. Así, se elimina el retraso existente en la expansión real, que es diferente para cada caso y nivel de carga, y los resultados son más fácilmente comparables.

Por otro lado, el empuje del punzón puede reducirse a presión radial media, a través de las leyes de rozamiento entre el punzón y las cuñas. En una primera aproximación, podría suponerse una ley lineal, es decir, un coeficiente de rozamiento constante en todo el proceso de carga. Sin embargo, este planteamiento ha sido descartado, de momento, pues aún no se ha conseguido determinar, con suficiente precisión, el citado coeficiente y los datos aportados por la literatura tampoco son utilizables porque tienen un intervalo de variación muy amplio.

Con objeto de contrastar provisionalmente las curvas teóricas y experimentales que relacionan la presión radial con la fisuración, se ha supuesto que existe proporcionalidad entre el empuje del punzón y la presión media entre el útil y el hormigón, durante el proceso de carga. Esto es:

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

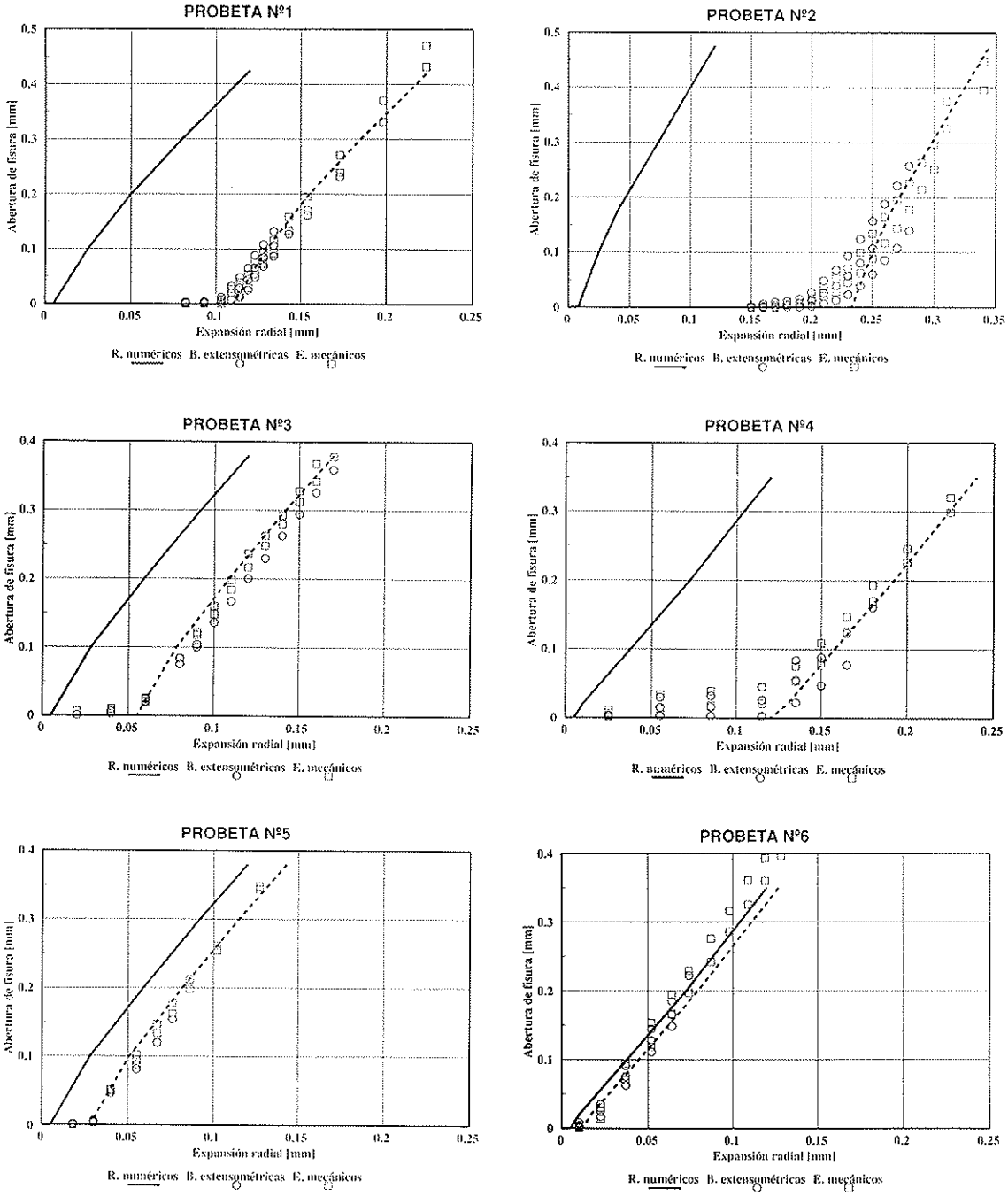


Fig. 9. Contraste de resultados fisuración-expansión.

$$\varphi = \frac{F(w)}{P(w)} \qquad (1)$$

en donde φ es el factor de proporcionalidad.

$F(w)$ [N] es el empuje experimental del punzón correspondiente al ancho de fisura w [mm], y $P(w)$ [MPa] la presión media experimental correspondiente al mismo ancho de fisura.

De este modo, la presión media experimental se deduce del empuje del punzón mediante el factor de proporcionalidad, φ, el cual se determina dividiendo el empuje máximo experimental del punzón, $F_{máx}$, entre la presión media máxima dada por el modelo numérico, $P_{máx}$.

$$\varphi = \frac{F_{máx}}{P_{máx}} \qquad (2)$$

Evidentemente, no son comparables los valores absolutos de la presión obtenidos de la ecuación (1), pues no se referencian a un dato conocido, como podría ser el coeficiente de rozamiento; pero sí es comparable la forma de las curvas, tanto la numérica como las experimentales, para el mismo tipo de probeta. En la Tabla 4 se recogen los resultados del factor de proporcionalidad para estos casos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

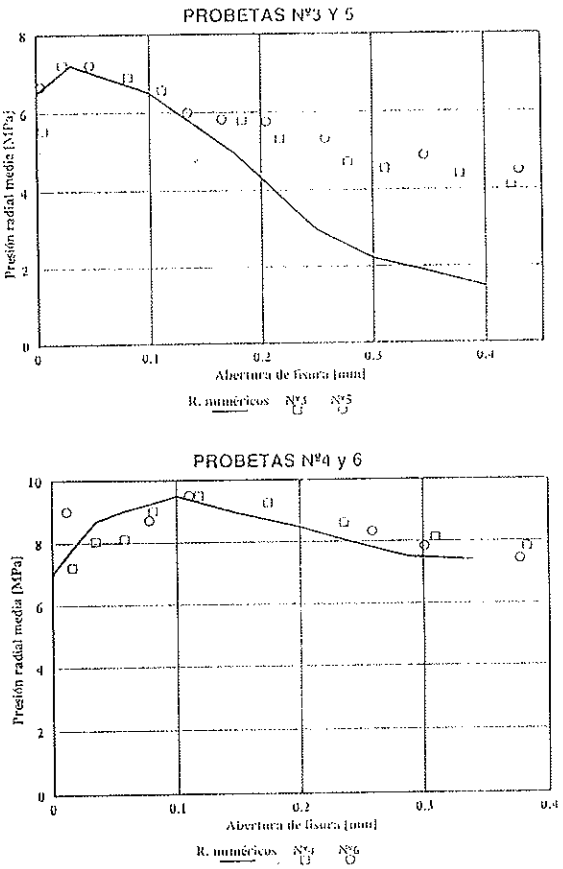


Fig. 10. Contraste de resultados presión-fisuración.

TABLA 4

Probeta	3	4	5	6
$P_{máx}$ [MPa]	7,2	9,5	7,2	9,5
$F_{máx}$ [N]	32.800	58.400	21.400	32.140
φ [mm²]	4.556	6.147	2.972	3.383

Se aprecia que, dentro de cada grupo de ensayos, los factores de proporcionalidad son relativamente próximos; aunque ligeramente superiores para las probetas con cercos. También se ve que en los ensayos hechos con el útil II, el factor de proporcionalidad es menor que en los del I; esto es debido a la mejora en el acabado superficial introducida en el útil II.

Los resultados así calculados están contenidos en la Fig. 10, junto con los resultados numéricos. Se aprecia una gran afinidad entre los resultados de las probetas homólogas. En las probetas con cercos los resultados experimentales son muy próximos a los numéricos; aunque los primeros son ligeramente superiores a los segundos. Por otro lado, en las probetas sin cercos la tendencia de los resultados experimentales es similar a la de los numéricos, pero a medida que aumenta la fisuración, los valores experimentales son progresivamente mayores que los numéricos; es decir, la respuesta del modelo experimental es más dúctil que la del numérico.

6.3. Discusión

Referente a los ensayos Nº 5 y 6, es de destacar que la aparición de la carga inicial, la disminución del desfase entre abertura de fisura teórica y experimental y la disminución de la carga máxima respecto a los ensayos homólogos (Nº 3 y 4), evidencia la efectividad de las modificaciones habidas en el diseño y fabricación del útil II con el que se realizaron estos ensayos; aunque persiste cierto desfase que parece ser inevitable. De otra parte, las oscilaciones de la carga en las proximidades del máximo se deben, sin duda, a la elevada flexibilidad del tirante que transmite la carga al punzón.

Según se ha visto, en los ensayos gemelos realizados con el mismo útil, ocurre siempre que el factor de proporcionalidad calculado es mayor para la probeta con armadura, y la respuesta experimental de las probetas sin armadura es más dúctil que la numérica. Esto posiblemente se deba, por un lado, a que durante el hormigonado y curado de la probeta, el útil está situado en la parte superior, y así la resistencia a tracción del recubrimiento probablemente sea menor que la prevista en el modelo numérico. Por otro lado, hay que tener en cuenta que en el modelo numérico se adopta una ley lineal de ablandamiento del hormigón. Esta ley lineal de ablandamiento hace que la carga máxima del modelo teórico sea mayor que la experimental, y que la respuesta en la rama descendente de la curva de carga sea menos dúctil (6). El aumento de resistencia en el modelo teórico tiene un efecto análogo, tanto para la carga máxima como para la forma de la curva de carga.

Teniendo en cuenta estas últimas consideraciones, se justifica que las diferencias entre resultados experimentales y numéricos, en la rama descendente de la curva de carga, sean mayores en las probetas sin cercos, ya que en éstas, la respuesta depende exclusivamente de las propiedades del hormigón, mientras que en las otras, la respuesta depende más de la armadura secundaria que del hormigón.

Igualmente se justifica que el factor de proporcionalidad, deducido de la equiparación de la carga máxima teórica y experimental, sea menor en el caso de la probeta sin cercos, ya que, en ese caso, por las razones citadas, la presión máxima teórica es mayor que la real, y como en la deducción ésta aparece dividiendo (véase Ec. 2), el factor de proporcionalidad calculado resulta ser menor. En el caso de la probeta con cercos esto no ocurre, pues la presión máxima está más condicionada por la resistencia del cerco que del hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Para confirmar estas conjeturas, sería necesario preparar, en futuros trabajos, probetas hormigonadas con el útil en posición inferior, e introducir en el modelo numérico una ley de ablandamiento, bilineal o exponencial, más acorde con la realidad.

7. CONCLUSIONES Y LINEAS FUTURAS

La experiencia acumulada hasta la fecha permite concluir que:

–El procedimiento aquí presentado es apropiado para simular, de forma rápida, precisa y estable, una expansión radial uniforme en la armadura principal de ciertos elementos de hormigón.

–Con la variante de carga en máquina universal de ensayos, se pueden registrar, de forma continua, la penetración del punzón, el empuje necesario y la abertura de la fisura principal en la cara exterior de la probeta. La variante de carga manual no es aconsejable para el control del empuje, debido a las fuertes oscilaciones de la carga medida que se producen en las inmediaciones de su valor máximo.

–Dentro del rango de fisuración estudiado, que está comprendido entre 0 y 0,4 mm, se observa, en todos los ensayos hasta ahora realizados, una gran correlación entre los resultados experimentales y numéricos en la relación fisuración-expansión, con una marcada tendencia a la proporcionalidad.

–Respecto a la relación presión-fisuración, en general, los resultados numéricos son relativamente afines con los experimentales; aunque son más próximos en las probetas con armadura transversal. Todo parece indicar que la previsión teórica se acercaría más a la experimental adoptando para el hormigón una ley de ablandamiento bilineal o exponencial, en vez de la lineal hasta ahora utilizada, y hormigonando las probetas con el útil en posición inferior, pues así no se ven afectadas las propiedades del recubrimiento.

–El procedimiento constituye, además, una herramienta que podría ser muy útil para el estudio de la evolución, en el tiempo, de la fluencia y de las propiedades físicoquímicas de los productos de corrosión, tales como: volumen específico de la herrumbre, capacidad de difusión de la herrumbre en el hormigón, etc. Para ello, han comenzado a realizarse ensayos paralelos de corrosión acelerada y mecánicos, ajustando en estos últimos, a intervalos regulares, el valor de la abertura media de fisuras. Así, se pretende deducir la penetración de la corrosión y la expansión mecánica homóloga, y de éstas, las propiedades físicoquímicas citadas.

8. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido posible gracias a la subvención recibida de la C.I.C.Y.T. a través del proyecto de investigación MAT-91-1047 "Predicción de la vida residual de estructuras de hormigón con armaduras corroídas", en el que colaboran la empresa Geocisa, el Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja" y la Universidad de Oviedo. Son especialmente agradecidas las aportaciones de los restantes investigadores del proyecto citado.

9. REFERENCIAS

(1) McLiesh A., "Cracking Due To Corrosion", *Taywood Engineering Ltd. Research Laboratories*, Technical Note Nº 1632, Nov. 1986.

(2) Andrade C., Alonso C., Molina F.J., "Cover Cracking as a Function of Bar Corrosion I: Experimental Tests", *RILEM Materials & Structures*, Vol. 26, pp. 453-464, 1993.

(3) Rodríguez J., Casal J., García A.M., Alonso C., Andrade C., "Evaluación experimental de la fisuración del hormigón producida por la corrosión de las armaduras". *Hormigón y Acero, ATEP* (en prensa).

(4) Dagher H.J., Kulendran S., "Finite Element Modeling of Corrosion Damage in Concrete", *ACI Structural Journal*, V. 89, Nº 6, Nov.-Dec. 1992, pp. 699-708.

(5) Molina F.J., Andrade C., Alonso C., "Cover Cracking as a Function of Bar Corrosion II: Numerical Model", *RILEM Materials & Structures*, Vol. 26, pp. 532-548, 1993.

(6) Kormeling H,A., Reinhardt H.W., "Determination of Fracture Energy of Normal Concrete and Epoxy Modified Concrete", *Rep. 5-83-18*, Stevin. Lab., Delft Univ. of Techno., 1983.

(7) Molina F.J., Alarcón E., "Modelado numérico de la fisuración por corrosión de armaduras". *ICCET. Hormigón y Acero*, 175, pp. 127-132, 1990.

(8) 1º, 2º, 3º, 4º informes sobre el modelado numérico. Proyecto CICYT MAT-91/1047 "Predicción de la vida residual de estructuras de hormigón con armaduras corroídas (1991 - 1993).

(9) Rots J.G., Blaawendraad J., "Crack models for concrete: discrete or smeared. Fixed, multidirectional or rotating?", *Heron, 34.1*, pp. 1-59, 1989.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

RESUMEN

En este trabajo se presenta un procedimiento original para simular la expansión producida por la corrosión de las armaduras en elementos de hormigón. En él, la armadura principal se sustituye por un útil mecánico de diámetro regulable, el cual queda embebido en el hormigón de la probeta. Con este método se superan los principales inconvenientes de los procedimientos usualmente utilizados: se aislan los fenómenos mecánicos de los parámetros de corrosión; se consigue un control muy preciso de la expansión y una gran estabilidad mecánica del sistema. Además, de los resultados experimentales, previo calibrado del útil, se puede inducir fácilmente la presión radial media entre el hormigón y la armadura. Se exponen aquí las particularidades de diseño, puesta a punto, calibrado y primeros resultados experimentales obtenidos con tal procedimiento, así como el contraste con resultados numéricos y futuras aplicaciones.

SUMMARY

In this work an original procedure to simulate the expansion produced by rebar corrosion in concrete elements is shown. In this procedure, the main rebar is replaced by a mechanical device, with adjustable diameter, which is encased in the concrete of the specimen. With this method the main difficulties that appear in commonly used procedures can be surmounted: mechanical phenomena are isolated from corrosion parameters; a very accurate control of the expansion and a great mechanical stability of system are obtained. Moreover, from the experimental results, after the device has been gauged, the mean radial pressure between the concrete and the rebar can easily be induced. Peculiarities of the design, lining up, gauging and first experimental results obtained from such method are shown here as well as the contrast with numerical results and future applications.

* * *

"ESTRUCTURAS PARA LOCALES PUBLICOS Y DE GRANDES LUCES" Simposio IABSE, Birmingham, Inglaterra, del 7 al 9 de Septiembre de 1994

El Simposio IABSE sobre "Estructuras para locales públicos y de grandes luces" tendrá lugar en Birmingham, Inglaterra, del 7 al 9 de septiembre de 1994.

Las últimas décadas han sido testigos de la construcción de numerosos locales públicos cubiertos: instalaciones deportivas, auditorios y teatros, centros de conferencias, estaciones de tren y terminales aéreas, salas de exposiciones, centros comerciales, vestíbulos de edificios importantes, fábricas, hangares, etc... Estas estructuras de grandes luces tienen muchas semejanzas con los puentes, pero tienen unas condiciones de carga bastante diferentes: el comportamiento de una aglomeración de personas o la posibilidad de incendio deben ser tenidos en cuenta a este respecto.

El Simposio ofrecerá el estado-del-arte de las estructuras de locales de grandes luces construidas con cualquier tipo de material. El objetivo del Simposio es ayudar a los ingenieros en el diseño y construcción de locales que resulten económicos, atractivos y seguros para espectáculos, viajes, exposiciones o compras.

Los temas del Simposio son:

–Estructuras de grandes luces para edificios y lugares de esparcimiento.

• Instalaciones deportivas.

• Estaciones de tren y terminales aéreas.

• Salas para conciertos, conferencias o exposiciones.

• Influencia de las instalciones de servicios en las estructuras.

–Riegos de accidentes y medidas para contrarrestarlos.

• Comportamiento de las aglomeraciones y cargas que originan.

• Medidas contra incendios y para garantizar la seguridad.

• Control del medio ambiente.

–Inspección y mantenimiento.

–Sistemas de revestimiento y cobertura.

El Simposio será de gran interés para los ingenieros estructurales, constructores, investigadores, organismos de normalización y propietarios, así como para arquitectos y urbanistas.

Los interesados en recibir más información sobre el Simposio deberán dirigirse a:

IABSE Secretariat: Tel.: (Int. + 41 1) 377 26 47
ETH-Hönggerberg: Fax: (Int. + 41 1) 371 21 31
CH-8093 Zurich

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

MANUAL DE DETALLES CONSTRUCTIVOS EN OBRAS DE HORMIGON ARMADO (EDIFICACION Y OBRAS PUBLICAS)

Ha aparecido recientemente, editado por INTEMAC, el libro "Manual de detalles constructivos en obras de hormigón armado (Edificación-Obras Públicas)", del que es autor el Dr. Ingeniero de Caminos D. José Calavera Ruiz.

El libro no sólo viene a llenar un vacío casi total en la bibliografía española, carente de obras de este tipo, sino que a través de sus 506 páginas constituye el esfuerzo más importante y extenso realizado hasta hoy en cualquier país para exponer de forma sistemática y completa el tema de los Detalles Constructivos en Hormigón Armado.

La obra tiene una excepcional calidad de impresión, presentando además dos novedades importantes:

–Aparte de los 210 detalles constructivos desarrollados a página completa, en tamaño UNE A-4, y realizados con Auto-CAD, se incluye con cada detalle otra página de recomendaciones, referencias a normativa y bibliografía específicas, que no sólo completan cada uno de ellos, sino que van más allá del título del libro, proporcionando información sobre aspectos de cálculo y ejecución.

–Todos los detalles incluidos en el libro se pueden suministrar también en un paquete informático realizado en Auto-CAD 10 (compatible con las versiones Auto-CAD 11 y 12) y constituido por 6 diskettes de 3,5 pulgadas y de alta densidad, todo ello acompañado de un Manual de Usuario. El paquete informático permite adaptar cada Detalle a los casos y dimensiones particulares de cada proyecto, sacándolo por impresora o directamente en planos, mediante el plotter.

Creemos que tanto el libro como el paquete informático no sólo han de ser valiosísimos auxiliares para quienes proyectan estructuras de edificios y obras públicas sino que contribuirán a mejorar de forma sustancial la calidad de los proyectos y de las obras de hormigón armado.

* * *

CONVOCATORIA DE LOS PREMIOS REHABITEC'94

El Salón de la Rehabilitación, el Equipamiento y el Mantenimiento, Rehabitec-94 que se celebrará entre el 27 de abril y el 1 de mayo de 1994, promueve la tercera convocatoria de los Premios Rehabitec, patrocinados por el Departamento de Política Territorial y Obras Públicas de la Generalitat de Cataluña con el fin de estimular la innovación tecnológica y la calidad de la construcción.

Proceso constructivo o producto industrial

Premio Rehabitec-94 de Rehabilitación al mejor proceso constructivo o producto industrial para la rehabilitación.

Bases

Pueden optar a este Premio todos los productos o procesos expuestos en el Salón Rehabitec.

Los expositores que quieran participar en el Premio, entregarán a la Secretaría Técnica de los Premios (Instituto de Tecnología de la Construcción de Cataluña-ITEC, Wellington 19, 08018 Barcelona) la documentación siguiente:

–Descripción del proceso o producto, especificando las innovaciones que aporta.

–Copia de la adjudicación del espacio en el Salón Rehabitec.

–Documentación técnica, económica y de divulgación del producto.

–Ficha según modelo que facilitará el Institut de Tecnología de la Construcció de Catalunya.

Se recomienda presentar un vídeo de formato VHS cuya duración no exceda de cinco minutos.

El plazo de presentación de la documentación para optar al Premio finaliza el día 20 de abril de 1994.

Para mayor información dirigirse a:

Institut de Tecnologia de la Construcció de Catalunya
Wellington, 19 - 08018 Barcelona
Tel.: (93) 309 34 04. Fax: (93) 300 48 52

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Medida de la velocidad de corrosión de las armaduras en estructuras de hormigón, mediante un equipo desarrollado dentro del proyecto Eureka EU-401

Jesús Rodríguez Santiago
Dr. Ingeniero de Caminos
Luis M. Ortega Basagoiti
Ingeniero de Caminos
A. Marta García Guillot
Licenciada en C. Químicas
GEOCISA

1. INTRODUCCION

Las estructuras de hormigón sufren procesos de deterioro con el tiempo debidos, entre otras causas, a la corrosión de sus armaduras. Aunque inicialmente dichas armaduras están protegidas por el hormigón que las rodea, esta protección puede llegar a desaparecer por:

• La carbonatación del hormigón que las recubre, producida por la reacción del CO_2 de la atmósfera con el Ca (OH)$_2$ del hormigón.

• El ataque de los cloruros que penetran desde el exterior del hormigón (estructuras en ambiente marino, estructuras sometidas a la acción de las sales para el deshielo...) o que se encuentran en los constituyentes con los que se ha fabricado el mismo.

La corrosión provoca la reducción de la sección resistente de la armadura. Además, los productos de la corrosión ocupan un espacio mayor que el acero del que proceden, lo que, en muchos casos, genera la fisuración e incluso rotura del hormigón que rodea a las armaduras. De esta forma, la seguridad y funcionalidad de la estructura, así como su aspecto, pueden resultar afectados.

Existe un indudable interés en detectar el problema de la corrosión de las armaduras antes que se alcancen daños significativos, con el fin de reducir el coste de la reparación de la estructura o tomar medidas que permitan reducir su proceso de deterioro.

Por otra parte, interesa también controlar el comportamiento de las estructuras reparadas y verificar que la reparación efectuada asegura la protección del acero.

2. TECNICAS DE MEDIDA DE LA CORROSION EN ESTRUCTURAS DE HORMIGON

Una forma indirecta de tener alguna información sobre el estado de las armaduras en una estructura es la determinación de las características y el estado del hormigón que las recubre. En este sentido, se dispone de métodos de ensayo que permiten determinar, entre otros, la resistencia mecánica, la porosidad, el contenido en cloruros, la profundidad de carbonatación, el contenido en humedad y la resistividad eléctrica (1).

Además, es posible utilizar la técnica de la medida del potencial electroquímico de corrosión de las armaduras que indica, de forma aproximada, la situación de corrosión o pasividad de las mismas. La norma ASTM C-876 establece unos rangos de valores para determinar la probabilidad de corrosión en función del valor del potencial.

Estos valores han sido establecidos a partir de la experiencia adquirida en tableros de puentes, en EE.UU., afectados por la acción de los cloruros, con lo que su aplicabilidad a otras situaciones (hormigones carbonatados, hormigones fabricados con otros componentes...) resulta de validez dudosa. Además, no es posible establecer de forma genérica unos rangos de valores aplicables a cualquier tipo de estructura y en cualquier situación, ya que el potencial de corrosión está afectado, entre otros, por el contenido en humedad del hormigón, el contenido en oxígeno, el espesor del recubrimiento o la presencia de fisuras en el hormigón de cada estructura en particular (1).

Sin embargo, la medida de la velocidad de corrosión es la que proporciona una información

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

fiable del riesgo de corrosión de las armaduras. Puede obtenerse mediante la técnica electroquímica de la Resistencia de Polarización, puesta a punto en los años 70 por investigadores del CENIM e ICCET (CSIC) para medidas en el laboratorio. Consiste en aplicar a la armadura una señal eléctrica de pequeña amplitud, obteniendo la Resistencia de Polarización "R_p" mediante el cociente entre la variación del potencial y de la intensidad. La velocidad o intensidad de corrosión "I_{corr}" está relacionada con dicha Resistencia a través de la ley de Stern y Geary: $I_{corr} = B/R_p$, siendo B una constante que varía entre 26 y 52 mV.

La aplicación de la técnica de la R_p a estructuras reales requiere resolver ciertos problemas, ya que al ser las armaduras de longitud casi infinita no es conocida la distribución de las líneas de corriente y, por lo tanto, no puede "a priori" obtenerse la verdadera R_p.

A lo largo de los últimos años, se han realizado algunos estudios para resolver este problema. Feliú, González y Andrade han publicado trabajos describiendo métodos para medir la velocidad de corrosión en vigas y losas con determinada distribución de armaduras, (2) (3) (4). Mediante un tratamiento matemático basado en el modelo de la línea de transmisión, se estudia la distribución de las líneas de corriente debidas a la señal eléctrica aplicada. De esta forma puede calcularse el área de armadura afectada, lo cual permite obtener el valor de la Resistencia de Polarización.

Dawson y otros han aplicado la Resistencia de Polarización mediante la técnica del anillo de guarda, que permite confinar la señal eléctrica dentro de dicho anillo y deducir el valor de la R_p, (5) (6). Los resultados obtenidos con este método resultan satisfactorios en el caso de armaduras con fuerte corrosión. Sin embargo, en el caso de estar pasivas, debido al menor efecto drenante de electrones que éstas tienen, la señal difunde más allá de la distancia limitada por el anillo de guarda, obteniéndose resultados erróneos (7).

A finales de los años ochenta, Feliú, González y Andrade publicaron los fundamentos de un método que supone una mejora al método del anillo de guarda (8).

3. EL PROYECTO DE INVESTIGACION EUREKA EU-401

Hacía falta continuar los trabajos iniciados por estos últimos investigadores para desarrollar a nivel industrial los logros anteriormente mencionados. Con este propósito, Geocisa, ICCET y CENIM (CSIC), y Swedish Cement and Concrete Research Institute (CBI) presentaron un proyecto de investigación, dentro del marco Eureka, para la puesta a punto de métodos no destructivos de la medida de la velocidad de corrosión en las estructuras de hormigón. Este proyecto, liderado por Geocisa, fue aprobado en julio de 1989 como proyecto EUREKA/EUROCARE EU-401 "Concrete". Se desarrolló durante tres años, finalizándose en diciembre de 1992.

En una primera fase, se diseñó y fabricó un prototipo de corrosímetro con el fin de explorar la viabilidad del proyecto y definir su contenido. Posteriormente, se desarrollaron distintos prototipos, verificando su funcionamiento en elementos prefabricados de hormigón, construidos con tal fin, y en estructuras ubicadas en distintos puntos de España y Suecia. Finalmente, se diseñó y fabricó el prototitpo final, y se inició su comercialización.

Su resultado ha sido la puesta a punto de la técnica de la Resistencia de Polarización para la medida de la velocidad de corrosión de las armaduras en estructuras de hormigón, mediante el método del confinamiento sensorizado de la señal, basado en los estudios previos de Feliú, González y Andrade (8). Esta técnica se aplica a las estructuras mediante un equipo portátil (*), desarrollado en el último período del proyecto.

Los equipos han sido patentados y con unos de ellos se participó en la evaluación de métodos de medida llevada a cabo en EE.UU., en el año 1991, por la Universidad de Pennstate, dentro del programa Strategic Highway Research Program (SHRP), realizándose medidas en laboratorio y en varios puentes. De acuerdo con el informe emitido por SHRP (9), el equipo mencionado en este trabajo fue el que proporcionó valores de la velocidad de corrosión más cercanos a los reales.

4. EQUIPO DE MEDIDA DE LA VELOCIDAD DE CORROSION

4.1. Características del equipo

El equipo está compuesto por una unidad de medida y dos sensores A y B (Fig. 1). Su funcionamiento es completamente automático. Permite almacenar en su memoria los datos correspondientes a las medidas realizadas en un máximo de 100 puntos y, posteriormente, esta información puede ser enviada a un PC para la elaboración de los informes.

El *sensor A*, (Figs. 1 y 2), está formado por un electrodo central de referencia, un contraelectrodo central, un anillo de guarda para confinar la señal y dos electrodos de referencia, situados entre el contraelectrodo y el anillo de guarda, para verificar el confinamiento de la señal aplicada. Mediante la unidad y este sensor, puede medirse la *velocidad de corrosión o intensidad de corrosión* "I_{corr}", en $\mu A/cm^2$, y el *potencial de corrosión* "E_{corr}", en mV.

(*) Corrosímetro GECOR6 fabricado por Geocisa.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

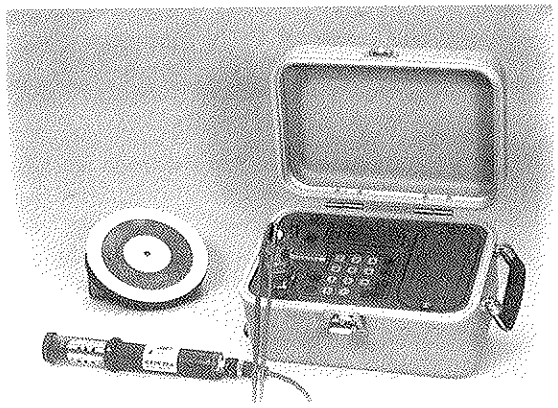


Fig. 1 Corrosímetro desarrollado en el proyecto EUREKA EU-401.

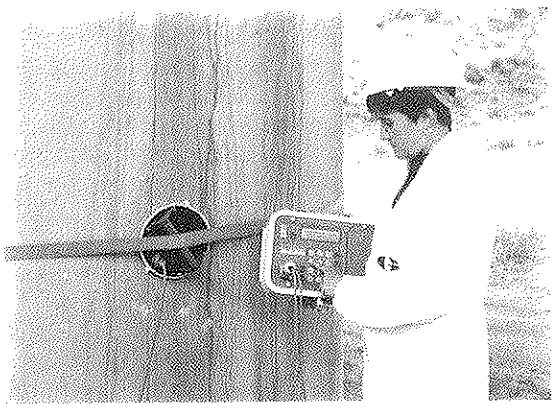


Fig. 2 Corrosímetro y sensor A, midiendo la velocidad de corrosión en la pila de un puente.

El *sensor B*, (Figs. 1 y 3), está formado por un electrodo de referencia y un contraelectrodo. Mediante la unidad y este sensor, puede medirse la *resistividad del hormigón*, en kΩ . cm. Además, este sensor contiene dos sondas en su interior, para la medida de la temperatura y la humedad relativa ambientales.



Fig. 3 Corrosímetro y sensor B, midiendo la resistividad del hormigón en un cabecero de un puente.

Los electrodos de referencia, en ambos sensores, son del tipo cobre/sulfato de cobre; y los contraelectrodos, de acero inoxidable. El contacto entre sensor y superficie de hormigón se consigue a través de una esponja húmeda, y la medida requiere realizar un contacto eléctrico con la armadura, para lo que es necesario descubrirla en algún punto.

4.2. Significación de los parámetros evaluados

La velocidad de corrosión permite establecer, de forma precisa, el riesgo de corrosión de las armaduras. El uso de esta técnica en laboratorio y en campo ha permitido establecer los rangos de valores siguientes:

I_{corr} inferior a 0,1-0,2 μA/cm²: Corrosión despreciable.

I_{corr} entre 0,1-0,2 y 0,5 μA/cm²: Corrosión baja a moderada.

I_{corr} entre 0,5 y 1,0 μA/cm²: Corrosión moderada a alta.

I_{corr} superior a 1,0 μA/cm²: Corrosión alta.

Además, la velocidad de corrosión es una medida cuantitativa de la cantidad de material que se transforma en óxido, en el momento de la realización de la medida y en la zona de armaduras afectada por la señal eléctrica aplicada (capa de armaduras más próxima a la superficie del hormigón situada dentro del círculo de confinamiento, de 10,5 cm de diámetro). Algunos investigadores sugieren que, en situaciones de corrosión muy importante, sólo resulta afectada por la medida la parte de la superficie de las barras orientada hacia el sensor.

Esta relación cuantitativa entre velocidad de corrosión y cantidad de material transformado en óxido queda establecida mediante la ley de Faraday. En efecto, suponiendo corrosión uniforme y constante en el tiempo, es posible deducir el valor medio de la velocidad con la que disminuye el radio de la armadura en la zona afectada por la medida (1μA/cm² equivale a una disminución de 11,6 μm/año de radio) y, consecuentemente, evaluar la variación de sección de la armadura.

Si la corrosión no es uniforme (picaduras), no es posible obtener de forma directa dicha variación a partir de I_{corr} en las picaduras. Sin embargo, estudios recientes llevados a cabo por Feliú, González y Andrade, indican que la pérdida de radio en la picadura es del orden de 5 a 10 veces superior a la pérdida media en la zona afectada por la medida. Esto permite establecer un límite superior de la variación de la sección en la zona de la picadura a partir del valor I_{corr}.

Por otro lado, la velocidad de corrosión varía durante la vida de la estructura, dependiendo fundamentalmente del contenido de humedad del

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

hormigón. Por ello, es preciso realizar medidas en diferentes épocas del año, para poder obtener una información fiable que permita estimar un valor medio en el tiempo de I_{corr} y, a partir de él, la reducción de sección de la armadura.

La medida de la resistividad del hormigón ayuda a interpretar el valor de la velocidad de corrosión "I_{corr}", ya que está íntimamente relacionada con el contenido de humedad del hormigón. Investigaciones recientes realizadas con estos equipos, han mostrado los siguientes rangos, en relación con los valores de la resistividad:

> 100-200 kΩ . cm: No permite distinguir entre acero en estado activo o pasivo de corrosión. Las velocidades de corrosión, I_{corr}, serán muy bajas, independientemente del contenido de cloruros o del nivel de carbonatación.

50 a 100 kΩ . cm: Velocidades de corrosión bajas.

10 a 50 kΩ . cm: Velocidades de corrosión moderadas o altas, en hormigón carbonatado o con cloruros.

< 10 kΩ. cm: El valor de I_{corr} obtenido reflejará una cota superior de la velocidad de corrosión en ese hormigón, con un determinado contenido de cloruros o un nivel de carbonatación dado.

5. MEDIDAS EN CAMPO OBTENIDAS CON LOS EQUIPOS

5.1. Generalidades

Desde principios de 1991, los equipos desarrollados en el proyecto EU-401 han sido utilizados en las medidas de la corrosión en estructuras de hormigón. Esta experiencia permitió el desarrollo del prototipo final y ha quedado recogida en algunas publicaciones (10), (11), (12) (13).

Durante este tiempo, se han realizado medidas en más de 30 estructuras ubicadas en Europa y EE.UU. Además, se han llevado a cabo campañas de auscultación de forjados con viguetas supuestamente fabricadas con cemento aluminoso, en edificios emplazados en tres comunidades autónomas españolas, midiéndose más de 3.000 viguetas. Este número de estructuras estudiadas ha permitido cubrir la problemática que plantean las distintas tipologías (puentes, depósitos de agua, plazas de toros, muelles de atraque, naves de almacenamiento y edificación en general), así como diversas causas de corrosión (carbonatación y/o presencia de cloruros).

La figura 4 muestra un histograma con la distribución de los valores de velocidad de corrosión, "I_{corr}", obtenidos en las medidas realizadas durante estos años, diferenciando las estructuras con hormigón carbonatado de aquéllas afectadas por los cloruros. No se han incluido los resultados obtenidos en las campañas de auscultación de viguetas con cemento aluminoso, por ser un caso particular que se comenta de forma independiente.

Como puede observarse en dicha figura, la frecuencia de aparición de los distintos niveles de corrosión es bastante distinta, de forma que cuando el factor desencadenante es la carbonatación del recubrimiento de hormigón, los valores registrados no exceden en ningún caso los 0,5 μA/cm², con intensidades de corrosión inferiores a 0,2

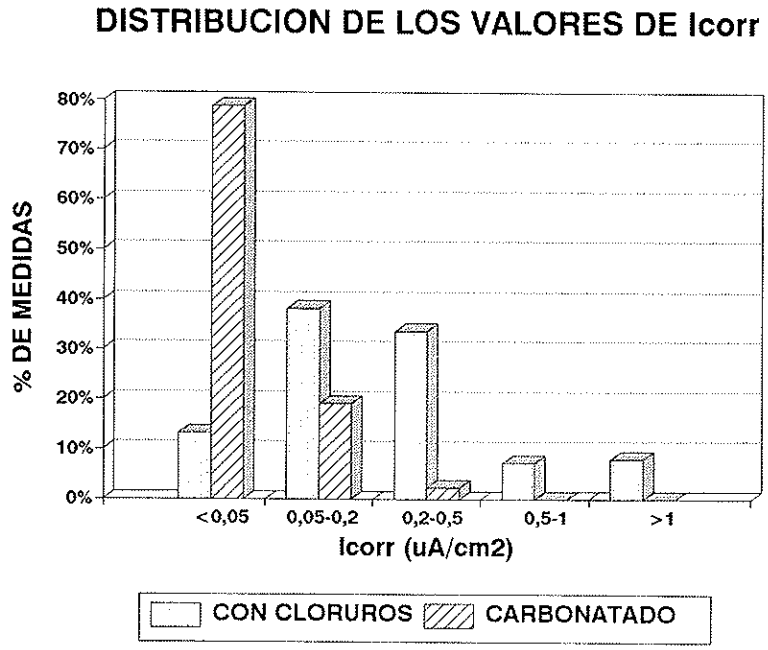


Fig. 4 Distribución de valores de la velocidad o intensidad de corrosión, I_{corr}, obtenidos en el conjunto de estructuras medidas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

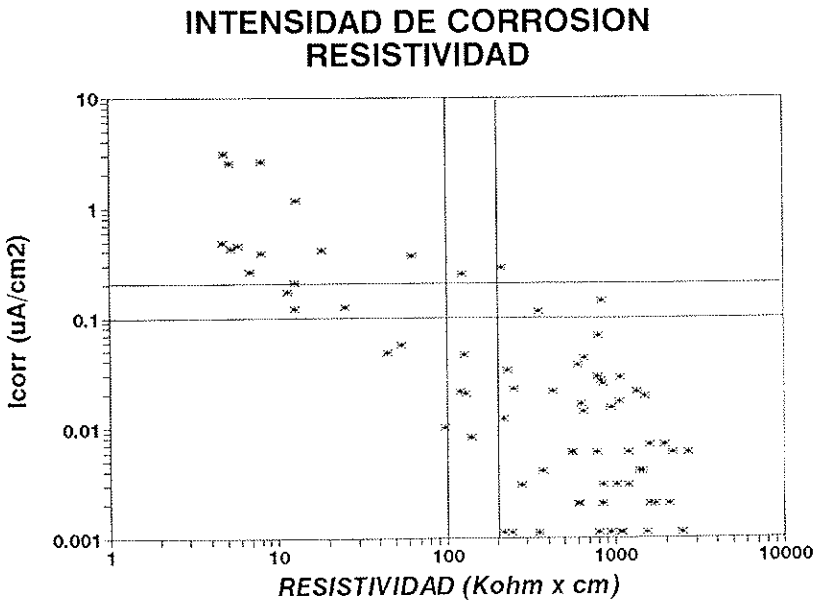


Fig. 5 Velocidad de corrosión, I_{corr}, versus resistividad del hormigón, en tres estructuras medidas.

$\mu A/cm^2$ en un 98% de los casos estudiados. Sin embargo, cuando la causa de corrosión es la presencia de cloruros, casi un 49% de los casos inspeccionados registran valores superiores a 0,2 $\mu A/cm^2$, con velocidades de corrosión superiores a 1 $\mu A/cm^2$ en un 8% de los casos.

La causa de estas diferencias puede atribuirse, fundamentalmente, al efecto de la resistividad que es uno de los factores que fija la cinética de corrosión una vez que el proceso se ha desencadenado. En el caso de un hormigón carbonatado, las resistividades son más elevadas debido al precipitado de carbonato cálcico formado que se va depositando en los poros del hormigón; lo que puede dar lugar a un control resistivo del proceso, impidiendo que se desarrollen velocidades de corrosión importantes.

En la figura 5 se han representado los valores de intensidad de corrosión y resistividad del hormigón, obtenidos en tres estructuras. Valores de resistividad superiores a 100-200 kΩ. cm corresponden con valores bajos de la velocidad de corrosión (I_{corr} < 0,1-0,2 $\mu A/cm^2$) en los que las armaduras estaban pasivas. Por otra parte, valores de la resistividad inferiores a 100-200 kΩ . cm corresponden con armaduras potencialmente en estado activo, observándose una cierta relación entre resistividad y velocidad de corrosión, si bien a un mismo valor de resistividad corresponden valores significativamente diferentes de la veloci-

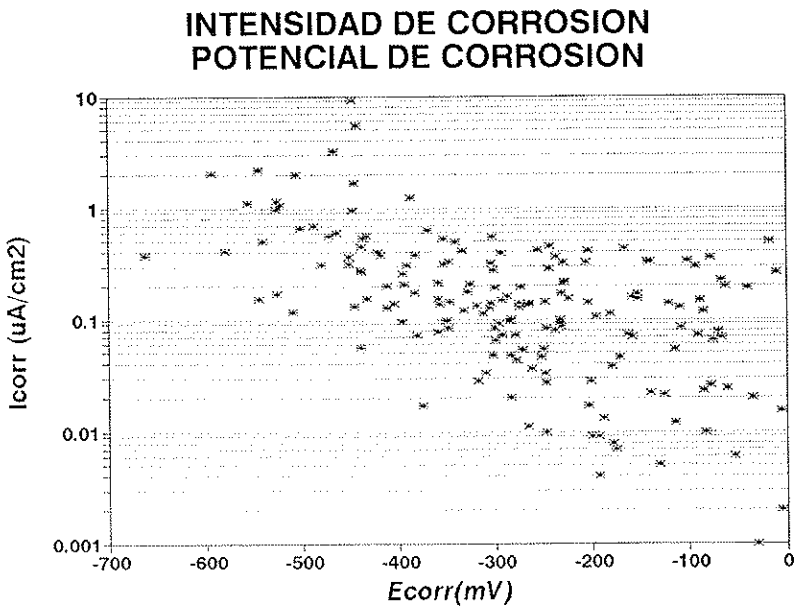


Fig. 6 Velocidad de corrosión, I_{corr}, versus potencial electroquímico de corrosión, E_{corr}, obtenidos en el conjunto de estructuras medidas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

dad de corrosión. Este hecho ya ha sido puesto de manifiesto en ensayos a nivel de laboratorio que la bibliografía recoge.

La medida de resistividades, más fácil y rápida que la medida de I_{corr}, puede emplearse para detectar zonas potenciales de corrosión activa, concentrando en ellas las medidas de I_{corr}.

La figura 6 muestra los valores de intensidad de corrosión, I_{corr}, y potencial de corrosión, E_{corr}, obtenidos en gran número de puntos pertenecientes a diversas estructuras y con distintas condiciones agresivas. En general, a valores más negativos del potencial corresponden velocidades de corrosión mayores. Sin embargo, no puede establecerse ninguna correlación aceptable entre ambos parámetros, ya que a un mismo valor del potencial corresponden valores muy diferentes de la intensidad de corrosión (Fig. 6). Además, mientras en el caso de las resistividades no se presentan valores de I_{corr} correspondientes a armaduras activas cuando la resistividad supera cierto límite (100-200 kΩ . cm), en los potenciales se detectan valores de I_{corr} apreciables (0,2-0,5 μA/cm²) con potenciales incluso nulos. A nivel de laboratorio, similares resultados fueron obtenidos por Escalante, al representar el potencial de corrosión frente a la pérdida gravimétrica (14).

En los apartados siguientes, se resume la experiencia obtenida con los equipos de medida en algunas estructuras contaminadas por cloruros o con hormigón carbonatado, mencionando en este último caso, de forma independiente, aquéllas fabricadas con cemento aluminoso.

5.2. Estructuras contaminadas por cloruros

El empleo de sales para facilitar la vialidad invernal en tableros de puentes es una de las causas de contaminación del hormigón por cloruros. En estas estructuras el problema más común es la filtración de agua contaminada con cloruros a través de las juntas de dilatación.

En las medidas realizadas en cabeceros y pilas de algunas de estas estructuras, se han registrado valores máximos de intensidad de corrosión en torno a los 2 μA/cm², encontrándose la mayoría de los puntos registrados con valores que oscilan entre 0,2 y 1 μA/cm². Tal y como era de esperar según los datos existentes a nivel de laboratorio, cuanto más frecuente es el empleo de estas sales y por tanto el contenido en cloruros del hormigón, mayor es la intensidad de corrosión registrada. Esto se pone de manifiesto en la figura 7, en la cual se han representado las velocidades de corrosión registradas en distintos puentes en EE.UU., dos de ellos ubicados en Pensilvania (PA) y otros dos en Virginia (VA). El uso de sales de deshielo es significativamente mayor en Pensilvania (entre 8-12 veces por año, llegando incluso a las 20 veces en el caso de inviernos muy fríos) que en Virginia (entre 1-4 veces por año), siendo también los valores de intensidad de corrosión registrados considerablemente mayores.

La ubicación de las estructuras en ambiente marino es otra de las causas de contaminación del hormigón por cloruros.

En primer lugar, se comentan los resultados

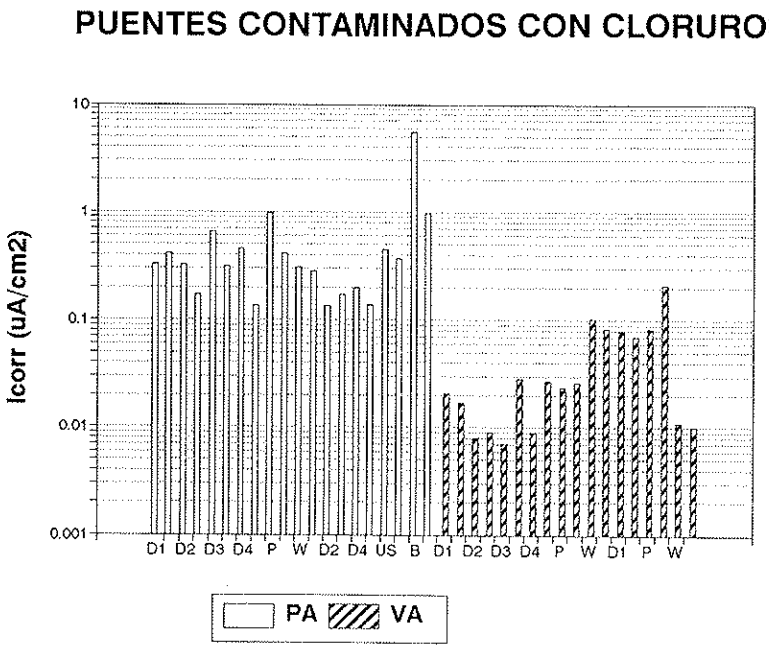


Fig. 7 Resultados de la velocidad de corrosión, I_{corr}, en dos puentes, en Pensilvania y Virginia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

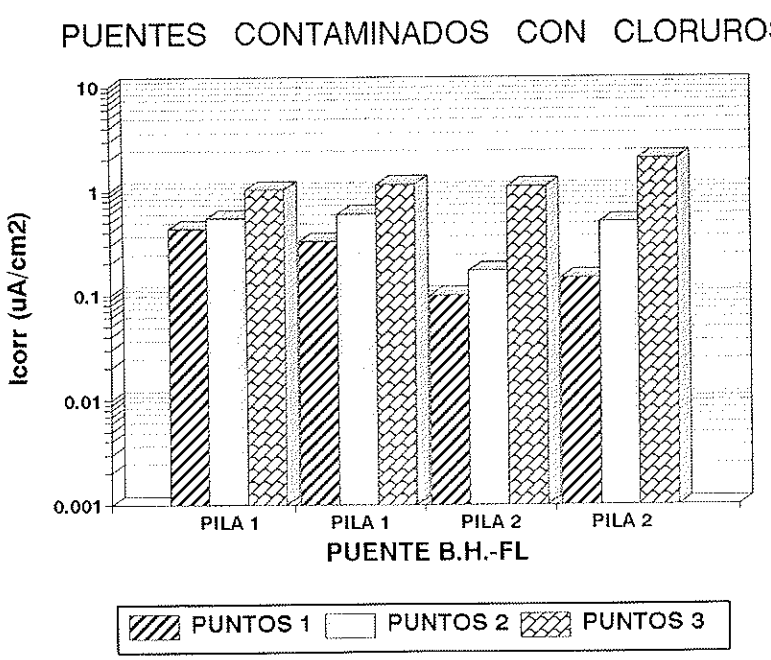


Fig. 8 Resultados de la velocidad de corrosión, I_{corr}, en las pilas de un puente, en Florida.

obtenidos en un viaducto situado sobre el mar en la zona de Florida. Las medidas se realizaron sobre dos tipos de pilas (Pila 1 y Pila 2), a tres alturas distintas en cada una de ellas, repitiéndose en días consecutivos con el fin de estudiar la repetibilidad de las mismas. Los valores de "I_{corr}" registrados se muestran en la figura 8, en la que se observa cómo los puntos más bajos (Puntos 3) son los más afectados por efecto de las mareas y salpicaduras, registrando los mayores niveles de corrosión, entre 1 y 2 $\mu A/cm^2$; mientras que los puntos superiores (Puntos 1) muestran valores entre 0,1 y 0,4 $\mu A/cm^2$.

En segundo lugar, se comentan los resultados obtenidos en unas instalaciones portuarias, en las que se realizaron medidas en dos naves, con muros de cerramiento de hormigón armado, con edades muy distintas (5 y 25 años). La más antigua de las naves presentaba importantes daños por corrosión, tales como fisuras, hormigón desprendido, armaduras oxidadas al aire, manchas de óxido, etc., aunque se obtuvieron valores de "I_{corr}" inferiores a 0,1 $\mu A/cm^2$. Por el contrario, la más reciente no presentaba ningún síntoma de corrosión, a pesar de lo cual se obtuvieron velocidades de corrosión bastante más elevadas, entre 0,4 y 0,5 $\mu A/cm^2$. Una mayor exposición al ambiente marino y un hormigón con mayor porosidad en la segunda nave, pueden explicar estas diferencias. Es de suponer que el proceso de deterioro en esta nave estuviera iniciándose en el momento de las medidas y que se alcance un nivel de daños semejante al de la nave antigua en un período de tiempo inferior. Este caso pone de manifiesto el interés del empleo de esta técnica para detectar el deterioro de una estructura antes de que alcance daños visibles.

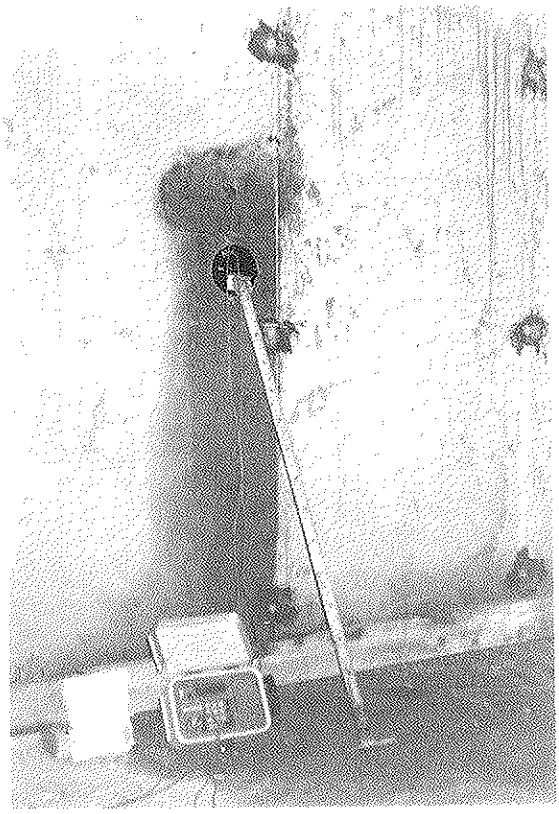


Fig. 9 Medida de la velocidad de corrosión en un muro perimetral de un aparcamiento subterráneo próximo al mar.

En tercer lugar, se presentan los resultados obtenidos en los muros perimetrales del aparcamiento subterráneo de un edificio situado en primera línea de playa. La inspección visual realizada no mostraba aún daños provocados por corro-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

sión, debido a la corta edad del hormigón, pues el edificio se encontraba todavía en proceso de construcción, a pesar de existir zonas en las que se producían filtraciones de agua con cloruros desde su exterior. Al realizar las medidas de corrosión (fig. 9), se obtuvieron valores de intensidad de corrosión indicativos de un estado activo (entre 0,2 y 3,1 $\mu A/cm^2$) en las zonas húmedas, próximas a las filtraciones, mientras que las armaduras de las zonas secas estaban en estado pasivo.

En este caso, ha resultado de gran utilidad la realización de mapas de resistividad, ya que este parámetro es muy sensible a las variaciones de humedad, permitiendo localizar y acotar, con bastante precisión, el nivel de humedad de las distintas zonas y, por tanto, acotar las áreas de mayor riesgo de corrosión. A modo de ejemplo, en la figura 10, se muestran los valores de resistividad registrados en uno de los muros del aparcamiento. En el plano XY se representan las coordenadas espaciales de los puntos, representándose en el eje Z los valores de resistividad. Por encima del plano trazado, se sitúan los puntos en los cuales la resistividad es mayor de 100 Kohm . cm y, por tanto,

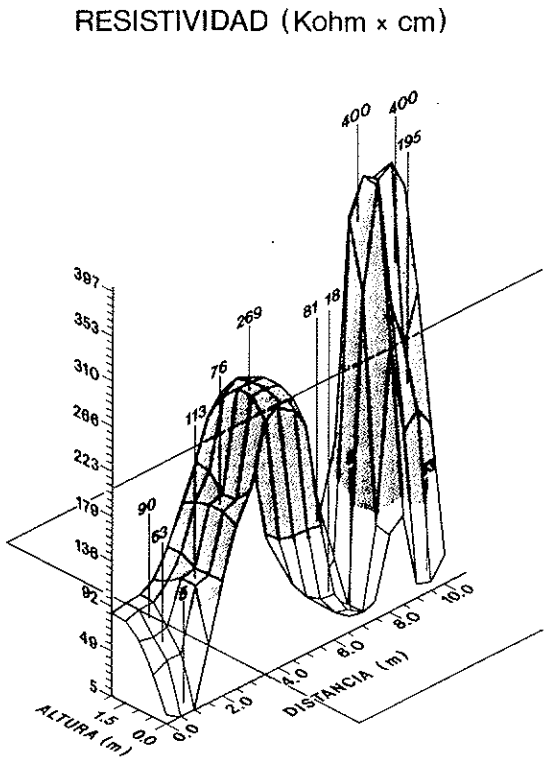


Fig. 10 Valores de la resistividad del hormigón en una zona del muro del aparcamiento subterráneo.

las intensidades de corrosión registradas despreciables (véase fig. 5). Como puede observarse, las zonas potencialmente activas son las que se encuentran entre el origen de coordenadas considerado y los aproximadamente 2,5 metros de distancia, y la zona situada entre los 6 y 8,5 metros, que correspondía con zonas de filtraciones en las que la resistividad del hormigón era más baja. Una vez realizado este estudio de resistividades, la cuantificación del estado de corrosión de la zonas activas se ha realizado mediante la medida de la intensidad de corrosión, comprobándose que, en efecto, las medidas de intensidad de corrosión registradas en las zonas de alta resistividad resultaban despreciables.

Esta técnica también ha sido utilizada para estudiar la efectividad de una reparación realizada en una nave de almacenamiento de silvinita, producto altamente agresivo de cara a la corrosión de armaduras. Por este motivo, prácticamente toda la estructura presentaba daños importantes causados por la corrosión de las armaduras: recubrimientos de hormigón muy fisurados, armaduras al aire recubiertas por gruesa capa de óxido, alambres rotos, etc., habiéndose reparado algunas zonas. Se determinaron contenidos de ión Cl^- entre 0,1 y 1%, referidos al peso de hormigón.

Una vez iniciadas las tareas de reparación de esta estructura, se realizaron medidas con los equipos, en dos ocasiones, con una diferencia de casi dos años. Durante la primera inspección, los valores obtenidos indicaron que los pórticos reparados presentaban velocidades de corrosión despreciables, inferiores a 0,1 $\mu A/cm^2$, mientras que los no reparados presentaban valores entre 0,5 y 3,0 $\mu A/cm^2$. Dos años después, los valores registrados seguían mostrando pasividad en las zonas reparadas, frente a las elevadas velocidades del resto de los pórticos. Con estas medidas se ha puesto de manifiesto el funcionamiento correcto de la reparación efectuada, en consonancia con la inspección visual realizada en los pórticos reparados, que no presentaban daños aparentes.

5.3. Estructuras con hormigón carbonatado

La figura 11 muestra los valores de intensidad de corrosión registrados en algunas de las estructuras estudiadas con hormigón carbonatado y con edades comprendidas entre los 20 y 40 años. Estos valores no superaban 0,2 $\mu A/cm^2$ y el hormigón solía estar relativamente seco cuando se realizaron las medidas.

Algunas de estas estructuras presentaban daños importantes, con fisuras e incluso desprendimiento del recubrimiento de hormigón. Este hecho puede explicarse si se tienen en cuenta, además de la sequedad ambiental, ya comentada, que afectaba a muchos de los casos, los aspectos siguientes. Por una parte, las velocidades de corrosión iniciales en estas estructuras, una vez el frente de carbonatación alcanzó sus armaduras, fueron posiblemente mayores, disminuyendo posteriormente por la formación de los óxidos (15). Por otra parte, investigaciones recientes realizadas por el ICCETT y Geocisa, resumidas en otra ponencia (16), muestran resultados experimentales en los

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

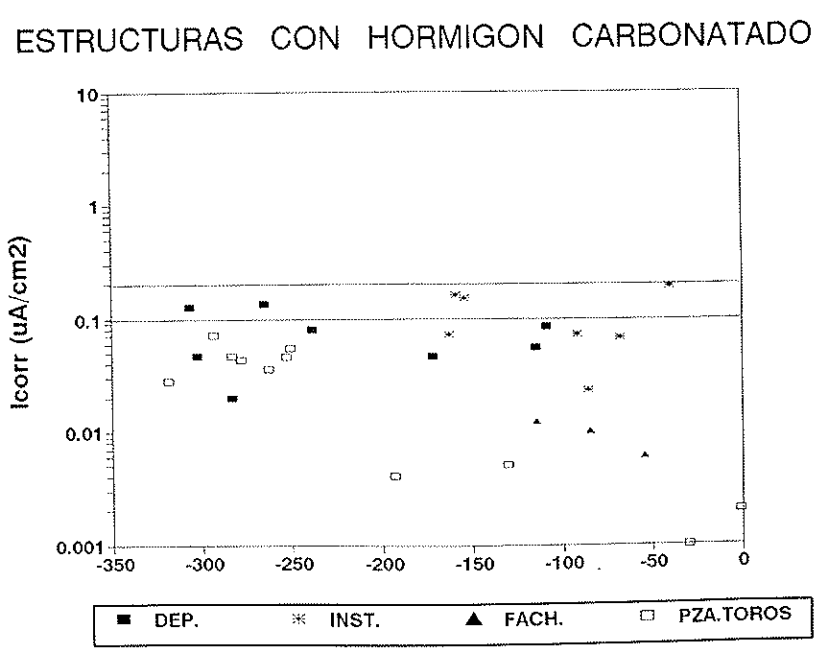


Fig. 11 Intensidad de corrosión, I_{corr}, versus potencial de corrosión, E_{corr}, medidos en algunas estructuras con hormigón carbonatado.

que la aparición de fisuras en el hormigón se produce para penetraciones de ataque por corrosión relativamente pequeñas (disminuciones del radio entre 20 y 60 µm), con relaciones recubrimiento/armadura entre 1 y 3.

La figura 12 muestra la distribución de valores de I_{corr} obtenida en una de las campañas de auscultación de forjados supuestamente construidos con cemento aluminoso. Se obtuvieron valores de I_{corr} superiores a 1 µA/cm² en algunas viguetas deterioradas que habían sido fabricadas con cemento no aluminoso. Estos casos correspondían a viguetas con hormigón carbonatado, ubicadas en ambientes muy húmedos (sótanos no ventilados, cubiertas con filtraciones y cocinas o cuartos de baño).

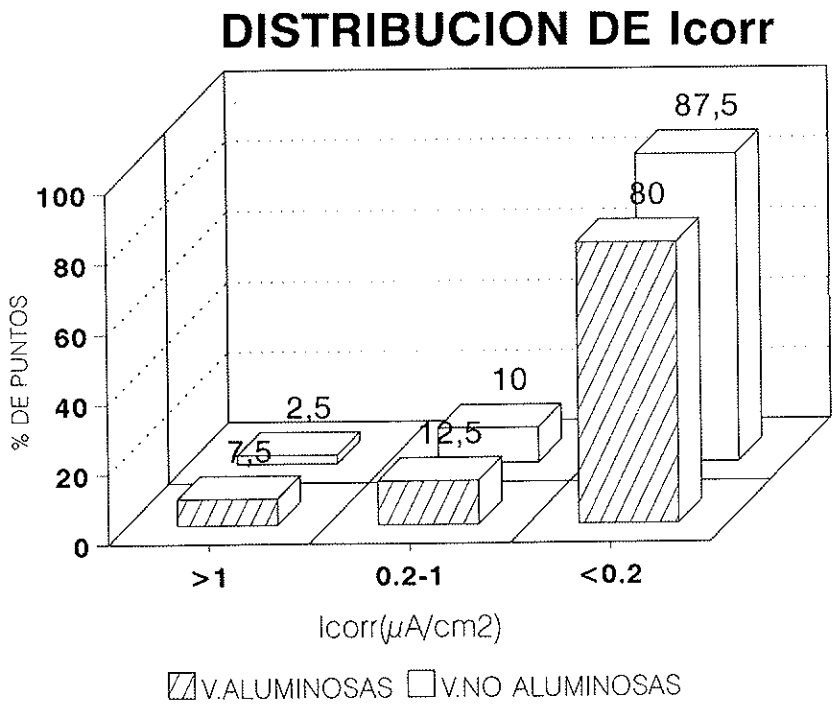


Fig. 12 Distribución de valores de velocidad de corrosión, I_{corr}, obtenidos en la campaña de auscultación de forjados supuestamente fabricados con cemento aluminoso.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

5.4. Estructuras fabricadas con cemento aluminoso

Se dedica un apartado independiente a estos casos, debido a que la mayor parte de la información recogida corresponde a un mismo tipo de elemento estructural (viguetas) y debido a los aspectos específicos inherentes al empleo del cemento aluminoso.

La causa desencadenante del proceso de corrosión en estas estructuras es la carbonatación, enormemente facilitada por el empleo de cemento aluminoso, provocándose unos procesos de deterioro característicos (transformación cristalina de los aluminatos e hidrólisis alcalina). En estos casos, se han obtenido velocidades de corrosión superiores a las máximas registradas en muchas de las estructuras con hormigón carbonatado, auscultadas.

En primer lugar, se resumen algunos datos ya publicados (13), obtenidos en una de las campañas de inspección de forjados antes mencionadas. La información estadística corresponde a un total de 1.370 puntos auscultados, aunque los resultados son similares a los obtenidos en otras campañas. Un 3,3% del total de los puntos inspeccionados presentaron velocidades altas (> 1 $\mu A/cm^2$), y un 86,4% velocidades despreciables (< 0,1 $\mu A/cm^2$). La figura 12 muestra los resultados obtenidos, diferenciando el caso de viguetas fabricadas con cemento aluminoso, del resto. Las primeras presentaron velocidades de corrosión superiores a 1 $\mu A/cm^2$ en el 7,5% de los casos, frente al 2,5% de las viguetas fabricadas con otros cementos.

A partir de los datos recogidos, las viguetas auscultadas fueron clasificadas, cualitativamente, en cuatro niveles, según su situación de deterioro, correspondiendo el 1 al máximo nivel de daños y el 4 al mínimo (Fig. 13). El efecto del tipo de cemento empleado se manifiesta de forma significativa en los niveles de daños con los que han sido calificados los puntos auscultados, que son resultado de todos los indicadores obtenidos en la auscultación, entre los que se encuentran el nivel de corrosión y el estado de corrosión. Debe significarse que la idea de asociar el concepto de nivel de daño con el de mayor o menor periodicidad en la reinspección de la vigueta, determinó que, aún en el caso de ausencia de daños aparentes, el simple hecho de la presencia de cemento aluminoso llevase aparejado la clasificación en el nivel 3 y no en el 4. Este criterio justifica la no presencia de viguetas aluminosas clasificadas en el nivel 4, pero afectaría en muy escasa medida al hecho significativo de los considerablemente mayores porcentajes de viguetas clasificadas en los niveles 1 y 2 dentro de la población de las fabricadas con cemento aluminoso (Fig. 13).

En segundo lugar, se comentan los resultados obtenidos en una plaza de toros, cuya estructura estaba íntegramente formada por elementos prefa-

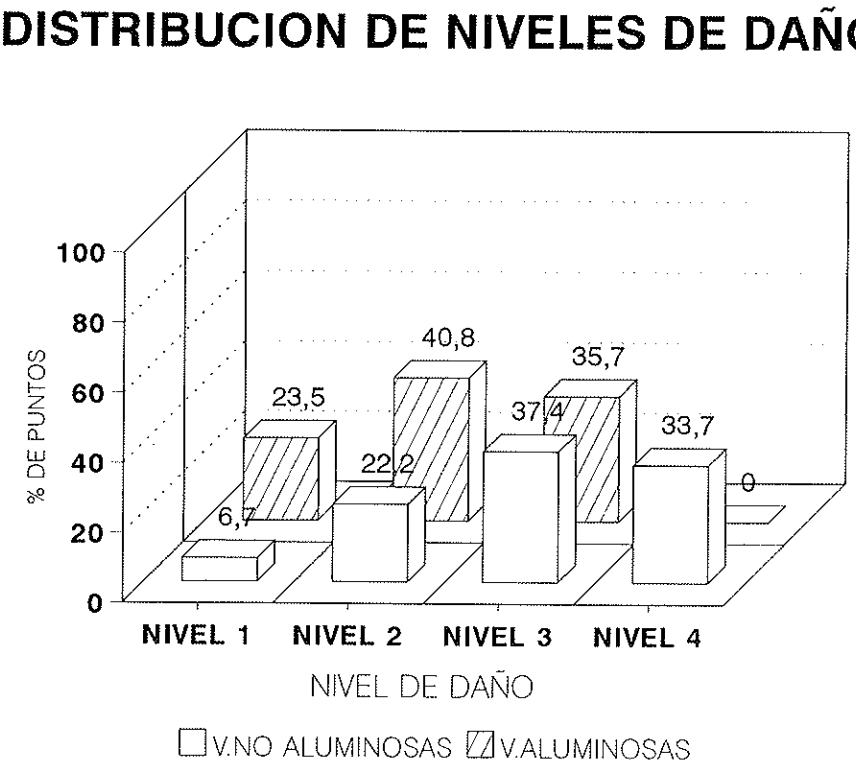


Fig. 13 Distribución del nivel de daños en los forjados auscultados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

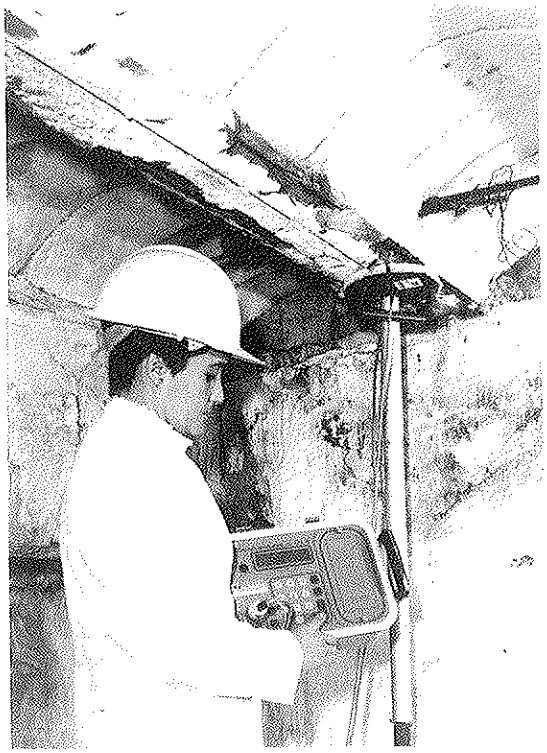


Fig. 14 Medida de la velocidad de corrosión en una vigueta con cemento aluminoso, de una plaza de toros.

bricados en los que se empleó cemento aluminoso. Las medidas de corrosión se realizaron sobre vigas, viguetas (Fig. 14) y pilares, registrándose los valores que se muestran en la figura 15.

Los valores de intensidad de corrosión elevada se obtuvieron en las viguetas que formaban las gradas y en algunos pilares, encontrándose la mayoría de las armaduras de las vigas en estado pasivo. Estos resultados concuerdan con las observaciones realizadas, ya que todas las viguetas estaban en mal estado, con fisuras, desprendimiento del hormigón de la zapatilla y alambres muy oxidados que, en algunos casos, llegaban incluso a la rotura. Por otra parte, la mayoría de los pilares situados en la fachada (pilares P_{ext}) presentaban síntomas de corrosión (fisuras, armaduras vistas y manchas de óxido), provocados por la humedad que se filtraba desde el terreno, ya que se encontraban parcialmente enterrados a causa de la diferencia de cota entre plaza y calle.

6. CONCLUSIONES

La colaboración entre una empresa y dos centros de investigación españoles, en el marco del proyecto de investigación EUREKA EU-401, en el que también participó un centro sueco, ha permitido desarrollar una herramienta de indudable utilidad para el estudio de estructuras de hormigón con armaduras corroídas.

En este sentido, cabe destacar los aspectos siguientes:

1. En el proyecto EUREKA EU-401, se ha desarrollado un equipo para la medida de la velocidad de corrosión en estructuras de hormigón, que utiliza la técnica de medida de la Resistencia de Polarización, aplicada mediante el método del

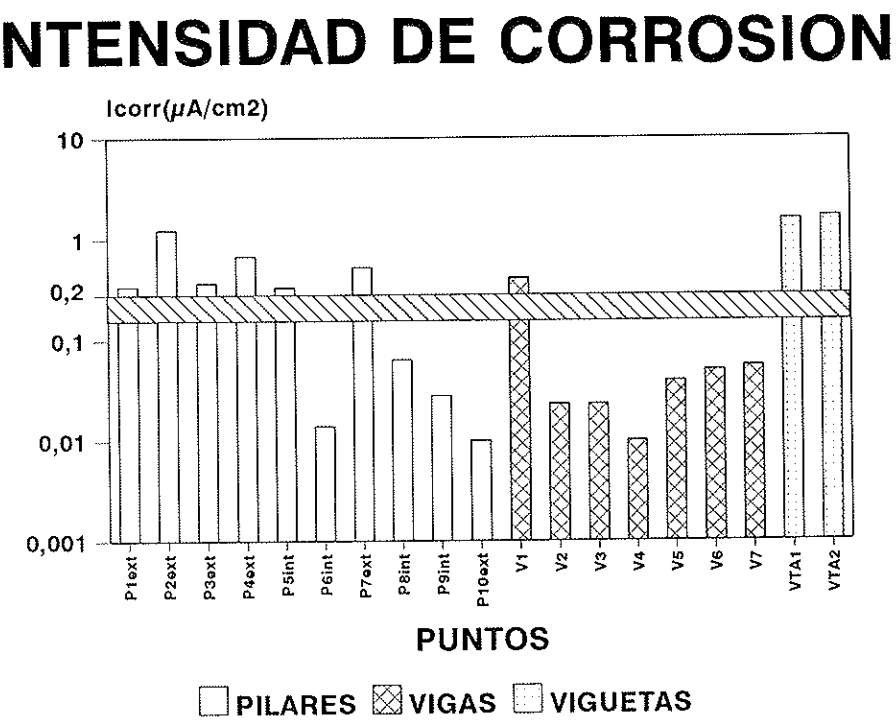


Fig. 15 Distribución de los valores de velocidad de corrosión, Icorr, en los pilares, vigas y viguetas con cemento aluminoso, pertenecientes a una estructura prefabricada de una plaza de toros.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

confinamiento sensorizado de la señal. Ha sido positivamente evaluado por SHRP (Strategic Highway Research Program).

2. El equipo ha sido utilizado satisfactoriamente en numerosas estructuras, con diversas tipologías y condiciones agresivas, incluso en estructuras reparadas. Los resultados obtenidos en las medidas realizadas, han permitido confirmar varis de los efectos ya detectados en laboratorio, tales como la humedad, la presencia de cloruros, la carbonatación y el cemento aluminoso.

3. La medida de la velocidad de corrosión proporciona una información fiable del riesgo de corrosión de las armaduras y facilita también una información cuantitativa de la evolución de su deterioro.

4. El equipo permite obtener también la medida de la temperatura y humedad relativa ambientales, así como del potencial electroquímico de corrosión de las armaduras y de la resistividad del hormigón. Estas dos últimas medidas suministran una información complementaria a la de la velocidad de corrosión. Aunque no parece posible establecer relaciones entre dicha velocidad y los parámetros anteriores, que puedan aplicarse de forma genérica, sí parece que la medida de resistividades podría emplearse para detectar zonas potenciales de corrosión activa, concentrando en ellas las medidas de intensidad de corrosión.

5. Las medidas realizadas con los equipos, han puesto de manifiesto su utilidad para la auscultación de las estructuras de hormigón, haciendo posible, entre otros aspectos, la detección del inicio del deterioro (velocidades de corrosión altas) cuando éste era aún imperceptible desde su exterior, y la confirmación del estado pasivo de las armaduras en estructuras reparadas.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean testimoniar su agradecimiento a Sebastián Feliú y José Antonio González, del CENIM, y Mª Carmen Andrade, del ICCET, profesores de investigación del CSIC, que han desarrollado la técnica de medida del confinamiento sensorizado. También desean agradecer la colaboración de Ake Skarendhal y Karin Pettersson, investigadores del CBI (Estocolmo), dentro del proyecto EU-401.

Vicente Ausín, Juan Antonio Bolaño, Francisco Jiménez Padilla y Alfredo Rojas, del Departamento de Instrumentación de Geocisa, han sido los responsables del desarrollo de los equipos GECOR.

Finalmente, el proyecto EUREKA EU-401 ha contado con subvenciones de la Dirección General de Electrónica del Ministerio de Industria y con financiación del Centro para el Desarrollo Tecnológico Industrial (CDTI).

BIBLIOGRAFIA

1. Feliú S., Andrade C.: "Manual de Inspección de Obras dañadas por corrosión de armadura". CISC, 1989.

2. Feliú, S., González J.A., Andrade, C., Feliú V.: "On-site determination of the Polarization Resistance in a Reinforced Concrete Beam", Corrosion, Vol. 44, Nº 10, Oct. 1988, pp. 761-765.

3. Feliú S., González J.A., Andrade C., Feliú V.: "Determining Polarization Resistance in Reinforced Concrete Slabs", Corrosion Science, Vol. 29, Nº 1, Jan. 1989, pp. 105-113.

4. Feliú S., González J.A., Escudero M.L., Feliú S. Jr., Andrade C.: "Possibilities of the guard ring for the confinement of the electrical signal in polarization measurements of reinforcements". Corrosion-89 (NACE), New Orleans, April 1989, paper Nº 623.

5. John D.G., Eden D.A., Dawson J.L., Langfordf: "Corrosion measurements on reinforcing steel of concrete structures", Corrosion 87 (NACE), San Francisco, USA, 1987, paper Nº 136.

6. Wenger F.: "Study of the corrosion of mild steel in concrete by electrochemical methods". Metaux-Corrosion-Industrie (Conflans-Sainte-Honorine), Vol. 62, Nº 746, 1987, pp. 307-343.

7. Feliú S., González J.A., Andrade C., Rgez. Maribona I.: "Errors introduced by the guard ring device in the on-site measurement of rebar corrosion rates". Corrosion of Reinforcement in Concrete, Edited by C.L. Page, K.W.J. Treadway, P.D. Bamforth, Society for the Chemical Industry by Elsevier Applied Science, 1990.

8. Feliú S., González J.A., Feliú S. Jr., Andrade C.: "Confinement of the Electrical Signal for in Situ Measurement of Polarization Resistance in Reinforced Concrete". ACI Materials Journal, Sept-Oct. 1990, pp. 457-460.

9. SHRP: "Condition Evaluation of Concrete Bridges Relative to Reinforcement Corrosion". Vol. 2: "Method for measuring the corrosion of reinforcing steel". Strategic Highway Research Program, National Research Council, SHRP-S/FR-92-104, Washington, 1992.

10. Rodríguez, J.: Aplicación de la medida de la velocidad de corrosión de las armaduras al estudio de estructuras de hormigón". I Simposio Nacional sobre Conservación, Rehabilitación y Gestión de Puentes, Asociación Técnica de la Carretera, Madrid, Junio 1991, pp. 211-220.

11. Rodríguez, J., Ortega, L.M., García, A.M.: "Contribución al estudio de estructuras de hormigón de edificación mediante la medida de la velocidad de corrosión de sus armaduras". Congreso Internacional sobre Rehabilitación del Patrimonio

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Arquitectónico y Edificación, pp. 362-365, Tenerife, Julio 1992.

12. Andrade, C., Alonso, C., Ortega, L.M., García, A.M.: "On-site monitoring of concrete repairs by polarization resistance". Proceedings of International RILEM/CSIRO/ACRA Conference on Rehabilitation of Concrete Strcutures, Melbourne, Australia, Sept. 1992, pp. 51-60.

13. Ortega, L.M., García, M., Rodríguez, J.: "Aplicabilidad de la medida de corrosión de las armaduras en la auscultación de forjados construidos con cemento aluminoso". Informes de la Construcción, Vol. 44, nº 422, Nov./Dic. 1992, pp. 61-69.

14. Escalante, E.: "Effectiveness of potential measurements for estimating corrosion of steel in concrete". Ed. C.L. Page, K.J.W. Treadaway, P.B. Bamforth, Society for the Chemical Industry, Elsevier Applied Science, 1990.

15. Alonso, C., Andrade, C.: "Life time of rebars in carbonated concrete". 10th European Corrosion Congress, Barcelona, Spain, July 1993, paper nº 165.

16. Alonso, C., Andrade, C., Rodríguez, J., Casal, J., García, A.M.: "Evaluación experimental de la fisuración del hormigón producida por la corrosión de las armaduras". XIV Asamblea Técnica Nacional de ATEP, Málaga, Noviembre 1993.

RESUMEN

La técnica de medida de la Resistencia de Polarización ha sido utilizada, desde los años 70, para medir en el laboratorio la velocidad de corrosión de las armaduras embebidas en hormigón. Sin embargo, ciertas modificaciones eran necesarias para poder aplicar esta técnica a las estructuras de hormigón.

Por este motivo, a finales del 1989 se inició el proyecto de investigación EUREKA EU-401, con el objetivo de poner a punto esta técnica para la medida en campo. El proyecto ha concluido, a finales de 1992, con el desarrollo de un equipo diseñado por Geocisa, en colaboración con CENIM e ICCET (CSIC), habiendo también participado CBI (Suecia) en el citado proyecto.

El corrosímetro emplea la técnica de medida de la Resistencia de Polarización, utilizando un sensor con un anillo de guarda y unos electrodos que controlan eficazmente el confinamiento de la señal eléctrica aplicada. Mediante este equipo puede obtenerse la velocidad y el potencial de corrosión, la resistividad del hormigón, y la temperatura y humedad relativa ambientales.

En este trabajo se resumen las características del equipo y las medidas obtenidas en estructuras de hormigón, ubicadas en Europa y América. Se incluyen también comentarios acerca de la relación entre los diferentes parámetros electroquímicos obtenidos y el nivel de deterioro observado en las estructuras estudiadas.

SUMMARY

The linear polarization technique has been used in laboratory for corrosion rate measurements of reinforcing bars in concrete but some modifications are needed for its application to structures in the field.

That is why the research project EUREKA EU-401 was started at the end of 1989 to develop techniques to be applied in concrete structures. This project was finished in December 1992 and a corrosion rate meter was developed by GEOCISA, CENIM and ICCET (CSIC), with the participation of CBI of Sweden.

This device uses the polarization resistance technique with a sensor controlled guard ring to measure corrosion rate in concrete structures. This device also allows the measurement of the corrosion potential, concrete resistivity, and temperature and R.H. of the ambient.

This paper describes the performance of this device and summarizes the results obtained by the authors in concrete structures affected by carbonation or chlorides attack. Some comments are also included to relate the electrochemical parameters obtained by the device and the observed deterioration in the structures.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

CENTROS EUROPEOS DE INFORMACION EMPRESARIAL. Euroventanillas

ESTE SIMBOLO LE VA A AYUDAR A ENTRAR EN EUROPA

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

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

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

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



- Política comercial.
- Contratación pública.
- Normativa y reglamentación comunitaria.
- Programas de investigación y desarrollo.
- Ayudas y préstamos de la C.E.

— BENEFICIARSE de una orientación apropiada sobre:

1. Cómo cooperar con otras empresas europeas.
2. Cómo encontrar a un distribuidor para sus productos.
3. Cómo presentar la candidatura de la empresa a un programa comunitario.

— TRASLADAR a la Comisión propuestas y sugerencias de su Empresa.

EUROVENTANILLAS EN ESPAÑA:

ANDALUCIA

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

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

ARAGON

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

ASTURIAS

INSTITUTO DE FOMENTO REGIONAL
DEL PRINCIPADO DE ASTURIAS (IFR)
Parque Tecnológico de Asturias. 33420 LLANERA (ASTURIAS)
Tel. (98) 526 00 68 Fax. (98) 526 44 55

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

CANARIAS

CONSEJERIA DE ECONOMIA Y HACIENDA
D. G. Política Financiera y Promoción Económica.
Tomás Miller, 38. 35007-LAS PALMAS DE GRAN CANARIA
Tels. (928) 22 35 50
Fax. (928) 22 23 47

CASTILLA-LA MANCHA

CAMARA OFICIAL DE COMERCIO E INDUSTRIA
DE TOLEDO
Plaza de San Vicente, 3 45001-TOLEDO
Tels. (925) 21 44 50/21 44 54
Fax. (925) 21 47 27/21 39 00
Telex 42844 CCTO-E

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

CASTILLA-LEON

SODICAL-CECALE
Claudio Moyano, 4 1° 47001 VALLADOLID
Tel. (983) 35 40 33. Fax: (983) 35 47 38

CATALUÑA

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

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

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

EXTREMADURA

SOCIEDAD PARA EL DESARROLLO INDUSTRIAL
DE EXTREMADURA (SODIEX)
Doctor Marañón, 2 10002-CACERES.
Tel. (927) 22 48 78 Fax (927) 24 33 04

GALICIA

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

ISLAS BALEARES

CONSORCI CENTRE DE DOCUMENTACIO EUROPEA DE LES ILLES BALEARS
Patronato Obrero, 30
07006-PALMA DE MALLORCA
Tel. (971) 46 10 02 Fax (971) 46 30 70

MADRID

ICEX-IMPI
P.° de la Castellana, 141 2.° planta.
28046-MADRID
Tels. (91) 571 54 04/571 46 40.
Fax. (91) 571 59 12

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

INSTITUTO MADRILEÑO DE DESARROLLO (IMADE)
Mariano Ron, 1 8-15 28902-GETAFE
Tel. (91) 696 11 11 Fax (91) 695 61 74 / 319 42 90

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

MURCIA

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

NAVARRA

ASOCIACION DE LA INDUSTRIA NAVARRA (AIN)
P.O. Box 439 31191-CORDOVILLA (Pamplona)
Tel. (948) 10 11 01 Fax. (948) 10 11 00

PAIS VASCO

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

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

LA RIOJA

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

COMUNIDAD VALENCIANA

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

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

Para cualquier información sobre la Red de Euroventanillas dirigirse a:

IMPI
INSTITUTO DE LA PEQUEÑA Y MEDIANA EMPRESA INDUSTRIAL
MINISTERIO DE INDUSTRIA, COMERCIO Y TURISMO

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Estudio experimental del comportamiento de vigas de hormigón armado, descimbradas a tempranas edades

Isabel Serrá Martín,
Antonio R. Marí Bernat,
Francisco López Almansa.
Universitat Politècnica de Catalunya

1. INTRODUCCION

El comportamiento de las estructuras de hormigón armado cargadas a tempranas edades no es totalmente conocido, lo que deriva en una definición poco clara de los criterios sobre plazos de descimbrado. Las técnicas y materiales de construcción actuales, en especial la utilización de ciertos cementos y aditivos, permiten alcanzar resistencias elevadas a tempranas edades del hormigón, lo que sugiere la posibilidad de realizar descimbrados rápidos, con las ventajas económicas que ello implica. Sin embargo, la resistencia del hormigón no es la única variable que debe tenerse en cuenta en el estudio del plazo de descimbrado, existiendo otras características del propio hormigón, de la estructura o de las cargas actuantes, que deben tenerse en cuenta a la hora de establecer dichos plazos, puesto que un descimbrado rápido puede afectar, tanto a la capacidad resistente, como al comportamiento en servicio de la estructura, especialmente en lo que se refiere a deformabilidad diferida.

La mayoría de los estudios realizados sobre este tema se centran en el comportamiento del hormigón como material (Byfors J. 1980 y Fernández Gómez J.A. 1986). Aun siendo este aspecto esencial, el trabajo presentado se centra en el comportamiento de vigas de hormigón armado, descimbradas a tempranas edades.

La finalidad general de este trabajo es determinar la influencia de la edad de descimbrado y puesta en carga del hormigón, en el comportamiento, instantáneo y diferido, de vigas, así como el efecto de una carga prematura, mantenida, en su deformabilidad y capacidad resistente ante cargas posteriores.

2. PLANTEAMIENTO DEL TRABAJO EXPERIMENTAL

La investigación experimental ha consistido en el ensayo de dos series de ocho vigas, biapoyadas, de 3,60 m de luz y sección rectangular de 20 x 30 cm.

Las ocho vigas de cada serie han sido hormigonadas el mismo día, con el mismo hormigón, y se han fabricado probetas para realizar ensayos de caracterización del material.

Cuatro de las ocho vigas que componen cada serie, han sido sometidas a carga mantenida (ensayo de fluencia) inmedaitamente después de ser descimbradas, durante 3 meses (primera serie) y 1 año (segunda serie), variando la edad de puesta en carga de cada una de ellas; con este ensayo se trata de evaluar la influencia de la edad del hormigón en la flecha instantánea y diferida.

Las mismas vigas, una vez descargadas, se han ensayado a rotura; con ello se trata de evaluar la influencia de una carga prematura, en su deformabilidad y capacidad resistente ante cargas posteriores.

Las restantes cuatro vigas de cada serie, se han ensayado a rotura inmediatamente después de ser descimbradas, variando la edad de puesta en carga de cada una de ellas, al igual que las cuatro vigas anteriores; con este ensayo se trata de conocer la evolución de la resistencia a flexión y cortante, en función de la edad del hormigón en el momento del descimbrado.

En la Tabla 1 se establece la nomenclatura de las vigas, así como las edades de descimbrado, puesta en carga y rotura de cada una de ellas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

TABLA 1

Edades de descimbrado y ensayo de las vigas

Serie	Viga	Edad de descimbrado y puesta en carga (días)	Edad de rotura (días)
S1	R11	2	2
	C11	2	85
	R12	4	4
	C12	4	86
	R13	7	7
	C13	7	87
	R14	28	28
	C14	28	88
S2	R21	2	2
	C21	2	*
	R22	4	4
	C22	4	*
	R23	7	7
	C23	7	*
	R24	28	28
	C24	28	*

* Estas vigas aún no han sido ensayadas a rotura.

En cuanto a las probetas, se han realizado ensayos para determinar la resistencia a compresión (f_{cj}), la resistencia a tracción (f_{ctj}), el módulo de deformación (E_{cj}), y los coeficientes de fluencia y retracción.

3. DESCRIPCION DE LAS VIGAS ENSAYADAS

Por similitud con los materiales más habituales en edificación, se ha tomado un hormigón H-200 (f_{ck} = 200 Kg/cm²) con tamaño máximo de árido 20 mm y consistencia plástica, utilizando cemento tipo I/45 A y relación agua/cemento 0,6, en la primera serie, y cemento tipo II Z/35 A y relación agua/cemento 0,65, en la segunda serie. En cuanto al acero, se ha utilizado AEH-500N (f_{yk} = 5.100 Kg/cm²).

Las dimensiones de las vigas y los valores de las cargas para su dimensionado, se han definido para que los niveles de tensión y de cuantía sean similares a los casos reales de edificación. Para ello, se ha tomado una viga real de un edificio de viviendas, de 5,40 m de luz y sección rectangular de 30 x 45 cm, en la que apoya un forjado con un ámbito de incidencia de 4 m. El modelo se ha definido aplicando un coeficiente reductor de 2/3 a las dimensiones reales.

Con todo ello, las vigas ensayadas son de 3,60 m de luz (3,90 m de longitud total), con sección rectangular de 20 x 30 cm, armadas con 3 Ø 16 mm en tracción, 2 Ø 10 mm en compresión (constructiva), con un recubrimiento de 3 cm y cercos de 2 ramas de Ø 6 mm, cada 22 cm. En la figura 1 se presenta el esquema de armado de las vigas.

4. DESCRIPCION DE LOS ENSAYOS

Tal como se indica en la Tabla 1, para las dos series se han realizado ensayos a los 2, 4, 7 y 28 días después del hormigonado. Cada día de ensayo se realizaron las siguientes operaciones: ensayos para caraterización del hormigón, descimbrado y ensayo a rotura de una viga, y descimbrado y puesta en carga de otra viga (ensayo de fluencia). Esta viga se ensayó a rotura una vez finalizado el ensayo de fluencia.

También se han realizado ensayos para caracterización del hormigón, a los 60 días, y el día de rotura de las vigas ensayadas a fluencia.

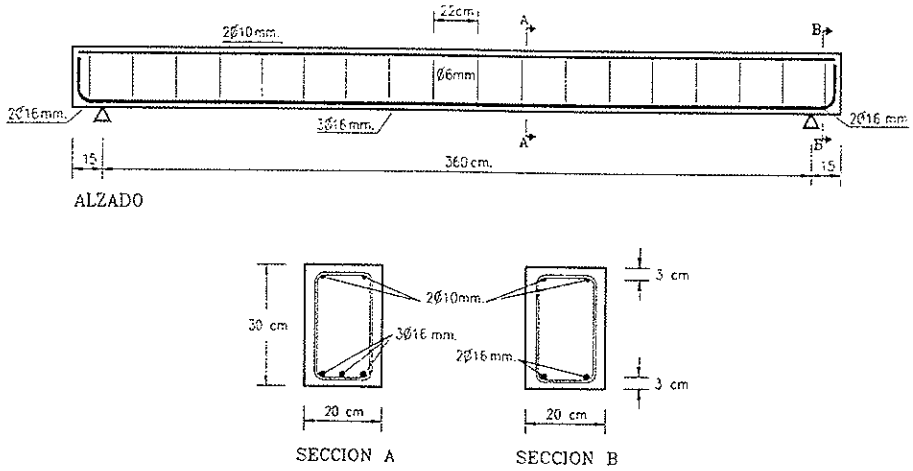


Fig. 1. Esquema de armado de viga tipo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

4.1. Ensayos para caracterización del hormigón

Con cada serie de vigas se han fabricado 63 probetas cilíndricas de 15 x 30 cm. Con la segunda serie de vigas se han fabricado, además, 4 probetas cilíndricas, de 15 x 45 cm, y 1 probeta de 15 x 15 x 60 cm.

Las probetas se taparon con plástico después del hormigonado y fueron desmoldeadas el día siguiente. 21 de las 63 probetas de 15 x 30 cm se conservaron en condiciones estandard de humedad y temperatura, y las restantes fueron almacenadas en el laboratorio, en las mismas condiciones que las vigas.

Los ensayos realizados sobre las probetas cilíndricas de 15 x 30 cm, conservadas en condiciones estandard, se han estructurado en 7 grupos de 3 probetas, de las cuales se han utilizado 2 para ensayo de rotura por compresión, y 1 para ensayo de rotura por tracción indirecta.

Los ensayos realizados sobre las probetas cilíndricas de 15 x 30 cm, conservadas en las mismas condiciones que las vigas, se han estructurado en 6 grupos de 7 probetas, de las cuales se han utilizado 3 para ensayo de rotura por compresión, 2 para ensayo de rotura por tracción indirecta y 2 para ensayo de módulo de deformación.

Los resultados de estos ensayos se muestran en las Tablas 2.1 (1ª serie) y 2.2 (2ª serie).

Las probetas cilíndricas de 15 x 45 cm, han sido sometidas a ensayo de fluencia, siendo cargadas cada una de ellas a distinta edad.

La probeta de 15 x 15 x 60 cm, ha sido utilizada para obtener el coeficiente de retracción del hormigón.

4.2. Instrumentación de las vigas

Las vigas han sido instrumentadas de acuerdo con las magnitudes que se deseaba medir durante

TABLA 2.1

Resultados de la 1ª serie (kg/cm²)

	Edades de ensayo (días)							
	1	**2**	**4**	**7**	**14**	**28**	**60**	**90**
f_{cj}	–	166	183	204	–	228	220	246
f_{cj}*	151	190	206	212	243	272	–	285
f_{ctj}	–	19,9	20,2	23,3	–	22,8	25,8	19,9
f_{ctj}*	17,3	12,7	23	23,9	25,7	27	–	–
E_{cj}	–	176.260	209.200	213.056	–	221.430	229.222	258.830

* Resultados obtenidos en condiciones estandard.

TABLA 2.2

Resultados de la 2ª serie (kg/cm²)

	Edades de ensayo (días)							
	1	**2**	**4**	**7**	**14**	**28**	**60**	**90**
f_{cj}	–	111	141	159	–	202	214	–
f_{cj}*	94	134	166	185	205	220	–	252
f_{ctj}	–	10,5	13	15,2	–	16,5	21,3	–
f_{ctj}*	10	16	17	20	21	23	–	24
E_{cj}	–	153.885	165.617	187.450	–	213.874	216.822	–

* Resultados obtenidos en condiciones estandard.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

los ensayos. Estas son las mismas para los dos tipos de ensayos realizados, a saber: deformaciones en las armaduras longitudinales, deformaciones longitudinales en el hormigón y flechas.

Las deformaciones de la armadura longitudinal se han medido mediante 4 galgas extensométricas pegadas, 2 de ellas a las barras traccionadas y las otras 2 a las barras comprimidas. La figura 2.2 muestra la disposición de estas galgas.

Las deformaciones del hormigón se han medido mediante 4 galgas extensométricas pegadas en la sección central de la viga y en las caras laterales de la misma, existiendo 2 galgas a cada lado.

En las vigas sometidas a ensayo de fluencia se han realizado, además, medidas con extensómetro mecánico, 12 por viga, en previsión del posible fallo de las galgas pegadas al hormigón. Las figuras 2.1 y 2.3 muestran un esquema de la disposición de dicha instrumentación.

La medición de flechas se ha realizado mediante 3 relojes comparadores, en el caso de las vigas ensayadas a fluencia, y con 3 LVDT (Linear Variable Differential Transformer) en el caso de las vigas ensayadas a rotura. En la figura 2.1 puede verse su disposición en la viga.

En los ensayos de rotura de la segunda serie se ha medido, también, la deformación de los cercos, puesto que se esperaba una rotura por cortante. Para ello se han instrumentado 2 cercos mediante una galga extensométrica pegada en cada uno de ellos. Las figuras 2.1 y 2.4 muestran su disposición en la viga.

La aparición de fisuras longitudinales en la cara inferior de las vigas más jóvenes de la primera serie, sometidas a rotura, hizo pensar en un posible fallo de la adherencia entre acero y hormigón. Por ello, en las vigas ensayadas a rotura de la segunda serie, se prolongaron las armaduras longitudinales fuera de la sección extrema de la viga, disponiéndose un LVDT para controlar el posible deslizamiento de dichas armaduras. La figura 2.5 muestra un detalle de dicha instrumentación.

4.3. Ensayos de fluencia

Los ensayos de fluencia consistieron en mantener una viga bajo carga constante durante un determinado período de tiempo.

Las vigas fueron sometidas a la acción de 2 cargas puntuales, aplicadas a 1/3 de la luz, respecto de los apoyos. La figura 3.1 muestra el esquema de carga.

La carga se aplicó mediante sacos de arena colgados del extremo de un bastidor apoyado sobre la viga que se iba a ensayar y sujeto por el otro extremo a una barra traccionada fijada a la losa de carga del laboratorio. La figura 4 muestra una viga sometida al ensayo de fluencia.

La carga aplicada en cada viga, fue calculada para que la tensión máxima de compresión en el hormigón fuera del orden del 40% de su resistencia en el instante de puesta en carga. En la Tabla 3 se indica el valor de la carga aplicada a cada una de las vigas ensayadas. En todos los casos, la carga aplicada fue superior a la carga de fisuración.

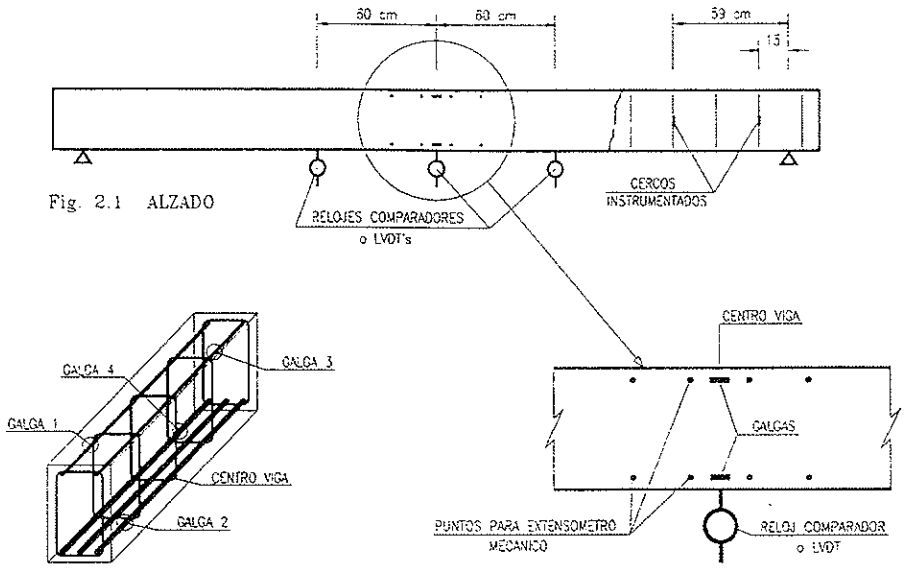


Fig. 2.1 ALZADO

Fig. 2.2 INSTRUMENTACION DE LA ARMADURA TRACCIONADA

Fig 2.3 INSTRUMENTACION DEL HORMIGON

Fig. 2. Esquema de la instrumentación de una viga.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

TABLA 3

Carga aplicada en los ensayos de fluencia

	Viga			
	C11	C12	C13	C14
Carga Aplicada P (T)	1,156	1,288	1,236	1,633

La toma de lecturas se realizó, cada 6 minutos, durante la 1ª hora después del proceso de carga, previa estabilización de los relojes comparadores; y posteriormente, según la función logarítmica

$$L = 10 + 10 \log T$$

donde T es el tiempo transcurrido, en horas, desde la aplicación de la carga y L es el número de lecturas realizadas.

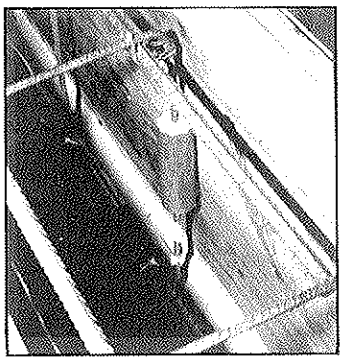


Fig. 2.4. Detalle de un cerco instrumentado.

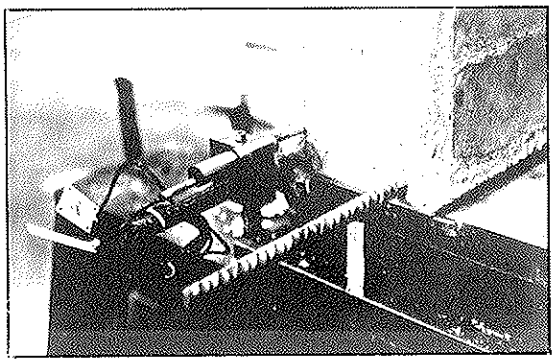


Fig. 2.5. Detalle del LVDT para deslizamiento.

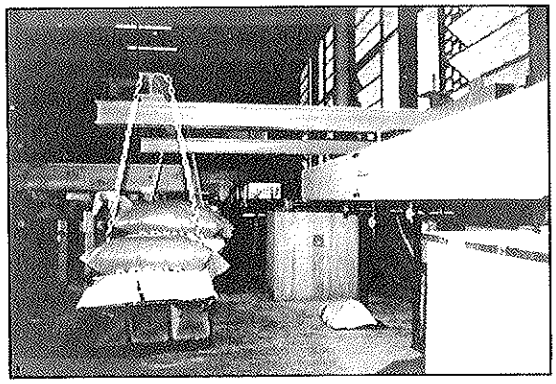


Fig. 4. Viga sometida al ensayo de fluencia.

4.4. Ensayos de rotura

Los ensayos de rotura consistieron en someter una viga a un aumento gradual de carga hasta alcanzar la rotura.

Las vigas fueron sometidas a la acción de 2 cargas puntuales aplicadas a a 1/3 de la luz, las de la 1ª serie, y a 1/4 de la luz, las de la 2ª serie (véase figura 3).

La carga se aplicó mediante un gato hidráulico sujeto a un pórtico de carga, fijado éste a la losa de carga del laboratorio.

El aumento de la carga se realizó mediante escalones. Para cada escalón de carga se tomaron lecturas de deformaciones en acero y hormigón, de flechas y se marcaron las fisuras que fueron apareciendo.

Las vigas de la 1ª serie rompieron todas por flexión, tanto las ensayadas inmediatamente después del descimbrado como las ensayadas después de permanecer cargadas un cierto tiempo.

Las vigas de la 2ª serie rompieron por cortante. De esta serie, sólo se presentan los resultados de las vigas ensayadas inmediatamente después del descimbrado, puesto que las otras 4 vigas permanecerán cargadas hasta mediados de febrero de 1994.

Las figuras 5 y 6 muestran, respectivamente, una rotura por flexión de la 1ª serie y una rotura por cortante de la 2ª serie.

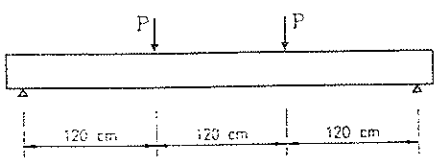


Fig. 3.1.- ENSAYOS DE FLUENCIA (AMBAS SERIES) Y ROTURA (SERIE 1)

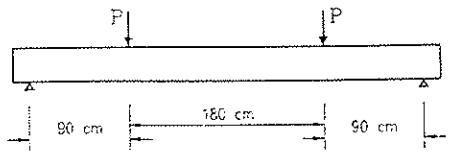


Fig. 3.2.- ENSAYOS DE ROTURA DE LA SERIE 2

Fig. 3. Esquema de carga aplicada en los ensayos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

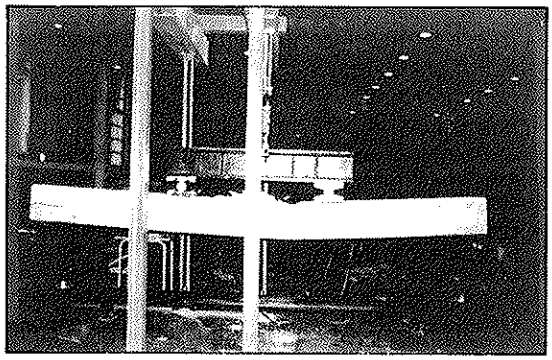


Fig. 5. Ensayo a rotura por flexión.

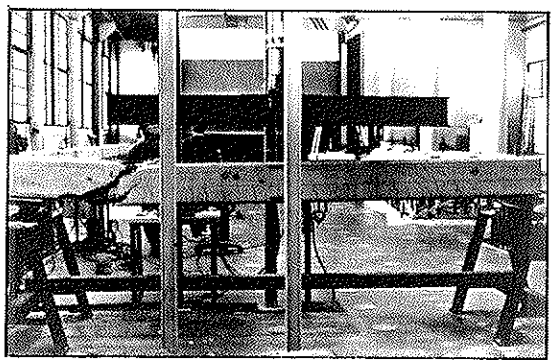


Fig. 6. Ensayo a rotura por cortante.

5. PREDICCIONES ANALITICAS

La predicción de flechas diferidas se ha realizado en base a dos modelos. Uno es el modelo general propuesto por CEB-FIB Model Code-90 y el otro es un modelo simplificado propuesto por Murcia (1991). Este último parte de la hipótesis de que la deformación de la armadura traccionada permanece constante en el tiempo.

Las predicciones de rotura se han basado en la extrapolación, al caso de hormigones jóvenes, de lo que establece la Instrucción EH-91.

La predicción de la rigidez en sección fisurada (K_n) se ha realizado en base a un cálculo en servicio, suponiendo un diagrama tensión-deformación lineal para el hormigón comprimido y sin considerar el hormigón traccionado.

6. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS Y COMPARACION CON LAS PREDICCIONES ANALITICAS

6.1. Ensayos a fluencia, de la 1ª serie

Las figuras 7 y 8 muestran, respectivamente, la evolución de las deformaciones del hormigón comprimido y del acero traccionado, para las 4 vigas ensayadas. Se observa que, mientras la deformación del hormigón comprimido aumenta con el tiempo, la deformación del acero traccionado permanece casi constante (ello parece confirmar la hipótesis en que se basa el modelo de J. Murcia).

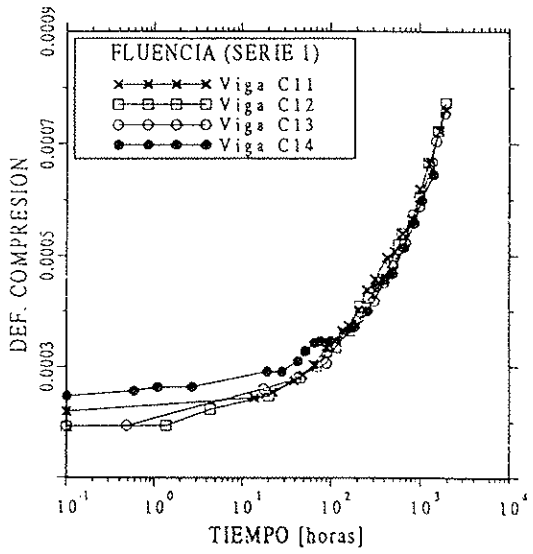


Fig. 7. Deformación del hormigón comprimido.

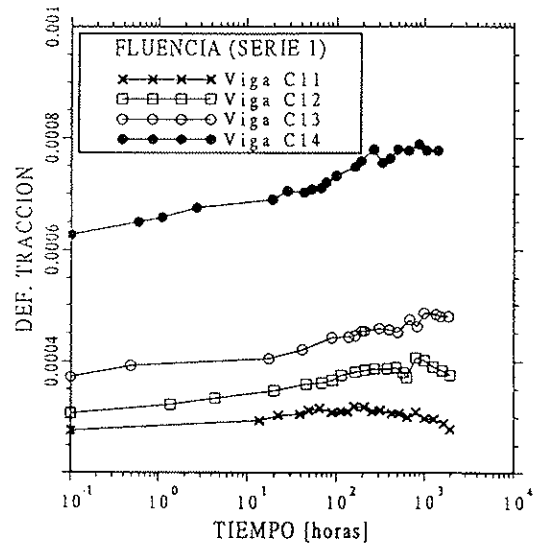


Fig. 8. Deformación del acero traccionado.

En la figura 9 se presenta la evolución del plano de deformaciones de la sección central de la viga cargada a los 7 días. De ella se deduce la escasa influencia de la deformación del acero traccionado en la evolución de la curvatura de la sección (Murcia 1991).

La figura 10 muestra la evolución de la flecha total, en la sección central, para las 4 vigas ensayadas. Puede apreciarse que la flecha es mayor cuanto mayor es la edad de la viga en el instante de puesta en carga. Este hecho no debe sorprender si se tiene en cuenta que la carga aplicada a la viga de 28 días era un 41,26% superior a la carga aplicada a la viga de 2 días, mientras que la resistencia a tracción del hormigón a los 28 días sólo

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

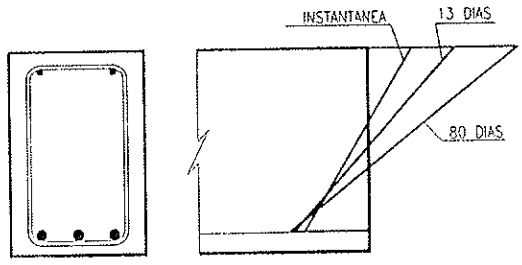


Fig. 9. Esquema de la evolución en el tiempo de la deformación de la sección central.

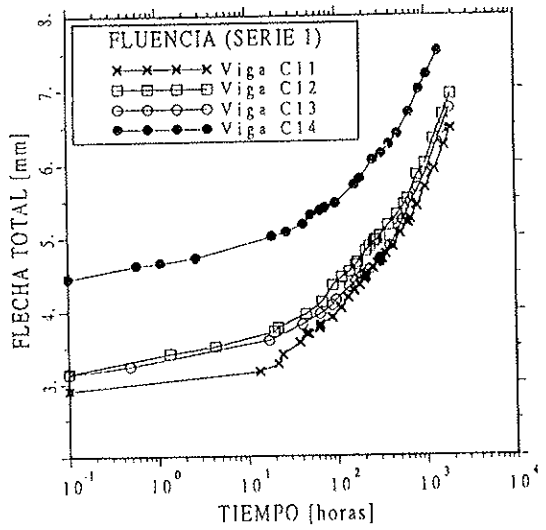


Fig. 10. Evolución de la flecha total en la sección central.

fue un 21,6% superior a la obtenida a los 2 días; ello repercutió en un mayor nivel de la fisuración instantánea para la viga de 28 días, con la consiguiente disminución de su rigidez.

La figura 11 muestra la evolución de la flecha diferida, obtenida de la diferencia entre la flecha total y la instantánea, de las 4 vigas ensayadas. Se observa que su evolución tiende a converger con el tiempo. La flecha instantánea fue medida cuando se estabilizaron los relojes comparadores, lo que ocurrió, en todos los casos, pocos minutos después de la aplicación de la carga.

La figura 12 muestra la evolución del factor de flecha, definido como el cociente entre la flecha diferida y la instantánea, para las 4 vigas ensayadas. Puede observarse que, para una misma duración de la carga, este factor es mayor cuanto menor es la edad de la viga en el instante de su puesta en carga. La figura 13 muestra la evolución del factor de flecha, en función de la edad de la viga en el instante de su puesta en carga, para distintos tiempos de duración de la carga, y confirma la observación anterior.

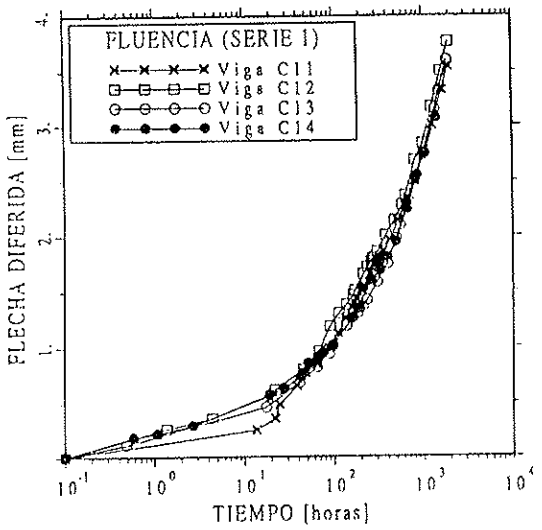


Fig. 11. Flecha diferida en la sección central.

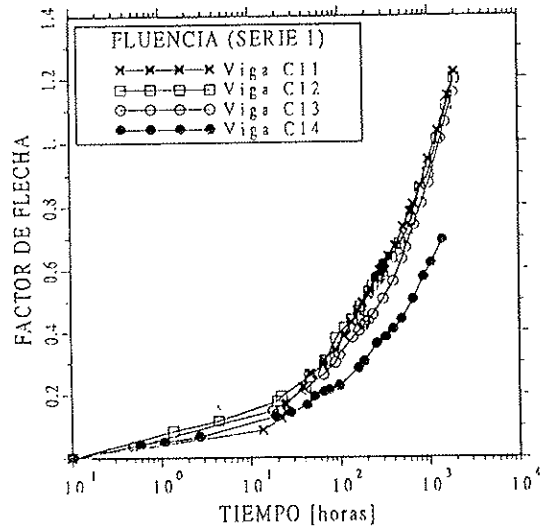


Fig. 12. Factor de flecha.

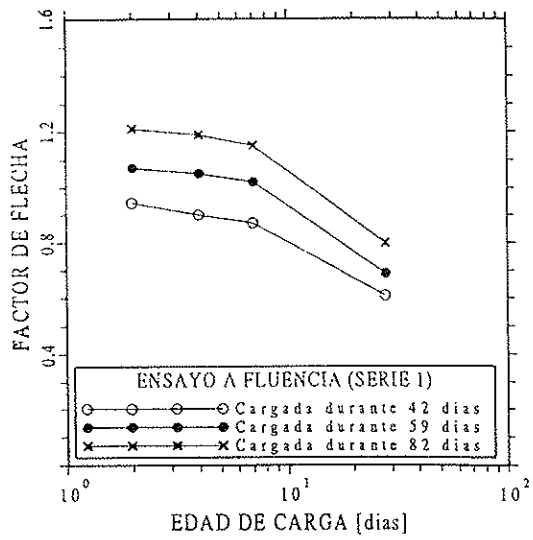


Fig. 13. Evolución del factor de flecha en función de la edad de carga.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Además, cabe constatar que el factor de flecha es sensiblemente inferior al coeficiente de fluencia del hormigón $\varphi(t, t_0)$, es decir, la flecha diferida no es $\varphi(t, t_0)$ veces la flecha instantánea. Así, siendo $FC = y_{dif}/y_{inst}$, y $\varphi(t, t_0)$ = coeficiente de fluencia, para la viga cargada a $t_0 = 2$ días, $\varphi(t, t_0) = 2{,}067$ y $FC = 1{,}216$; para la viga cargada a $t_0 = 4$ días, $\varphi(t, t_0) = 1{,}87$ y $FC = 1{,}196$; para la viga cargada a $t_0 = 7$ días, $\varphi(t, t_0) = 1{,}692$ y $FC = 1{,}150$; y para la viga cargada a $t_0 = 28$ días, $\varphi(t, t_0) = 1{,}034$ y $FC = 0{,}689$.

En la figura 14 se presenta la evolución de la curvatura de la sección central de las 4 vigas ensayadas, calculada a partir de las deformaciones en tracción y compresión obtenidas experimentalmente.

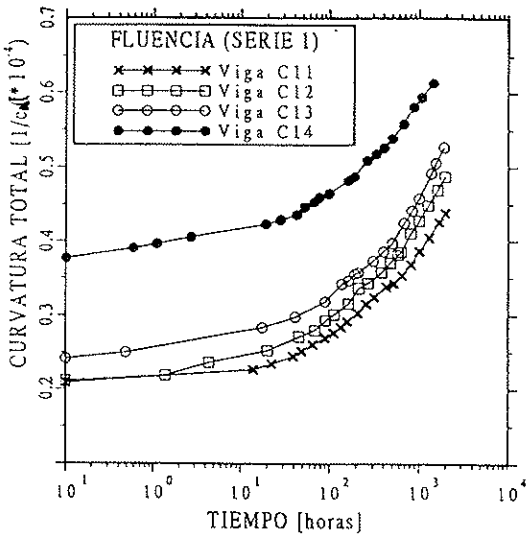


Fig. 14. Evolución de la curvatura total en la sección central.

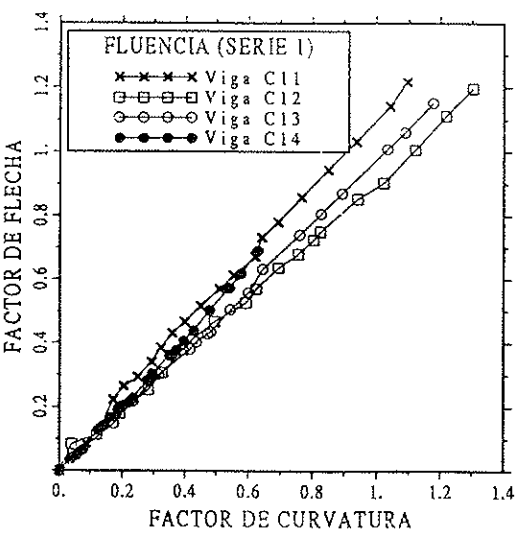


Fig. 15. Relación entre los factores de flecha y curvatura.

Al igual que para las flechas, se ha calculado el factor de curvatura, definido como el cociente entre la curvatura diferida y la instantánea. En la figura 15 se presenta la relación entre los factores de flecha y curvatura. En ella se observa que existe una buena correlación entre ambos, para todos los casos ensayados. Esto conduce a la posibilidad de obtener la flecha diferida, multiplicando la flecha instantánea por un factor cuyo valor es aproximadamente igual al factor de curvatura, lo que permitiría extrapolar, a nivel pieza, los resultados de un análisis seccional.

En la Tabla 4 se presentan las flechas totales obtenidas analíticamente, conjuntamente con las obtenidas experimentalmente, de las 4 vigas ensayadas. Se observa que, tanto el método de la EH-91, como el método simplificado (Murcia), proporcionan unos resultados parecidos a los del método general (CEB) y que todos se ajustan bastante a los experimentales.

TABLA 4

Flecha total (mm)

	VIGA C11 (t = 83 días)	VIGA C12 (t = 82 días)	VIGA C13 (t = 80 días)	VIGA C14 (t = 59 días)
Experimental	6,45	6,92	6,73	7,50
EH-91	6,157	6,549	6,289	7,453
CEB	6,185	6,211	5,508	6,291
Murcia	6,510	6,508	5,970	6,26

El primero se muestra más adecuado para edades avanzadas y el segundo proporciona mejores resultados para edades tempranas, como corresponde a la adecuación de la hipótesis de partida. Cabe destacar que los errores cometidos lo son por defecto, ya que las predicciones analíticas siempre son inferiores a los resultados experimentales. A falta de ensayos sobre la fluencia del hormigón, cabe preguntarse sobre la adecuación de las funciones de fluencia dadas por las normativas para hormigones cargados a tempranas edades.

6.2. Ensayos a rotura, de la 1ª serie

En todas las vigas ensayadas, las primeras fisuras observadas aparecieron en la zona cercana a la sección central de la viga y eran sensiblemente verticales. Ante los sucesivos incrementos de carga, se producía una propagación de estas fisuras hacia los extremos de la viga, así como un aumento de la longitud de las ya existentes. Cerca del final del ensayo, las fisuras más extremas se inclinaron hacia la zona central de la viga. Finalmente, ante un aumento de carga, era posible observar, a simple vista, el aumento de flecha.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

pero la célula de carga daba lecturas de valor inferior a la lectura precedente. En estas condiciones, ante un nuevo aumento de carga se producía el pandeo de la armadura superior (de montaje), con el consiguiente desconchamiento del hormigón que la cubría. La rotura se produjo por flexión y la armadura traccionada llegó a plastificar (rotura dúctil).

La tabla 5 muestra el momento flector de rotura obtenido experimentalmente, conjuntamente con la predicción analítica. Se observa que el resultado experimental es menor que la predicción analítica en todos los casos. El máximo error se produce para la viga R11, siendo del 6,6%; para las restantes vigas el error medio es del 2,15%. Esto puede ser debido, básicamente, a dos razones: por una parte, a la imposibilidad de tomar una lectura de la célula de carga en el instante exacto de la rotura, y por otra, al pandeo de la armadura superior (lo cual pudo precipitar la rotura).

TABLA 5

Momento flector de rotura (1ª serie) (mT)

	VIGA R11	VIGA R12	VIGA R13	VIGA R14
Experimental	6,82	7,18	7,24	7,30
Analítico	7,269	7,333	7,398	7,456

No se aprecian grandes diferencias en el momento flector de rotura de las distintas vigas ensayadas. El momento último de la viga ensayada a los 2 días es un 6,58% inferior al de la viga ensayada a los 28 días. Ello puede explicarse por la alta resistencia del hormigón en los primeros días (por ejemplo, f_{cj} = 166 kg/cm² a los 2 días).

En cuanto a deformabilidad, las figuras 16 y 17 muestran, respectivamente, la evolución de la flecha y de la curvatura en la sección central de las 4 vigas ensayadas inmediatamente después del descimbrado. En ellas se observa una gran afinidad con el diagrama teórico trilineal. A partir de la figura 17, se ha calculado la pendiente de la zona central del gráfico (Rigidez K_{II} en sección fisurada).

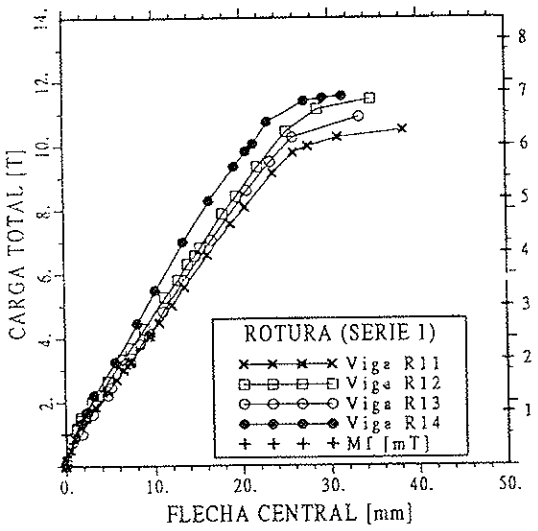


Fig. 16. Flecha en la sección central de la viga.

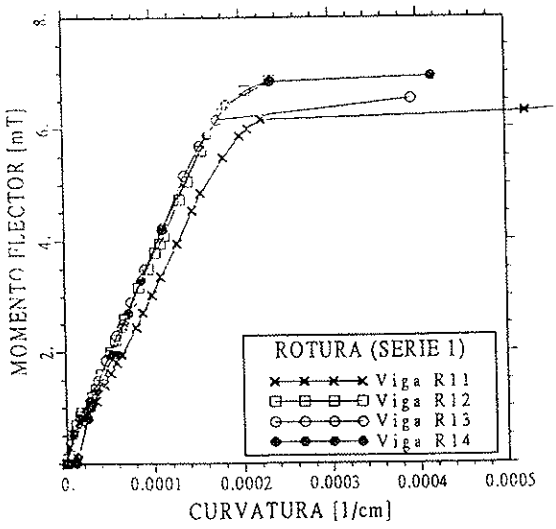


Fig. 17. Curvatura en la sección central de la viga.

La Tabla 6 muestra los valores de rigidez K_{II} obtenidos experimentalmente, junto con los calculados analíticamente. Se observa una menor rigidez cuanto menor es la edad de la viga ensayada, y, en todos los casos, la rigidez calculada es bastante superior a la obtenida experimentalmente.

TABLA 6

Rigidez sección fisurada (m²T)

	VIGA R11	VIGA R12	VIGA R13	VIGA R14
Experimental	311	349	375	386
Analítico	499	521	523	528

En cuanto a la rotura de las vigas ensayadas previamente a fluencia, la Tabla 7 muestra el momento flector de rotura, obtenido experimentalmente, junto con la predicción analítica. Puede observarse que en el caso de las vigas C11 y C13, el momento flector de rotura, experimental, es ligeramente superior al calculado analíticamente, mientras que para las otras dos vigas, el resultado experimental es ligeramente inferior al analítico. No se aprecia una influencia clara de la edad de puesta en carga de la viga en su capacidad resistente posterior. Por otra parte, el aumento de momento último con el tiempo (comparando con Tabla 5) sólo es notable en la viga C11.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

TABLA 7

Momento flector de rotura (1ª serie) (mT)

	VIGA C11	VIGA C12	VIGA C13	VIGA C14
Experimental	7,54	7,30	7,67	7,34
Analítico	7,492			

Las figuras 18 y 19 muestran, respectivamente, la evolución de la flecha y de la curvatura en la sección central de las 4 vigas llevadas a rotura después del ensayo de fluencia. Al igual que para las 4 vigas anteriores, se ha calculado la rigidez de la sección fisurada, (K_{II}), a partir de la figura 19. En la Tabla 8 se muestra la rigidez K_{II} obtenida experimentalmente, junto con la calculada analíticamente. Se aprecia una menor rigidez cuanto menor fue la edad de puesta en carga de la viga (la máxima diferencia es del 11,9%).

TABLA 8

Rigidez sección fisurada (m^2T)

	VIGA C11	VIGA C12	VIGA C13	VIGA C14
Experimental	404	379	414	430
Analítico	548			

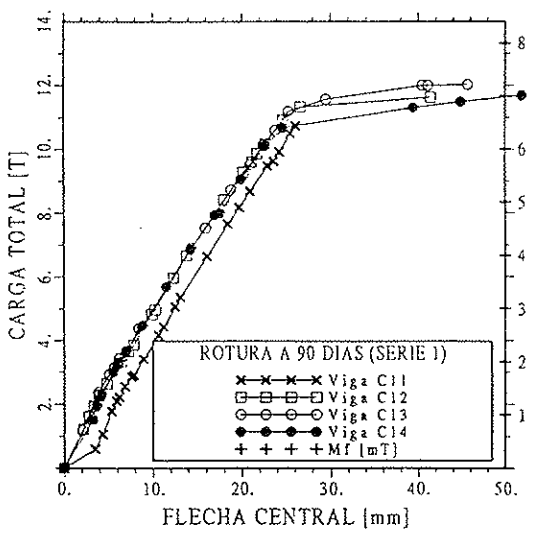


Fig. 18. Flecha en la sección central de la viga.

6.3. Ensayos a rotura, de la 2ª serie

En las 4 vigas ensayadas, las primeras fisuras observadas aparecieron en la zona cercana a la sección central de la viga y eran sensiblemente verticales. Ante los sucesivos incrementos de carga, se producía una propagación de estas fisuras hacia los extremos de la viga, así como un aumento de la longitud de las ya existentes. Aproximadamente a mitad del ensayo, las fisuras de la zona central de la viga se mantenían estables, concentrándose las nuevas fisuras en las zonas extremas, claramente de cortante. La rotura se producía de forma brusca.

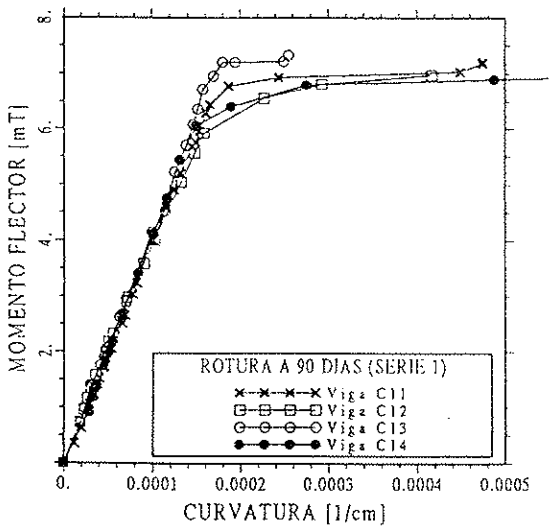


Fig. 19. Curvatura en la sección central de la viga.

En la figura 20, se presenta la evolución de la deformación del cerco más próximo al punto de aplicación de la carga, para las 4 vigas ensayadas. En ella se observa el conocido mecanismo que se refleja en una recta tensión-cortante paralela a la ecuación de Ritter-Mörsch.

En la Tabla 9, se presenta el cortante de rotura, experimental, junto al teórico. Se observa que el resultado experimental es siempre mayor que el teórico. La máxima diferencia es de un 25,47% para la viga R24.

TABLA 9

Cortante de rotura (2ª serie) (T)

	VIGA R21	VIGA R22	VIGA R23	VIGA R24
Experimental	7,33	8,57	8,29	9,42
Analítico	6,026	6,394	6,590	7,021

En cuanto a deformabilidad, las figuras 21 y 22 muestran, respectivamente, la evolución de la flecha y de la curvatura, en la sección central de las 4 vigas ensayadas. En ellas se puede observar una mayor deformabilidad cuanto menor fue la edad de carga de la viga. El gráfico de la figura 21 finaliza, en todos los casos, antes de la rotura. Esto es debido a que, como se esperaba una rotura brusca, se quitaron los LVDT antes de que aquélla se produjera.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

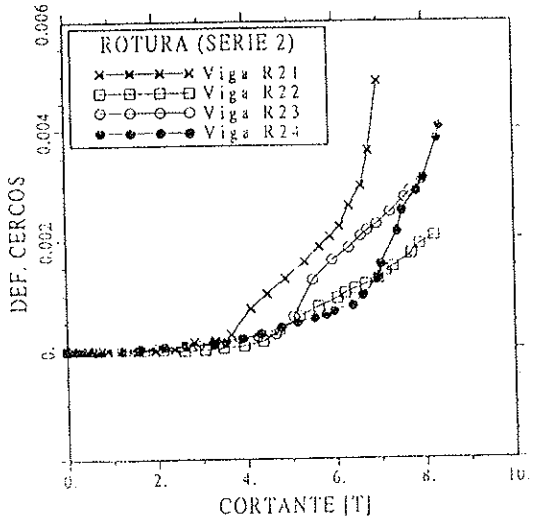


Fig. 20. Evolución de la deformación del cerco interior instrumentado.

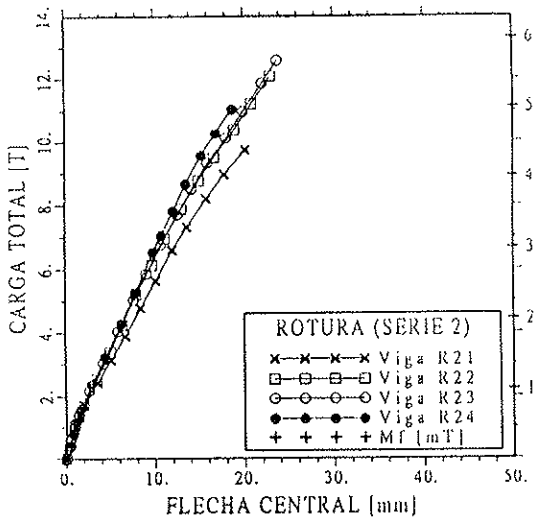


Fig. 21. Flecha en la sección central de la viga.

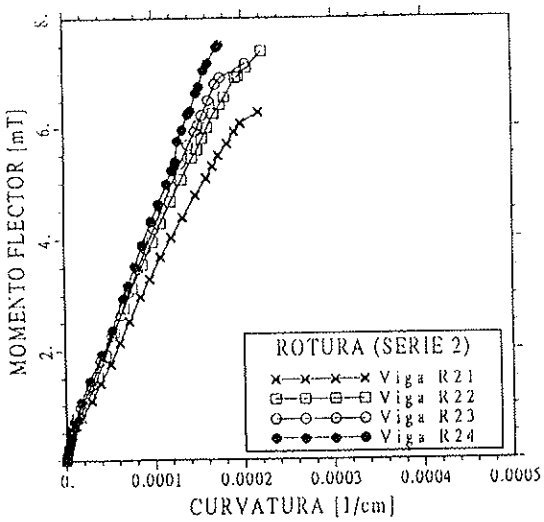


Fig. 22. Curvatura en la sección central de la viga.

Al igual que para la primera serie, se ha calculado la rigidez en sección fisurada, (K_{II}), de las 4 vigas ensayadas, a partir de la figura 22. La Tabla 10 muestra los valores de rigidez obtenidos analítica y experimentalmente. En ella puede observarse que la rigidez aumenta con la edad de puesta en carga de la viga, así como que los resultados experimentales son inferiores a los analíticos.

TABLA 10

Rigidez sección fisurada (m^2 T)

	VIGA R21	VIGA R22	VIGA R23	VIGA R24
Experimental	306	359	384	402
Analítico	481	491	507	524

La figura 23 muestra la evolución de las lecturas tomadas por el LVDT, que medía el deslizamiento de la armadura traccionada, durante los ensayos. En ella puede observarse que sólo en las vigas de menor edad, y a partir de un cierto valor de la carga aplicada, se produjo tal deslizamiento.

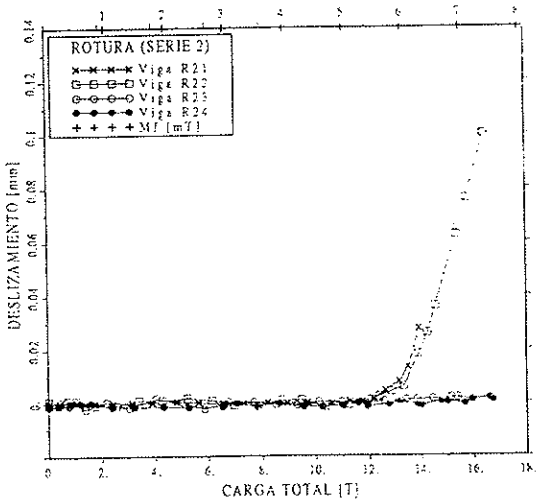


Fig. 23. Deslizamiento de la armadura traccionada.

7. CONCLUSIONES

Las principales conclusiones del presente trabajo, a partir de los resultados analizados hasta el momento, son las siguientes:

En cuanto a deformabilidad diferida (ensayos de fluencia):

* Para vigas cargadas a tempranas edades, la predicción más aproximada es la basada en la hipótesis de no deformación de la armadura de tracción en el tiempo, como cabe esperar debido a la relativa mayor deformabilidad del hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

* Las flechas calculadas según la EH-91 están en el mismo rango de precisión que las obtenidas con los otros métodos aproximados, y son tanto más adecuadas cuanto mayor es la edad del hormigón.

* La relación entre la flecha diferida y la instantánea (factor de flecha) es bastante inferior al coeficiente de fluencia.

* Existe una buena correlación entre los factores de flecha y curvatura, lo que puede permitir la extrapolación de los resultados de un análisis seccional, a nivel pieza. Sin embargo, deberían realizarse ensayos complementarios sobre estructuras estáticamente indeterminadas.

* La deformación de la armadura traccionada permanece casi constante con el tiempo, lo cual permitirá una simplificación en el análisis seccional.

* Las flechas diferidas medidas son siempre superiores a las estimadas analíticamente. En nuestra opinión es necesario investigar, con más detalle, la fluencia del hormigón cargado a tempranas edades.

En cuanto a capacidad resistente (ensayos de rotura):

* Se constata una escasa influencia de la edad del hormigón en la capacidad resistente a flexión de las vigas (1ª serie). Ello era previsible, puesto que las vigas se dimensionaron para una rotura en dominio 3 y la resistencia del hormigón a los 2 días no fue suficientemente baja como para conseguir una rotura frágil. La máxima diferencia entre las cargas últimas de las vigas ensayadas a los 2 y a los 28 días es de un 6,58%. Ello indica que, si no se modifica sustancialmente el mecanismo resistente (en este caso flexión dúctil), la edad de descimbrado no afectará al coeficiente de seguridad.

* Se constata la influencia de la edad del hormigón en la capacidad resistente a cortante de las vigas (2ª serie), puesto que el cortante de rotura fue mayor cuanto mayor era la edad de la viga ensayada. La máxima diferencia entre las cargas últimas de las vigas ensayadas a los 2 y a los 28 días es de un 22,19%.

*El esquema de dimensionado y comprobación, a cortante, propuesto por la normativa actual, se muestra válido para todas las edades, ya que, en todas las vigas ensayadas (2ª serie), el cortante último teórico es siempre inferior al obtenido experimentalmente.

* No se detecta una clara influencia de la edad de puesta en carga de la viga, en su posterior capacidad resistente a flexión, puesto que el momento flector de rotura de las vigas *C* de la 1ª serie fue bastante parecido.

En cuanto a defomabilidad instantánea (ensayos a rotura):

* Se constata la influencia de la edad del hormigón en la deformabilidad instantánea de las vigas ensayadas (1ª y 2ª series), puesto que la rigidez de la sección central es menor cuanto menor es la edad de la viga.

* Se constata también la influencia de la edad de carga inicial en la deformabilidad ante cargas posteriores (vigas *C* de la primera serie), ya que la rigidez de la sección central es menor cuanto más prematuramente se ha cargado la viga.

* En todos los casos, se detecta que la rigidez seccional fisurada, medida experimentalmente, es menor (entre un 37,6% y un 21,5%) que la predicha analíticamente, aun sin considerar el tension-stiffening.

8. AGRADECIMIENTOS

Los ensayos descritos en este artículo forman parte de un Proyecto de Investigación sobre "Vigas de hormigón armado descimbradas a tempranas edades", realizado en la Universitat Politécnica de Catalunya, Barcelona. Este Proyecto ha sido financiado, parcialmente, por el Gobierno Español (DGICYT, Proyecto PB89-0506), por la empresa constructora "Dragados y Construcciones", y por al empresa de control de calidad "Intecasa".

9. REFERENCIAS

* Byfors J. (1980). "Plain Concrete at Early Ages". Swedish Cement and Concrete Research Institute, vol. 3, nº 80.

* Comisión Permanente del Hormigón (1991). "Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado (EH-91)". Ministerio de Obras Públicas y Transportes.

* Comité Euro-International du Béton. (1991). "CEB-FIP Model Code 1990".

* El-Sheikh M. and Chen W.F. (1988). "Effects of Fast Construction Rate on Deflections of R.C. Buildings". Journal of Structural Engineering ASCE, 114, (10) 2225-2238.

* Favre R., Koprna M., Radojicic A. (1980). "Effets differés, fissuration et deformation des structures en béton". Ed. Georgi.

* Fernández Gómez J.A. (1986). "Estudio experimental de la evolución de las características mecánicas del hormigón curado en diversas condiciones y su aplicación al cálculo de los procesos de descimbrado". Tesis Doctoral.

* Gardner N.J. and Fu H.C. (1987). "Effects of High Construction Loads on the Long-Term Deflections of Flat Salbs". ACI Structural Journal, 84, (4) 349-360.

* Gilbert H. (1988). "Time effects in concrete structures". Elsevier.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

* Murcia J. (1991). "Análisis aproximado en el tiempo de secciones de hormigón armado en servicio. Propuesta de un nuevo factor de cálculo de flechas diferidas". Hormigón y Acero, 181, 9-17.

* Sha S.P., Miller R.A., Virding T.E. (1986). "Early-Age Shear Strength of Reinforced Concrete Beams". Properties of Concrete at Early Ages, ACI SP-95-5 pp. 71-82.

RESUMEN

En esta comunicación se presentan los resultados obtenidos en el estudio experimental del comportamiento de vigas de hormigón armado, descimbradas a tempranas edades. Se han ensayado dos series de ocho vigas biapoyadas, de 3,60 m de luz y sección rectangular de 20 x 30 cm, dimensionadas para resistir una carga total de servicio de 2,0 t/m, utilizando hormigón H-200 y acero AEH-500 N.

En cada serie se han realizado dos tipos de ensayo: Rotura y Fluencia. Los ensayos a rotura están orientados al estudio de la evolución de la deformabilidad instantánea y de la capacidad resistente en función de la edad del hormigón en el momento de la puesta en carga de la viga. Los ensayos a fluencia están orientados al estudio de la deformabilidad diferida en función de la edad del hormigón en el momento de la puesta en carga de la viga.

Con todo ello se ha determinado la influencia de la edad de descimbrado (puesta en carga) en el comportamiento a corto y largo plazo y el efecto de cargas prematuras en la capacidad resistente y deformabilidad a largo plazo.

Los resultados obtenidos de la experimentación se han contrastado con predicciones analíticas realizadas en base a la normativa vigente, extrayéndose conclusiones al respecto.

SUMMARY

In this paper, the results of tests carried out over reinforced concrete beams early demolded are presented. Two series of 8 simply supported reinforced concrete beams of 3,60 m span length have been tested. All the beams had a rectangular cross section of 20 x 30 cm, and were designed to resist a total service load of 20 kN/m.

Two types of tests have been made for each of the two series, named Creep tests and Failure tests. Creep tests were oriented to study the time dependent deflections in function of the age of loading. Failure tests were oriented to study the evolution of instantaneous deformability and strength of the beam as a function of the concrete age at loading.

Therefore, the influence of the age of concrete when unshoring, on the short and long term behaviour of the structure, has been determined both at service load and ultimate load levels. Experimental results have been compared with analytical predictions based on cement codes, and conclusions are drawn.

* * *

CONVOCATORIA DE LOS PREMIOS REHABITEC'94

El Salón de la Rehabilitación, el Equipamiento y el Mantenimiento, Rehabitec-94 que se celebrará entre el 27 de abril y el 1 de mayo de 1994, promueve la tercera convocatoria de los Premios Rehabitec, patrocinados por el Departamento de Política Territorial y Obras Públicas de la Generalitat de Cataluña con el fin de estimular la innovación tecnológica y la calidad de la construcción.

Edificación residencial

Premio Rehabitec-94 a la mejor obra de rehabilitación de edificación residencial.

Bases

Pueden optar a este Premio de Rehabilitación todas las obras de rehabilitación de edificación residencial finalizadas en España entre el 1 de enero de 1992 y el 31 de diciembre de 1993.

Las obras que deseen optar al Premio han de ser presentadas por alguno de los tres agentes participantes en el acto constructivo (promotores, constructores y equipo técnico facultativo) o bien pueden ser propuestas por cualquier persona que las considere de interés, con el acuerdo de alguno de los agentes citados.

Para poder optar al Premio, las obras presentadas deberán ir acompañadas de la siguiente documentación:

–Descripción de la intervención que se ha realizado.

–Memoria y planos del proyecto.

–Documento acreditativo del presupuesto de adjudicación de la obra.

–Certificado de final de obra emitido por el facultativo correspondiente.

–Material y documentación complementaria que incluya, al menos, 4 fotografías de la obra

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

hechas antes y después de la actuación de, 18 x 24 cms.

–Ficha según modelo que facilitará el Institut de Tecnología de la Construcció de Catalunya.

Para la mejor comprensión de la obra, se recomienda presentar un vídeo de formato VHS cuya duración no exceda de cinco minutos.

La documentación se entregará en la Secretaría Técnica de los Premios, Instituto de Tecnología de la Construcción de Cataluña-ITEC (Wellington 19, 08018 Barcelona).

El plazo de presentación de la documentación para optar al Premio finaliza el día 8 de abril de 1994.

Para mayor información dirigirse a:

Institut de Tecnología de la Construcció de Catalunya
Wellington, 19 - 08018 Barcelona
Tel.: (93) 309 34 04. Fax: (93) 300 48 52

CSIC

BASES DE DATOS

Consejo Superior de Investigaciones Científicas

• **CIRBIC:** Catálogo colectivo de Libros y Revistas existentes en las bibliotecas del CSIC. Su temática es multidisciplinar.

Volumen Libros: 317.652 **Volumen Revistas:** 36.183 Referencias

• **ISOC:** Base de datos referencial que recoge y analiza más de 1.600 revistas españolas relativas a Humanidades y Ciencias Sociales. Se subdivide, según las distintas áreas temáticas en:

- ECOSOC (Economía-Sociología-Política)
- ISOC-ARTE (Bellas Artes)
- ISOC-DC (Documentación Científica)
- HISTORIA (Historia-Ciencias Auxiliares
- JURIDOC (Ciencias Jurídicas)
- LIN-LIT (Lingüística y Literatura)
- PSEDISOC (Psicología-CC. Educación)
- URBISOC (Urbanismo-Geografía)

Volumen: 202.630 Referencias **Crecimiento Anual:** 18.300 Referencias

• **IME:** Base de datos referencial que recoge y analiza más de 330 revistas médicas españolas.

Volumen: 149.339 Referencias **Crecimiento Anual:** 10.500 Referencias

• **ICYT:** Base de datos referencial que recoge y analiza más de 600 publicaciones periódicas españolas, dentro de los campos de la Ciencia y la Tecnología.

Volumen: 78.409 Referencias **Crecimiento Anual:** 18.300 Referencias

• **AMÉRICA LATINA**

Volumen: 13.724 Referencias **Crecimiento Anual:** 1.500 Referencias

• **Datos enero 1994**

Para información y suscripciones: CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN CIENTÍFICA (CINDOC)
SERVICIO DE DISTRIBUCIÓN DE BASES DE DATOS
Joaquín Costa, 22
28002 MADRID
Teléfono: (91) 562 14 62
Fax: (91) 564 26 44

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Metodología de evaluación estructural de puentes existentes de hormigón. Aplicación a un caso real

Juan A. Sobrino Almunia
Joan R. Casas i Rius
Departamento de Ingeniería de la Construcción
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, (UPC)

1. INTRODUCCION Y OBJETIVOS

La verificación estructural con métodos probabilistas (Teoría de la Fiabilidad Estructural) tiene un gran campo de aplicación en la evaluación de puentes existentes, donde la incertidumbre se puede tratar de una forma rigurosa y,por consiguiente, con un enfoque más realista. Evidentemente, la metodología propuesta supone un tratamiento más complejo que los métodos semiprobabilistas, utilizados en las Normativas de proyecto. Sin embargo, debemos recordar que los coeficientes de seguridad y los valores característicos de las resistencias y las acciones están calibrados para cubrir un amplio espectro de tipologías estructurales y, en consecuencia, pueden proporcionar una seguridad excesiva, o soluciones antieconómicas, en ciertas estructuras.

A título de ejemplo, los posibles sobreespesores de un forjado de edificación y de tableros de puente, o la variabilidad de los recubrimientos de las armaduras, propios del proceso de ejecución, tienen un orden de magnitud de 1 a 3 cm, en general. En el caso de forjados de edificación, éstos factores afectan de una forma significativa en la evaluación de las solicitaciones de peso propio y de la respuesta a flexión y, sin embargo, afectan mínimamente en el caso de tableros de puente, con cantos muy superiores. ¿Está justificado que en ambos casos se utilicen los mismos coeficientes de mayoración de las acciones de peso propio y los mismos coeficientes de minoración de la resistencia?

Los criterios probabilistas permiten obtener la seguridad y funcionalidad de un puente, **actualizando la capacidad resistente y las solicitaciones reales.** En este artículo se introducen aspectos básicos en el proceso de **evaluación de la seguridad estructural** como son:

1.–Empleo de datos de las inspecciones o ensayos: propiedades mecánicas de los materiales, degradación del hormigón o las armaduras, refuerzos, incorrecto funcionamiento de los apoyos, detección de otras patologías, etc.

2.–Utilización de bases de datos existentes –conocimiento a priori– para su posterior actualización. De este modo, se puede minimizar el número de ensayos que hay que realizar.

3.–Estimación, de modo objetivo, de las solicitaciones reales de tráfico, viento, sismo, etc., para las que se debe garantizar suficiente seguridad. Asimismo, se puede aplicar el método para la verificación de paso de vehículos estratégicos o transportes especiales, en rutas de interés logístico.

La metodología propuesta permite adaptarse a las condiciones reales de funcionamiento, que pueden ser cambiantes durante su vida útil, y a las necesidades de servicio.

En un estudio anterior, se ha tratado la evaluación probabilista de la seguridad estructural de puentes isostáticos [1]; en este artículo se estudia la influencia, en dicha evaluación, de los siguientes factores:

1.–Incorporación de datos experimentales, en la caracterización de las propiedades mecánicas de los materiales.

2.–Cuantificación de la posible capacidad de redistribución de esfuerzos, en estructuras hiperestáticas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

2.METODOLOGIA GENERAL

La determinación de la seguridad real, se plantea en términos de probabilidad de fallo (P_f), o el índice de fiabilidad (β), de superar un cierto estado límite [2] [3]. En general, dichos estados se pueden formular como funciones del tipo:

$$M = R - S \qquad (1)$$

M = Margen de seguridad

R = Resistencia

S = Solicitación

La seguridad quedará garantizada si la probabilidad de fallo (P_f), es decir, la probabilidad de que $R < S$, queda por debajo de los mínimos aceptados socialmente o bien con criterios de mínimo coste generalizado [4] [5]. En general, los códigos de proyecto se calibran de tal forma que los Indices de Fiabilidad, para Estados Límites Ultimos, proporcionen un $\beta_{mínimo} \cong 3{,}5$ a 5 para una vida útil de las estructuras entre 50 a 100 años [6] [7]. Ello equivale a probabilidades de colapso entre $0{,}2 \cdot \cdot 10^{-3}$ a $0{,}3 \cdot 10^{-6}$.

Nuestro objetivo básico en la evaluación de un puente antiguo, con posibles problemas de degradación, pérdida de capacidad portante, cambio de uso, etc., será:

Determinar su seguridad estructural, en la vida útil restante, ante las solicitaciones reales y actualizando la resistencia de la estructura. La seguridad se expresará en términos del Indice de Fiabilidad (β) o de la probabilidad de fallo (P_f).

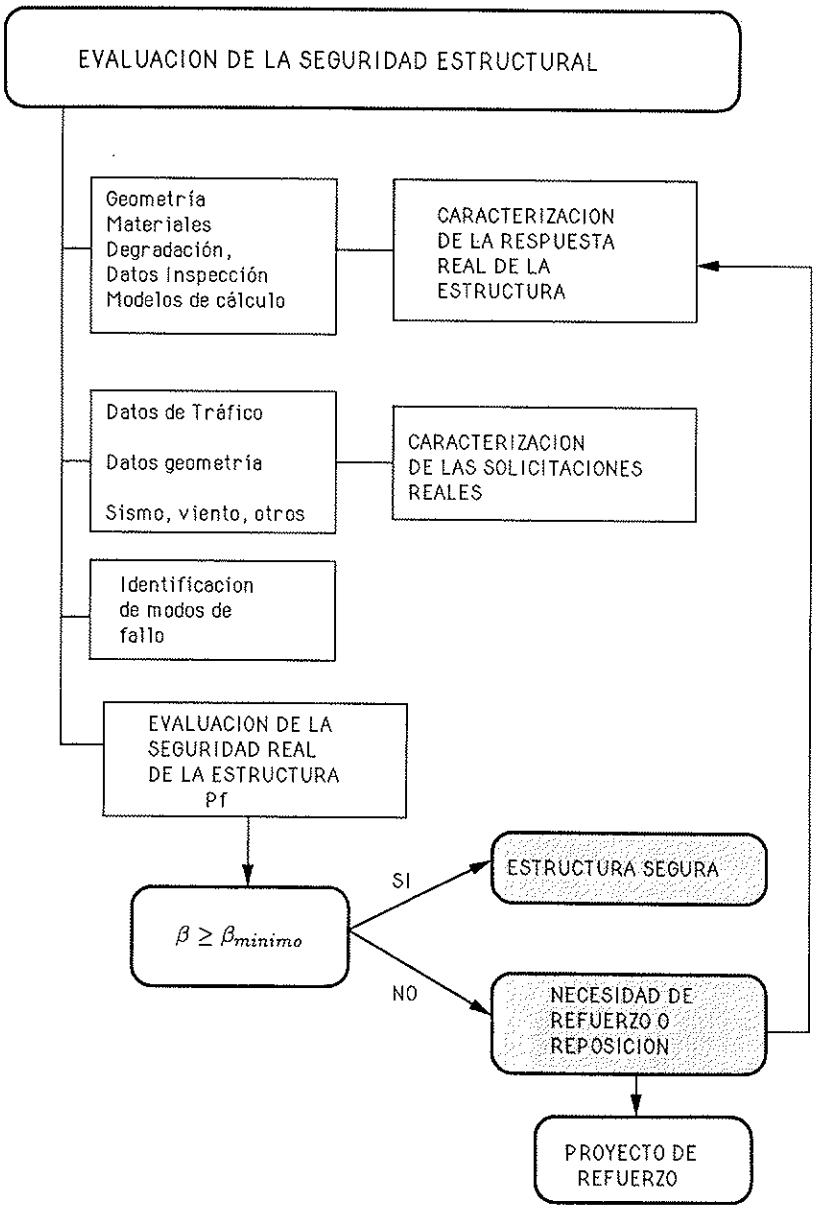


Fig. 1. Metodología de evaluación estructural.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Para ello, es preciso recurrir a un enfoque probabilista de los métodos generales de evaluación y caracterización de la respuesta estructural y de las solicitaciones. Ineludiblemente, será necesario utilizar la información existente en relación con la variabilidad usual de la geometría y propiedades mecánicas de los materiales; caracterizar las cargas de tráfico y sobrecargas permanentes, etc. Del mismo modo, la incorporación de datos de inspecciones y ensayos sobre los materiales permitirá actualizar y evaluar, de una forma más precisa, el comportamiento real del puente.

El planteamiento general (Figura 1) se resume en los siguientes puntos [8]:

1. Caracterizar la geometría (esquema estático, espesores de pavimento, cantos, recubrimientos, cuantías, pérdidas de armadura por corrosión, etc.) y propiedades mecánicas de los materiales. Se deben utilizar datos de proyectos constructivos, proyectos 'as built', datos de inventario, informes de inspecciones, realización de ensayos o inspecciones detalladas (catas, extracción de testigos, pruebas experimentales), etc.

2. Estudio de la historia de comportamiento, pruebas de carga, detección de patologías, etc.

3. Caracterización probabilista de la respuesta seccional, a partir de la información recopilada y la utilización de valores usuales en la dispersión de las variables básicas de geometría y propiedades mecánicas. Las técnicas de simulación constituyen una herramienta eficiente y económica para la evaluación probabilista de la respuesta estructural a nivel seccional.

4. Identificación de las cargas reales de tráfico. Se pueden utilizar datos de aforos próximos: IMD, porcentajes de vehículos pesados, tipos de vehículos pesados más usuales (largo o corto recorrido), identificación de frecuencia de situaciones de máxima carga, etc. Mediante programas de simulación es posible caracterizar, de un modo probabilista, las máximas solicitaciones esperadas a lo largo de la vida útil.

5. Caracterización de las solicitaciones reales de peso propio, carga permanente, y pretensado, en términos probabilistas. Se utilizan métodos análogos a los empleados en la determinación de la respuesta estructural.

6. En ciertas estructuras, se deben caracterizar las solicitaciones máximas asociadas a sismo y viento, donde proceda, por las condiciones del lugar de ubicación. Los valores nominales de las cargas se pueden extraer de las Normativas existentes para el proyecto y se deberán asumir valores aceptables de variación de los mismos, o bien recurrir a tratamientos estadísticos de datos reales.

7. Identificación de los posibles modos de fallo. Esta fase comportará el cálculo estructural y la evaluación de la respuesta del puente para estados avanzados de carga. De este modo, podemos incorporar la posible capacidad de redistribución de esfuerzos en ciertas situaciones de carga.

8. Determinación del Indice de Fiabilidad para cada modo de fallo. Verificación de la ecuación: $\beta > \beta_{mínimo}$, como criterio de seguridad estructural suficiente.

A continuación se aplica esta metodología al estudio de un puente curvo de hormigón pretensado.

3.EJEMPLO DE APLICACION. EVALUACION DE LA SEGURIDAD DE UN PUENTE CURVO. ANTIGUA O.F. 50-2, EN LA CARRETERA DE HOSTALRIC A BLANES, SOBRE LA AUTOPISTA A-7, EN GERONA

La elección de la Obra de Fábrica 50-2, antiguo paso superior de la carretera Hostalric-Blanes sobre la autopista A-7, se debe a la posibilidad que han tenido los autores de participar directamente en la redacción del Proyecto de pruebas experimentales para su evaluación estructural [9], previas a la demolición de la estructura, por la ampliación de la autopista A-7, y la participación en las pruebas experimentales, control geométrico durante la demolición y redacción del Informe de evaluación estructural [10].

Resulta, en consecuencia, una posibilidad única de poder evaluar un puente existente, proyectado con un tren de cargas diferente al actual vigente [11], con criterios de dimensionamiento distintos a los actuales, construido en el año 1969, conociendo su historia de comportamiento y disponiendo de datos de inspecciones y ensayos.

3.1. Descripción de la estructura

La O.F. 50-2 era un paso superior de autopista, de hormigón pretensado, con un esquema estático longitudinal de viga continua, con cuatro vanos de luces 17,014 + 21,328 + 26,555 + 21,328 m. En planta, tenía un trazado curvo, con radio de curvatura constante en prácticamente toda su longitud, de valor R=120 m. El puente estaba soportado por un único apoyo de neopreno zunchado en cada una de las pilas de hormigón armado, de fuste tronco-cónico. El tablero se empotraba a torsión en los estribos, mediante un par de apoyos metálicos de forma cilíndrica, separados 7 m (Figura 2).

La tipología transversal corresponde a una losa aligerada, de 1,20 m de canto (L/22), y cuatro ali-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

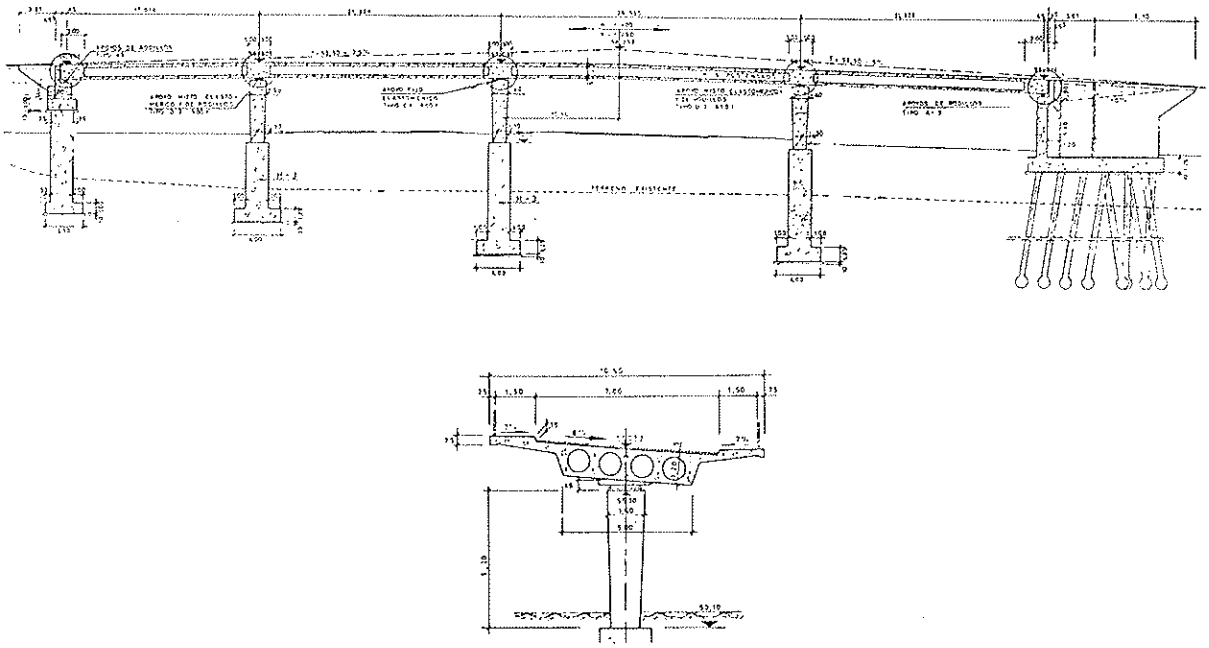


Fig. 2. Definición geométrica de la estructura.

geramientos de 0,85 m de diámetro, (Figura 2). Los aligeramientos se macizaban en las zonas de apoyo (2 m sobre las pilas y 1,5 m en la zona de estribos).

Los estribos son del tipo cerrado, con muro frontal de 6 y 7 m de altura, y aletas laterales en vuelta. El estribo lado Blanes estaba cimentado sobre pilotes, y el estribo opuesto (Hostalric) sobre una cimentación superficial.

El tablero se hormigonó in situ, en una única fase. La obra está pretensada con cables del sistema BBR, utilizando cables con 32 alambres ϕ 7 mm. El pretensado se dispone en tres familias, con anclajes activos en uno de los extremos, Figura 3.

En relación a la calidad de los materiales empleados, la losa estaba proyectada con:

Hormigón: hormigón de resistencia caracterís-

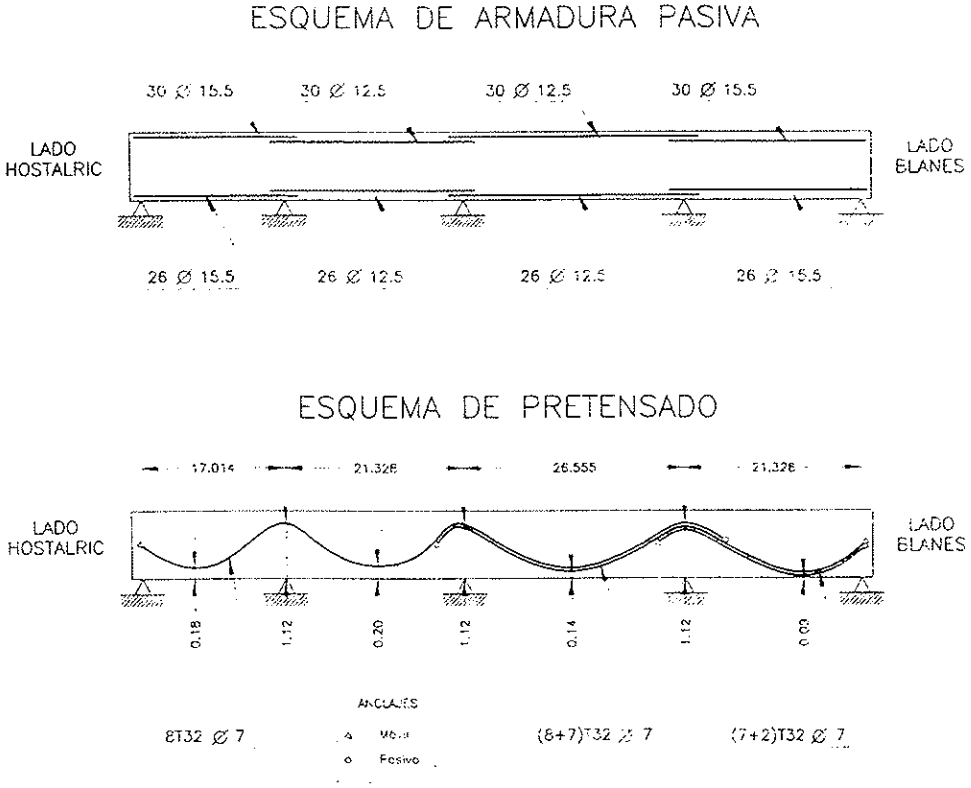


Fig. 3. Esquema de pretensado y de la armadura pasiva.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

tica a 28 días, f_{cx}^{esp} = 34,2 MPa (350 kp/cm²).

Acero pasivo: acero de dureza natural, con valor de límite elástico f_{yk} = 411 MPa (4.200 kp/cm²).

Acero de pretensado: acero estirado en frío, con valor de límite de proporcionalidad al 0,2%, $f^k_{p0,2\%}$ = 1.470 MPa (150 kp/mm²) y carga unitaria máxima, $f^k_{p,max}$ = 1.670 MPa (170 Kp/mm²).

3.2. Historia de comportamiento

Durante la ejecución de la obra no se detectó ninguna anomalía que afectara a la seguridad o funcionalidad estructurales de la obra.

En 1982, debido a la aparición de algunas zonas fisuradas, se realizó una importante campaña de extracción de testigos de hormigón. Los resultados de los ensayos de rotura a compresión, en los testigos sanos, se muestran en la Tabla 1. Asimismo, se realizó una prueba de carga, en la que el comportamiento fue satisfactorio, sin pérdidas de rigidez significativas, por lo que se estimó que el problema de fisuración no afectaba a la seguridad de la obra.

En 1993, se realizan una serie de pruebas experimentales, previas a su demolición por la ampliación de la autopista. Estas se pueden agrupar en: pruebas de carga dinámicas, pruebas de carga estáticas, liberación de tensiones, medida de reacciones sobre estribos, y ensayos de caracterización química y mecánica de los materiales. En las pruebas de carga estática y dinámica se constata un perfecto comportamiento del puente bajo cargas de servicio, sin medir pérdidas de rigidez significativas. Asimismo, se observó un ajuste muy preciso de los resultados derivados de los modelos teóricos de cálculo estructural utilizados con las medidas experimentales [10].

3.3. Campaña de información

A continuación se describen parte de los resultados de la campaña de información realizada en 1993 (previa y durante la demolición) y la obtención de los parámetros mecánicos y geométricos que se utilizarán en la evaluación estructural.

A. Geometría

Se dispone de dos fuentes como información básica para la realización del estudio:

1. Datos de los planos 'as built', Figura 2.

2. Datos de control geométrico, realizado durante la demolición de la obra (unas 740 medidas). Se han podido controlar:

2.1. Canto de la sección, espesores de voladizos y aceras, control de diámetros de aligeramientos y posibles abombamientos, Figuras 4, 5 y 6.

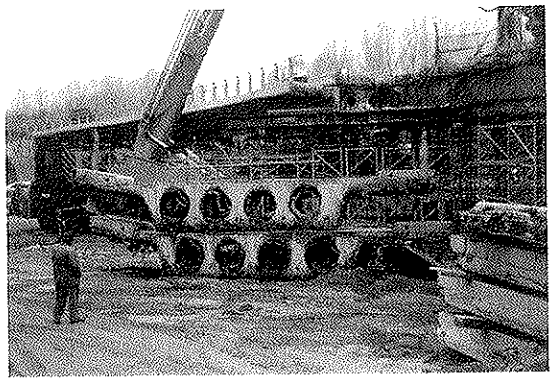


Fig. 4. Control geométrico de la sección, durante la demolición. Vista de las dovelas.

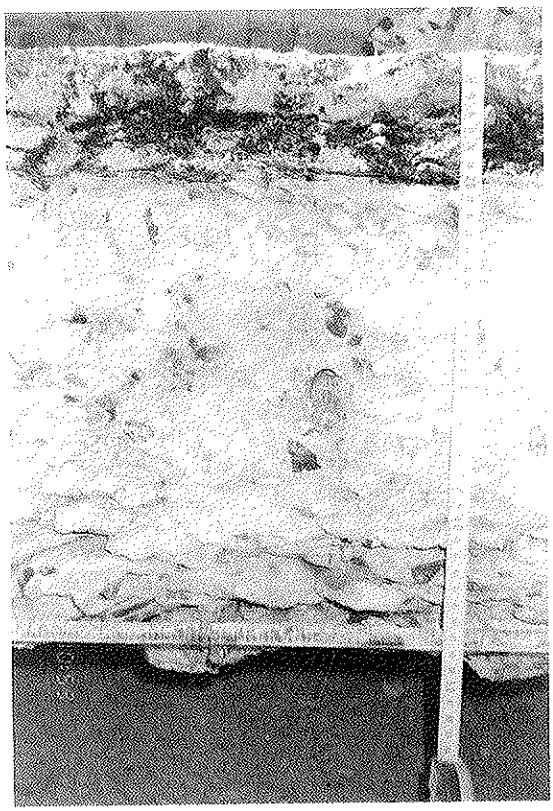


Fig. 5. Control geométrico de la sección, durante la demolición: espesores de voladizo, pavimento y recubrimientos de armaduras.

2.2. Recubrimientos de armaduras pasivas y control de excentricidades de las vainas de pretensado, Figuras 7 y 8.

2.3. Control del espesor del pavimento, Figura 5.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

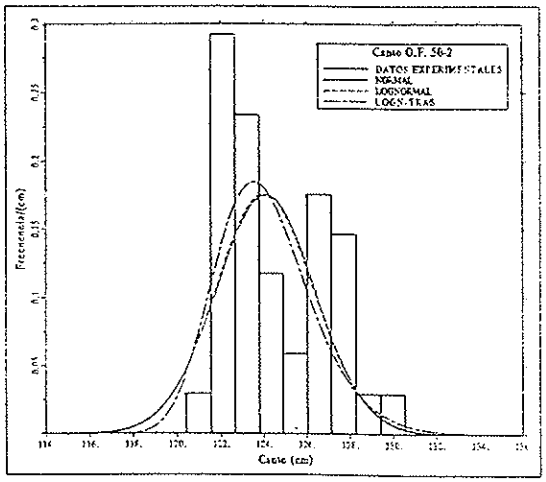


Fig. 6. Análisis estadístico de las medidas del canto de la sección.

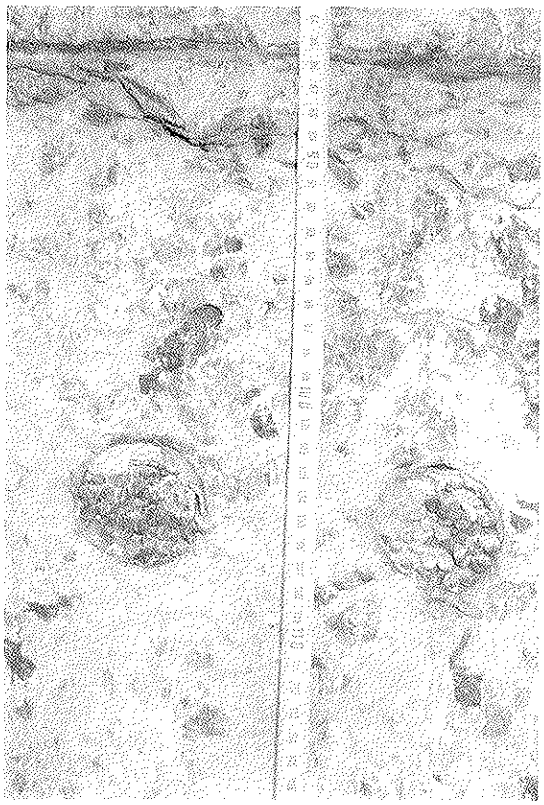
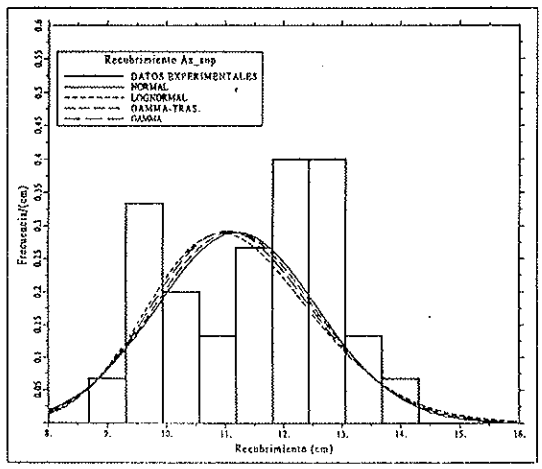


Fig. 7. Control de recubrimientos de armadura pasiva y excentricidades de las vainas, durante la demolición.

Los resultados más significativos del control geométrico se pueden resumir en los siguientes puntos:

A.1. Mayores valores de canto (valor nominal según planos 1.200 mm). El sesgo (relación entre valor medio real y nominal) es 1,03 (equivalente a un sobreespesor medio de 38 mm), con un coeficiente de variación de un 1,7%.



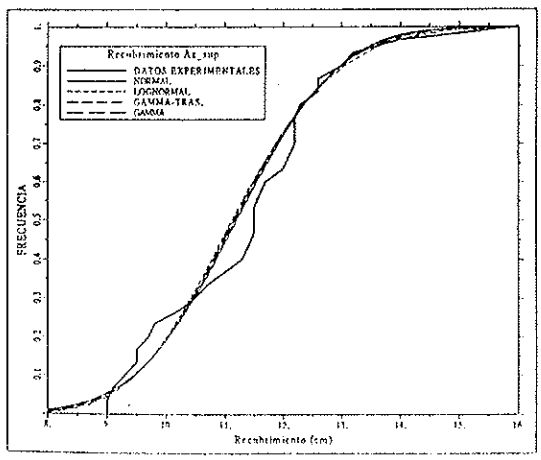


Fig. 8. Análisis estadístico de las medidas de recubrimientos de las armaduras pasivas superiores.

A.2. Abombamientos de los aligeramientos de táblex, probablemente producidos durante el hormigonado, así como 3 ó 4 tramos de aligeramiento, de unos 0,60 m (distancia entre las cuadernas que daban rigidez al aligeramiento), totalmente invadidos por el hormigón (Figura 9). Todo ello hace que el valor medio de los aligeramientos sea algo menor al previsto en proyecto ($\phi_{nominal}$ = 850 mm). Se obtuvo un valor medio de $\overline{\phi}_{alig}$ = 842 mm, y un coeficiente de variación de un 3,8%.

A.3. Mayores espesores de hormigón por debajo del aligeramiento (unos 50 mm mayor al de proyecto), provocados probablemente por la flotación del aligeramiento durante el hormigonado.

A.4. Sesgos importantes de los recubrimientos de las armaduras. Se midieron recubrimientos de la armadura longitudinal superior, en tres zonas diferentes, con valores medios entre 80 y 132 mm, y unas desviaciones típicas de unos 15 mm, probablemente por un insuficiente atado de las

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

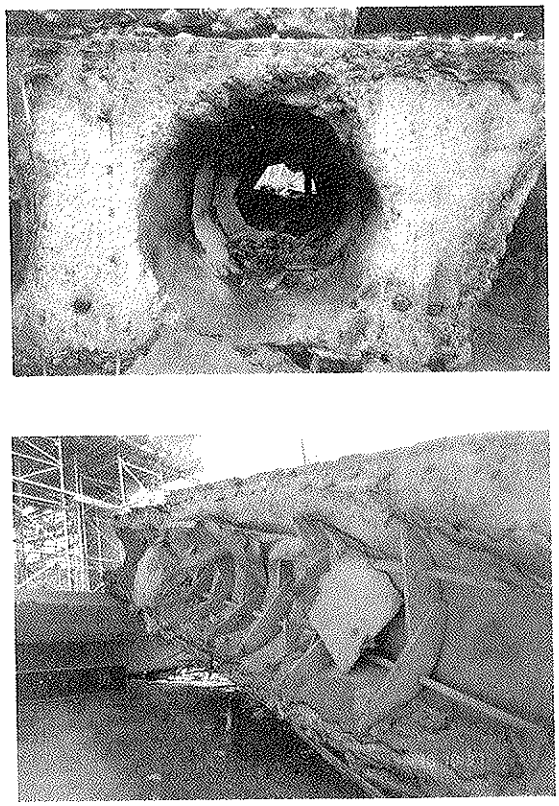


Fig. 9. a) Control geométrico de los aligeramientos de la sección, durante la demolición. b) Vista de abombamientos y zonas de aligeramiento invadidas por el hormigón.

armaduras. Los recubrimientos medidos para la armadura longitudinal inferior tienen 37,3 mm de valor medio, con una desviación típica de 12 mm. Las dispersiones de los recubrimientos de las armaduras transversales superiores son menores (desviaciones entre 6 a 11 mm, con valores medios entre 35 a 110 mm). Los valores especificados para los recubrimientos, en proyecto, eran de 30 mm.

A.5. Las separaciones medias entre estribos de cortante varían de 202 a 204 mm, con desviaciones típicas entre 13 a 26 mm. Los valores de proyecto eran de 200 mm.

A.6. En relación a las excentricidades de las vainas del pretensado no se observaron sesgos importantes, en las pocas secciones representativas en las que se pudo correlacionar el valor real con el nominal. La desviación media de la excentricidad de los cables, para una misma sección, es de 16,3 mm.

A.7. Se constató el cambio de algunos detalles en el extremo del voladizo y aceras. Estos se reflejan en la Figura 10.

A.8. El espesor real de pavimento tiene un valor medio de 53,5 mm y un coeficiente de variación de 14,3%.

A.9. Se observaron zonas de hormigón algo degradadas, en la parte inferior de los vanos 2 y 3, con un espesor medio de unos 100 mm.

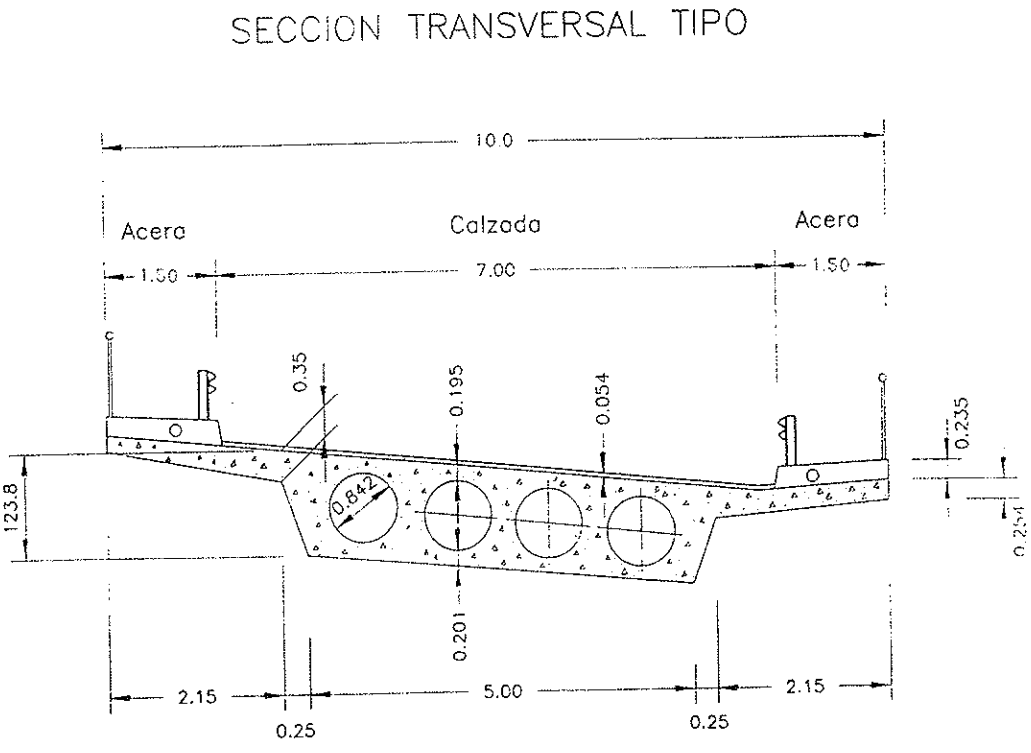


Fig. 10. Sección tipo, con los valores medios observados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

A.10. Perfecto estado de las armaduras. Tanto las barras de acero para armar como el acero de pretensado estaban en un correcto estado, sin presentar síntomas de pérdida de sección por corrosión. La calidad de la inyección en las zonas observadas era correcta.

Las conclusiones más relevantes del control geométrico se pueden resumir en los siguientes puntos:

1. Referente a la caracterización geométrica del tablero de hormigón y de la posición de las armaduras, los valores de dispersión observados son los usuales en otras obras del mismo tipo.

2. Se han detectado abombamientos de los aligeramientos, y zonas de aligeramiento invadidas por el hormigón. En este caso particular, no originan un incremento de peso propio significativo, respecto al valor nominal, debido a que el diámetro de los aligeramientos, previa su puesta en obra, era mayor al nominal.

3. Los sesgos de los recubrimientos de las armaduras pasivas superiores son excesivamente altos. Se han medido valores medios de recubrimientos del orden de 80 a 130 mm, frente a valores nominales de 30 mm.

4. No se observaron problemas de corrosión significativos en las armaduras activas o pasivas.

B. Materiales

Se dispone de varias fuentes para la realización del estudio:

1. Datos del control de calidad de la ejecución (proyecto 'as built') para la obtención de la resistencia a compresión del hormigón.

2. Datos de resistencia a compresión del hormigón, de la campaña experimental realizada en 1982.

3. Datos de ensayos de caracterización mecánica de los materiales (aceros y hormigón), durante la campaña experimental de 1993.

Las conclusiones más relevantes se pueden resumir en los siguientes puntos:

B.1. Los resultados de los ensayos de rotura de probetas de hormigón a compresión, se muestran en la Tabla 1. En la campaña de 1993 no se observaron correlaciones entre probetas de los distintos vanos.

B.2. La resistencia a tracción del hormigón, obtenida con ensayos de tracción indirecta en 21 probetas, tenía un valor medio de 2,45 MPa (25,0 kp/cm^2) y un coeficiente de variación de 36%. El valor alto de la dispersión puede deberse al procedimiento de ensayo y a la distinta longitud de las probetas. Se debe tener en cuenta que los valores de resistencia a tracción sobre probetas testigo serán, en general, más bajos que los obtenidos en probetas moldeadas, por un motivo fundamental: la resistencia a tracción puede haber disminuido en ciertas zonas de la pieza, y, en consecuencia, del testigo, por efectos diferidos (fluencia, retracción y temperatura) e incluso por el propio proceso mecánico de extracción.

B.3. El módulo de deformación, medido sobre 21 probetas testigo, tenía un valor medio, $\overline{E}_c$ = = 34.312 MPa (349.760 kp/cm^2), y un coeficiente de variación de un 40%. Las altas dispersiones observadas pueden estar asociadas al procedimiento de ensayo (galgas extensométricas pegadas sobre el testigo) y una posible microfisuración del testigo, en su parte superficial, por el método de extracción.

B.4. Se realizaron 8 ensayos para la caracterización mecánica del acero pasivo del tablero, (4 barras de diámetro 15,5 mm y 4 barras de 19,5 mm). En los ensayos se obtuvieron los valores de límite elástico, (f_y), y carga unitaria de rotura, ($f_{s,máx}$). Los resultados se resumen en la Tabla 2.

Se observa un valor medio de, $\overline{f}_y$ = 438,02 MPa (4.465 kp/cm^2), con un valor característico

TABLA 1

Ensayos de caracterización mecánica del hormigón a compresión

Ensayo	N.º de ensayos	$\overline{f}_c$ Media	σ_{fc} Desv. Tip.	Función de distrib.
1969 (*) "As built"	9	36,35	3,67	–
1982 (**)	19	44,46	6,15	Normal
1993 (**)	21	45,63	5,68	Normal

Resultados de rotura sobre probetas (MPa)

(*) Probetas moldeadas en obra

(**) Probetas testigo

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

TABLA 2

Ensayos de caracterización mecánica de las barras de acero para armar

ϕ nominal (mm)	f_y	$f_{s,máx}$
19,5	4.120 4.881 4.646 4.378	6.438 7.961 7.822 7.189
15,5	4.272 4.510 4.456 4.456	6.847 7.108 7.032 7.032

Los resultados de tensión se refieren al valor del área nominal (Kp/cm²).

aproximado, de 4.090 kp/cm², menor al especificado en el proyecto de construcción (4.200 kp/cm²). El coeficiente de variación es de un 5,2%.

B.5. Se ensayaron 4 alambres de pretensado, para su caracterización mecánica. Los resultados se muestran en la Tabla 3. Se observa un valor medio de la carga unitaria al 0,2%, de $\overline{f}_{p,0,2\%}$ = = 145,93 kp/mm², y un valor medio de la carga de rotura, de $\overline{f}_{p,máx}$ = 173,0 kp/mm².

TABLA 3

Ensayos de caracterización mecánica de los alambres de acero de pretensado

$f_{p,0,2\%}$	$f_{p,máx}$
140,5	169,0
140,6	171,0
151,3	176,0
151,3	176,0

Los resultados de tensión se refieren al valor del área nominal (Kp/mm²).

B.6. Se realizaron 4 ensayos de liberación de tensiones en los alambres de pretensado. Se constató, en los alambres ensayados, que los cálculos de pérdidas de tensión, con los modelos simplificados recogidos en la Normativa actual de proyecto, dan resultados muy precisos [10].

3.4. Actualización de parámetros

La caracterización probabilista de las propiedades mecánicas de los materiales, puede realizarse de dos modos fundamentales:

a) Uso directo de resultados de ensayos experimentales, siempre que tengamos un número suficiente de resultados.

b) Utilización de técnicas de actualización bayesiana. Estas técnicas permiten reducir el número de ensayos que habria que realizar en la obra que se va estudiar, utilizando datos provenientes de obras de características similares [12].

La segunda metodología resulta, en general, la óptima, por razones de funcionalidad y economía.

A continuación, se exponen los resultados de la actualización de los parámetros mecánicos del hormigón y el acero [8].

1. En relación con el hormigón, se dispone de un número importante de probetas testigo (Tabla 1), por lo que, en principio, podría obviarse la actualización y utilizar los resultados de la muestra experimental. En este trabajo, como ejemplo, parece más oportuno hacer uso de la metodología general de actualización bayesiana, puesto que en pocas situaciones podremos disponer de tanta información. Se han supuesto coeficientes de variación globales, para el conjunto de los hormigones con una misma resistencia especificada y de buena calidad, de un 20%, y para los procedentes de una misma central o fase de hormigonado, de un 12%. Se han escogido dos posibles alternativas de actualización:

1.1. A partir de los datos de proyecto "as built" ($\overline{f}_c$ = 36,35 y σ_{f_c} = 3,67 MPa), se considera como función de distribución de la resistencia a compresión del hormigón "a priori", una Normal, y se adopta una evolución de la resistencia en el tiempo, (relación $\frac{f_{c,28\,días}}{f_{c,\infty}}$ = 0,7). Los parámetros se actualizan con los resultados de las campañas experimentales posteriores (Tabla 1). El resultado es un valor medio de la resistencia, de $\overline{f}_c$ = 45,10 MPa, y una desviación típica, σ_{f_c} = 5,07 MPa.

1.2. Actualizamos los parámetros estadísticos de la resistencia a compresión del hormigón, a partir de una estimación a priori de la resistencia a 28 días (suponiendo que cumple estrictamente las especificaciones requeridas en proyecto, es decir f_{ck} = 34,2 MPa). De este modo, se adopta "a priori" una distribución Normal de la resistencia, con una media de 45,6 MPa y una desviación típica de 5,11 MPa. La resistencia a compresión, una vez actualizados los parámetros, tiene un valor medio de $\overline{f}_c$ = 44,91 MPa y una desviación típica σ_{f_c} = = 5,30 MPa.

2.En relación con la actualización de los parámetros mecánicos del acero, el proceso es análogo al expuesto en el punto anterior (1.2). Se estima "a priori" $\overline{f}_y$, suponiendo que cumple las especificaciones requeridas por la Normativa ($f_{y,k} \geq 4.200$ kp/cm²), con un Coeficiente de variación para el conjunto de las barras de acero, de un 6%, y un coeficiente de variación de los aceros procedentes de un mismo fabricante, de un 4%. De este modo, se obtienen unos valores actualizados de la resis-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

tencia: $\overline{f}_y$ = 438,9 MPa y σ_{f_y} = 18,5 MPa (coeficiente de variación de un 4,2%). Si se adoptara un valor del coeficiente de variación del conjunto de barras de acero de un 8%, tendríamos unos valores actualizados: $\overline{f}_y$ = 438,4 MPa y σ_{f_y} = 18,6 MPa, (coeficiente de variación de un 4,2%).

3. En relación con el acero de pretensado, se procede del mismo modo que con el acero pasivo. En este caso, las especificaciones requeridas en proyecto eran: $f^k_{p,0,2\%} \geq 150$ (Kp/mm²) y $f^k_{p,máx} \geq$ ≥ 170 (Kp/mm²). Los valores actualizados (media y desviación), suponiendo unos coeficientes de varl conjunto de los aceros de un fabricante, de un 3,5%, y para los de una partida o lote, de un 2%, son:

$\overline{f}_{p,02\%}$ = 1.445 MPa; y $\sigma_{f_{p,0,2\%}}$ = 34,53 MPa (coeficiente de variación de un 2,4%).

3.5. Evaluación de la respuesta seccional

En este apartado se resumen los resultados del análisis de la respuesta seccional a flexión simple. Los métodos utilizados han sido los expuestos en [8] [13]. Se utilizan los datos experimentales, ya actualizados, tanto de geometría como de materiales, presentados en los apartados anteriores.

En la Tabla 4 se muestran los resultados de respuesta de las secciones críticas del tablero: secciones sobre pila y secciones más solicitadas en vano, obtenidas con técnicas de simulación numérica (programa FLEXSIM). Se muestran los valores correspondientes al momento último respuesta de la sección (M_u), en las zonas de estudio (Figura 11).

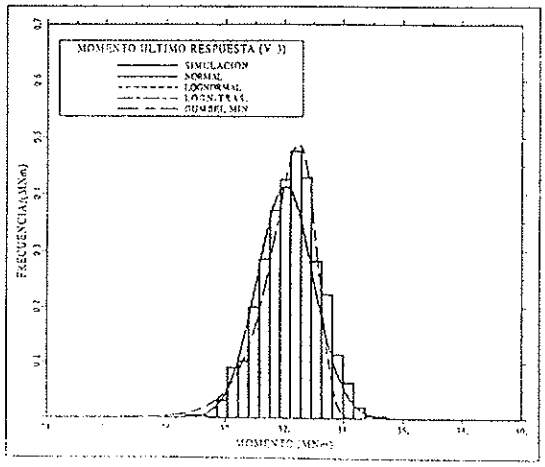


Fig. 11. Análisis estadístico del Momento último de respuesta de la sección central del vano 3, obtenida por simulación.

Del mismo modo, se ha determinado la respuesta de la sección frente a esfuerzos de torsión pura y cortante. Se utilizan los modelos de respuesta simplificados y técnicas de simulación numérica [8].

3.6. Evaluación de las solicitaciones de tráfico

En la realización de este trabajo no ha sido

TABLA 4

Respuesta probabilista a flexión en secciones críticas

Sección	Media M_u	Desviación típica σ_{M_u}	Tipo de distribución
Vano 2	17,573	0,505	Lognormal Trasladada (Mu > 3,31)
Vano 3	32,057	0,967	Lognormal
Vano 4	21,474	0,622	Lognormal
Apoyo 1	18,461	0,528	Lognormal
Apoyo 2	30,501	0,948	Lognormal
Apoyo 3	34,865	1,09	Lognormal

Respuesta a flexión (MNm). Los valores no incluyen el error del modelo de cálculo.
Las secciones de vano corresponden a centro luz..

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

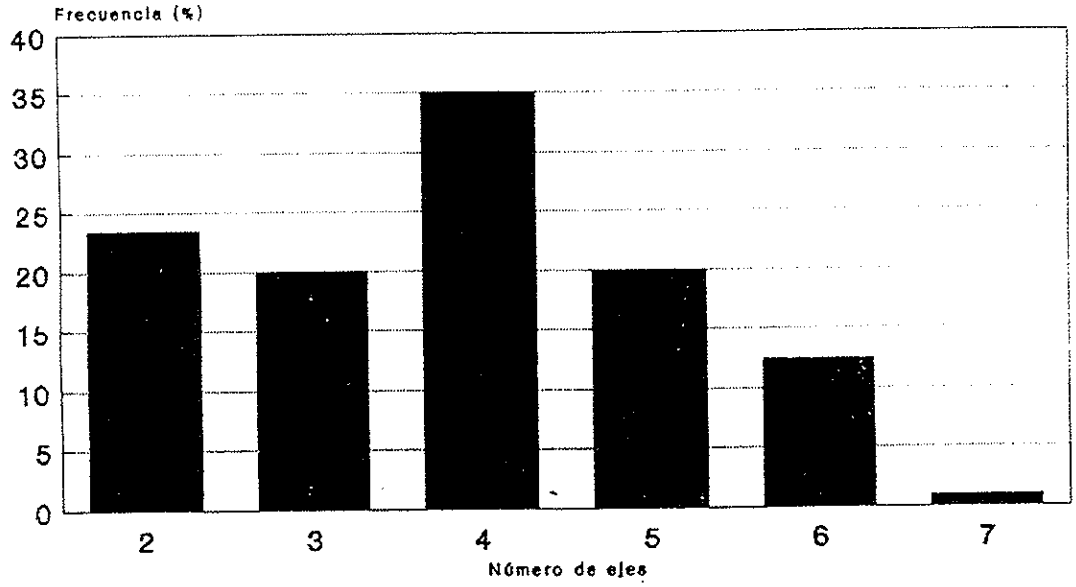


Fig. 12. Composición del tráfico pesado, vehículos clasificados por su número de ejes.

posible conocer la IMD que soportaba la carretera Hostalric-Blanes. La composición del tráfico se ha estimado a partir de la composición de vehículos pesados usuales en carreteras con tráfico poco intenso y de corto o medio recorrido. El porcentaje de vehículos pesados (% V.P.) se puede estimar entre un 20 a un 30 % del total de la IMD [14]. Dada la falta de más datos, se estima un máximo de un 40 % de V.P., pensando en un crecimiento futuro del tráfico pesado, al ser una zona de previsible desarrollo industrial.

La carretera es poco transitada, por lo que las situaciones de atasco no parecen usuales. Sin embargo, y como modelo de referencia para evaluar la seguridad estructural, el modelo de tráfico se va a calibrar bajo los siguientes supuestos:

1. El porcentaje de vehículos pesados es de un 40 %. Las composiciones de tráfico se muestran en la Figura 12.

2. Se adoptan los valores reales de cargas de vehículos registrados por ACESA. Estos se aproximan muy bien a los medidos en otros puntos de la geografía española, para el mismo tipo de vehículos [15].

3. Se supone una frecuencia de máxima sobrecarga sobre el puente, de 150 situaciones de atasco por mes (90.000 situaciones durante 50 años).

4. Los esfuerzos representativos se obtienen a partir de modelos de simulación. El período de referencia es de 50 años.

Las hipótesis utilizadas pueden ser excesivamente conservadoras para una carretera con poco tráfico, si bien parecen justificadas al carecer de suficientes datos de campo y modelos precisos de predicción de tráfico en la zona. A partir de las hipótesis adoptadas, y con las técnicas de simulación expuestas en [8], se han obtenido modelos probabilistas de solicitación. Los modelos han sido obtenidos y contrastados con distintas técnicas:

1. Los esfuerzos reales sobre el esquema estático real, han sido obtenidos con el programa SIMTRAF [15]. Se han determinado los esfuerzos de flexión y cortante, en las secciones críticas producidas por las colas de atasco (con una frecuencia de 150 colas de atasco/mes). Del mismo modo, se evalúa la sobrecarga total en la cola.

2. Se han obtenido los denominados esfuerzos de referencia, en un esquema estático de viga isostática, con distintas luces, para calibrar los modelos anteriores. Los análisis se han realizado con los programas SIMTRAF y SIMBOUMOD [15].

Los resultados de las simulaciones, en términos de solicitación, son de uso directo en los estudios de fiabilidad, cuando el análisis estructural utilizado es elástico lineal. Sin embargo, para poder tener en cuenta el comportamiento no lineal, en estados avanzados de carga, debemos obtener modelos simplificados de sobrecarga que produzcan leyes de esfuerzos similares a las reales (obtenidas por simulación de tráfico sobre la estuctura). A tal efecto, en este trabajo se ha tomado como patrón de referencia, para introducirlo en el análisis no lineal, un modelo de sobrecarga que reproduzca, de forma precisa, las leyes de esfuer-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

zos generadas por el tráfico real y tal que sus valores se ajusten a los asociados al valor característico del 95 %, en el período de referencia (T=50 años). Este se correspondería con la sobrecarga que tiene un período de retorno de unos 1.000 años. En este caso particular, el modelo simplificado que mejor se ajusta para la sobrecarga máxima en los dos carriles es el correspondiente a una sobrecarga uniforme de 60 kN/m, y un eje tándem de 400 kN (ejes separados a 1,2 m).

La validez del modelo de sobrecarga simplificado (60 kN/m + 400 kN) queda de manifiesto si comparamos los esfuerzos que produce en un esquema de viga biapoyada, para distintas luces, con los que produciría sobre ella el tráfico real (Figura 13).

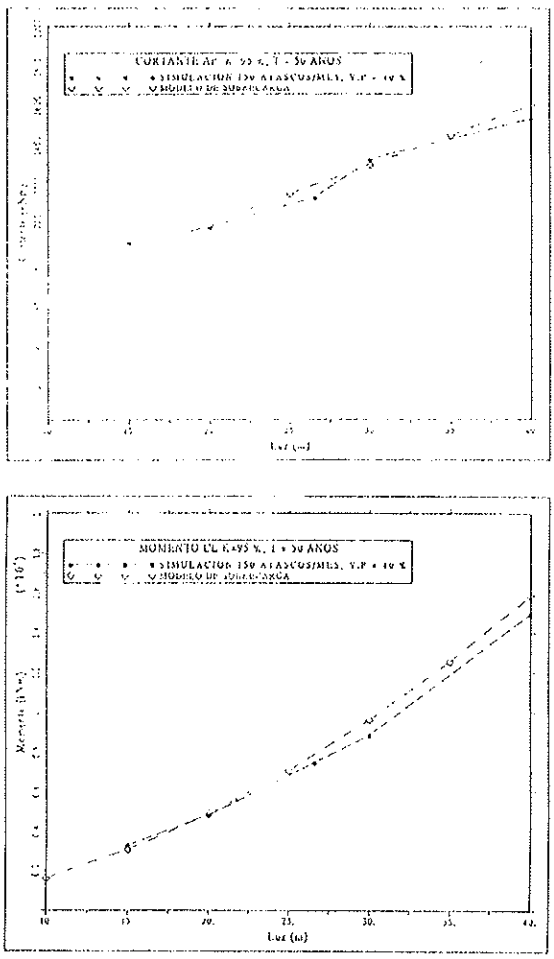


Fig. 13. Esfuerzos de la sobrecarga de tráfico, en un esquema de viga biapoyada, para diferentes luces. Comparación entre el modelo simplificado y los esfuerzos obtenidos por simulación.

Asimismo, los esfuerzos generados por el modelo simplificado y los característicos obtenidos por simulación en el esquema estático real (viga continua de 4 vanos) son muy similares. En la Tabla 5 se muestran las máximas solicitaciones previstas en 50 años, en términos de momento flector, obtenidas con el programa SIMTRAF. Los valores de la Tabla 5 corresponden a distintas situaciones de tráfico. Para los 5 modos de fallo estudiados, se han realizado simulaciones de tráfico para los cinco modos de fallo, asociadas a la formación de colas de atasco de longitud tal que uno o dos vanos estén llenos de vehículos.

3.7. Análisis de la fiabilidad estructural

El objetivo fundamental de este artículo es exponer la metodología y técnicas desarrolladas en [8] para determinar la seguridad real de una estructura hiperestática, con un ejemplo real. Se estudian los modos de fallo de rotura por flexión, del tablero de los vanos más largos (Figura 14).

Del mismo modo, para el caso de evaluación de la capacidad portante, se comparan distintos métodos de cálculo estructural para la obtención de los esfuerzos que hay que incluir en la verificación de la función de estado límite. Estos son:

1. Análisis elástico y lineal. La función de estado límite que hay que verificar en las secciones críticas, es:

$$M_u * \xi_r \pm \xi_p M_{hip} - \xi_e (M_{g1} + M_{g2} + M_q) = 0 \qquad (2)$$

donde:

M_u = Momento último respuesta de la sección.

M_{g1} = Momento de solicitación de peso propio.

M_{g2} = Momento de solicitación de carga permanente.

M_q = Momento de solicitación de tráfico.

M_{hip} = Momento hiperestático de pretensado.

ξ_r = Variable de incertidumbre, en el modelo de respuesta seccional.

ξ_p = Variable de incertidumbre, en el modelo de cálculo de los esfuerzos hiperestáticos de pretensado.

ξ_e = Variable de incertidumbre, en el modelo de cálculo de esfuerzos.

2. Análisis plástico perfecto. Se evalúa la capacidad portante de cada vano, suponiendo una redistribución total de esfuerzos. La función de estado límite que hay que verificar en un vano central, se puede escribir como:

$$M_u^2 \zeta_r - \lambda_{plas} [\tilde{M}_{g1} + \tilde{M}_{g2} + \tilde{M}_q] = 0 \qquad (3)$$

$$\lambda_{plas} = \frac{M^2_u \xi_r}{\frac{M^1_u \xi_r + M^3_u \xi_r}{2} + M^2_u \xi_r} \qquad (4)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

TABLA 5

Máxima solicitaciones de tráfico en 50 años

Sección	Media M_q	Desviación típica σ_{M_q}	Tipo de distribución
Vano 2	3.478	220	Gumbel
Vano 3	4.791	314	Gumbel
Vano 4	4.150	261	Gumbel
Apoyo 2	4.348	258	Gumbel
Apoyo 3	4.469	259	Gumbel

Valores máximos, no concomitantes, obtenidos con el programa SIMTRAF (kN m).
Las secciones de vano corresponden a las más solicitadas de cada vano.

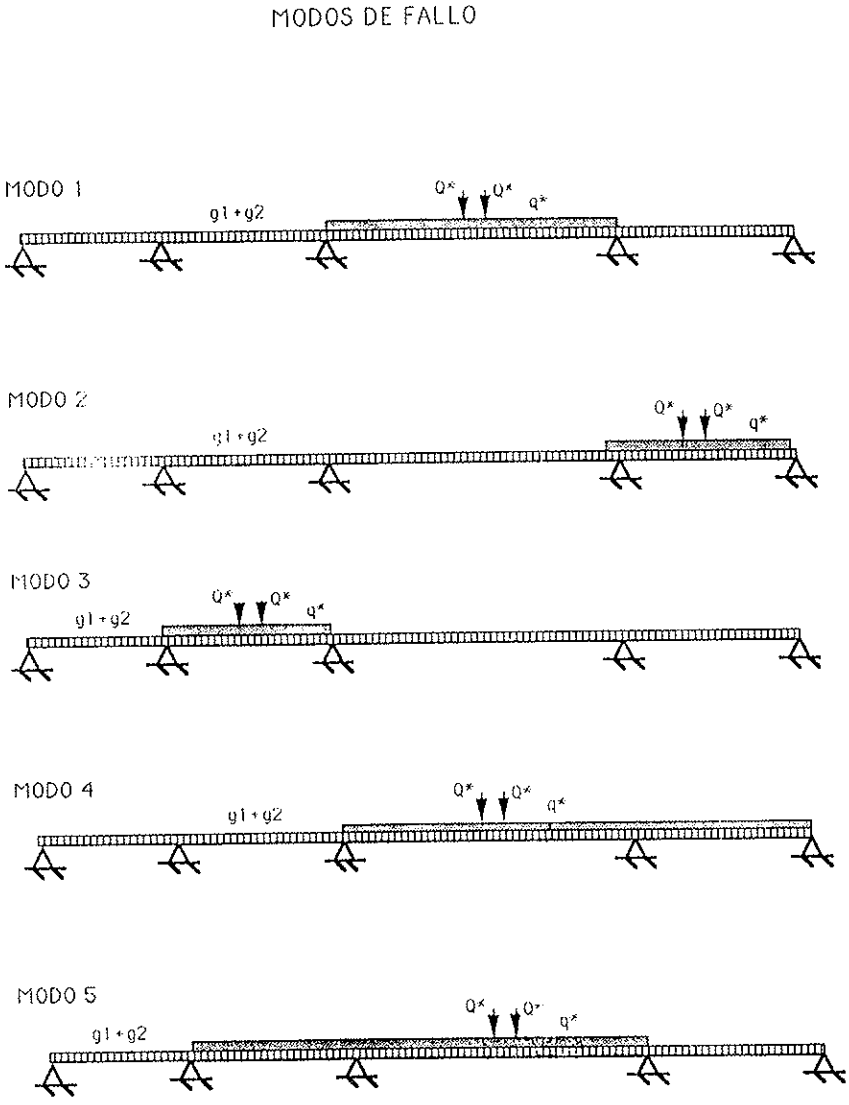


Fig. 14. Modos de fallo, asociados a distintas posibilidades de sobrecarga.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

donde:

M^i_u = Momento último respuesta de las secciones críticas (véase Figura 15).

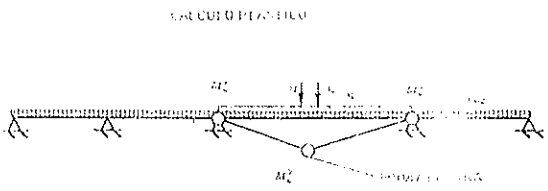


Fig. 15. Modo de fallo en vano 3, suponiendo comportamiento plástico perfecto.

$\tilde{M}_{g1}$ = Momento isostático de solicitación de peso propio, en el esquema de referencia (viga isostática).

$\tilde{M}_{g2}$ = Momento isostático de solicitación de carga permanente, en el esquema de referencia (viga isostática).

$\tilde{M}_q$ = Momento isostático de solicitación de tráfico, en el esquema de referencia (viga isostática).

3. Análisis no lineal, por el material. El cálculo estructural se ha realizado con un modelo de análisis no lineal desarrollado por Roca [16], modificado en [17] y por último en [8] para la realización de simulaciones numéricas, de tal forma que se pueden tener en cuenta las incertidumbres asociadas al material y a la geometría.

La metodología propuesta permite incorporar la redistribución de esfuerzos en rotura, para esquemas de viga continua en elementos de hormigón armado o pretensado. La Función de estado límite que hay que verificar es análoga a la propuesta para el cálculo plástico, siempre que no rompa por flexión de los vanos adyacentes [8]. En este caso, la función de fallo en la sección crítica (i) es:

$$M^i_u \xi_{sr} - \lambda^i_{anl} \left[\tilde{M}_{g1} + \tilde{M}_{g2} + \tilde{M}_q\right] = 0 \qquad (5)$$

En este caso, el coeficiente de redistribución de esfuerzos en la sección de rotura (i), λ^i_{anl} se determina a partir de la ecuación (6).

$$\lambda^i_{anl} = \xi_{sc} \frac{M^i_{anl}}{\frac{M^i_{anl} + M^j_{anl}}{2} + M^2_{anl}} \qquad (6)$$

donde:

M^i_{anl} = Esfuerzos de solicitación en las secciones críticas, obtenidos en el análisis no lineal para la situación de colapso (Figura 16).

La caracterización de la variable λ^i_{anl} en el análisis no lineal, puede hacerse con técnicas de simulación (sobre la geometría y materiales de la estructura, repitiendo el cálculo estructural) o bien a partir de un único análisis no lineal, con valores

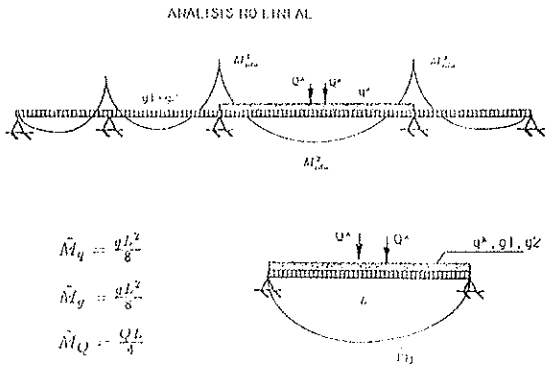


Fig. 16. Situación de colapso del vano 3, por incremento de las sobrecargas hasta rotura. Este se obtiene con un análisis no lineal. Los esfuerzos finales se refieren a los asociados a un esquema isostático de referencia.

medios de geometría y propiedades mecánicas de los materiales y aceptando la hipótesis de que la dispersión de las variables básicas no altera el modo de fallo.

Se ha verificado, en los casos estudiados [8], que la variabilidad de M^i_{anl} es del mismo orden que la asociada a M^i_u, si la solicitación está en la rama plástica del diagrama momento-curvatura. Esto permite caracterizar, de modo probabilista, la variable λ^i a través de la ecuación 6.

La caracterización de las variables de solicitación, que intervienen en las distintas funciones de estado límite planteadas, han sido caracterizadas con técnicas de simulación, a partir de los datos experimentales de geometría y materiales. Referente a las variables de incertidumbre en el modelo, se han aceptado valores usuales para los métodos de cálculo estructural y modelos de respuesta precisos [4] [18], mostrándolas en la Tabla 6.

El coeficiente de variación para el momento hiperestático de pretensado, se ha ajustado adoptando la misma dispersión que la asociada a los alargamientos de tesado de los cables, en este caso, un 8 %. Los coeficientes de variación de las solicitaciones de peso propio y de la carga permanente son de un 4 % y un 10 %, respectivamente.

A partir de las distintas funciones de estado límite y con los distintos métodos de cálculo propuestos, se han determinado los Indices de Fiabilidad de los posibles modos de fallo presentados en este artículo. Los resultados se muestran en la Tabla 7. Nótese que el cálculo elástico no siempre es conservador, puesto que, en ocasiones, se deducen como secciones de rotura otras distintas a las que se obtienen del cálculo no lineal.

Se observa una mínima diferencia entre los valores del Indice de Fiabilidad obtenidos con los distintos modelos de cálculo estructural (plástico y no lineal), debido a la ductilidad del tablero. En cualquier caso, el estudio realizado permite verifi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

TABLA 6

Incertidumbre en los modelos

Variable	Media	Coeficiente de Variación	Tipo de distribución
ξ_f	1,00	5,0%	Normal
ξ_c	1,00	5,0%	Normal
ξ_p	1,00	10,0%	Normal

ζ_f, ζ_p, ζ_c = Variables de incertidumbre en los modelos de cálculo.

TABLA 7

Indice de fiabilidad

Modo de fallo	β Cálculo elástico	β Cálculo plástico	β Análisis no lineal
Modo 1	8,9 (*)	10,4	8,4 (**)
Modo 2	7,2 (*)	7,9	7,8 (*)
Modo 3	7,9 (*)	9,1	8,6 (**)
Modo 4	9,5 (**)	10,9	8,4 (**)
Modo 5	9,4 (**)	10,9	9,1 (**)

Indice de fiabilidad para los dsitintos modos de fallo y distintas funciones de Estado Límite. El valor de β corresponde a la definición de Hasofer-Lind y ha sido obtenido con método FORM [3].
(*) β calculado en sección de vano más solicitada;
(**) β calculado en sección de apoyo más solicitada.

car la metodología propuesta.

Como conclusión fundamental, se constata una seguridad suficiente del puente estudiado, frente a las sobrecargas de tráfico, bajo las hipótesis asumidas.

Los valores tan altos de β son debidos, fundamentalmente, a que en la ejecución del tablero se dispusieron cables con 32 alambres ϕ 7 mm, cuando el mínimo requerido era el mismo número de tendones con 24 alambres, manteniendo la fuerza de tesado en 116,3 t. En el caso de haber utilizado este tipo de cables, el Indice de Fiabilidad para el modo de fallo crítico (modo 2) sería:

–Cálculo elástico: $\beta = 5,3$

–Cálculo plástico: $\beta = 6,5$

–Cálculo no lineal: $\beta = 6,1$

Por otra parte, es importante reseñar la dificultad de extrapolar los resultados de la evaluación estructural, para otras obras construidas bajo las mismas especificaciones de proyecto, a partir del caso particular estudiado.

3.3. Comparación con la Normativa actual

En este apartado se evalúa la seguridad estructural de la O.F. 50-2, utilizando la formulación semiprobabilista de la actual Normativa española de estructuras de hormigón [19] y los modelos de solicitación de la Normativa de acciones en puentes de carretera [20], con los esfuerzos deducidos de un cálculo elástico y lineal. Por consiguiente, deberemos verificar:

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

$$M^{*}_{u} \geq \gamma_{g1} M^{nom}_{g1} + \gamma_{g2} M^{nom}_{g2} + \gamma_{q} M^{nom}_{q} + \gamma_{p} M^{nom}_{hip} \quad (7)$$

donde:

M^{*}_{u} = Momento último de respuesta, con valores característicos de las propiedades de los materiales, y $\gamma_c = 1{,}5$ y $\gamma_s = 1{,}15$.

M^{nom}_{g1} = Momento nominal de peso propio (con valores actualizados).

M^{nom}_{g2} = Momento nominal de carga permanente (con valores actualizados).

M^{nom}_{q} = Momento nominal de sobrecarga de tráfico.

M^{nom}_{hip} = Momento hiperestático de pretensado, obtenido con valores nominales de pretensado.

γ_p = Factor de ponderación del hiperestático (1,0).

Se han utilizado los valores de los coeficientes de mayoración de las acciones de peso propio y carga permanente: $\gamma_{g1} = 1{,}5$ y $\gamma_{g2} = 1{,}5$. Los valores característicos de resistencia de los materiales, se han actualizado con los resultados de los ensayos experimentales. Estos son:

$f^{k}_{c} = 44{,}3$ MPa

$f^{k}_{s,y} = 407$ MPa

$f^{k}_{p,0,2\%} = 1.388$ MPa

Los valores del coeficiente de seguridad γ_q, que igualan los dos términos de la inecuación 7, se muestran en la Tabla 8, para dos situaciones distintas:

TABLA 8

Coeficientes parciales de seguridad para la sobrecarga de tráfico

Sección crítica	γ_q con Normativa española	γ_q con el tráfico real
Apoyo 1	2,91	2,89
Apoyo 2	3,72	2,65
Apoyo 3	3,38	2,49
Vano 2	2,10	1,95
Vano 3	3,10	2,60
Vano 4	1,91	1,71

γ_q = Coeficiente de seguridad. Las secciones de vano corresponden a la sección más solicitada de cada vano.

a) Sobrecarga de tráfico de la Normativa española (vehículo de 60 t y sobrecarga 0,4 t/m²).

b) Esfuerzos del tráfico real, obtenido por simulación. Se adoptan los esfuerzos característicos del 95%, a 50 años.

Se observan unos coeficientes de seguridad muy altos frente a rotura por flexión, en los modos de fallo estudiados, debido a la excesiva cuantía de acero de pretensado, ya apuntada en el apartado anterior. Sin embargo, si evaluamos el puente, en el supuesto de haber utilizado cables con 24 alambres, el coeficiente de seguridad para el modo de fallo 2 (carga en el vano 4) es muy parecido para las dos hipótesis de sobrecarga de tráfico y de valor $\gamma_q = 1{,}18$. Sin embargo, este coeficiente no resulta una medida objetiva de la seguridad estructural, puesto que el Indice de Fiabilidad asociado es $\beta = 6{,}1$, lo que corresponde a una probabilidad de colapso del orden de $P_f \cong 10^{-9}$, menor a los valores convencionales admitidos en la mayoría de Normativas modernas de proyecto, europeas y americanas.

4. CONCLUSIONES

La utilización de los coeficientes de seguridad de las Normativas proporciona, en los casos que se han estudiado [8], criterios excesivamente conservadores y, por tanto, antieconómicos.

Se ha expuesto una metodología de evaluación de la seguridad estructural de puentes de hormigón, en servicio. Los criterios utilizados son de tipo probabilista, ya que es la forma más realista de resolver el problema, no abordado en las Normativas de Proyecto. Como ejemplo, la metodología de evaluación estructural se ha aplicado al estudio de un antiguo puente de hormigón pretensado, construido en 1969.

Las conclusiones básicas de este trabajo se pueden resumir en los siguientes puntos:

1. El control geométrico realizado, ha permitido ampliar la base de datos relativa a la variabilidad en la geometría (cantos, cantos útiles, excentricidades de vainas de pretensado, recubrimientos, etc.) en puentes de hormigón [8].

2. Los métodos propuestos permiten incorporar resultados de ensayos experimentales para calibrar, de modo preciso, las propiedades mecánicas de los materiales. Por tanto, se obtienen valores realistas de la respuesta estructural.

3. El número de ensayos experimentales que hay que realizar sobre la obra que se va a estudiar, se puede optimizar, si se posee información de construcciones de características similares.

4. Se expone un método para tener en cuenta, en el análisis de fiabilidad estructural, el comportamiento no lineal de estructuras hiperestáticas en estados avanzados de carga.

5. En la evaluación de la respuesta última del puente estudiado, el cálculo plástico proporciona

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

resultados muy próximos a los del análisis no lineal, debido a la gran ductilidad de la estructura.

6. La metodología de determinación de las acciones del tráfico se acomoda perfectamente a las particularidades del emplazamiento del puente. En este caso, los valores tan altos del modelo de tráfico, para un período de retorno de 1.000 años (60 kN/m² + 400 kN), se deben, fundamentalmente, al elevado porcentaje de vehículos pesados (un 40%).

7. En el puente estudiado, se ha obtenido un Indice de Fiabilidad, para sobrecargas de tráfico reales y una vida útil prevista de 50 años, del orden de β=7,5, para rotura por flexión (probabilidad de fallo de $P_f \cong 10^{-13}$). Sin embargo, se debe tener presente que este nivel de seguridad tan alto, se debe a una excesiva cuantía de acero de pretensado (en lugar de cables con 32 alambres de 7 mm, debería llevar, según los cálculos del proyecto, cables con 24 alambres de 7 mm). Las actuales Normativas de proyecto europeas [21] se calibran para un valor de β=3,83, ($P_f \cong 10^{-4}$) en losas y forjados, o β=3,8 en estructuras metálicas [6] [2].

8. En el supuesto de que el puente hubiera sido construido con cables de 24 alambres, el coeficiente de seguridad para la sobrecarga es excesivamente conservador. Para el modo 2, se obtiene un coeficiente de seguridad (según Normativa vigente) de valor 1,18 y, sin embargo, el Indice de Fiabilidad asociado es β = 6,1, lo que corresponde a una probabilidad de fallo de $P_f \cong 10^{-9}$.

5. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo no hubiera sido posible sin la colaboración de la empresa ACESA, en particular, de D. Julio del Pozo Velasco, Jefe del Departamento de Programas y Métodos, a quien agradecemos su apoyo.

Agradecemos el apoyo del Departamento de Ingeniería de la Construcción, en particular, del equipo de trabajo que ha participado en las pruebas y ensayos experimentales en la O.F. 50-2 (Sr. D. L. Agulló, Sr. D. A. Aparicio, Sra. Dña. E. Bastús y Sr. D. E. Vázquez).

Del mismo modo, queremos agradecer la colaboración del Sr. D. F. Pujol, Sr. D. E. Boixareu y Sr. D. R. de Cos de la empresa O.C.P. y del Sr. D. C. Salvá de la empresa TEC-4, que realizaron la demolición de la O.F. 50-2.

El trabajo de investigación procede de una Tesis Doctoral, financiada por una beca F.I. de la Generalitat de Catalunya.

6. REFERENCIAS

[1] J. A. SOBRINO, J. R. CASAS; "¿Somos capaces de evaluar correctamente la seguridad de un puente existente? Aplicación al caso de un puente de hormigón pretensado". Hormigón y Acero Nº 184, pp. 51-66, 3er Trimestre 1992.

[2] GOMEZ LERA, S. y ALARCON, E. "Introducción a la fiabilidad estructural y algunas aplicaciones". Monografía Nº 408 del Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, CSIC. Madrid, abril, 1992.

[3] J. R. CASAS y J. A. SOBRINO; "La evaluación y gestión de estructuras en servicio. ¿Un arte o una técnica?". Hormigón y Acero Nº 184, pp. 41-50, 3er Trimestre 1992.

[4] PAEZ A. y TORROJA, E.; "La determinación del coeficiente de seguridad en las distintas obras". Consejo Superior de Investigaciones Científicas, ITCC (Madrid), 1949.

[5] PAEZ A.; "Teoría de la seguridad". Hormigón y Acero Nº 142, pp. 25-85, 1er Trimestre 1982.

[6] "Structural Eurocodes". IABSE Conference, Davos, 1992.

[7] NOWAK, A. S.; "Calibration of LRDF bridge design code". Report NCHRP Project 12-33. Despartment of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann-Arbor, May, 1992.

[8] J. A. SOBRINO; "Evaluación del comportamiento funcional y de la seguridad estructural de puentes existentes de hormigón armado y pretensado". Tesis Doctoral, Departamento de Ingeniería de la Construcción, ETSICCPB, UPC, Barcelona, 1993.

[9] APARICIO, A., CASAS, J. R., SOBRINO, J.A., et all; "Proyecto de pruebas experimentales y evaluación estructural, previas a la demolición de la O.F. 50-2, en el P.K. 92.526 de la Autopista A-7". Departamento de Ingeniería de la Construcción, ETSICCP, UPC, Barcelona, 1991.

[10] APARICIO, A., CASAS, J. R., SOBRINO, J. A., et all; "Informe de evaluación estructural, caracterización mecánica y química de la antigua O.F. 50-2, paso superior de la carretera de Hostalric a Blanes, sobre la Autopista A-7". Departamento de Ingeniería de la Construcción. ETSICCP, UPC, Barcelona, 1993.

[11] "Instrucción para el cálculo de tramos metálicos y previsión de los efectos dinámicos de las sobrecargas en los de hormigón armado". 17-7-1956.

[12] CIAMPOLI, M. & NAPOLI, P.; "Upgrading reliability assessment of degraded structures". IABSE Colloquium "Remaining Structural Capacity", pp 69-76, Copenhagen, 1993.

[13] J. A. SOBRINO y J. R. CASAS; "Probabilistic response of reinforced and prestressed bridge cross-sections". IABSE Colloquium "Remai-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

ning Structural Capacity", pp. 241-248, Copenhagen, 1993.

[14] CEDEX; "Informe del Convenio de evaluación del espectro de cargas con básculas dinámicas portátiles y permanentes. Campaña 1992 para la Dirección General de Carreteras". Madrid, Diciembre de 1992.

[15] J. A. SOBRINO y J. R. CASAS; "Caracterización del tráfico en puentes de carretera. Aplicación al caso español". Hormigón y Acero (en prensa), 1993.

[16] ROCA, P.; "Un modelo de análisis no lineal para el estudio del comportamiento de estructuras laminares de hormigón pretensado". Tesis Doctoral, Departamento de Ingeniería de la Construcción, ETSICCPB, UPC, Barcelona.

[17] RAMOS, G.; "Estudio del comportamiento en servicio, prerrotura y rotura, de puentes de hormigón con pretensado exterior". Tesis Doctoral en curso de realización, Departamento de Ingeniería de la Construcción, ETSICCPB, UPC, Barcelona.

[18] OSTLUND, L.; "An estimation of γ values. An application of a probabilistic method". Reliability of concrete structures, Final report of permanent Commission I, Bull. d'Information CEB Nº 202, Lausanne, July, 1991.

[19] "Instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera". (O. M. 28/02/72), Madrid, 1972.

[20] "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado, EP-80", Madrid, 1980.

[21] "Eurocode for actions on structures EC-1". Commission of the European Communities, Draft, 1990.

RESUMEN

En este artículo se presenta una metodología de evaluación de puentes existentes, proporcionando métodos de estudio y herramientas suficientes para la modelización de las solicitaciones sobre la estructura, y de su respuesta.

Los métodos propuestos permiten el uso de la información que se posea 'a priori' sobre las propiedades de los materiales o la geometría de la estructura, e incorporar nueva información de inspecciones, ensayos experimentales, etc.

Se evalúa la seguridad estructural de un puente continuo de hormigón pretensado, cuantificando la capacidad de redistribución de esfuerzos en estados avanzados de carga.

SUMMARY

The article presents a methodology for the reliability assessment of existing concrete bridges. The methods used for the probabilistic modeling of loads effects and structural response are exposed.

The proposed methods allow to take into account the test results for the updating of mechanical parameters. On the other hand, a simplified proposal to introduce the non-linear behaviour of linear members in the reliability analysis is presented.

An existing prestressed concrete bridge is analyzed to evaluate its remaining structural capacity.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Investigación sobre reparación de estructuras de hormigón armado dañadas por corrosión de armaduras

Adolfo Delibes Liniers
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Jaime Fernández Gómez
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

1. INTRODUCCION

El Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC) desarrolla en la actualidad un programa BRITE cuya finalidad última es el definir un ensayo acelerado para juzgar los sistemas de reparación de estructuras de hormigón armado dañadas por corrosión de armaduras.

Dentro de las diversas tareas del proyecto en las que participa INTEMAC, en una de ellas (tarea 7) se han realizado ensayos de reparación-ensayo sobre elementos estructurales a gran escala (pilares), con un triple objetivo.

1) Definición de un procedimiento para ensayos de envejecimiento acelerado para piezas de hormigón armado, de tamaño real, teniendo en cuenta:

a) Los materiales.
b) El procedimiento utilizado en la reparación.

2) Estudio del comportamiento mecánico de las reparaciones de piezas de hormigón armado bajo cargas de servicio y últimas, en distintas situaciones:

a) Piezas patrón.
b) Piezas corroidas.
c) Piezas reparadas.
d) Al concluir el envejecimiento acelerado.

3) Estudio de ánodos incipientes en la interfase y en la zona adyacente a la reparada.

Atendiendo al Plan de Ensayos del citado Proyecto de Investigación, se han fabricado doce pilares de hormigón armado, sometiendo posteriormente algunos de ellos a un proceso de corrosión acelerada, activada por una corriente impresa en presencia de cloruros. Una vez dañados, los pilares correspondientes se repararon, en el Laboratorio Central de INTEMAC, con dos sistemas de reparación diferentes.

Actualmente, la primera serie de pilares reparados, pilares 1 a 6, está sometiéndose a un envejecimiento acelerado en una cámara climática. La segunda serie, formada por los pilares patrón, pilares 7 a 12, ha sido ensayada a compresión en una prensa de 650 t de capacidad máxima, en el Laboratorio Central de INTEMAC.

Seguidamente, se recogen los datos de fabricación y reparación, así como los resultados obtenidos hasta la fecha.

2. DISEÑO Y FABRICACION DE LOS PILARES

2.1. Definición de los pilares

Se fabricaron dos series, de 6 pilares cada una, numerados del 1 al 12. La primera serie, pilares nºs 1 al 6, será utilizada para estudiar su comportamiento tras permanecer un largo plazo en la cámara climática de corrosión acelerada.

La segunda serie, pilares nºs 7 al 12, sirve como unidades de control. En el Cuadro nº 1 se recogen las distintas combinaciones de variables que afectan a cada uno de los pilares.

La geometría de cada pieza, como también la disposición de sus armaduras e instrumentación, se pueden apreciar en la figura nº 1.

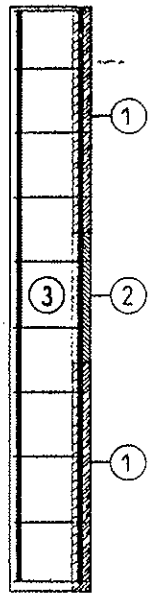
Cada pilar se halla dividido en varias zonas, diferenciadas por la distinta concentración de cloruros en el agua de amasado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

CUADRO 1

Definición de los pilares y variables que afectan a cada uno de ellos

Serie	Pilar Nº	Contenido CL^- (%)			Precorrosión	Sistema de reparación
		Zona 1	Zona 2	Zona3		
I CORROSION ACELERADA HOT BOX	1	-	-	-	NO	1
	2	-	-	-	NO	4
	3	0,5	3	-	SI	1
	4	0,5	3	-	SI	4
	5	1	3	-	SI	1
	6	1	3	-	SI	4
II ENSAYO DE CONTROL	7	-	-	-	NO	NO
	8	-	-	-	NO	NO
	9	1	3	-	SI	NO
	10	1	3	-	SI	NO
	11	1	3	-	SI	1
	12	1	3	-	SI	4



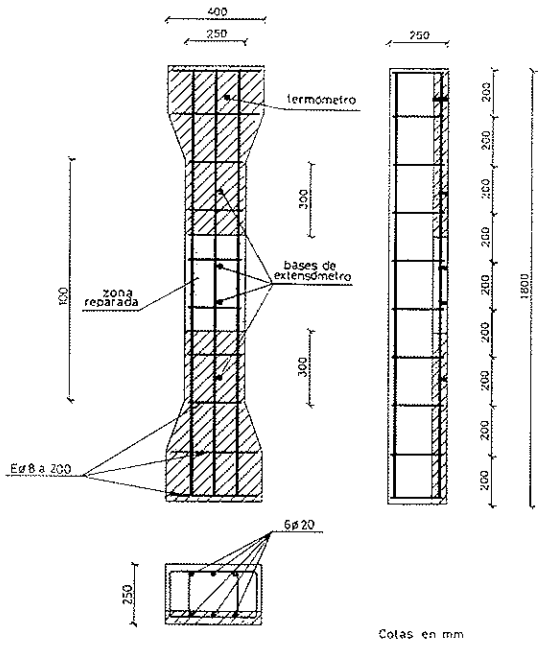


Fig. 1. Definición de los pilares e instrumentación.

Finalmente, la dosificaciópn patrón del hormigón utilizado se recoge en el Cuadro nº 2.

2.2. Detalles constructivos especiales

A fin de cumplir con las condiciones de aislamiento mutuo entre las barras longitudinales, se utilizaron estribos recubiertos con resina epoxi.

Además, en la unión de cada barra longitudinal con los estribos, se ha dispuesto un manguito de material aislante, que rodea a las barras con el fin de evitar que exista contacto eléctrico, en caso de que durante la colocación se dañe el recubrimiento epoxi.

CUADRO 2

Dosificación del hormigón

Material	Cantidad (Kg/m^3)
Cemento I 45	290
Grava 20 mm	830
Grava 10 mm	410
Arena	660
Agua	190

2.3. Hormigonado de los pilares

2.3.1. Fabricación de hormigón

El encofrado utilizado fue de madera laminada, para obtener una superficie lisa en las caras de los pilares. Antes del hormigonado se le ha dado una imprimación con aceite.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

El hormigón fue fabricado en el Laboratorio Central de INTEMAC, siguiendo la dosificación prevista. Para ello fue utilizada una mezcladora marca TEKA, con 450 ℓ de capacidad.

Para la primera serie de pilares, nºs 1 al 6, con sus probetas correspondientes, se han realizado 5 amasadas, dos de ellas sin contenido de cloruros y una para cada una de las restantes zonas (0,5%, 1% y 3% Cl^-). El asiento de cono ha sido de 4 cm

Para la segunda serie de pilares, nºs 7 al 12, con sus probetas correspondientes, se han realizado 4 amasadas, dos de ellas sin contenido de cloruros y una para cada una de las restantes zonas (1% y 3% Cl^-). El hormigonado se realizó en posición horizontal. El asiento de cono ha oscilado entre 3 y 5 cm.

La separación entre las distintas zonas de cada pilar se materializó por medio de un separador de madera, que fue colocado antes de hormigonar las zonas que contenían cloruros, y retirado al acabar dicho proceso.

Los pilares han sido compactados con vibradores eléctricos y enrasados en su superficie libre.

En las fotografías nºs 1 y 2 se observan algunos aspectos de la fabricación de los pilares descritos en este apartado.

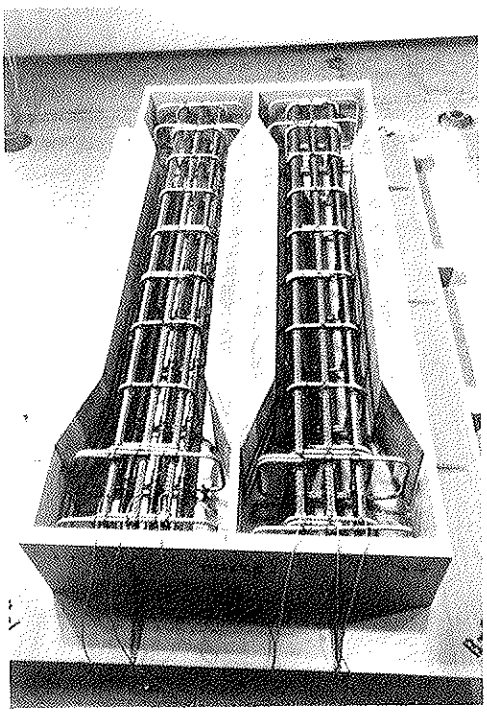


Foto 1. Encofrado y ferralla de los pilares.

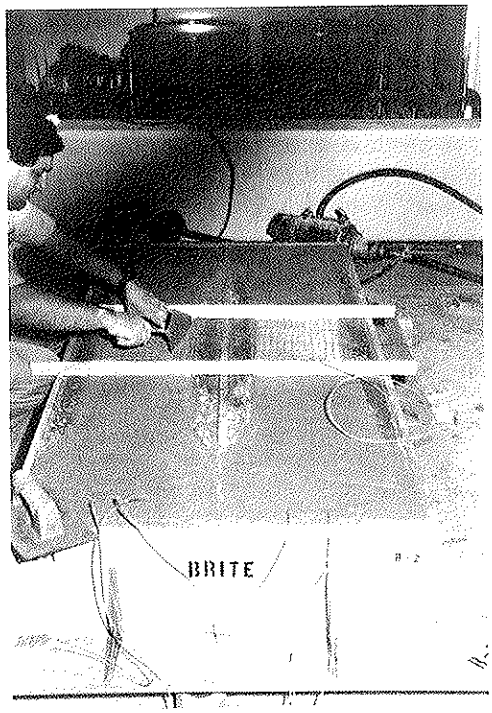


Foto 2. Colocación de malla metálica para corrosión acelerada.

2.3.2. Control del hormigón

Para controlar las características mecánicas del hormigón vertido en los pilares se fabricaron probetas cilíndricas, de 15 x 30 cm, de las diferentes amasadas. En el hormigonado de la primera serie de pilares, se fabricaron 48 probetas, mientras que de la segunda serie de pilares se obtuvieron 16.

2.3.3. Curado de los pilares

Todos los pilares fueron desencofrados en un plazo de 3 días y curados en ambiente de Laboratorio durante 7 días, cubiertos por una arpillera humedecida. Los pilares permanecieron en ambiente de Laboratorio, en unas condiciones ambientales comprendidas entre 16 y 25ºC de temperatura y 50 y 85% de humedad relativa, a la espera de su manipulación posterior.

2.4. Instrumentación

Para llevar a cabo la monitorización de las piezas, tanto la monitorización previa a la reparación o la realizada durante el envejecimiento acelerado de los pilares en la cámara climática, los pilares fueron instrumentados con un termómetro embebido y cuatro bases de extensometría para medir las deformaciones ocurridas en las interfases de las distintas zonas de los pilares (véase la figura nº 1).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Los sensores de temperaturas utilizados son termorresistencias, especialmente diseñadas para el control de temperaturas en el hormigón, calibrados en el Laboratorio del Instituto.

Las medidas de deformaciones se realizan por medio de un extensómetro digital, marca Huggenberger AG, con resolución de una micra.

Las medidas de potenciales de corrosión se efectúan, en 4 puntos equidistantes sobre la armadura central longitudinal de la cara superior, con un electrodo de $Cu/CuSo_4$.

3. PRECORROSION DE LOS PILARES

Los pilares 3, 4, 5, 6, 9, 10, 11 y12 se sometieron al paso de una corriente impresa, de 200 mA, a través de una malla de alambre embebida superficialmente en el hormigón para activar la corrosión prematura de la zona central (3% Cl^-) de cada una de las piezas.

Para generar dicha corriente fue necesario el uso de fuentes estabilizadas, de acuerdo con el esquema de la figura nº 2.

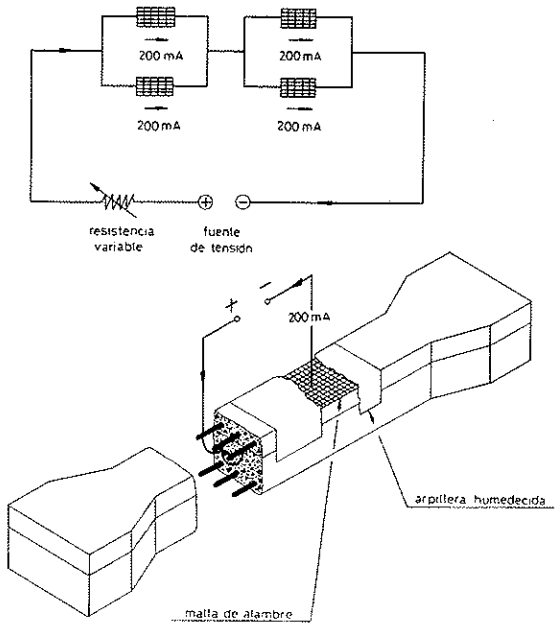


Fig. 2..Esquema del sistema de corrosión acelerada en la zona a reparar.

La corriente impresa se aplicó durante los 48 días consecutivos siguientes al curado de los pilares. A los 15 días siguientes al inicio de su aplicación se detectaron los primeros síntomas de corrosión en todos los pilares, con la aparición de fisuras y la consiguiente deslaminación del hormigón en las zonas con mayor contenido de ión Cl^-.

4. MONITORIZACION

A partir del desencofrado de los pilares y durante los períodos de curado y precorrosión, se han medido regularmente los parámetros descritos.

A título de ejemplo, en las figuras nºs 3 a 6 se recogen los gráficos resumen de algunos de los parámetros monitorizados.

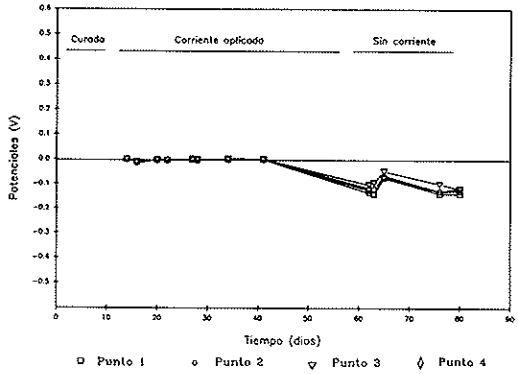


Fig. 3. Potenciales de corrosión. Pilar 1.

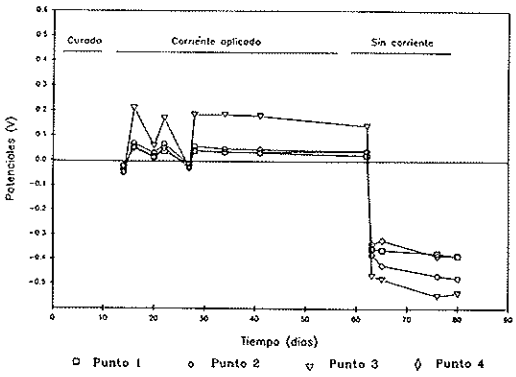


Fig. 4. Potenciales de corrosión. Pilar 3.

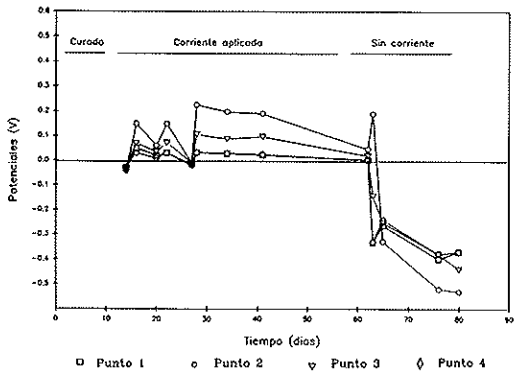


Fig. 5. Potenciales de corrosión. Pilar 5.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

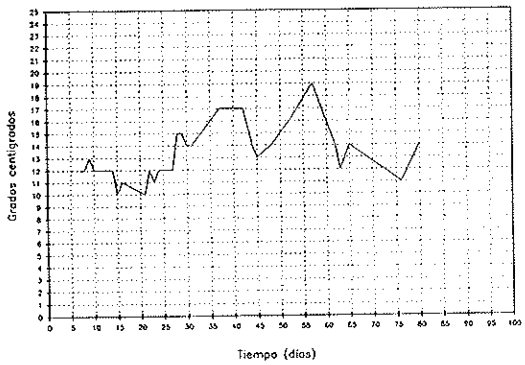


Fig. 6. Medidas de temperatura. Pilar número 1.

5. REPARACION DE LOS PILARES

La reparación de los pilares después de la precorrosión se ha realizado de acuerdo con las especificaciones establecidas en el Plan de ensayos.

La reparación incluía la eliminación del hormigón fisurado y deslaminado y el cepillado de las armaduras corroídas, en la zona donde se indujo la corriente impresa. La eliminación del hormigón dañado se efectuó mediante martillo eléctrico. La profundidad retirada fue la necesaria hasta alcanzar el hormigón sin contenido en ión Cl^- y descubrir totalmente las armaduras. El óxido de las armaduras longitudinales de los pilares fue eliminado al someterlas a un enérgico chorreado de arena a presión.

En la fotografía nº 3 se observa un detalle de la preparación de las zonas reparadas de los pilares.

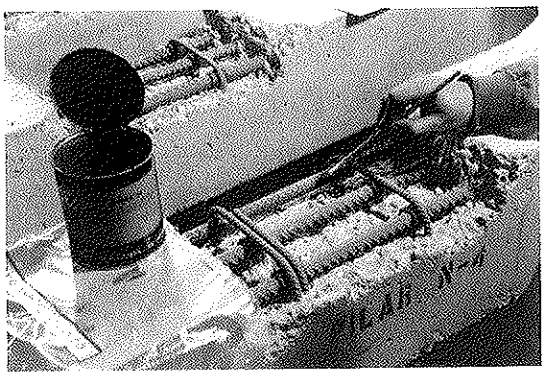


Foto 3. Aplicación del inhibidor de corrosión en las armaduras.

Los sistemas de reparación utilizados fueron los denominados "sistema 1" y "sistema 4" de los definidos en el documento original de la reparación, los cuales se describen más adelante.

El producto básico de reparación consistía:

—Sistema 1: Mortero de arena y cemento Portland normal.

—Sistema 4: Microhormigón de libre fluencia, con polímeros.

5.1. Sistemas de reparación

Las operaciones de preparación, fabricación y hormigonado o vertido de los productos de reparación se efectuaron en el Laboratorio Central de INTEMAC, conforme a la secuencia y dosificaciones previstas.

La fabricación del mortero elaborado con cemento Portland normal y arena, se hizo en la misma mezcladora TEKA que la utilizada en el amasado del hormigón de los pilares. La relación agua/cemento adoptada fue de 0,66.

El "sistema 4" de reparación exigía que las armaduras estuvieran previamente protegidas de la corrosión. Para ello se aplicaron dos capas de imprimación a las barras, con un producto inhibidor de la corrosión, conforme al método establecido.

Para garantizar la eficacia del amasado del mortero del "sistema 4" fue preciso el uso de una amasadora eléctrica. El vertido del mortero de reparación se realizó con los pilares en posición horizontal.

5.2. Control de los materiales de reparación

A partir de las amasadas obtenidas con los productos de reparación se fabricaron probetas cilíndricas, de dimensiones 10 x 20 cm, y prismáticas, de 4 x 4 x 16 cm, para determinar las características mecánicas de los morteros utilizados, a la edad de ensayo de los pilares.

En el Cuadro nº 3 se desglosa el número de probetas destinadas a los diferentes controles.

El curado de las probetas se realizó en las mismas condiciones que el de los pilares, en ambiente de laboratorio y en la cámara climática, según el caso. Adicionalmente, se introdujeron en cámara de curado estándar la mitad de las probetas de 10 x 20 correspondientes al ensayo a compresión de los pilares patrón.

6. CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

En los Cuadros nºs 4 a 7 se resumen los resultados obtenidos en los ensayos de control, efectuados hasta la fecha sobre los materiales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

CUADRO 3

Sistema de reparación	Nº de probetas 10 x 20 cm		Nº de probetas 4 x 4 x 16 cm	
	Ensayo Pilares Patrón	Ensayo Cámara Climática	Ensayo Pilares Patrón	Ensayo Cámara Climática
Sistema 1	12	18	3	6
Sistema 4	12	18	3	6

CUADRO 4

Características mecánicas medias obtenidas en los ensayos de control

Amasada	Pilares	Zona	Edad de ensayo (días)	Características mecánicas (Kp/cm²)	
				Resistencia a compresión	Módulo de deformación
1	7 y 8	1	143	354	329.500
2	9 a 12	1	"	352	355.425
3	9 a 12	2	"	316	307.900
4	9 a 12	3	"	261	264.175

CUADRO 5

Resumen de resultados del ensayo de tracción de las armaduras

Pilar	Límite elástico (Kp/cm²)
1	5570
2	5570
3	5570
4	5570
5	5570
6	5570
7	5545
8	5570
9	5570
10	5618
11	5532
12	5504

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

CUADRO 6

Características mecánicas obtenidas en los ensayos de probetas cilíndricas de mortero 10/20

Serie	Mortero del sistema de reparación	Curado	Edad (días)	Características mecánicas (Kp/cm²)		
				Resistencia a compresión	Resistencia a tracción indirecta	Módulo de deformación
II ENSAYO DE CONTROL	1	Ambiente de laboratorio	28	282	34	223.800
		Cámara Estándar	28	228	27	223.200
	4	Ambiente de laboratorio	28	453	53	315.875
		Cámara Estándar	28	488	50	308.100

CUADRO 7

Características mecánicas medias obtenidas en los ensayos de probetas prismáticas de mortero 4 x 4 x 16

Serie	Mortero del sistema de reparación	Edad (días)	Características mecánicas (Kp/cm²)	
			Resistencia a flexión	Resistencia a compresión
II ENSAYO DE CONTROL	1	28	83	389
	4	28	88	583

7. ENSAYOS A COMPRESION DE PILARES

7.1. Método operatorio

Transcurridos 28 días después de efectuada la reparación de los pilares, se procedió a ensayar las piezas patrón, segunda serie de pilares, en una prensa de compresión.

La prensa posee una capacidad máxima de 650 t a 250 Kp/cm² de presión de aceite, accionada mediante un grupo MAN. Está dotada de dos rótulas esféricas en los platos de aplicación de la carga, con una distancia libre de 1,80 m entre ellos.

La carga se aplicó por escalones de 20 t, manteniendo un tiempo de estabilización en cada uno de ellos, hasta alcanzar la rotura. La velocidad de variación de la carga ha sido inferior a 0,5 t/segundo.

7.2. Instrumentación

Se realizó un seguimiento continuo de las deformaciones de los pilares mediante cuatro transductores de desplazamiento LVDT, de 0,001 mm de apreciación, instalados en sendas bases de medida de 0,80 m de longitud, dispuestas en las cuatro caras laterales de los pilares.

Adicionalmente, los pilares se instrumentaron con 8 bandas extensométricas TOKKYO SOKKI, de 120 Ω, pegadas directamente en la sección central, dos en cada cara, con la configuración de puente completo.

La carga fue medida directamente a través de un captador de presión situado directamente en el circuito del aceite.

Todas estas medidas fueron registradas durante los ensayos de forma continua, automáticamente, mediante un sistema de adquisición de datos ORION 3531D, fabricado por SCHULUMBERGER.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

En la fotografía nº 4 se observa la disposición de ensayo adoptada.

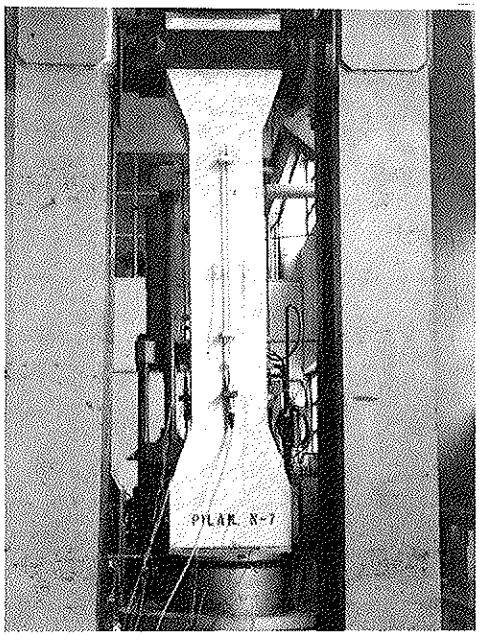


Foto 4. Disposición del ensayo.

7.3. Resultados obtenidos

En la figura nº 7 se han representado los resultados más significativos de los diagramas cargas-deformaciones unitarias obtenidas en los ensayos.

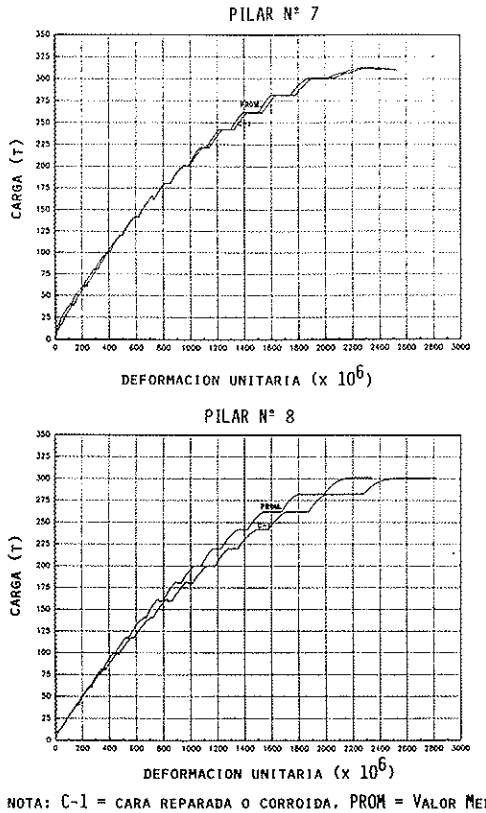


Fig. 7. Diagramas carga-deformación. Pilares 7 y 8.

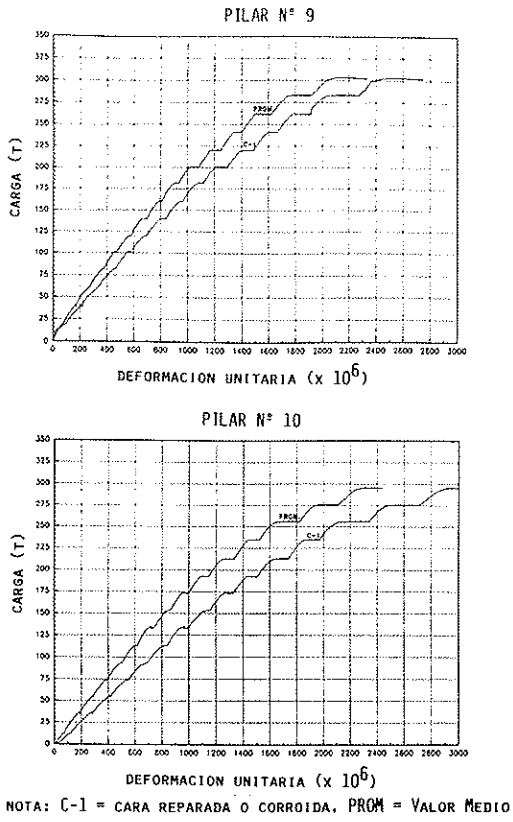


Fig. 7. (Cont.). Diagramas carga-deformación. Pilares 9 y 10.

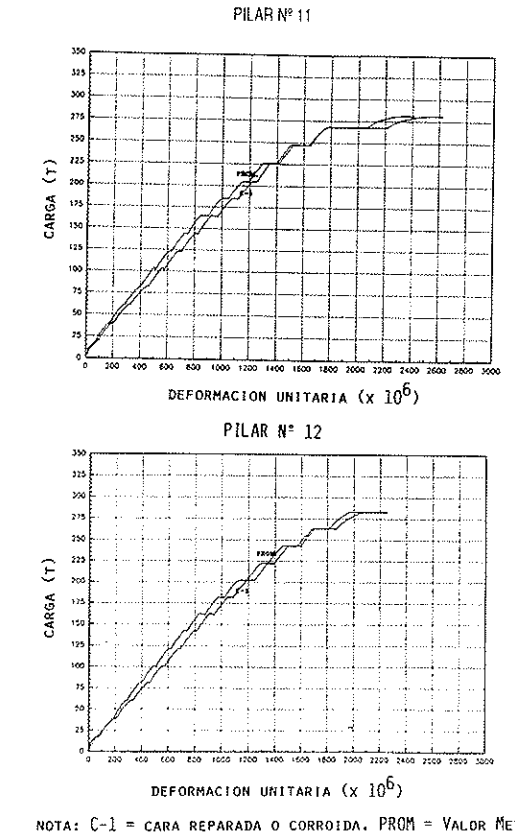


Fig. 7. (Cont.). Diagramas carga-deformación. Pllares 11 y 12.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Cuadro 8

Esfuerzos últimos alcanzados en los pilares

Pilar Nº	Situación	Carga de rotura (t)	% sobre media pilares núms. 7 y 8
7 8	Pilares patrón, sin corrosión ni reparación	310,6 301,2	
Media		305,9	100
9 10	Pilares corroídos y no reparados	303,2 293,7	
Media		298,4	98
11	Pilar corroído y reparado. Sistema 1	281,4	92
12	Pilar corroído y reparado. Sistema 4	283,2	93

En el Cuadro nº 8 se recogen los valores de cargas últimas alcanzados por cada uno de los pilares. En las fotografías nºs 5 a 7 puede verse el detalle de alguna de las roturas ocurridas.

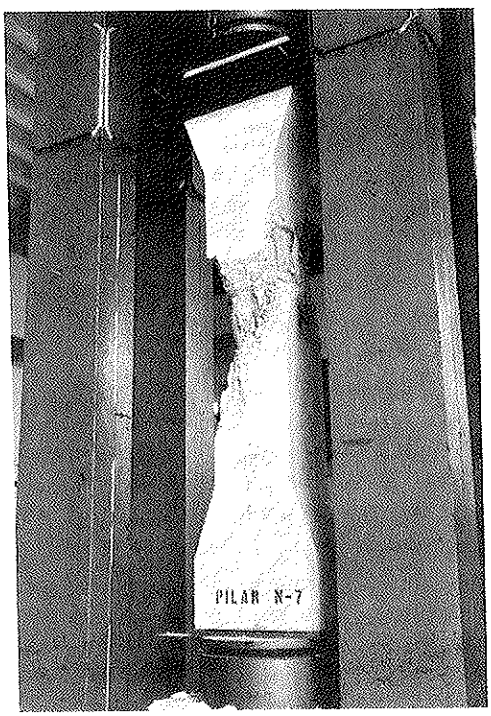


Foto 5. Rotura del pilar nº 7.

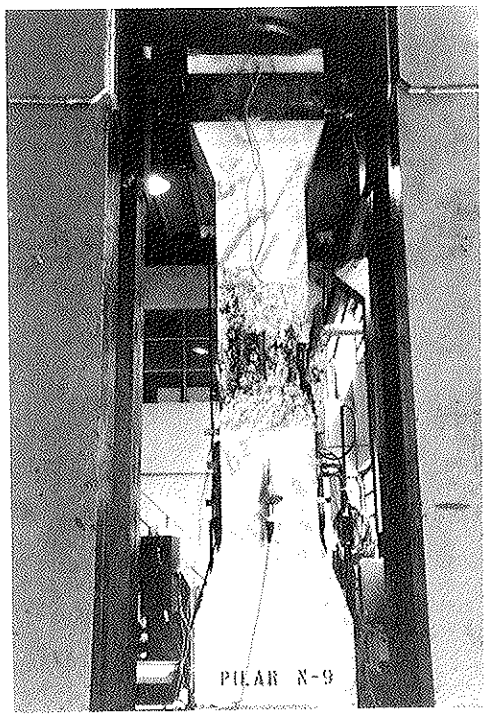


Foto 6. Rotura del pilar nº 9.

8. CORROSION ACELERADA

Actualmente, la serie de pilares constituida por los pilares nºs 1 a 6 se halla sometida a un proceso de corrosión acelerada en el interior de una cámara climática. (Véase fotografía nº 8).

La cámara está provista de los elementos necesarios para proporcionar ciclos de calentamiento-enfriamiento y humidificación-secado en las condiciones prescritas en el Proyecto de Investigación.

De acuerdo con el régimen previsto, y atendiendo a los ensayos preliminares efectuados en la cámara, se establecieron los siguientes ciclos de operación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

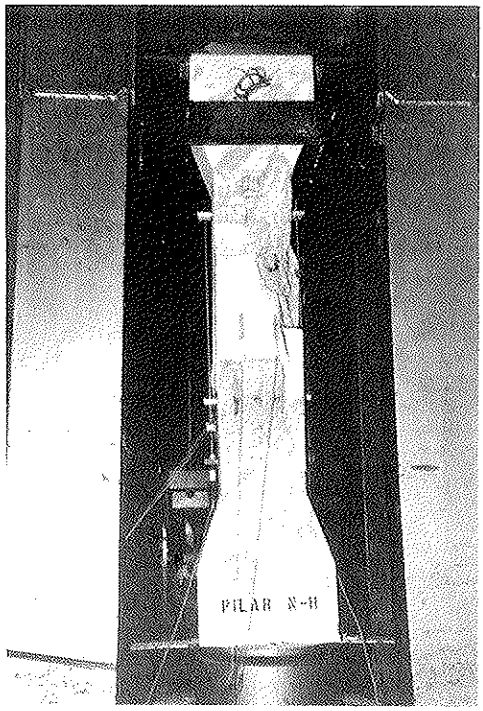


Foto 7. Rotura del pilar nº 11.

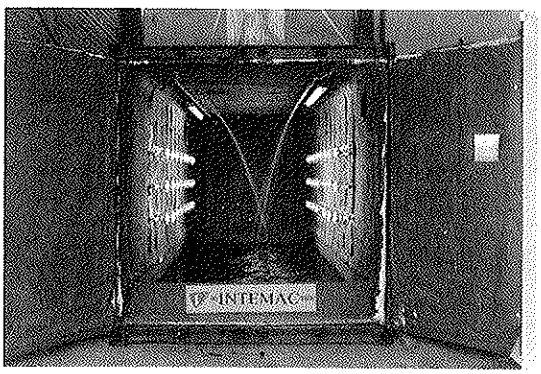


Foto 8. Cámara climática para la realización de ensayos de corrosión acelerada.

Ciclo	Horario (horas)	
	Comienzo	Final
Enfriamiento (t ≤ 30ºC)	06:00	18:01
Calentamiento (t ≥ 80ºC)	18:02	05:59
Humidificación con sal	08:00	09:00
	12:00	13:00
	16:00	17:00
Secado	17:01	18:00

Durante el tiempo en que los pilares permanezcan en la cámara climática, se efectuarán medidas periódicas de temperaturas, deformaciones y potenciales de corrosión, con la instrumentación señalada anteriormente.

9. CONCLUSIONES

Aunque las conclusiones definitivas deberán establecerse después de realizados todos los ensayos, a la vista de los obtenidos hasta la fecha puede establecerse lo siguiente:

—La mayor parte de los estudios realizados sobre reparación de estructuras dañadas por corrosión, tratan principalmente del desarrollo de sistemas que prevengan la corrosión futura.

En esa línea, se especifica el método que se debe emplear y los productos de reparación utilizados.

—Es muy difícil, y no sólo en el caso de reparaciones por corrosión de armaduras, el asegurar las cargas correspondientes a los estados límites últimos de piezas reparadas parcialmente utilizando morteros especiales o normales. En los casos reparados ensayados, se obtienen bajas de resistencia, respecto a la pieza patrón, del 7 y 8%, superiores a las obtenidas en las piezas corroídas y no reparadas (daños no graves de corrosión).

—Se necesitan estudios de investigación sistemáticos para estudiar el comportamiento de la pieza mixta hormigón-acero-mortero, con el posible establecimiento de un método de cálculo para el análisis de piezas parcialmente reparadas.

—La retracción diferencial del material de reparación con respecto del hormigón base, y las diferencias de módulos de elasticidad (no sólo en el momento de la reparación, sino teniendo en cuenta su diferente evolución), condicionan el comportamiento frente a estados límites últimos de las piezas reparadas.

Hay que establecer condiciones desde el punto de vista de características mecánicas, retracción y fluencia de los materiales de reparación, en función del hormigón base, que permitan asegurar un comportamiento satisfactorio, frente a los estados límites últimos.

—Asimismo, respecto del sistema de reparación (profundidad de hormigón eliminado, etc), es necesario establecer limitaciones desde el punto de vista resistente, que garanticen el comportamiento de la pieza en servicio y rotura.

BIBLIOGRAFIA

1. RAMIREZ, J.L.; BARCENA, J.M.; URRETA, J.I.; B. de VAL; AURRECOECHEA, J.R.; "Reparación de pilares de hormigón con pérdida de esquinas o recubrimiento" Hormigón y Acero. nº 182. 1992.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

2. KRAFT, U, "Strengthening of concrete columns". Bautechnik. Mayo 1987.

3. GRILL, L.A. "Strengthening for repairing of existing structures". IABSE Symposium Strengthening of building structures. Venecia 1983.

4. JOHN, D.C., COOTE, A.T., TREADAWAY, K.W.J., DAWSON, J.L. "The repair of concrete - A laboratory and exposure site investigation". Proceedings SCI conference. Corrosion of reinforcement in concrete construction. Ed. A.P. Creane.

5. MAULTZSCH, M. "Properties of PCC for repair of concrete structures". Proceedings ICPIC 87, Brighton 1987.

6. McCURRICH, L.M., KEELEY, C., CHERITON, L.W., TURNER, K.J., "Mortar repair systems - Corrosion protection for damaged reinforced concrete". Proceedings SCI conference. Corrosion of reinforcement in concrete construction. Ed. A.P. Crane.

7. PULLAR-STRECKER, P. "Corrosion damaged concrete - Assessment and repair". CIRIA, Londres 1987.

RESUMEN

En la presente Comunicación se recogen parte de los resultados obtenidos por INTEMAC en el desarrollo de un Proyecto de Investigación BRITE sobre sistemas de reparación de estructuras dañadas por corrosión de armaduras.

En concreto, se exponen los trabajos realizados hasta la fecha sobre reparación de piezas a escala real (pilares).

Aunque el trabajo completo está pendiente de finalizar, se establecen algunas conclusiones importantes, como la dificultad de garantizar las cargas correspondientes a los estados límites últimos de piezas reparadas.

Se constata la necesidad de establecer prescripciones respecto del sistema de reparación y de las propiedades mecánicas y reológicas de los morteros utilizables, no sólo desde el punto de vista de la durabilidad, sino también para garantizar el comportamiento frente a estados límites últimos y de servicio.

SUMMARY

In this work is enclosed the results of some activities of a BRITE program about reinforced concrete corrosion repairs, perfomed by INTEMAC.

It is described the twelve reinforced concrete columns cast, the accelerated corrosion process applied and the repair systems.

The obtained compression results are analysed, taken into account three different situations: control columns, damaged columns and damaged and repaired columns.

* * *

CONVOCATORIA DE LOS PREMIOS REHABITEC'94

El Salón de la Rehabilitación, el Equipamiento y el Mantenimiento, Rehabitec-94 que se celebrará entre el 27 de abril y el 1 de mayo de 1994, promueve la tercera convocatoria de los Premios Rehabitec, patrocinados por el Departamento de Política Territorial y Obras Públicas de la Generalitat de Cataluña con el fin de estimular la innovación tecnológica y la calidad de la construcción.

Edificación no residencial o de ingeniería civil

Premio Rehabitec-94 a la mejor obra de rehabilitación de edificación no residencial o de ingeniería civil.

Bases

Pueden optar a este Premio de Rehabilitación todas las obras de edificación no residencial o de ingeniería civil finalizadas en España entre el 1 de enero de 1992 y el 31 de diciembre de 1993.

Las obras que deseen optar al Premio han de ser presentadas por alguno de los tres agentes participantes en el acto constructivo (promotores, constructores y equipo técnico facultativo) o bien pueden ser propuestas por cualquier persona que las considere de interés, con el acuerdo de alguno de los agentes citados.

Para poder optar al Premio, las obras presentadas deberán ir acompañadas de la siguiente documentación:

–Descripción de la intervención que se ha realizado.

–Memoria y planos del proyecto.

–Documento acreditativo del presupuesto de adjudicación de la obra.

–Certificado de final de obra emitido por el facultativo correspondiente.

–Material y documentación complementaria

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

que incluya, al menos, 4 fotografías de la obra hechas antes y después de la actuación,de 18 x 24 cms.

–Ficha según modelo que facilitará el Institut de Tecnología de la Construcció de Catalunya.

Para la mejor comprensión de la obra, se recomienda presentar un video, de formato VHS cuya duración no exceda de cinco minutos.

La documentación se entregará en la Secretaría Técnica de los Premios, Instituto de Tecnología de la Construcción de Cataluña-ITEC, (Wellington 19, 08018 Barcelona).

El plazo de presentación de la documentación para optar al Premio finaliza el día 8 de abril de 1994.

Para mayor información dirigirse a:

Institut de Tecnologia de la Construcció de Catalunya.
Wellington, 19 - 08018 Barcelona
Tel.: (93) 309 34 04. Fax: (93) 300 48 52

* * *

TERCERA CONFERENCIA INTERNACIONAL CANMET/ACI SOBRE DURABILIDAD DEL HORMIGON

INTRODUCCION

La primera Conferencia Internacional sobre la Durabilidad del Hormigón, conocida como la Conferencia Katharine y Bryant Mather, se celebró en Atlanta, U.S.A., en 1987. La Segunda Conferencia Internacional sobre este tema, se celebró en Montreal, Canadá, en 1991. El propósito de esta tercera Conferencia sobre durabilidad del hormigón, es presentar nuevos desarrollos, y continuar el intercambio de tecnología sobre este tema tan ampliamente como sea posible.

INFORMACION GENERAL

Lugar

Las Sesiones Técnicas se celebrarán en:
Le Méridien Hôtel
1, Promenade des Anglais
06000 Niza
Tel.: 33 93 82 25 25
Fax: 33 93 16 08 09

Importe de la inscripción a la Conferencia

Para los participantes del extranjero:
625 $ USA si se inscriben antes del 1 de abril.
700 $ USA para inscripciones posteriores.

Para residentes en Francia:
3.000 F.F.

El importe de la inscripción da derecho a:
–Participar en todas las Sesiones.
–Recibir un ejemplar de los Proceedings (2 tomos).
–Los cafés en los intervalos entre Sesiones.
–Banquete con entrega de Premios.
–Todos los demás actos sociales programados.

Fecha

La Conferencia tendrá lugar del 22 al 28 de mayo de 1994.

Idiomas

Los idiomas oficiales de la Conferencia serán el inglés y el francés. Los Proceedings con los textos de las Comunicaciones que se presentan, se publicarán, en inglés, por el Instituto Americano del Hormigón.

Los interesados en recibir información suplementaria, deberán dirigirse a:

H.S. Wilson
P.O. Box 3065, Station C
Ottawa, ON
CANADA K1Y 4J3
Tel.: (613) 996 - 5617
Fax: (613) 992 - 9389

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Proyecto de forjados con viguetas pretensadas, considerando redistribución y alternancias de sobrecargas

Javier A. Lahuerta
Profesor Dr. Arquitecto

Miguela Modrego
Arquitecta. Pamplona

1. FORJADOS CON VIGUETAS DE HORMIGON PRETENSADO

En el **proyecto** de la estructura de un edificio tienen los forjados una gran relevancia, porque:

—Los forjados representan el 30-40% del coste de la estructura del edificio.

—Son elementos estructuralmente sensibles, por su pequeño espesor.

—Los casos patológicos de forjados alcanzan:

45% de los detectados en la estructura.
20% de los aparecidos en el edificio.

—De estos casos, el 60% se debe a defectos de proyecto.

El **tipo de forjado** que se define en el proyecto, y que se ejecuta en obra, se elige generalmente por las siguientes razones:

—Sencillez y rapidez de ejecución.
—Bajo coste, ligado a lo anterior.
—Facilidad y seguridad de suministro.
—Costumbre y prejuicios.

El cambio del tipo de forjado del proyecto al llegar a la obra, es siempre práctica desaconsejable (1).

Con **elementos prefabricados pretensados**, la mayoría **viguetas**, se construyen actualmente en España cerca de la mitad de los forjados de edificación.

Forjados con elementos de hormigón o cerámica y hormigón, viguetas o paneles prefabricados, o de losas con o sin aligeramiento hormigonadas en obra, constituyen la mayoría de los restantes.

Apuntalado con elementos prefabricados, o **encofrado** con hormigonado en obra, son los dos sistemas empleados para la ejecución. En España es más frecuente el primero, que se considera de menor coste. En otras partes de Europa, el segundo, con losas macizas, raras veces pretensadas con tendones pretesos.

El coste depende de la mano de obra y de los métodos de ejecución (2).

Cuarenta y cinco años han transcurrido desde los primeros forjados con viguetas de hormigón pretensado en España. Y se han afianzado porque compiten en coste, a pesar de que tienen detractores.

2. EVOLUCION Y NORMATIVA DE LAS VIGUETAS PRETENSADAS

Fechas en el pretensado de viguetas de hormigón:

1888: Doehring. Patente. Berlín.

1907: Koenen. Ensayos. H.f.E. Berlín.

1928: Freyssinet. Patente. París.

1935: Wayss y Freytag. Patente. Frankfurt a.M.

1939: Hoyer. Der Stahlsaitenbeton. Berlín (3).

1948: Lahuerta. Viguetas pretensadas AYSA. Madrid.

1951: Torroja, Páez. Hormigón pretensado. Madrid (4).

1953: DIN 4227, Spannbeton. Berlín.

1959 BS. CP 115, Prestressed concrete, Londres.

1960: HP.1, Normas de la A.E.H.P. Madrid (5).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

1977: EP 77, Hormigón pretensado. Madrid (6).

En **España**, los forjados con viguetas pretensadas empezaron a emplearse hacia 1948.

Era usual, pero no obligatorio, solicitar de la Dirección General de Arquitectura la autorización de uso del sistema. Se presentaba una Memoria Técnica con el cálculo y Tablas de uso, y se realizaba el ensayo de una losa. Los métodos de cálculo provenían de literatura extranjera, (3), (7), (8), (9) y después española (4), ya que no existían normas.

La **Normativa** española actual para los forjados con viguetas pretensadas incluye:

Instrucción EF 88: Proyecto y ejecución de forjados (10).

Instrucción EP 93: Obras de hormigón pretensado (11).

R. Decreto 1.630/1980: Elementos resistentes para pisos (12).

El **proyecto** de los forjados de un edificio, según esta normativa, tiene dos fases:

—**Fase general.** Elaboración de la Ficha de Características Técnicas del forjado. Es responsabilidad del fabricante de las viguetas. Requiere Autorización de Uso del M.O.P.T.M.A. (13) (14), y debe estar a disposición de todo usuario.

—**Fase proyectual.** Elaboración del proyecto de los forjados del edificio.

Anejo estructural a la Memoria: Acciones, según Norma AE 88; Solicitaciones de cada tramo de forjado; Viguetas y armaduras con la Ficha; Comprobación de flechas.

Planos: Plantas y alzados de tramos.

Es responsabilidad del autor del proyecto. Con este proyecto se construyen los forjados del edificio.

3. LA FICHA DE CARACTERISTICAS DEL FORJADO

Cada **sistema de forjado** con elementos prefabricados que se emplee en la edificación, deberá tener, según el Real Decreto 1.630/1980, una Ficha de Características Técnicas con autorización de uso.

La Ficha de los forjados con viguetas pretensadas incluye:

Prescripciones para el forjado

—Forma y dimensiones de las viguetas.

—Disposición y diámetro de los alambres de pretensado.

—Características que el fabricante garantiza para los componentes hormigón y acero.

—Tensiones de fabricación y efectos diferidos.

—Características exigibles a los componentes de obra: hormigón y armadura.

—Características de las piezas de entrevigado.

Manual de cálculo del forjado

—Tipos de forjado, cantos, interejes, pesos.

—Características en flexión positiva: Momentos flectores último, de fisuración y de servicio en ambientes I, II y III. Rigidez total y fisurada.

—Características en flexión negativa: Momentos flectores último y de fisuración. Rigideces. Esfuerzo cortante último.

La **Autorización de uso** se solicita por el fabricante al Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente, presentando la ficha y una memoria técnica del sistema de forjado, firmadas por un titulado legalmente autorizado para la redacción de proyectos.

La **memoria técnica** describe el sistema y los elementos empleados y desarrolla el cálculo, con flexión positiva y negativa, de las secciones de los forjados.

La **Ficha** se redacta ajustada al correspondiente modelo prescrito en la Orden M.O.P.U. de 1989.11.29, en el mínimo necesario de hojas A4.

El sello de autorización de uso lo estampa el Ministerio en el recuadro superior derecho de la ficha.

El **fabricante** está obligado a facilitar a los organismos inspectores y a todo usuario del sistema, reproducción de todas las hojas de la ficha autorizada.

En todo catálogo técnico del sistema que contenga tablas, ábacos o cálculos, es preceptivo incluir su reproducción.

4. CALCULO EN ESTADOS LIMITES ULTIMOS

Cada **tramo** de los forjados de un edificio tiene que calcularse en estados límites últimos y en estados límites de utilización, considerando la continuidad con los tramos contiguos.

En **estados límites últimos**, bajo las cargas ponderadas, en la combinación más desfavorable, la solicitación de cálculo producida en cada sección del forjado, no rebasará la solicitación última de éste que figura en la **Ficha autorizada**, para:

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

—Momento flector último positivo en vano.
—Momento flector último negativo en apoyo.
—Esfuerzo cortante.

La solicitación de cálculo puede determinarse:

—En **régimen elástico**, admitiendo rigidez constante a lo largo del tramo, y sin considerar la influencia de las armaduras, ni la reducción de rigidez que produce la fisuración.

—En **régimen anelástico**, considerando rótula plástica, por fisuración en uno o en los dos extremos del tramo (16).

Acciones y solicitaciones. Se admiten proporcionales hasta rotura, en régimen elástico. A partir de la formación de las rótulas plásticas, el momento flector negativo de éstas se considera estabilizado, y se produce redistribución de solicitaciones.

Las **armaduras** sobre los apoyos del tramo, para flexión negativa, pueden dimensionarse para forzar esta redistribución, de modo que los momentos flectores negativos se reduzcan y se aumente el positivo. Esto se considera constructiva y económicamente favorable.

La **redistribución** se admitió, para los forjados armados, en la Instrucción EH 73 (17), condicionada a que el momento de vano no fuese mayor que el máximo valor absoluto de los momentos negativos de apoyo (18); y para los forjados con viguetas pretensadas, en la Instrucción EP 77. Véase también (19) y (20).

La Instrucción EF 88 ha desarrollado más el método de redistribución, y da reglas prácticas para los diagramas de momentos.

5. CALCULO EN ESTADOS LIMITES DE UTILIZACION

En **estados límites de utilización**, se determinan las solicitaciones con las cargas características ($\gamma_f = 1$), en la combinación más desfavorable.

Generalmente, se opera en régimen elástico, pues la influencia de la fisuración es baja y las rótulas plásticas, en general, aún no se han formado.

Según la Instrucción EF 88, ap. 6.3, se consideran los estados límites de fisuración y de deformación.

La **fisuración** del hormigón no debe rebasar el límite correspondiente al ambiente en que está situado el forjado, que según el caso es:

Ambiente del forjado	Viguetas pretensadas Estado límite admisible	Apoyos armados Anchura de fisuras
I Protegido	Fisuración controlada	≤ 0,4 mm
II Húmedo	Aparición de fisuras	≤ 0,2 mm
III Agresivo	Descompresión	≤ 0,1 mm

En la ficha autorizada, figuran los momentos flectores con los que se alcanzan estos límites, para facilitar la comprobación de estas condiciones, muy importante para la durabilidad.

La **deformación** de los forjados no debe rebasar las siguientes dos limitaciones:

La **flecha total**, w_t, es la suma de la instantánea, más la diferida por retracción, fluencia, de todo tramo de forjado de la luz ℓ. Cumplirá:

$$w_t \leq \ell/250 \leq \ell/500 + 10 \text{ mm}$$

Cuando el forjado soporte o se asienta sobre:

–**Elementos dañables,** tabiques y particiones de ladrillo cerámico, con morteros de cemento o pasta de yeso.

—**Elementos sensibles,** tabiques muy rígidos, muros de cerramiento de fábrica, etc., tienen además que cumplir la condición de la flecha.

La flecha activa, w_a, respecto a un elemento afectado, es la producida a partir del día en que se construye dicho elemento. Cumplirá:

–Con elementos dañables:

$$w_a \leq \ell/400 \leq \ell/800 + 6 \text{ mm}$$

–Con elementos sensibles:

$$w_a \leq \ell/500 \leq \ell/1000 + 5 \text{ mm}$$

En la ficha autorizada se dan los momentos de fisuración y las rigideces total y fisurada, en flexión positiva y negativa, para facilitar estas comprobaciones.

Como método más preciso, por integración de secciones, puede seguirse el de Calavera y García (21).

6. METODO ANELASTICO DE CALCULO, EN LA INSTRUCCION EF 88

En la **Instrucción EF 88** , ap. 6.2, se indica que, en una serie de tramos continuos de forjado, puede admitirse redistribución considerando:

a) Como momento positivo: en tramo aislado, el isostático; en tramo externo, al menos el que iguale en valor absoluto al del apoyo; y en tramo interno el que iguale al de los dos apoyos, independientemente de los tramos contiguos.

b) Como momento negativo: en apoyo interior el mayor de los obtenidos antes, y en apoyo exterior el correspondiente al voladizo, si lo hay, y no menor que la cuarta parte del del vano.

c) Como esfuerzos cortantes: los que corresponden a los momentos negativos adoptados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Con carga superficial uniforme, $q_d = \gamma_f\, q_k$ (kp/m²), la solicitación de cálculo, según lo anterior, puede obtenerse con las fórmulas:

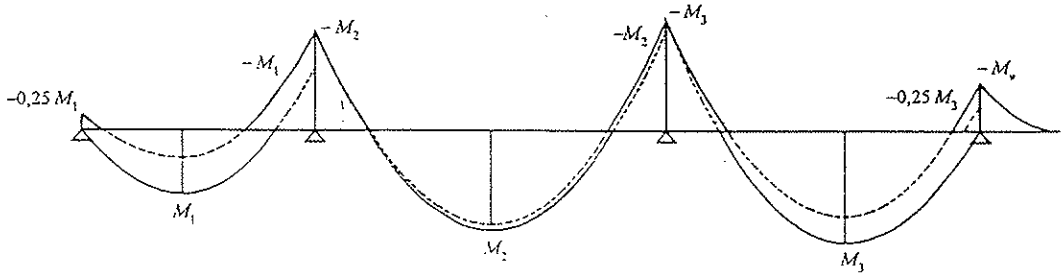
momento flector: $M = \mu\, q_d\, \ell^2$ (kp)

esfuerzo cortante: $V = \beta\, q_d\, \ell$ (kp/m)

Los valores de los coeficientes son:

Tramo	Apoyo izquierdo		Vano	Apoyo derecho	
	μ'	β'	μ	μ''	β''
Aislado	-0,031	0,50	0,125	-0,031	0,50
Externo, c.d.	-0,022	0,42	0,086	-0,086	0,58
Interno	-0,063	0,50	0,063	-0,063	0,50

c.d. continuidad a la derecha. Con c. i $\mu' \rightarrow \mu''$ $\beta' \rightarrow \beta''$



7. CONSIDERACION DE ALTERNANCIA DE SOBRECARGAS

La carga **superficial**, q_k, sobre un forjado, según la Norma AE 88 se descompone en:

—**Concarga**, g_k, peso propio del forjado, solado y revestimientos. Se considera constante durante la vida del edificio.

—**Sobrecarga**, p_k, sobrecarga de uso, o de nieve en su caso, y sobrecarga de tabiquería, según AE 88, art. 3.3. Se considera que puede variar hasta anularse.

Rateo: $\rho = g_k/q_k$; $q_k = g_k + p_k$

La **alternancia** de la sobrecarga, es decir su actuación con valor máximo nulo, afecta a la magnitud y signo de la solicitación en cada sección, tanto en el régimen elástico como en el cálculo anelástico con redistribución (22).

En la **Instrucción EF 88**, ap. 6.2 se indica que en el método de cálculo con redistribución que presenta, y que se acaba de expresar, no es preciso considerar la alternancia de la sobrecarga de uso si ésta no supera 200 kp/m² ni la tercera parte de la carga total. Y en el comentario al art. 7.2 da reglas prácticas para dimensionar las longitudes de las armaduras superiores sobre apoyos, para sobrecargas que no rebasen el límite anterior.

El efecto de la alternancia de sobrecarga no se indica explícitamente, en la Instrucción EF 88, cómo debe calcularse, aunque del texto se deduce que es preciso considerarla.

Un **método simplificado** para calcular este efecto es el objeto de la presente ponencia, con tabulación para obtener rápidamente los resultados, y una propuesta de inclusión en la próxima edición de la Instrucción EF.

En **el método anelástico** de la Instrucción EF 88, para una serie $i = 1, 2, \ldots$ de tramos continuos de forjado, se obtiene el momento M_i, de cada tramo i, considerando que sea externo o interno.

Los **momentos negativos** de los apoyos del tramo i son:

izquierdo $\quad M_i' = M_i \lhd M_{i-1}$

derecho $\quad M_i'' = M_i \lhd M_{i+1}$

Cuando se anule la sobrecarga del tramo i, puede admitirse que los momentos negativos son:

izquierdo $\quad \overline{M}_i' = \rho\, M_i \lhd M_{i-1}$

derecho $\quad \overline{M}_i'' = \rho\, M_i \lhd M_{i+1}$

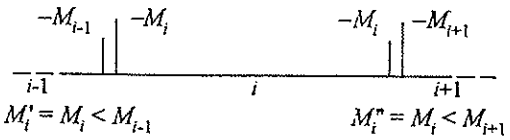
La gráfica de momentos de cálculo del tramo i, es la parábola $\rho\, q_d\, \ell_i^2/8$, que pasa por $\overline{M}_i'$ y $\overline{M}_i''$.

8. LONGITUDES DE LAS ARMADURAS SUPERIORES, CON ALTERNANCIA

Carga superficial uniforme en el forjado, en valor ponderado

Concarga g_d $\quad$ Total: q_d $\quad$ Rateo $\rho = g_d/q_d$

Momentos flectores de extremo izquierdo y derecho:

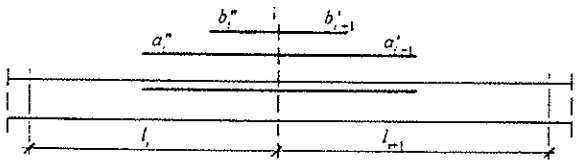


Factores de alternancia izquierdo y derecho:

$$\zeta' = \rho\, M_i'/M_{i-1} \not> 1 \qquad \zeta'' = \rho\, M_i''/M_{i+1} \not> 1$$

Armadura sobre un apoyo. Barras del mismo diámetro, a separación uniforme. Pueden ser dos barras.

Longitud de las barras alternas, hasta $\sigma_s = 0$:



Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Extremo izquierdo:

$$a_i'' = \alpha_i'' \ \ell_i + \ell_a \qquad b_i'' = \beta_i'' \ \ell_i + \ell_a$$

Extremo derecho:

$$a_{i+1}' = \alpha_{i+1}'' \ \ell_{i+1} + \ell_a \qquad b_{i+1}' = \beta_{i+1}'' \ \ell_{i+1} + \ell_a$$

Coeficientes de longitud, α, β.

Tramo externo. Extremo derecho en continuidad:

$$\alpha'' = 2\,\delta'' - 1$$

$$\beta'' = \delta'' - \sqrt{0{,}5 - \delta''\,(1-\delta)''}$$

con: $\delta'' = 0{,}5 + 1/11{,}6\ \zeta'$

En el extermo izquierdo se cambia ζ' por ζ''.

Tramo interno. Extremo izquierdo

$$\alpha' = \delta' - \sqrt{\delta'^2 - 1/8\ \zeta'}$$

$$\beta' = \delta' - \sqrt{\delta'^2 - 1/16\ \zeta'}$$

con: $\delta' = 0{,}5 + 1/16\ \zeta' - 1/16\ \zeta''$

Extremo derecho:

$$\alpha'' = \delta'' - \sqrt{\delta''^2 - 1/8\ \zeta''}$$

$$\beta'' = \delta'' - \sqrt{\delta''^2 - 1/16\ \zeta''}$$

con: $\delta'' = 0{,}5 - 1/16\ \zeta' + 1/16\ \zeta''$

Los coeficientes α, β están tabulados a continuación.

Anclaje, $\ell_a = h_a + \ell_b$. ; h_a canto útil del forjado.

ℓ_b longitud de anclaje en posición II, con $\sigma_s = 0$.

Para ø 6 a ø 12, con hormigón H160 o mejor, y acero AEH 400 ó AEH500, $\ell_b = 15$ cm.

9. COEFICIENTES DE LONGITUD PARA LAS ARMADURAS

EN TRAMO EXTERNO

	Coeficientes de α, β siendo ζ											Con $\zeta = \zeta'$ se obtiene α', β' con $\zeta = \zeta''$ se obtiene α'', β''
	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0	
α	0,172	0,196	0,216	0,246	0,287	0,345	0,431	0,575	0,862	1,000	1,000	
β	0,079	0,087	0,097	0,108	0,124	0,143	0,172	0,212	0,291	0,365	0,500	

EN TRAMO INTERNO

	ζ''	Coeficientes α', β' siendo ζ'									Cambiando $\zeta' \rightarrow \zeta''$ se obtienen los coeficientes α'', β''
		1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	
α'	1	0,146	0,163	0,185	0,212	0,250	0,305	0,394	0,625	–	–Indica que la correspondiente barra pasa por el total del vano
	0,9	0,149	0,167	0,189	0,217	0,256	0,313	0,408	–	–	
	0,8	0,153	0,171	0,194	0,224	0,265	0,325	0,431	–	–	
	0,7	0,159	0,177	0,201	0,237	0,277	0,343	0,472	–	–	
	0,6	0,167	0,187	0,212	0,247	0,296	0,375	–	–	–	
	0,5	0,180	0,202	0,232	0,272	0,333	0,500	–	–	–	
	0,4	0,206	0,235	0,247	0,338	–	–	–	–	–	
	0,3	0,333	–	–	–	–	–	–	–	–	
	0,2	–	–	–	–	–	–	–	–	–	
β'	1	0,067	0,074	0,082	0,093	0,107	0,125	0,151	0,189	0,250	
	0,9	0,068	0,075	0,084	0,094	0,108	0,127	0,153	0,192	0,254	
	0,8	0,070	0,077	0,085	0,096	0,111	0,130	0,156	0,196	0,258	
	0,7	0,071	0,079	0,088	0,099	0,114	0,133	0,161	0,201	0,264	
	0,6	0,074	0,082	0,091	0,103	0,118	0,138	0,167	0,208	0,273	
	0,5	0,078	0,087	0,096	0,109	0,125	0,146	0,176	0,220	0,287	
	0,4	0,086	0,095	0,106	0,120	0,137	0,161	0,194	0,241	0,313	
	0,3	0,103	0,114	0,128	0,145	0,167	0,196	0,237	0,296	0,375	
	0,2	0,250	–	–	–	–	–	–	–	–	

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

10. EJEMPLO DE FORJADO CON VIGUETAS PRETENSADAS

FORJADO F20 + 5; canto: $h = 25$ cm; interejes: $s = 70$ cm.

Viguetas tipo V, con 3 a 9 alambres ø 4.

Hormigón de obra: H200

Armaduras superiores AEH500, a separación uniforme, t.

Ficha de características técnicas (extracto).

Flexión positiva		Flexión negativa			
Forjado con vigueta	Momento flector último M_u kp	Armadura superior de acero AEH500 (malla) Ø mm	t cm	A cm²/m	Momento flector último M_u kp
V3	1880	8	25	2,01	−2010
V4	2480	8	20	2,51	−2050
V5	3070	10	25	3,14	−3040
V6	3650	10	20	3,93	−3790
V7	4210	12	25	4,52	−4360
V8	4760	12	20	5,65	−5050
V9	5300	12	15	7,54	−6700

CUATRO TRAMOS CONTINUOS. Luces en m:

$\ell_1 = 5{,}40$; $\ell_2 = 5{,}40$; $\ell_3 = 6{,}60$; $\ell_4 = 4{,}80$;

cumplen las limitaciones h/ℓ de EF 88, ap. 6.3.5.

Cargas en kp/m²

Concarga: peso propio: 320 Rateo
Solado y techo: 140 ρ=460/760=0,61
g_k = 460

Sobrecarga: tabiquería: 100
de uso: 200
p_k = 300

Total q_k = 760; $q_d = 1216$

Momento flector de cálculo, viguetas, armaduras:

M_1=1216x5,40²/11,6=3050kp | V5 |
M_2= x5,40²/16 =2210kp | V4 | −3050 ø10a 20
M_3= x6,60²/16 =3310kp | V6 | −3310 ø10a 20
M_4= x4,80²/11,6=2420kp | V4 | −3310 ø10a 20

Anclaje: $\ell_a = 0{,}22 + 0{,}15 = 0{,}37$ m.

Longitud de barras, en m:

Tramo 1 $\zeta'' = 0{,}61 \times 3050/3050 = 0{,}61$
$a_1'' = 0{,}283 \times 5{,}40 + 0{,}37 = 1{,}90$
$b_1'' = 0{,}122 \times 5{,}40 + 0{,}37 = 1{,}03$

Tramo 2 $\zeta' = 0{,}61 \times 3050/3050 = 0{,}61$
$\zeta'' = 0{,}61 \times 3310/3310 = 0{,}61$
$a_2' = a_2'' = 0{,}266 \times 5{,}40 + 0{,}37 = 1{,}81$
$b_2' = b_2'' = 0{,}116 \times 5{,}40 + 0{,}37 = 1{,}00$

Tramo 3 $\zeta' = 0{,}61 \times 3310/2210 = 0{,}92$
$\zeta'' = 0{,}61 \times 3310/2420 = 0{,}83$
$a_3' = 0{,}146 \times 6{,}60 + 0{,}37 = 1{,}45$
$b_3' = 0{,}074 \times 6{,}60 + 0{,}37 = 0{,}86$
$a_3'' = 0{,}182 \times 6{,}60 + 0{,}37 = 1{,}57$
$b_3'' = 0{,}083 \times 6{,}60 + 0{,}37 = 0{,}92$

Tramo 4 $\zeta' = 0{,}61 \times 2420/3310 = 0{,}45$
$a_4' = 0{,}388 \times 4{,}80 + 0{,}37 = 2{,}23$
$b_4' = 0{,}157 \times 4{,}80 + 0{,}37 = 1{,}12$

11. COMENTARIOS Y PROPUESTA DE ENMIENDAS A LA INSTRUCCION EF 88

El **ejemplo** de forjado de cuatro tramos que se consideró, tiene luces de valores frecuentes en la edificación actual. La relación entre las luces de tramo mayor y menor es de 1,38. El forjado debe por ello calificarse de ordinario y regular.

Como **sobrecarga** se ha considerado la de uso y la de tabiquería, en total 300 kp/m². No se especifica esto en la Instrucción EF 88, pero así parece desprenderse del art. 3.3 de la Norma AE 88. La disposición de las tabiquerías da lugar a que, frecuentemente, haya tramos de forjado sin ellas, inicialmente o después de reformar.

Las **reglas de armado** del ap. 7.2, comentario, de EF 88, aplicables en los casos en que la sobrecarga uniformemente repartida, que se admite se refiere a la sobrecarga de uso o nieve, no sea superior a 200 kp/m², da en este ejemplo las siguientes longitudes de barras superiores, en m:

$a_1'' = a_2' = 1{,}62$ $a_2'' = a_3' = 1{,}65$ $a_3'' = a_4' = 1{,}65$

$b_1'' = b_2' = 1{,}08$ $b_2'' = b_3' = 0{,}98$ $b_3'' = b_4' = 0{,}99$

Las **diferencias** máximas entre ellas son:

Longitud	a_2'	b_2'	a_3'	b_3'	a_4'	b_4'
Regla EF 88	1,62	1,08	1,65	0,99	1,65	0,99
Método propuesto	1,90	1,03	1,45	0,86	2,23	1,12

Son máximas en las barras a de los tramos externos, especialmente el tramo cuarto, cuyo contiguo tiene una luz 1,38 veces mayor. Cuando la relación entre luces de tramos aumenta, las diferencias son mayores.

ENMIENDAS A LA INSTRUCCION EF 88 que se proponen para conseguir armado superior sobre apoyos que abarque la alternancia de sobrecargas:

6.2. Análisis de solicitaciones

Redacción del último párrafo, que sustituye al actual:

Cuando se adopte el método reflejado en las

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

figuras 6.2.a y 6.2.b, se considerará la alternancia de la sobrecarga, que comprende la de uso y la de tabiquería. El diagrama de momentos negativos de un tramo i con sobrecarga nula, se trazará con la gráfica de su momento isostático, $\rho\ q_d\ \ell_i^2/8$, siendo $\rho = g_i/q_i$, que pasa por los momentos negativos: izquierdo $\rho\ M_i \leq M_{i,i}$ y derecho $\rho\ M_i \leq M_{i,j}$ (fig. 6.2.b).

Fig. 6.2.b. Suprimir la b) actual, sustituirla por la c) modificada con las parábolas de la concarga.

7.2. Armadura superior

Texto igual. **Comentarios**. Sustituir: *En los casos en que... la armadura superior puede diseñarse..., por:*

La armadura superior se dispondrá según el diagrama de la figura 6.2.b, considerando las longitudes de anclaje.

BIBLIOGRAFIA

(1) LAHUERTA, J.A. "El arquitecto y los forjados de edificación". Revista de edificación nº 13, Pamplona 1993.

(2) CALAVERA, J. "Cálculo, construcción y patología de forjados de edificación". INTEMAC, Madrid 1988.

(3) HOYER, E. "Der Stahlsaitenbeton". Elsner, Berlín 1939.

(4) TORROJA, E.; PAEZ, A. "Nuevo método de cálculo del hormigón pretensado". I.T.C.C. Madrid 1951.

(5) HP. 1-60 "Normas para la fabricación de viguetas de hormigón pretensado". Asociación Española del Hormigón pretensado, Madrid 1960.

(6) INSTRUCCION EP 77. "Proyecto y ejecución de obras de hormigón pretensado". Real Decreto 1.908/1977 (B.O.E. 1977.06.22) Madrid.

(7) MÖRSCH, E. "Spannbetonträger". Wittwer. Stutgart 1943.

(8) RITTER, M.; LARDY, P. "Vorgespanten beton". Zurich, 1945.

(9) ABELES, P.W. "Design of prestressed concrete beams". Concrete and Constructional Engineering. 1948.

(10) INSTRUCCION EF 88. "Proyecto y ejecución de forjados de hormigón armado o pretensado". Real Decreto 824/1988 (B.O.E. 1988.07.28). Madrid.

(11) INSTRUCCION EP 93. "Proyecto y ejecución de obras de hormigón pretensado". Real Decreto 805/1993 (B.O.E. 1993.06.26) Madrid.

(12) "Fabricación y empleo de elementos resistentes para pisos y cubiertas". Real Decreto 1.630/1980 (B.O.E. 1980.08.08) Madrid.

(13) "Modelos de fichas técnicas para pisos y cubiertas". Orden M.O.P.U. 1989.11.29 (B.O.E. 1989.12.16) Madrid.

(14) LAHUERTA, J.A. "Cómo calcular las viguetas de hormigón". Revista Arquitectura nº 5 y 11, Madrid 1959.

(15) NORMA AE 88. "Acciones en la Edificación". Real Drecreto 1.970/1988 (B.O.E. 1988.11.19) Madrid.

(16) LAHUERTA, J.A. "Enseñanzas del ensayo de un forjado". Revista Nacional de Arquitectura nº 145. Madrid 1954.

(17) INSTRUCCION EH 73. "Proyecto y ejecución de obras de hormigón". Decreto 3.062/1973 (B.O.E. 1973.12.9-14) Madrid.

(18) LAHUERTA, J.A. "Cálculo de forjados por el método de las rótulas plásticas". Colegio de Arquitectos. Bilbao 1967.

(19) LAHUERTA, J.A. et al. "Ensayos sobre el comportamiento de los forjados de viguetas de hormigón pretensado en momentos negativos". Hormigón y Acero 107-10, Madrid 1973.

(20) LAHUERTA, J.A. "Proyecto de forjados pretensados, según la Instrucción EP 77". Hormigón y Acero 125, Madrid 1977.

(21) CALAVERA, J.; GARCIA, L. "Cálculo de flechas en estructuras de hormigón armado". INTEMAC, Madrid 1992.

(22) LAHUERTA, J.A. "Alternancia de sobrecargas en forjados pautados". Revista de Edificación nº 9, Pamplona 1991. Orden M.O.P.U. 1989.11.29 (B.O.E. 1989.12.16) Madrid.

RESUMEN

El proyecto de los forjados de un edificio con viguetas de hormigón pretensado, de acuerdo con la Instrucción EF-88, tiene dos fases:

FASE GENERAL

Elaboración de la ficha de Características Técnicas del Forjado, FCT, en la que figuran:

—Viguetas: Firma, dimensiones y tendones. Tensiones de fabricación. Efectos diferidos. Momentos de cálculo.

—Piezas de entrvigado: Forma, dimensiones y pesos.

—Tipos de forjado: Cantos, interejes, pesos. Momentos flectores últimos, de servicio y de fisuración. Rigidez total y fisurada. En flexión positiva y negativa. Esfuerzo cortante último.

Esta se prepara por el fabricante, y deberá tener autorización de uso concedida por el M.O.P.T.M.A.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

FASE PROYECTUAL.

Elaboración del proyecto de los forjados del edificio. Anejo Estructural a la Memoria del Proyecto. Se recogerán: La FCT del forjado, con Autorización de uso. Acciones según Norma AE-88. Casos de alternancia de sobrecargas. Solicitación de cada uno de los tramos diferentes de los forjados: momentos flectores y esfuerzos cortantes. Utilizar la redistribución permitida, simplifica el cálculo y en general abarata. Determinación de viguetas y armaduras de todas las viguetas y los huecos de paso de conducciones. En alzado, todos los tramos de forjado diferentes. Esto se prepara por el autor del proyecto. La forma simplificada de considerar la alternancia de sobrecargas en la redistribución, es el objeto de esta ponencia.

SUMMARY

The design of building floors with joists of prestressed concrete, according to the spanish norm EF 88, require two phases:

General phase. Writing the Technical Characteristics Card of the floor system, TCC. This include: **Joists:** Shape, dimensions, and tendons. Fabrication stresses. Long time effects. Design moments. **Blocks:** Shape, dimensions and weights. **Floor types:** Heights, joist distances, weights. Service, and cracking bending moments strength. Uncracked and craked stiffness. In positive and negative bending. Ultimate shear force. The card will be writed by the manufacturer, and needs Use Approval of the M.O.P.T.M.A.

Design phase. Designing the floors of a building. Structural Annex including: The TCC of the floor system with Use Approval. Actions on the floor according Norm AE 88. Cases of live loads alternancy. Action effects, bending moments and shear forces, on every different floor member. The use of the allowed redistribution simplify the calculus and generally save money. Specify the type of joists and reinforcement by means of TCC. Controlling deflections. Drawings: In plans, all the joists and empties for conducts. In elevations, all the different floor members. This is responsability of the design author. The simplified manner of considering the live load alternancy is the object of this communication.

* * *

"PUENTES ATIRANTADOS Y COLGANTES" Conferencia Internacional, Deauville, Francia Del 12 al 15 de Octubre de 1994

La Asociación francesa para la Construcción (AFPC), está organizando una Conferencia Internacional sobre "Puentes atirantados y colgantes", en Deauville, Francia, del 12 al 15 de Octubre de 1994. Será patrocinada, conjuntamente, por la IABSE y la FIP.

La Conferencia será de interés para los ingenieros que trabajen en la planificación, diseño y construcción de puentes, y particularmente, de puentes atirantados y colgantes. También se tocarán temas de interés para arquitectos y constructores.

Durante los años 90, en Dinamarca, Francia y Japón, se van a construir cuatro puentes excepcionales que van a batir records de luz. Estos logros ingenieriles constituyen una oportunidad ideal para organizar una conferencia internacional sobre el tema.

El programa técnico incluirá:

–Ultimos avances en el diseño de puentes colgantes y atirantados.

–Puentes colgantes: nuevos puentes y proyectos, trabajos de rehabilitación y modernización.

–Grandes proyectos para el futuro.

–El Puente de Normandía, y los trabajos de investigación técnica y científica con él relacionados.

–Modelos estructurales y análisis.

–Geometría de la Construcción, dudas, métodos de construcción y técnicas de control.

–Vibración de cables, causas, predicción y control.

En el programa se incluirá una visita técnica al Puente de Normandía, el más largo de los actuales puentes atirantados, con una luz de 856 metros, que se terminará en 1994.

Los interesados en recibir mayor información sobre esta Conferencia, deberán dirigirse a:

Conference Deauville 1994, Secretariat
C/o AFPC - Mrs. Françoise Raban
46 Ave. Aristide Briand
Tel.: Int. + 33-1 4611 3290
F-92223 Bagneux, Francia
Fax: Int. + 33-1 4611 3169

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

628-0-61

Tensiones internas de compresión y relajación, en aceros de pretensado

Peregrin Estellés

La fluencia que experimentan los aceros de pretensado y los fenómenos que de ella se derivan motivaron, hace bastante tiempo, la introducción de nuevas técnicas para la fabricación de esos materiales con el fin de conseguir reducir las pérdidas de compresión en el hormigón originadas por las deformaciones plásticas de los alambres.

Aunque las causas de estos fenómenos no estan todavía bien conocidas, los resultados prácticos obtenidos con estas nuevas técnicas han sido muy favorables y han dado lugar a que, hoy en día, cualquier especificación exija valores muy reducidos para la fluencia y relajación en los aceros empleados en elementos pretensados.

El trabajo que a continuación se expone tiene su fundamento en un programa de investigación industrial encaminado a obtener mejoras en las características mecánicas de barras para traviesas de ferrocarril y, en general, para todos los alambres de pretensado.

Las experiencias recopiladas a lo largo de años y lo sugestivos que resultaron los nuevos datos aportados, nos llevaron a considerar que, aún a expensas de salirse del programa propuesto, podría obtenerse una importante fuente de información técnica sobre su comportamiento y quizás, la posibilidad de motivar un posterior programa de investigación pura que proporcionase el necesario conocimiento intrínsico y permitiese deducir conclusiones.

En este sentido, los contactos personales establecidos con el Profesor M. Elices, Catedrático de Ciencia de los Materiales de la Escuela de Caminos de Madrid, han resultado positivos y es de esperar que, en un próximo futuro, se aborde este estudio.

Uno de los primeros problemas que se presentaban para el desarrollo del programa era la dificultad de poder simular en el laboratorio las mismas condiciones que en los procesos de fabricación, en los cuales el material está en movimiento, mientras que en el laboratorio hay que realizarlo sobre probetas, de mayor o menor longitud, pero en régimen estático.

Aunque experiencias anteriores ya nos habían dado comportamientos similares para ambos casos, se repitieron ensayos e incluso se hicieron otros paralelos, con aceros envejecidos, para poner en clara evidencia las diferencias de comportamiento entre ambos tipos.

Esencialmente, el trabajo se fundamenta en el estudio y mediciones de las variaciones longitudinales que experimentan las probetas de los aceros B.R. o envejecidos (acortamientos o alargamientos, respectivamente) que se producen después de someterlos a tratamientos térmicos, con temperaturas comprendidas entre 60 y 480°C.

Puesto que estas variaciones longitudinales están influenciadas por los valores de las cargas y temperaturas utilizadas en el proceso de estabilización, se han hecho también ensayos de fluencia a temperatura ambiente, para conocer la correspondencia que, de antemano, sospechamos que debiera existir entre lo que hemos llamado "tensiones compresivas" y resistencia a la deformación bajo cargas continuadas.

Para la obtención de los aceros B.R., en el laboratorio se partió de alambres trefilados y enderezados, con objeto de disponer de un material lo más uniforme posible y con la máxima rectitud, a fín de evitar los errores que pueden cometerse en las mediciones de las longitudes.

Debido a las características de la máquina utilizada para la preparación de las probetas, la longitud máxima de las mismas ha sido de 500 mm, de los cuales solamente 300 mm corresponden a la

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

zona que ha sufrido el tratamiento correcto en cuanto a los valores de temperatura.

En la Fig. 1 se ve un croquis de la disposición adoptada, que permite hacer tratamientos a carga constante o a longitud constante de una forma automática, según se sitúen los dispositivos de control de que dispone la instalación.

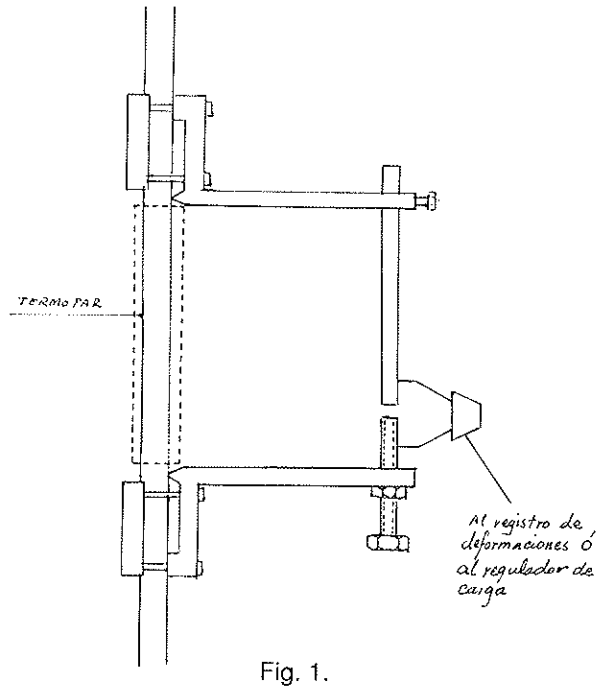


Fig. 1.

La preparación de las probetas para las mediciones después del "destensionado", han de realizarse con gran meticulosidad en sus extremos de fijación para evitar al máximo errores, ya que la apreciación de las medidas se hace con detectores capaces de apreciar 0,001 mm.

La Fig. 2 muestra el dispositivo de medición que se encuentra ubicado en una sala isotérmica cuyos dispositivos de control de temperatura han sido estudiados con todo detalle para lograr una constancia de temperatura con una variación aprox. de ± 0,3ºC. Dentro de la misma sala se encuentra la máquina para los ensayos de fluencia, para los cuales se utiliza la longitud total de la probeta, en la que se sitúa, en su zona central, un extensómetro con base 200 mm.

Los tratamientos de "destensionado" se hacen por inmersión de las probetas en un baño de sales fundidas mantenido a la temperatura prefijada. El tiempo de permanencia se mide con un cronómetro, y una vez alcanzado, las probetas se sumergen rápidamente en agua fría en agitación.

El objeto básico del trabajo es la obtención de un gran número de ensayos, bajo condiciones diferentes, que puedan asegurar un comportamiento determinado y repetitivo válido para el estudio de las innovaciones necesarias en los procesos de fabricación.

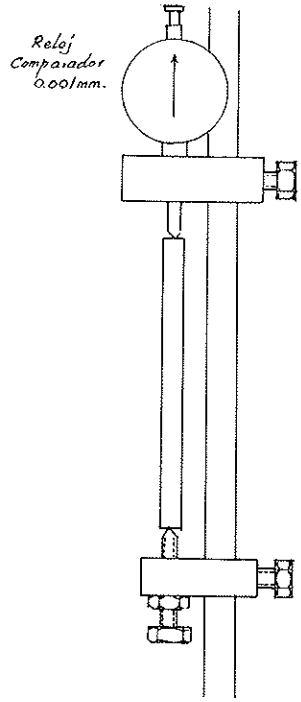


Fig. 2.

Bajo este punto de vista somos conscientes que las cifras obtenidas en nuestros ensayos no pueden tomarse como valores absolutos, ya que existen defectos que para su eliminación habrían complicado el trabajo, su coste y sobre todo su tiempo, que estaba fijado de antemano y que ha sido nuestra espada de Damocles.

Los primeros datos que se recopilan se hicieron sobre alambres B.R. de 5 y 7 mm, procedentes de una línea de fabricación.

Se preparó una serie de probetas que fueron tratadas, todas ellas, durante 10 minutos en el baño de sales, pero cada una a temperatura superior a la anterior, con objeto de observar las variaciones longitudinales que experimentaban en función de la temperatura. La Fig. 3 muestra la evolución de las variaciones longitudinales que, en todos los casos, fueron acortamientos, crecientes con el aumento de la temperatura. Los resultados se han representado en papel semilogarítmico porque hemos observado que, al menos para esas temperatura, el desarrollo es logarítmico.

A la vista de estos resultados, parece lógico pensar que probetas procedentes del mismo tratamiento B.R. (y del mismo alambre), eliminarán sus tensiones a tiempos más largos cuanto más baja sea la temperatura, pero el valor total del acortamiento deberá ser el mismo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

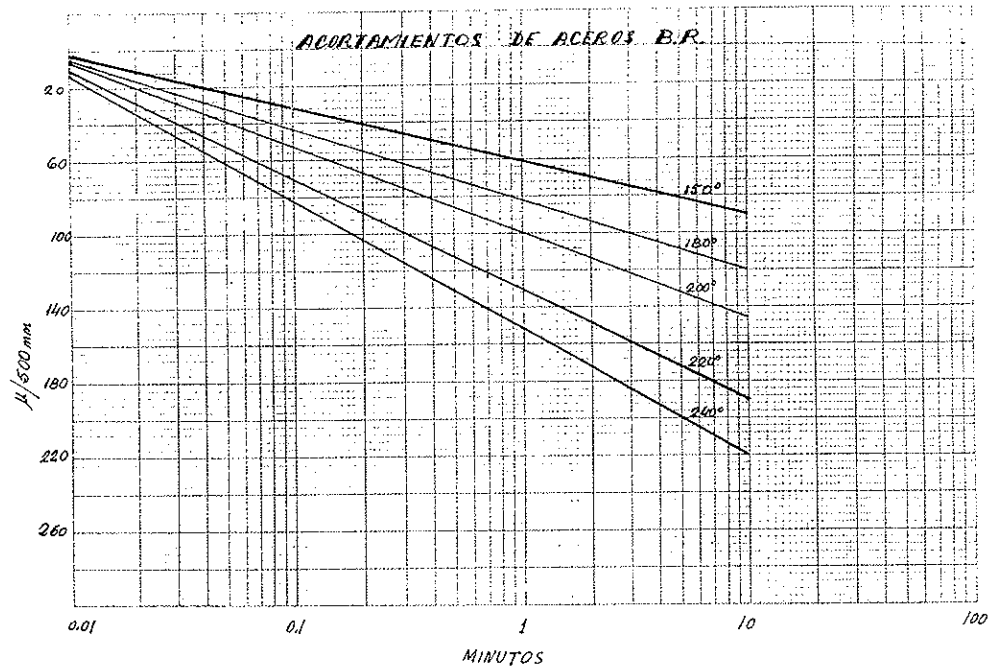


Fig. 3.

En este sentido, se hicieron ensayos sobre probetas de barras E.T.R. 370 y E.T.R. 394, sometiéndolas a tratamientos sucesivos a 150°C y haciendo mediciones después de cada uno de ellos.

Se eligieron estos materiales, porque el valor de sus tensiones compresivas no debería ser muy elevado, debido al tratamiento B.R. que han recibido. Sin embargo, a pesar de ello, después de 100 horas ninguna de ellas había llegado a su contracción máxima.

Como puede verse en la Fig. 4, la probeta 1, después de llevar 132 horas a 150ºC, se sometió a continuación a temperatura de 200ºC, con lo cual alcanzó su longitud mínima después de las dos horas, iniciándose a partir de este momento alargamientos que no habían terminado después de 531 horas (663 totales).

La probeta 2 es un ensayo similar, prolongando el tiempo a 150ºC hasta 645 horas sin encontrar tampoco el fín de la contracción. A partir de ese momento se continuaron los tratamientos con

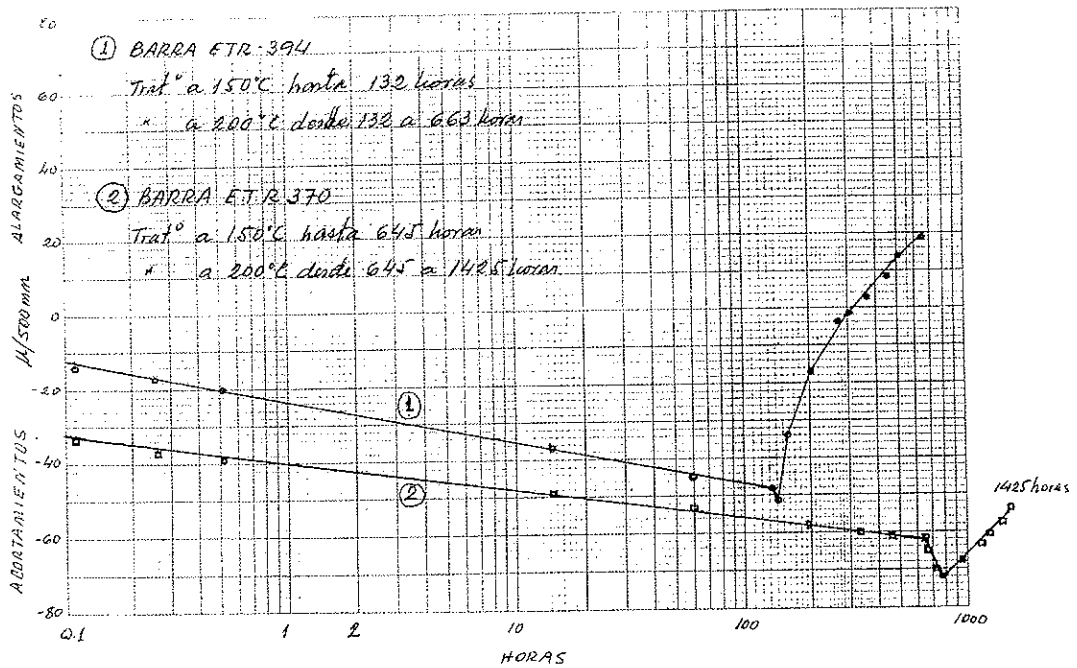


Fig. 4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

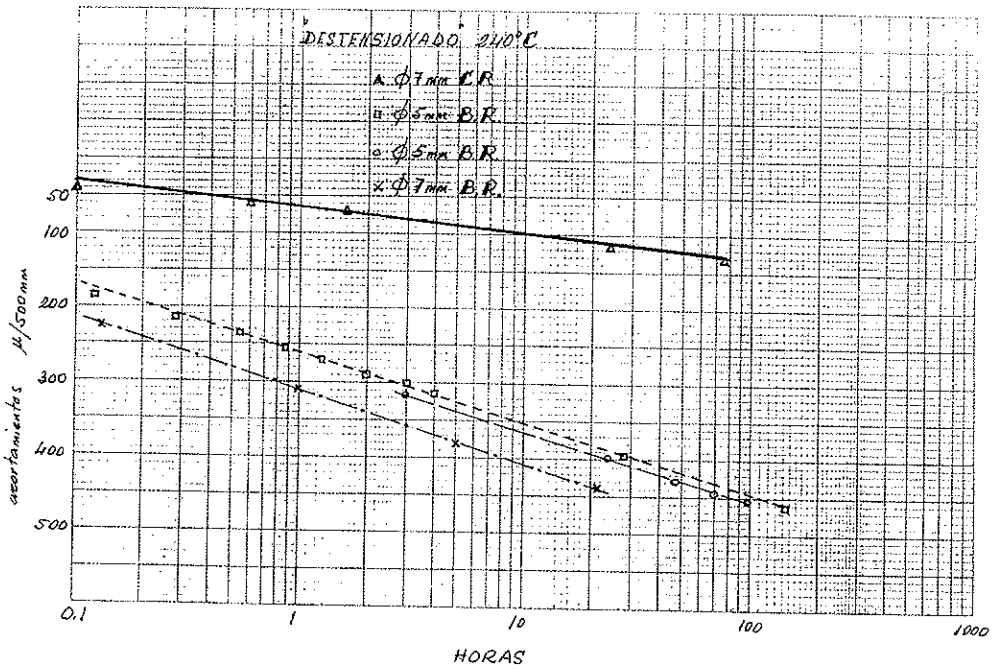


Fig. 5.

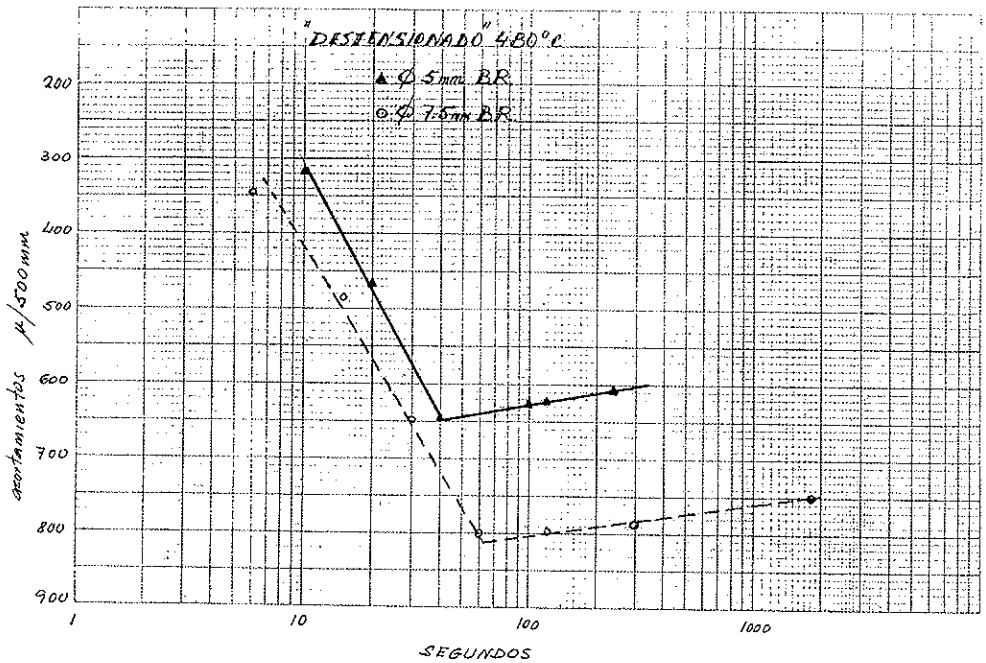


Fig. 6.

temperatura de 200ºC hasta 1.425 horas, encontrándose la máxima contracción a las 760 horas. A partir de ese momento la probeta comenzó el período de alargamiento.

Puesto que para las temperaturas empleadas se obtienen desarrollos logarítmicos en los acortamientos, parece lógico pensar que, en estos dos ensayos, de haber continuado el tratamiento a 150ºC, los tiempos necesarios para alcanzar los máximos acortamientos serían de 230 y 16.000 horas, respectivamente.

Posteriormente y con objeto de encontrar la contracción máxima a un tiempo más corto, se hicieron tratamientos de "destensionado" con temperaturas de 240ºC y alguno de hasta 480ºC.

La Fig. 5 muestra la evolución de los acortamientos de probetas de alambres B.R. industriales, con temperaturas de 240ºC; y en la Fig. 6 se ven otros resultados correspondientes a cuando la temperatura se eleva hasta 480ºC.

Debido a consideraciones técnicas sobre el proceso de barras, objeto primordial del trabajo, y a antecedentes de otras experiencias, no se continuó con nuevos ensayos sobre los alambres B.R. de fabricación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Queda pués aquí un tema que consideramos importante y que será necesario abordar cuando se acometa el estudio teórico posterior.

A partir de este momento y siguiendo la técnica anteriormente descrita, se prepararon probetas con distintos tratamientos de termotracción, para conocer la influencia de los parámetros utilizados, sobre las tensiones obtenidas.

A estos tratamientos de laboratorio les hemos denominado INTENS (introducción de tensiones) seguido de los valores que se han utilizado en la carga y la temperatura, respectivamente.

Aunque se han hecho algunos ensayos introduciendo las tensiones bajo un proceso de carga bajo longitud constante, la mayor parte se realizaron con mantenimiento de la carga dejando libertad a la deformación. De esta forma se opera en condiciones que se ajustan mejor a la mayoría de los procesos de fabricación.

Para los valores de carga se han tomado tres niveles, que corresponden, aproximadamente, al 60, 40 y 28% de la carga de rotura; y las temperaturas han varidado entre 150º y 260ºC.

En las Figs. 7, 8 y 9 se ven algunos de los resultados obtenidos, en los que se observa que, para temperaturas similares en los INTENS, el

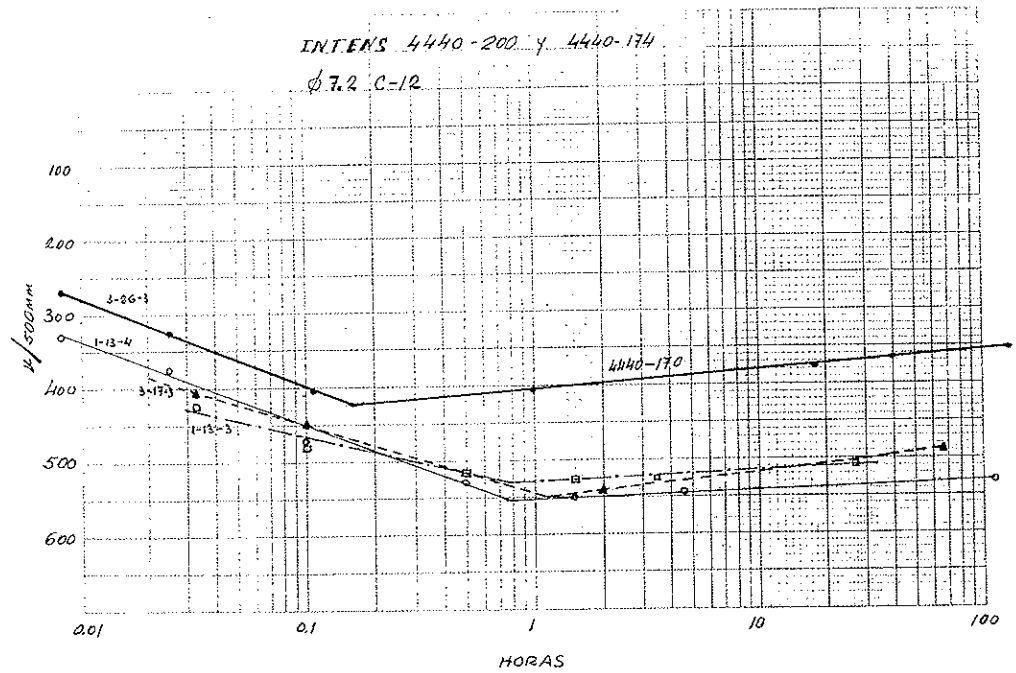


Fig. 7.

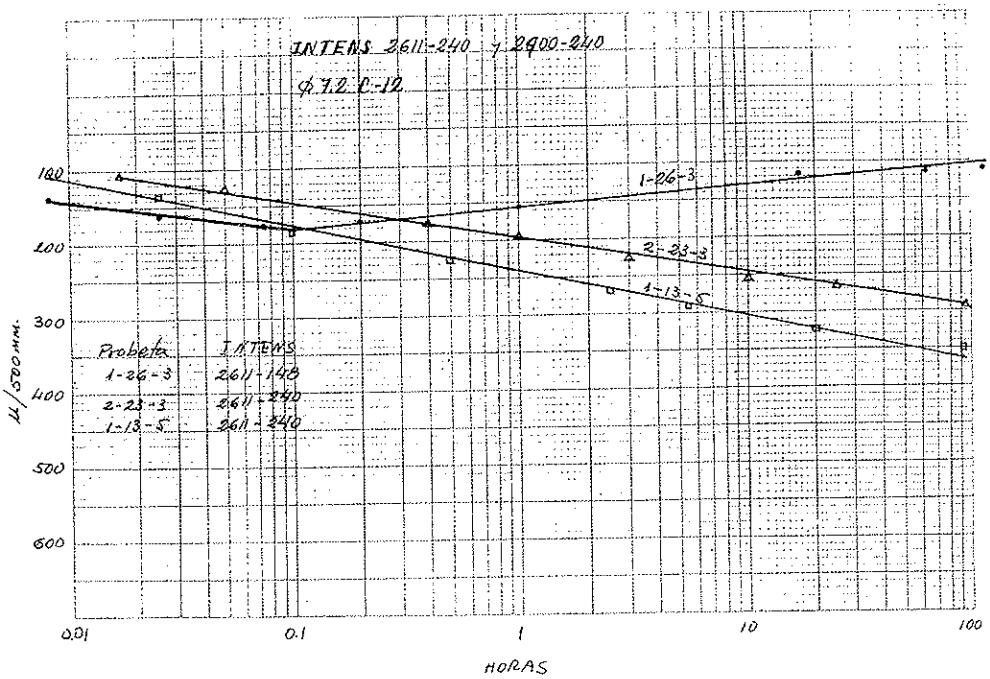


Fig. 8.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

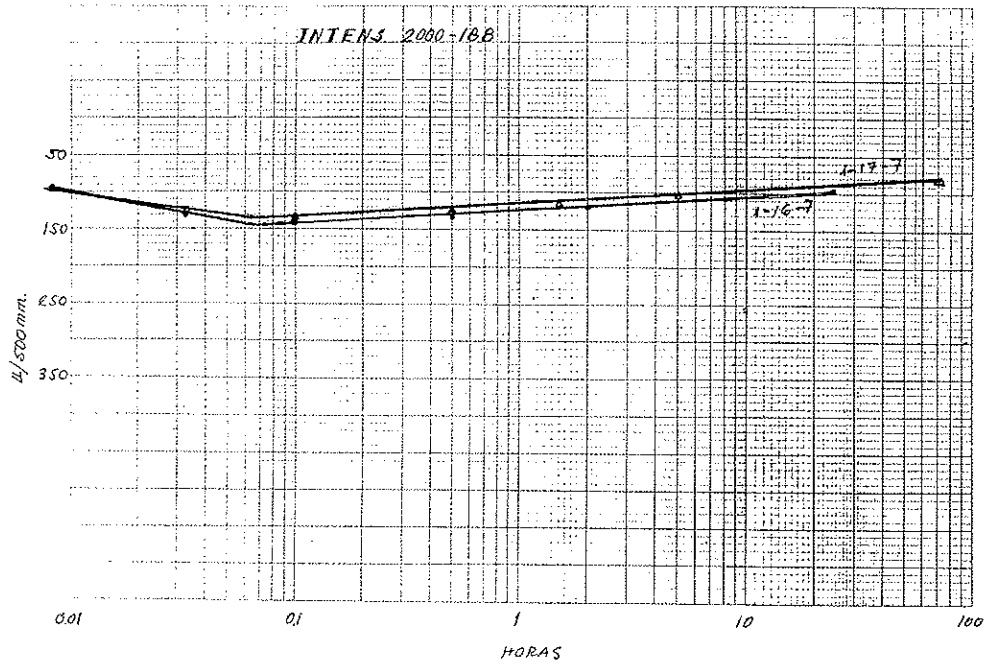


Fig. 9.

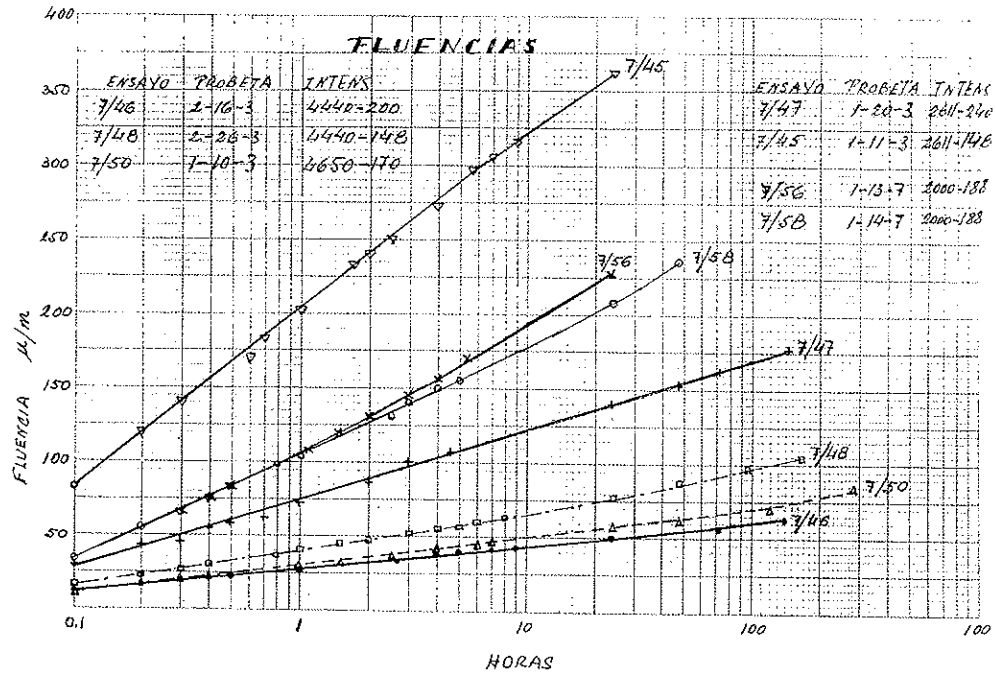


Fig. 10.

valor de las tensiones compresivas aumenta a medida que las cargas son más elevadas. Para todos estos ensayos la temperatura del baño de destensionado ha sido de 240ºC.

Si comparamos las Figs. 8 y 5 observamos que en ambas los tiempos necesarios para alcanzar el máximo acortamiento supera las 100 horas. En los dos casos las cargas impuestas para el B.R. (proceso industrial) y el INTENS (laboratorio) son muy similares, aunque las temperaturas difieren notablemente (380/400ºC para el B.R. y 240ºC para el INTENS).

Este comportamiento, evidentemente, hubiera merecido dedicarle más tiempo para estudiar el desarrollo de los alargamientos remanentes después de los INTENS, bajo las combinaciones posibles de las cargas y temperaturas. Es posible que con ensayos más selectivos se pudiera aportar fundamentación más sólida para conclusiones finales.

Como hemos dicho al principio, la dificultad encontrada en el laboratorio para simular el proceso de fabricación no ha sido solucionada y esta diferencia se hace más acusada cuando se utilizan cargas y temperaturas más elevadas. Es por esto que no hemos podido superar, para las cargas más altas, valores de temperatura mayores de 280ºC, puesto que el tiempo necesario para alcanzarlos es

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

de unos 7 minutos, con lo cual el alargamiento experimentado supera la posibilidad de medición.

Estas condiciones difieren grandemente de las de fabricación en las que, para una línea ajustada a los mismos parámetros de carga y temperatura, el tiempo en alcanzar esta última es del orden de 4 seg. e inmediatamente se produce el enfriamiento.

De probetas con tratamientos similares a los utilizados en los ensayos representados en las Figs. 7, 8 y 9, se han hecho ensayos de fluencia, a 20ºC, con objeto de conocer el comportamiento entre tensiones compresivas y fluencia.

En la Fig. 10 se recopilan los resultados y se puede observar claramente que las fluencias mejoran a medida que las cargas en los INTENS son más altas.

Este comportamiento ya fué observado cuando hicimos los primeros estudios para el desarrollo industrial del procedimiento R.P.E. de baja relajación. Observamos también que todos los alambres sometidos a un tratamiento de termotracción toman características similares, cualquiera que sea la procedencia de la materia prima y el tratamiento anterior que se pueda haber dado previamente al trefilado. Incluso podría decirse que un tratamiento de esta naturaleza borra la memoria anterior de cualquier tratamiento de envejecimiento.

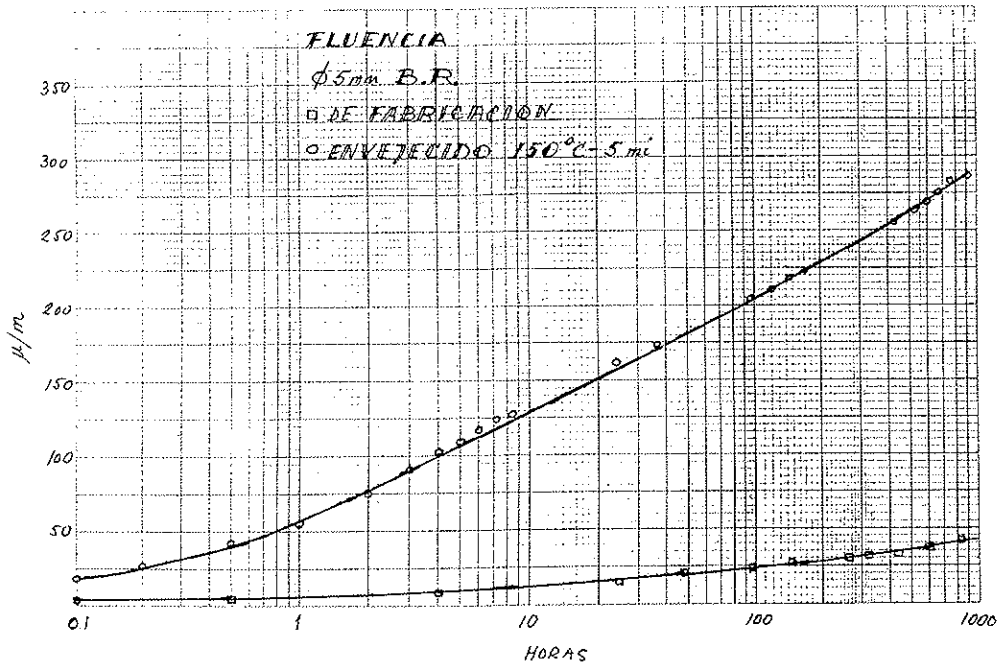


Fig. 11.

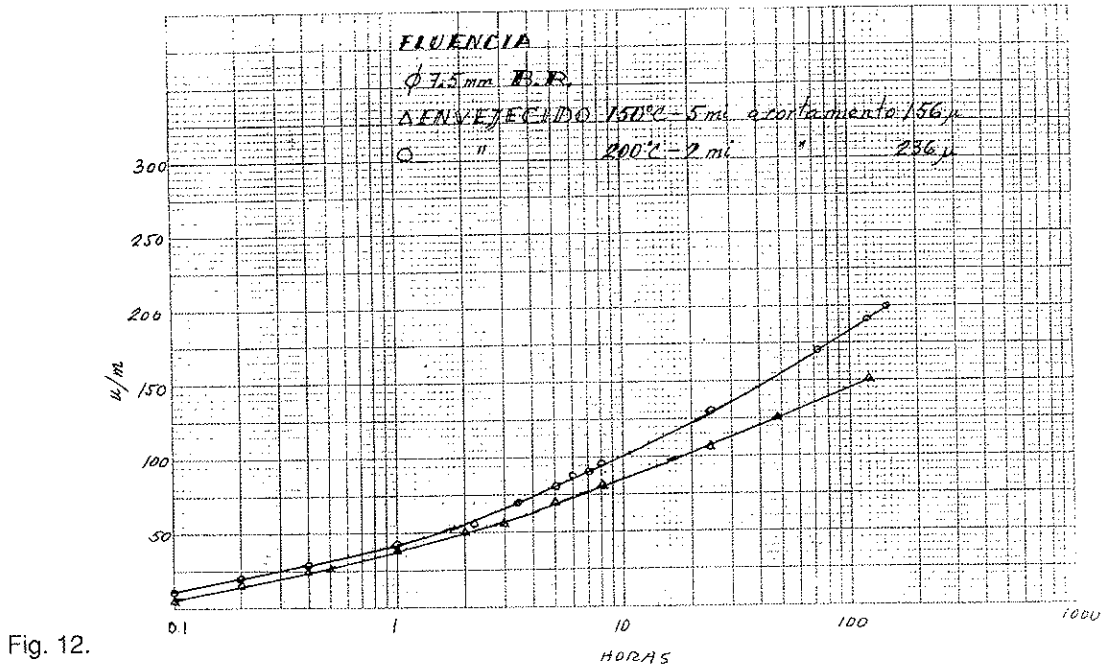


Fig. 12.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

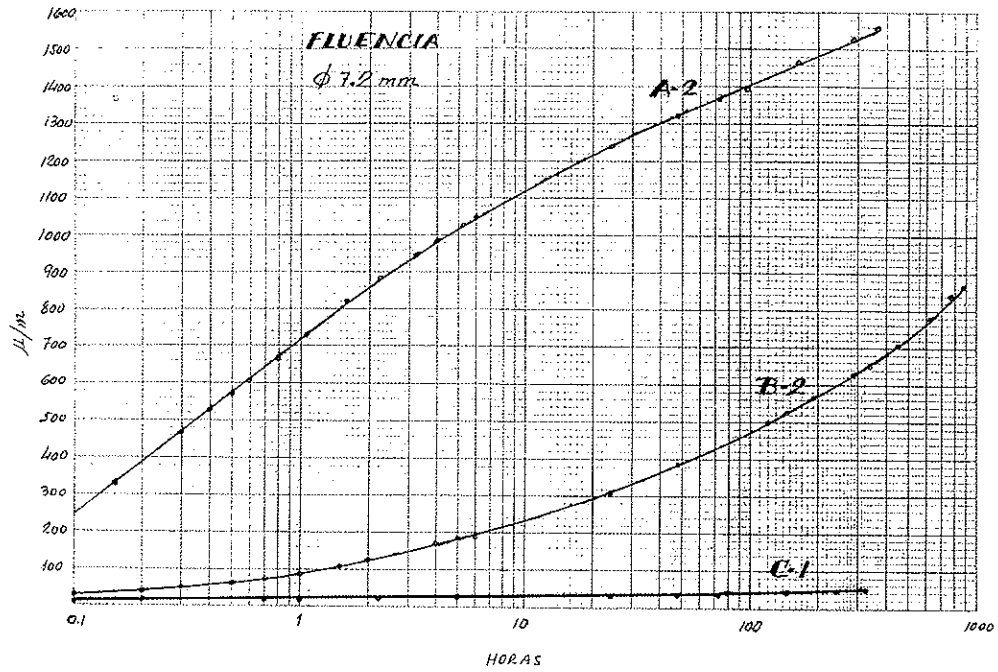


Fig. 13.

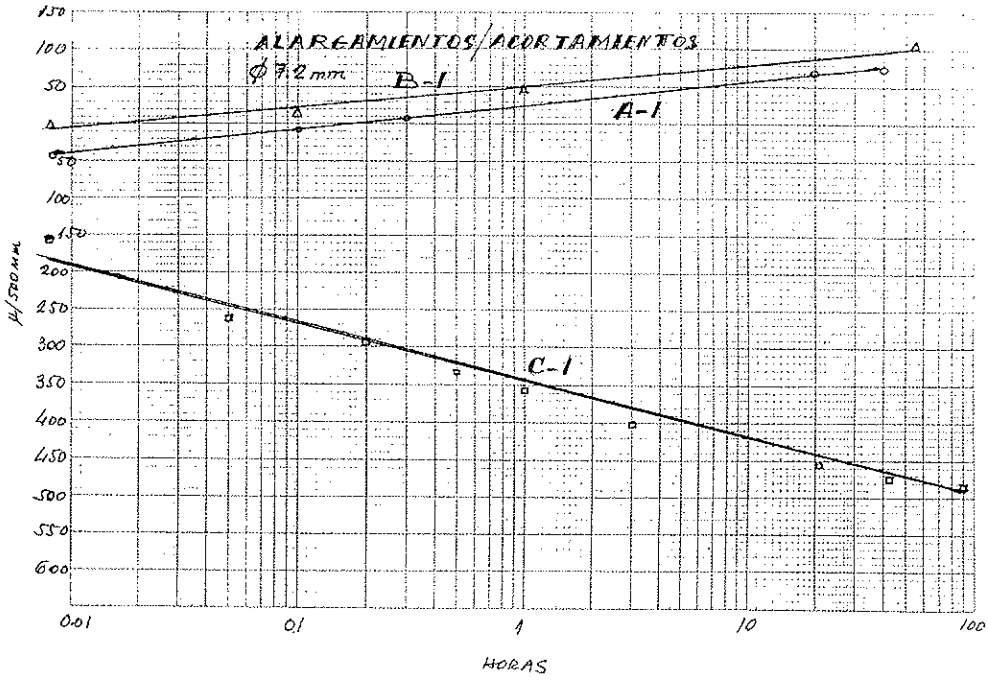


Fig. 14.

Pero, por todo lo que antecede, también habrá que pensar que si un alambre B.R. se somete a un proceso térmico de envejecimiento, sus características de fluencia deben perjudicarse, al haberse provocado una disminución de sus tensiones compresivas.

En este sentido, en la Fig. 11 se pueden ver dos ensayos de fluencia sobre probetas contiguas de un alambre de 5 mm B.R. La probeta 1 pertenece al alambre "virgen"; es decir, tal y como se encuentra inmediatamente después de su fabricación; y la 2 ha sufrido un tratamiento de envejecimiento de 5 minutos, a 150ºC. En ambos casos el valor de la carga de fluencia es la misma, ya que la carga de rotura de la probeta 2 no ha variado después del tratamiento.

La Fig. 12 muestra resultados análogos sobre un alambre de 7,5 mm. En este caso, antes de comenzar los ensayos de fluencia se midieron los acortamientos experimentados en los tratamientos de 150ºC - 5 minutos, y 200ºC - 2 minutos, que fueron, respectivamente, de 156 y 236 micras/m. Se confirma nuevamente que, a medida que a las probetas se les disminuye su capacidad de contracción, resultan más vulnerables a la fluencia.

Pero todavía vamos a exponer un caso más:

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

De un alambre de 7,2 mm, procedente de una línea de tefilado y con un posterior proceso de enderezado, se tomaron dos probetas, A-1 y A-2, para hacer destensionado sobre la primera y fluencia sobre la segunda.

Otras dos probetas, B-1 y B-2, se sometieron a un tratamiento de 240ºC durante 5 minutos y se hicieron a continuación ensayos de destensionado sobre la primera y fluencia sobre la segunda.

Por último, otras dos probetas C-1 y C-2 se sometieron a un INTENS de 3.800 Kp y 240ºC, para realizar los mismos ensayos que en las anteriores; pero la probeta C-2 hubo que deshecharla por un fallo en el control de la máquina.

Con objeto de tener una aproximación del valor de las tensiones que podría tener la probeta deshechada, se hizo el ensayo de tensiones sobre la C-1, después del ensayo de fluencia, estimando que su diferencia con la probeta después del INTENS no debería ser muy diferente, ya que la fluencia es muy pequeña.

En la Fig. 13 se indican los resultados de las fluencias; y en la Fig. 14 los correspondientes a las deformaciones.

De los ensayos precedentes se puede deducir, para las tensiones, valores que superan los 20 Kp/mm² y que evidentemente actúan como refuerzos muy importantes de las deformaciones plásti-

ENSAYOS R.C.C.

SERIE A (INTENS 4000-240)					
Probeta	**Tratamientos**	**Ensayo**	**Contracción %**	**100 horas Tensiones Compresión μ/500 mm**	**100 horas fluencia μ/m**
A_0	INTENS	1-15	–	505	–
A_1	INTENS + RCC 1305-240	2-2	0,043	280	–
A_2	INTENS + RCC 1305-240	2-6		–	22
A_3	INTENS + RCC 775-240	2-1	0,057	227	–
A_4	INTENS + RCC 775-240	6-5		–	35

SERIE B (INTENS 2611-278)					
B_0	INTENS	2-14	–	–	27
B_1	INTENS	2-15	–	> 320	–
B_2	INTENS + RCC 1305-278	4-6	0,015	–	55
B_3	INTENS + RCC 775-278	4-1	0,040	> 150	–
B_4	INTENS + RCC 775-278	4-5		–	170

ENSAYOS R.L.C.

SERIE C (INTENS 4000-240)					
Probeta	**Tratamientos**	**Ensayo**	**Aumento carga Kp**	**Tensiones compresión**	**Fluencia**
C_1	INTENS + RLC 1305-240	1-19	448	–	–
C_2	INTENS + RLC 775-240	2-19	510	–	–
SERIE D (INTENS 2611-278)					
D_1	INTENS + RLC 1305-278	4-16	306	–	–
D_2	INTENS + RLC 775-278	3-19	346	–	–

Fig. 15.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

cas, como lo demuestran los ensayos de fluencia.

Hasta aquí los ensayos de destensionado se han hecho sin que actúe sobre la probeta esfuerzo alguno de tracción; pero parece lógico pensar que es posible lograr todavía acortamientos, cuando aquella se encuentre bajo los efectos de una carga cuyo valor sea inferior al de sus tensiones compresivas calculadas por medición del acortamiento.

En este sentido, se han hecho algunos ensayos con objeto de conocer mejor este comportamiento e intentar buscar en él alguna explicación a fenómenos que se presentan en la realidad y que no están todavía bien esclarecidos.

Los ensayos consisten en realizar, sobre probetas que han sufrido ya un INTENS, un nuevo proceso similar, pero bajo unas condiciones de carga inferior.

También en este caso los ensayos son de dos tipos, según se realicen bajo carga constante o longitud constante, que son dos posibilidades en las que se puede encontrar un acero de pretensado:

A) Los que hemos llamado RCC (recuperación de longitud a carga constante) que permiten la contracción libre de la probeta y

B) Los RLC (recuperación de carga bajo longi-

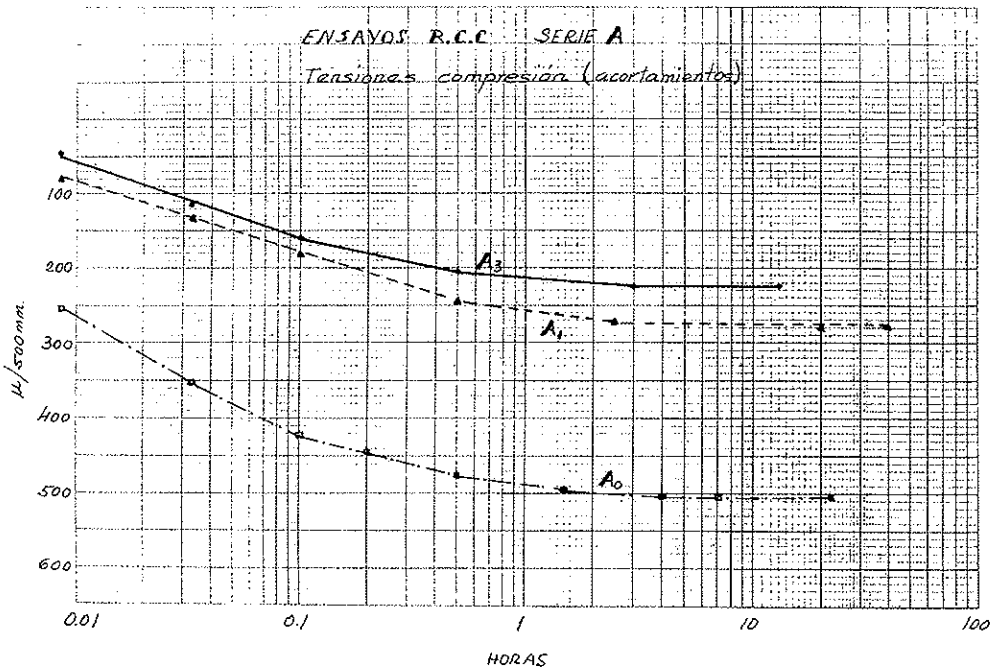


Fig. 16.

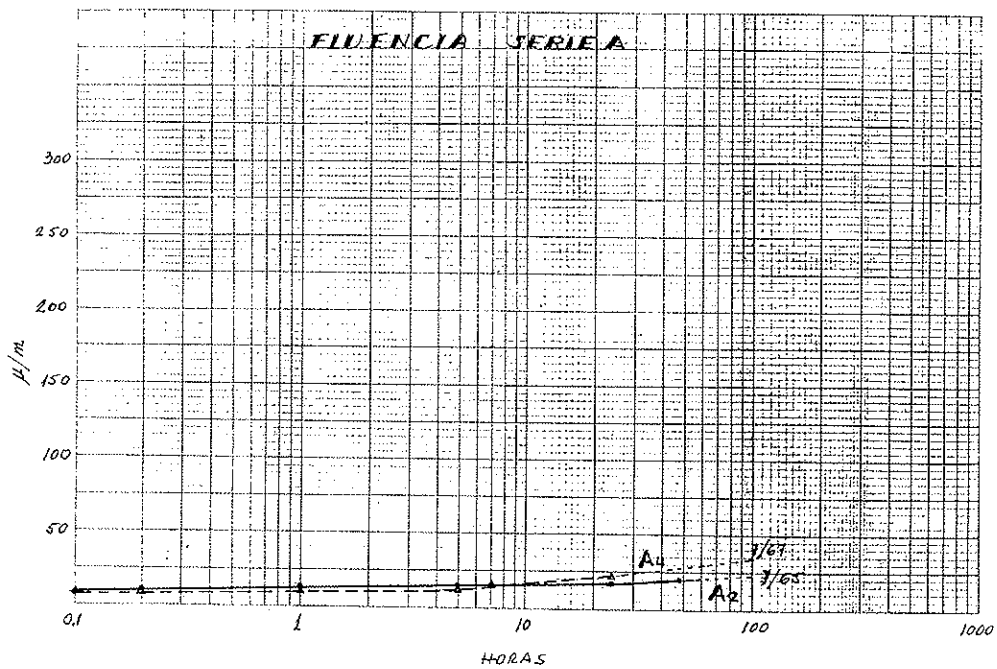


Fig. 17.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

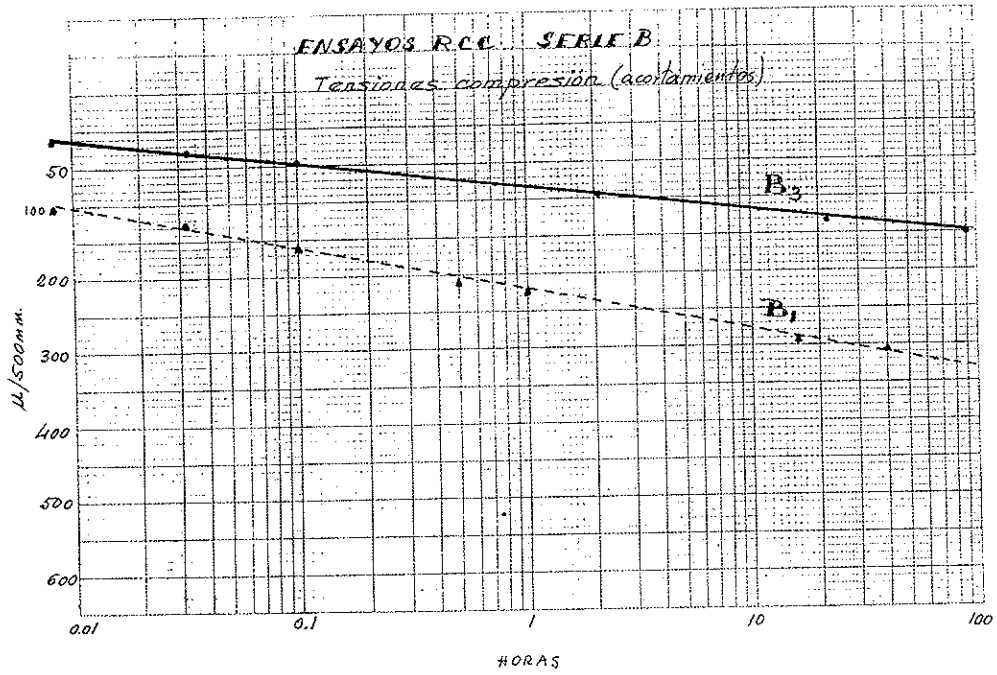


Fig. 18.

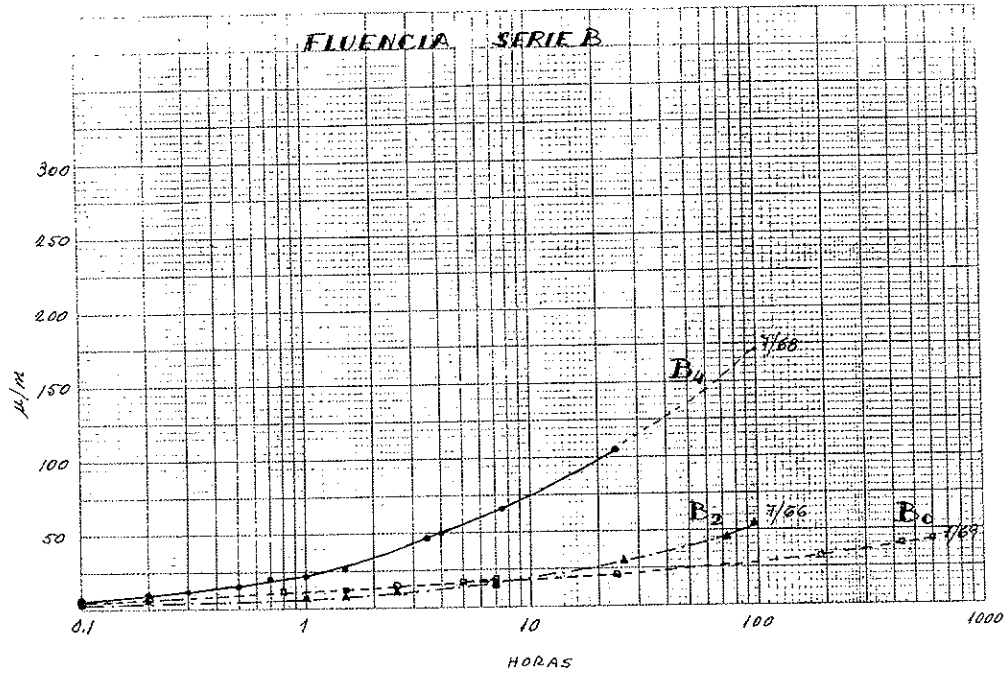


Fig. 19.

tud constante) con aumento de la carga por contracción impedida.

Tampoco en este caso ha sido posible realizar todo el programa que hubieramos deseado; pero lo poco que se ha hecho parece confirmar nuestras suposiciones.

En la Fig. 15 se recogen, en el cuadro, los valores obtenidos en los ensayos RCC y RLC. En las Figs. 16 a 19 se pueden ver los gráficos correspondientes a las determinaciones de las compresiones y fluencias que tienen las probetas después de haber sufrido los RCC.

No ha habido tiempo para determinar estos mismos valores en el caso de los RLC; pero es indudable que los resultados hubieran seguido la misma tendencia, aunque con valores diferentes, ya que este ensayo confiere otras condiciones a las cargas. En este caso, deberían encontrarse para las fluencias valores más altos a medida que aumentan las cargas recuperadas, ya que ello indica que las probetas tienden a acortarse con más "fuerza" por haber perdido más tensiones compresivas.

El estudio de los ensayos obtenidos da motivos para hacer un buen número de comentarios que, con un buen conocimiento de las condiciones reales de servicio en el pretensado y la influencia del

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

hormigón, podrían llevar a deducir conclusiones importantes.

Por nuestra parte y refiriéndonos siempre al comportamiento puro de los aceros, deducimos las conclusiones siguientes:

1. Las tensiones de compresión parecen condicionar el carácter de baja relajación de los alambres de pretensado.

2. Dado que las tensiones se crean principalmente en los procesos del último tratamiento de fabricación, es posible obtener distintos grados de relajación que se acomoden a ciertas condiciones de servicio o imprevistos posibles que puedan presentarse.

3. Los aceros B.R., frente a los envejecidos o simplemente trefilados, presentan una serie de mejoras que, compartiendo la opinión de algunos investigadores, nos hacen pensar que los alambres envejecidos deberían proscribirse para su utilización en piezas pretensadas.

4. Para cualquier proceso en que los aceros B.R., antes de su utilización, puedan sufrir un calentamiento, debe conocerse cuales son esas condiciones, ya que ello podría modificar las características de fluencia originales.

5. Bajo determinadas condiciones que pueden presentarse en la fabricación de piezas curadas al vapor u otro sistema de calentamiento, es posible que los aceros B.R. colaboren, con asociación de otros factores, a la aparición de fenómenos que no se han observado en los aceros envejecidos.

6. La determinación del valor del acortamiento capaz de un acero B.R., quizás pueda contribuir a determinar el valor de su fluencia de una forma más rápida que en los ensayos de carga, pudiendo ser motivo para buscar un nuevo método de ensayo.

RESUMEN

Los alambres utilizados en hormigón pretensado, con características de baja relajación (grado R-2), experimentan variaciones longitudinales de acortamiento cuando se someten a temperaturas entre 60 y 480ºC. Se han hecho mediciones entre 150 y 240ºC, con tiempos variables, para ver la evolución y la cuantía de las contracciones. También se hicieron ensayos de fluencia sobre muestras "vírgenes", y otras después de haber sufrido tratamientos de "destensionado", observando siempre que las fluencias aumentan cuando lo hacen las contracciones experimentadas en los tratamientos. Para una simulación aproximada del proceso B.R. en el laboratorio, se utiliza un procedimiento mediante el cual se introducen tensiones compresivas en los alambres, similares a las que se obtienen en las líneas de fabricación. Los parámetros carga y temperatura utilizados en estos tratamientos, determinan los valores de las "tensiones compresivas" y su evolución con el tiempo bajo los efectos de la temperatura de "destensionado". Se deducen, finalmente, algunas conclusiones, y parece posible que, una investigación más profunda, pueda abrir camino a nuevos procedimientos de ensayos en el tema relajación/fluencia.

SUMMARY

To study the development and amount of wire shortenings some measurements had been made during different time intervals and temperatures between 150º and 240ºC. Creep tests had also been made with samples submitted to heat treatment as well as untreated samples. It had been observed that the shortening suffered after the heat treatment increases as bigger the creep is.

In order to simulate in the Laboratory the L.R. process, we have used a procedure which generates a "compressive stress" on the wires similar to those obtained in the industrial process.

The load and temperature parameters determine the values of the "compressive stresses" and their development through time as a result of the heat treatment.

Finally, some conclusions have been drawn and, moreover, it seems possible that a closer investigation may lead to a new procedure of testing the creep or the relaxation.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Posibilidades del GRC como encofrado perdido del hormigón

Vicente Sánchez Gálvez
Departamento de Ciencia de Materiales.
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid
María Laura Sánchez Paradela
Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas.
E.T.S. de Arquitectura de Madrid

INTRODUCCION

Los morteros y hormigones reforzados con fibras de vidrio, coloquialmente conocidos como GRC (iniciales de la denominación inglesa Glassfibre Reinforced Cements), son materiales compuestos que se utilizan en el campo de la construcción desde hace unos treinta años (1). En estos materiales, se une íntimamente la pasta de cemento con o sin áridos, que constituye la matriz, con las fibras de vidrio, que constituyen el refuerzo. La matriz proporciona la necesaria cohesión y permite moldear el material a la forma deseada; mientras que las fibras proporcionan resistencia a la tracción, de la que carecen los hormigones no reforzados.

En la tabla I se muestran, en forma resumida, valores típicos de las propiedades mecánicas más importantes del GRC (2).

TABLA I

Valores típicos de propiedades mecánicas del GRC

Propiedad	28 días	Envejecido
Energía de impacto (Charpy) (J/m²)	9,5 - 24,5 . 10^3	3,5 - 5,0 . 10^3
Resistencia a compresión (MPa)	48 - 83	70 - 83
Módulo de rotura (flexión) (MPa)	17 - 28	9 - 14
Resistencia a tracción (MPa)	7 - 11	5 - 8

Como puede observarse, los valores típicos de resistencia a tracción, módulo de rotura a flexión y energía de impacto, disminuyen significativamente con la edad del material. Este fenómeno, conocido como envejecimiento del GRC, es debido al ataque que sufren las fibras de vidrio por parte de los álcalis del cemento y ha limitado las aplicaciones del material a productos y elementos constructivos en los que no se requieran elevados niveles de resistencia o bien en los que el material sólo deba trabajar durante un período de tiempo corto.

En consecuencia, en los últimos años, se han desarrollado en todo el mundo numerosas investigaciones, tratando de hallar una solución al problema del envejecimiento del GRC. El descubrimiento de fibras de vidrio de alta resistencia a los álcalis (fibras AR), como son por ejemplo las fibras Cem FIL 2 (3), el empleo de cementos de baja alcalinidad (4) o la utilización de aditivos que reducen el contenido de cal libre, como es por ejemplo el caso reciente del metacaolín (5), suponen indudables avances en este terreno. El metacaolín es una puzolana sintética que, incorporada a la pasta de cemento, reduce drásticamente el

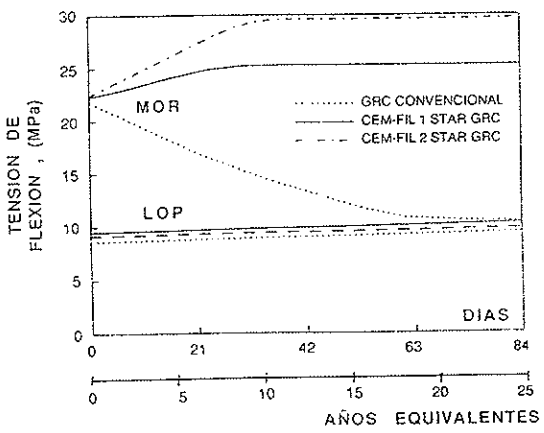


Fig. 1. Evolución con el tiempo del límite de proporcionalidad (LOP) y del módulo de rotura (MOR) de un GRC convencional y de dos tipos de Cem FIL Star (ensayos de envejecimiento acelerado por inmersión en agua a 50ºC).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

envejecimiento del GRC, tal como puede observarse en las figuras 1 y 2. El material que incluye este nuevo producto se comercializa con el nombre "Cem FIL Star", con el que aparece en las figuras.

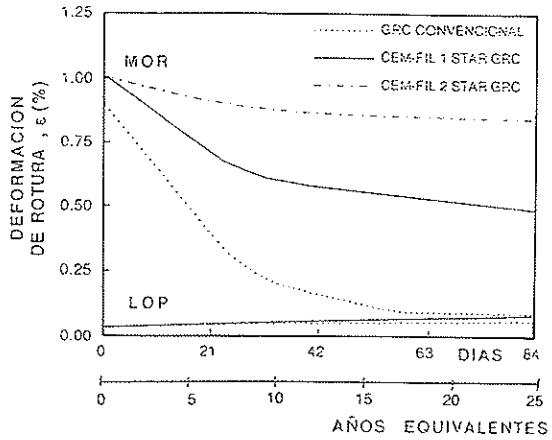


Fig. 2. Evolución con el tiempo de la deformación de rotura en flexión de un GRC convencional y de dos tipos de Cem FIL Star (ensayos de envejecimiento acelerado).

Así pues, en la actualidad, si bien el problema dista aún de estar totalmente resuelto, como puede fácilmente comprobarse observando en la figura 2 la pérdida de deformación a rotura del GRC con el tiempo, puede afirmarse que ya ha dejado de ser una limitación a la posible extensión del empleo del GRC a largo plazo (6).

Una de las ventajas claras del GRC frente al hormigón armado es que la ausencia de armaduras permite producir elementos constructivos con secciones muy delgadas (10 mm es un valor típico de espesor de piezas de GRC). Por otro lado, al tratarse de un material con matriz de cemento, puede fácilmente moldearse con formas complicadas, permitiendo grandes ahorros de peso.

Por estas razones, no es de extrañar que las aplicaciones más extendidas del GRC se hayan dirigido a la fabricación de paneles ligeros de fachada y a la rehabilitación de edificios antiguos, ya que es relativamente fácil la realización, con este material, de elementos constructivos con formas complicadas.

No obstante, el GRC se utiliza también en aplicaciones tan diversas como canalizaciones, revestimiento de túneles, impostas de puentes, tejas artificiales, barreras acústicas e incluso "fingers" para acceso a los aviones en aeropuertos (7).

EL EMPLEO DEL GRC COMO ENCOFRADO PERDIDO

Desde los primeros años de utilización del GRC en el sector de la construcción, se consideró la posibilidad de su empleo para producir encofrados perdidos de estructuras de hormigón. La primera aplicación práctica de la que tenemos noticia es de 1971, en un puente sobre el río Arun, en Inglaterra (8).

Desde entonces, pueden citarse numerosos ejemplos de utilización del GRC como encofrado perdido del hormigón. El empleo más extendido es el encofrado de tableros de puentes de vigas pretensadas, utilizando placas de GRC, planas o plegadas, de pequeño espesor (véanse figuras 3 y 4). El empleo de placas plegadas tiene la ventaja de permitir la colocación de las armaduras principales de refuerzo del tablero en los senos de las placas, mientras que las armaduras de reparto pueden disponerse en las crestas, lo que supone un mejor aprovechamiento de la cuantía de acero y una reducción del peso de hormigón del tablero (véase figura 5).

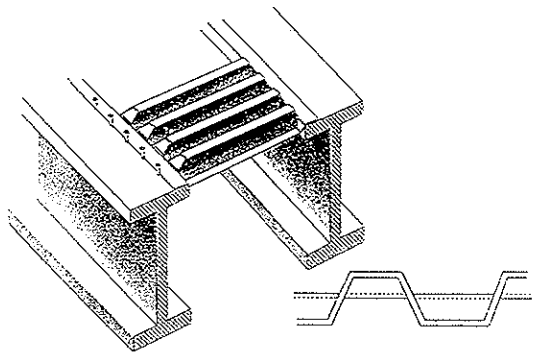


Fig. 3. Encofrado perdido de GRC, de una sola capa plegada.

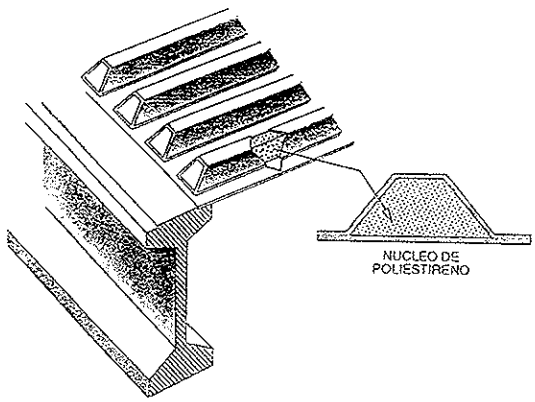


Fig. 4. Encofrado perdido de GRC, con borde inferior plano y dos placas con núcleo de poliestireno.

Como ejemplos destacados, citemos los puentes de ferrocarril en Selby y Basingstoke, en Inglaterra, cubriendo una luz entre vigas de 1.500 mm (9); y el viaducto de Brook Street, en la autopista M25, con luces entre 3 y 4 metros (10). Solamente en la mencionada autopista, que circunda Londres, se han utilizado más de 50.000 m² de encofrados perdidos de GRC (8).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

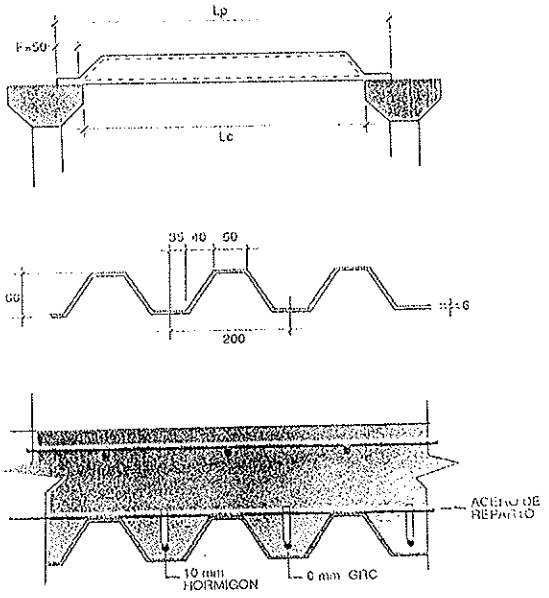


Fig. 5. Disposición típica de las armaduras del tablero sobre el encofrado de GRC.

En España, es de destacar la utilización de encofrados perdidos de GRC en el vestíbulo de la recientemente restaurada estación de Puerta del Sol, del Metro de Madrid. En este caso, el encofrado soportó el peso del hormigón fresco de la losa de hormigón armado, que a su vez resiste el peso del tráfico rodado de la famosa plaza madrileña (11).

La disyuntiva entre encofrados temporales y encofrados perdidos ofrece, en principio, las siguientes ventajas e inconvenientes de una y otra soluciones:

Los encofrados temporales tienen la ventaja de poder ser reutilizados varias veces; por contra, tienen los inconvenientes de emplear materiales relativamente caros, requerir un tiempo importante de montaje y desmontaje y una mano de obra especializada.

Los encofrados perdidos tienen la ventaja de ser ligeros y fáciles de instalar, lo que permite un ahorro de tiempo en el montaje y que su instalación pueda efectuarse por mano de obra poco especializada. Evidentemente, tampoco existe tiempo de desmontaje. Por el contrario, al no ser reutilizados, generalmente encarecen la obra.

Vamos ahora a analizar algunas ventajas adicionales que puede ofrecer el GRC como encofrado perdido de estructuras de hormigón, lo que puede significar su consideración ventajosa frente a la solución clásica de encofrados temporales, metálicos o de madera.

VENTAJAS DEL ENCOFRADO PERDIDO DE GRC

La opción de encofrado perdido de GRC presenta las siguientes ventajas enumeradas por True (10):

a) Desplaza la construcción del encofrado, desde la obra hasta la fábrica, donde puede realizarse y programarse por anticipado a su instalación, lo que disminuye los retrasos en el plan de obra.

b) Las terminaciones de la estructura pueden controlarse e inspeccionarse "a priori", garantizándose que se logran los aspectos estéticos requeridos.

c) Pueden incorporarse al GRC pigmentos, texturas, cemento blanco, etc. para lograr la terminación superficial y la durabilidad de la estructura, con lo cual el hormigón in situ que habrá de verterse sobre el GRC, puede fabricarse con especificaciones más sencillas y baratas que si se hubiese realizado con un encofrado temporal.

d) La instalación es rápida, lo que asegura el cumplimiento de los plazos de ejecución.

Además de estas ventajas indudables, reseñadas por True, y a las que podría añadirse la mayor resistencia al fuego que proporciona a la estructura el encofrado perdido de GRC, vamos ahora a detenernos en un aspecto muy importante, en el que los encofrados perdidos de GRC pueden jugar un papel muy interesante; nos referimos a la protección de las estructuras de hormigón armado y pretensado frente a la corrosión.

Es un hecho conocido y generalmente aceptado, que las estructuras de hormigón armado y pretensado pueden sufrir un proceso de degradación progresiva si el recubrimiento de las armaduras es insuficiente y está fisurado, permitiendo el acceso hasta aquéllas de iones agresivos. La corrosión de las armaduras puede, a su vez, ocasionar el desconchado del recubrimiento, ya que los óxidos ocupan mayor volumen que el hierro sano. El desconchado del recubrimiento deja las armaduras al descubierto, lo que acelera el proceso de corrosión.

La corrosión de las estructuras de hormigón armado y pretensado se presenta así como uno de los problemas graves que deben afrontar y se buscan medidas eficaces de protección frente al problema. En este sentido, la existencia de un recubrimiento de suficiente espesor, calidad y compacidad, se presenta como la mejor garantía de protección.

Pues bien, la utilización de encofrados perdidos de GRC contribuye a mejorar la protección de las armaduras frente a la corrosión. Por un lado, la existencia de una capa delgada de mortero refor-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

zado con fibras, reduce la fisuración debida a la retracción; y por otro lado, la compacidad del recubrimiento reduce la permeabilidad a la penetración de iones agresivos.

El resultado de estos efectos es el que muestran las figuras 6 y 7, extraídas del informe de Brown (12), de la British Cement Association. En dichas figuras se compara la intensidad de corrosión y la

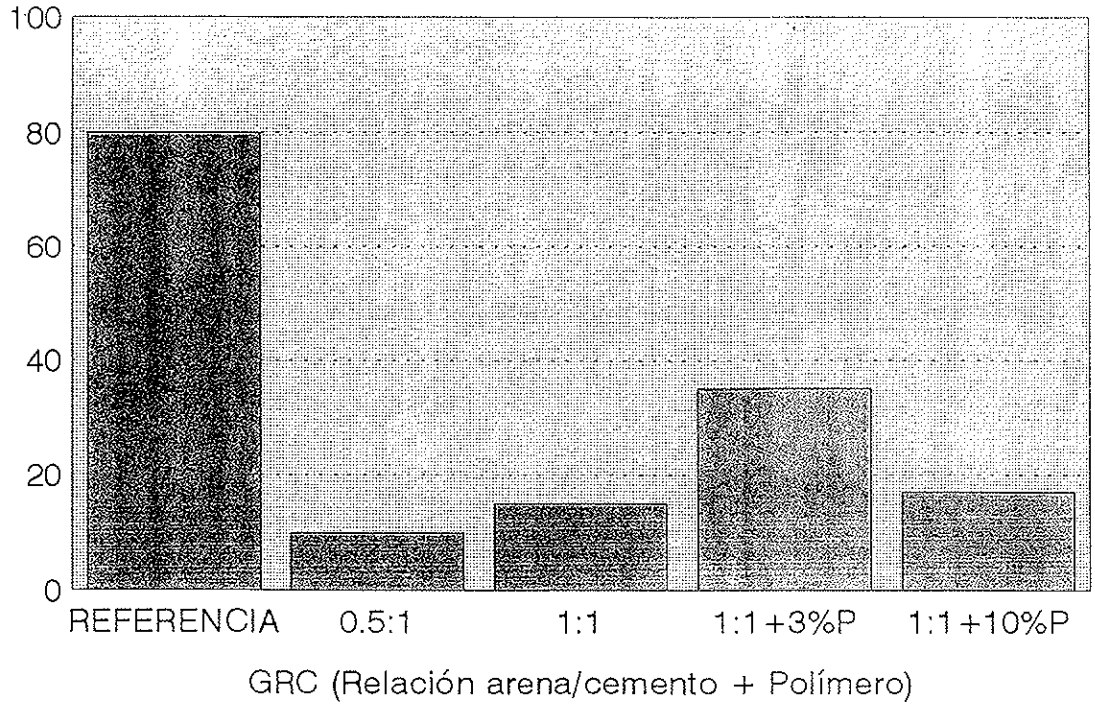


Fig. 6. Intensidad de corrosión (mA) en armaduras embebidas en hormigón (referencia) y en hormigón con recubrimiento de GRC.

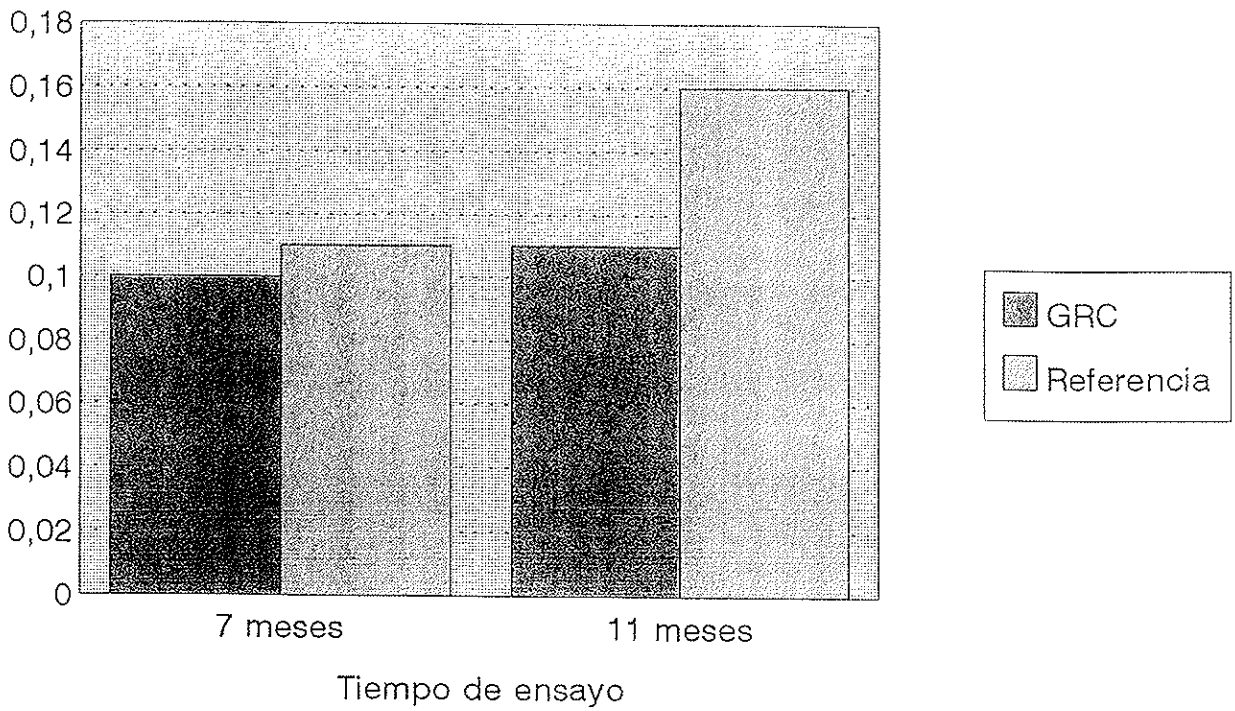


Fig. 7. Penetración de cloruros tras 7 y 11 meses de ensayo en hormigón (referencia) y en hormigón con recubrimiento de GRC.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

penetración de cloruros, en células de corrosión de hormigón (referencia) o de hormigón recubierto con GRC. En la figura 6 se han utilizado distintas relaciones arena/cemento en el GRC y, asimismo, se analiza el comportamiento de GRC con adición de polímeros (P en la figura). Puede comprobarse que la intensidad de corrosión y la penetración de cloruros en las armaduras recubiertas con hormigón y GRC es mucho menor que en armaduras recubiertas sólo con hormigón de igual espesor total. Resultados similares ha encontrado Ferry (8) con relación al ataque de soluciones de sulfatos, amónico, sódico y magnésico. En todos los casos se observa que una fina capa de GRC, de 10 mm de espesor, proporciona una buena protección al hormigón, al menos durante los 2 años que duraron los ensayos.

Otro tanto puede afirmarse sobre la protección del hormigón de la estructura frente a la carbonatación, que proporciona el encofrado perdido. Debemos aquí recordar que la carbonatación del hormigón, ocasionada por los agentes atmosféricos, reduce el pH del mismo desde valores en torno a 13 hasta cifras próximas a 7. Esta reducción del pH disminuye peligrosamente la capacidad de protección de las armaduras que proporciona el hormigón sano. La carbonatación progresa con el tiempo, desde la superficie hacia el interior, y alcanza las armaduras en un plazo que depende fuertemente del espesor del recubrimiento y de su compacidad.

Resultados de un programa amplio de ensayos realizados en Japón, demuestran que una capa de GRC, de 10 mm de espesor, protege eficazmente al hormigón de la estructura frente a la carbonatación durante los 5 años de duración de los ensayos (13). Resultados semejantes son los publicados por Brown en el ya mencionado informe de la British Cement Association (12) y que se resumen en la figura 8.

Podríamos por tanto terminar este apartado afirmando que el encofrado perdido de GRC proporciona una capa de protección a la estructura de hormigón, que reduce la fisuración, y disminuye de forma eficaz la penetración de iones agresivos y la carbonatación del hormigón, por lo que la protección frente a la corrosión de las armaduras resulta mucho más efectiva que cuando se utilizan encofrados temporales.

Estos resultados condujeron a la Asociación Noruega del Hormigón, a proponer a la Dirección de Carreteras de dicho país la recomendación de que cuando se utilicen encofrados perdidos de GRC para tableros de puentes, pueda reducirse el recubrimiento de las armaduras hasta 10 mm (10). Recomendación que ha sido aceptada y que podría favorecer la utilización de encofrados perdidos de GRC si fuese adoptada también en otros países.

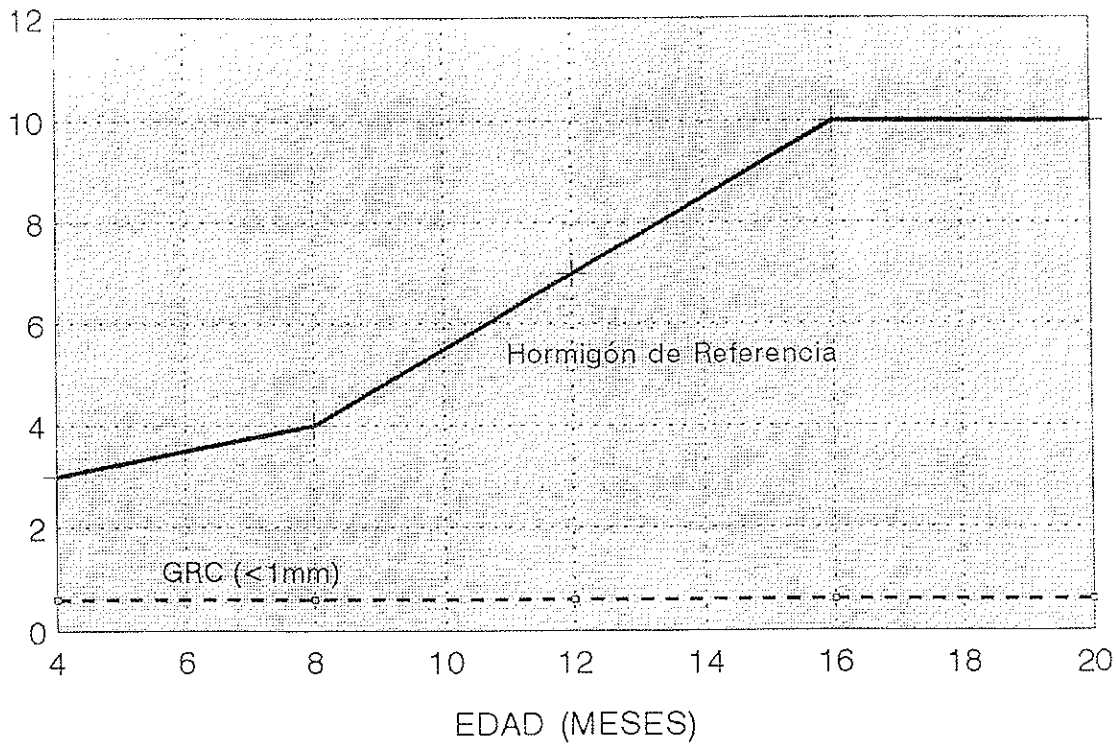


Fig. 8. Penetración de la carbonatación en hormigón (referencia) y en hormigón recubierto con una capa de GRC, de 10 mm de espesor.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

PROBLEMAS PRACTICOS

No podemos terminar este trabajo sin mencionar que la utilización de encofrados perdidos de GRC para estructuras de hormigón, puede también presentar algunos problemas prácticos si no se cuidan algunos importantes aspectos constructivos y de diseño.

En 1987, se informó del desprendimiento de un panel de GRC que había sido utilizado previamente como encofrado perdido del tablero de un puente en la carretera A4042, en Gwent, en el Sur de Gales (14). La inspección correspondiente de los paneles del encofrado del tablero descubrió que, por causas desconocidas, se habían depositado productos de inyección sobre los paneles del encofrado de GRC, antes del hormigonado del tablero. Este hecho, probablemente, fue la causa de una deficiente adherencia entre el GRC del encofrado y el hormigón del tablero, que produjo fisuras en algunos paneles y el desprendimiento del panel citado.

Está bien demostrado que la adherencia entre GRC y hormigón es muy buena y constituye un factor más a añadir entre las ventajas de la utilización del GRC como encofrado perdido del hormigón. Sin embargo, para garantizar esta buena adherencia es preciso cuidar algunos detalles. En primer lugar, los paneles de GRC deben disponerse correctamente; en contacto con el hormigón debe quedar la cara del panel compactada con rodillo y por tanto con superficie rugosa, dejando al exterior la cara del panel que estuvo en contacto con el molde y que, en consecuencia, ofrece una superficie lisa. En segundo término, es preciso cuidar la limpieza de la superficie de GRC, en el momento del hormigonado. Estos requisitos, aunque parezcan obvios, en ocasiones, no se han cumplido, lo que ha traído consigo problemas de adherencia entre GRC y hormigón y un mal funcionamiento del encofrado a medio plazo.

En cualquier caso, es necesario tener presente que, si bien la labor primordial del encofrado de GRC es la de resistir el peso del hormigón fresco del tablero y el de los operarios y equipo durante el hormigonado, en realidad, tras el fraguado y curado del hormigón, deberán seguir soportando las deformaciones del tablero solidariamente con él, sin fisurarse, aspecto éste que a veces suele olvidarse en el cálculo de estos elementos.

Por tal motivo, hoy día, el Departamento de Transportes británico no acepta encofrados perdidos de GRC para tableros de puentes con luces mayores de 1.200 mm entre vigas. Este requisito parece, por el momento, un buen límite de seguridad; y el empleo en luces mayores creemos que debería acompañarse de un cálculo completo de la seguridad a medio y largo plazo.

CONCLUSIONES

Los morteros reforzados con fibras de vidrio (GRC) son materiales que ofrecen buena resistencia a flexión y a impacto. El problema del envejecimiento de estos materiales (pérdida de tenacidad con el tiempo) queda notablemente aliviado con el empleo de fibras resistentes a los álcalis y de aditivos que reducen la cal libre del hormigón.

La utilización del GRC como encofrado perdido de estructuras de hormigón armado y pretensado, proporciona una protección a la estructura frente a la fisuración, carbonatación y corrosión de las armaduras.

El empleo de encofrados perdidos de GRC debe hacerse con cuidado, controlando la limpieza de los paneles en el momento del hormigonado y, en todo caso, se recomienda el cálculo de las deformaciones a que se verán sometidos los paneles a lo largo de la vida de la estructura, para garantizar la seguridad de los mismos.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento a "Vetrotex España" por el suministro de documentación para la preparación de este trabajo.

REFERENCIAS

1. Sánchez Paradela, L. y Sánchez Gálvez, V. "Los cementos reforzados con fibra de vidrio". Hormigón y Acero. Nº 173, 4º trim. 1989, pp. 113-126.

2. Bentur, A. y Mindess, S. "Fibre reinforced cementitious composites". Elsevier Applied Science. 1990.

3. Fyles, K., Litherland, K.L. y Proctor, B.A. "The effect of glass fibre compositions on the strength retention of GRC". Third RILEM Int. Symp. on Developments in Fibre Reinforced Cement and Concrete, Sheffield, 1986.

4. Hayashi, M., Suenaga, T., Uchida, I. y Takahashi, S. "High durability GFRC using low-alkali, low shrinkage (CGC) cement". Fourth RILEM Int. Symp. on Fibre Reinforced Cement and Concrete, Sheffield, 1992, pp. 888-901.

5. Thiery, J. y Genis, A. "High durability Glass Cement Composites: New Vetrotex System". Proc. 7th Int. GRCA Congress, Maastricht, 1989, pp. 335-344.

6. Sánchez Paradela, M.L. y Sánchez Gálvez, V. "An alternative approach to improve the perfor-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

mance of aged GRC". Proc. 9th Int. GRCA Congress, Copenhagen, 1993.

7. Sánchez Gálvez, V. y Sánchez Paradela, M.L. "Los materiales compuestos en el sector de la construcción: I. Materiales con matriz de cemento". Hormigón y Acero, nº 183, 2º trim. 1992, pp. 109-118.

8. Ferry, R. "Unexploited potential for GRC formwork products". Proc. 9th Int. GRCA Congress, Copenhagen, 1993.

9. Merrett, B.L. "Development of glass reinforced cement permanent shuttering for British Rails". Proc. 3rd Int. GRCA Congress, París, 1981, pp. 148-159.

10. True, G.F. "Volume usage of GRC formwork". Proc. 4th Int. GRCA Congress, Stratford upon Avon, 1983, pp. 211-219.

11. Rodríguez, J. y Jordán, M. "The use of GRC in Spain and Algeria". Third RILEM Int. Symp. on Developments in Fibre Reinforced Cement and Concrete, Sheffield, 1986.

12. Brown, J.H. "Durability and GRC permanent formwork". Final Report. British Cement Association. 1988.

13. Hayashi, M. y Yoda, A. "Neutralization resistance of GRC". Proc. 9th Int. GRCA Congress, Copenhagen, 1993.

14. Bridle, R.J. y North, G.G. "Permanent formwork GRC". Proc. 6th Int. GRCA Congress, Edinburgh, 1987, pp. 171-179.

RESUMEN

Los morteros reforzados con fibras de vidrio (GRC) son materiales que se utilizan en el campo de la construcción en cantidades crecientes, debido a sus buenas propiedades mecánicas, ligereza, resistencia al choque y al fuego.

Los problemas derivados del ataque de los álcalis a la fibra de vidrio, que ocasionaban fuertes pérdidas de tenacidad del material con el tiempo, se han ido aliviando como fruto de la utilización de fibras de mayor resistencia a los álcalis y de aditivos a la matriz de cemento, que reducen la agresividad de la misma.

La utilización del GRC como encofrado permanente de estructuras de hormigón armado y pretensado es una posibilidad que ha comenzado a extenderse en varios países y, aún tímidamente, en España.

En la comunicación se presentan las posibles ventajas que ofrece el empleo del GRC como encofrado permanente de estructuras de hormigón, haciendo hincapié en la reducción de la fisuración y de la carbonatación del hormigón, lo que a su vez mejora la resistencia a la corrosión de las armaduras, aspecto éste muy importante para asegurar la durabilidad de las estructuras de hormigón armado y pretensado.

SUMMARY

Glassfibre Reinforced Cements (GRC) are materials being increasingly used in construction due to its good mechanical properties, lightness as well as shock and fire resistance.

Alkali attack to glass fibre produces a long term loss of mechanical properties. This problem is nowadays less important due to the utilization of alkali resistant fibres and additives to the cement matrix that reduce its aggresiveness.

The use of GRC permanent formwork for reinforced and prestressed concrete structures is being widely developed in many countries and yet only slightly in Spain.

This paper presents the advantages of GRC permanent formwork, especially to reduce cracking and carbonation of concrete, leading to a better corrosion resistance of concrete structures. Also, some problems that could arise by using GRC permanent formwork are pointed out.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

NUEVA PUBLICACION
MANUAL H.P.7-92

RECOMENDACIONES PARA LA CONSERVACION DE PUENTES PRETENSADOS

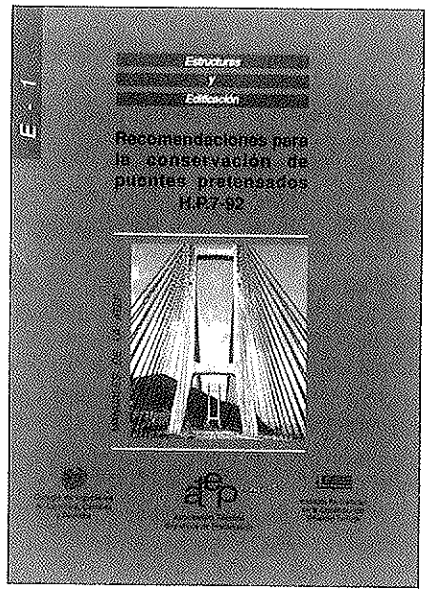
Continuando con la serie de Manuales que esta Asociación Técnica Española del Pretensado viene publicando, en los cuales se recogen las recomendaciones que se consideran idóneas para conseguir una adecuada realización de las obras pretensadas y su buen comportamiento a lo largo de su vida de servicio, se ha editado ahora el Manual H.P. 7-92, con el título "Recomendaciones para la conservación de puentes pretensados".

La necesidad de la conservación de las obras, cualquiera que sea su tipo y el material utilizado en su construcción, nace del inevitable deterioro que sufren en el transcurso del tiempo, y de las propias deficiencias inherentes, tanto a su proyecto como a su construcción, que se ponen de manifiesto, así mismo, a lo largo del tiempo. Por otra parte, la conservación permite también evitar la progresión de los daños hasta situaciones en que puede llegar a ser muy costosa, o incluso imposible, la reparación de la obra.

Pero no es esto sólo. Ocurre, además, que la conservación, tomada en su más amplio sentido, es fuente importantísima de enseñanzas para el proyecto, la construcción y la propia conservación de las futuras obras, evitando la repetición de errores.

Por todo ello, y a falta de una normativa oficial específica sobre el tema, se ha considerado de la mayor importancia preparar este Manual, con las recomendaciones necesarias para conseguir una buena conservación de los puentes pretensados, salvándose así la laguna hasta ahora existente en nuestro país en relación con este problema que en la actualidad tanto preocupa a todas las naciones del mundo, como lo demuestra la numerosa bibliografía existente sobre el particular y el que, en diversas Organizaciones y Reuniones Internacionales, la conservación de estas construcciones se haya elegido como tema fundamental de estudio.

Por otra parte, se ha estimado también interesante recoger en este Manual las oportunas recomendaciones para la mejor



aplicación de la técnica del pretensado en la realización de reparaciones y refuerzos de puentes.

Es evidente que, en numerosas ocasiones, se recurre a este tipo de actuaciones como a una operación más de la conservación. Y también lo es que la utilización del pretensado en estos casos, constituye uno de los medios más eficaces y de más creciente uso, con amplias aplicaciones en estructuras construidas con toda clase de materiales.

El precio de este Manual, de 166 páginas, tamaño DIN-A 4, con numerosas fotografías y tablas, es de DOS MIL QUINIENTAS PESETAS, IVA incluido, (VEINTIUN DOLARES USA, para el extranjero). No obstante, como siempre, a los Miembros de la A.T.E.P. se les concede un sensible descuento y podrán adquirir cuantos ejemplares deseen, al precio especial de MIL QUINIENTAS PESETAS, IVA incluido, (TRECE DOLARES USA, para el extranjero) cada uno.

Los pedidos deben dirigirse a esta Asociación Técnica Española del Pretensado, Apartado 19002, 28080 Madrid.

Debe tenerse en cuenta que,de conformidad con las normas al efecto establecidas, sólo podrán ser atendidas aquellas peticiones que vengan acompañadas, bien de cheque extendido a nombre de la Asociación por el importe total del pedido formulado, o bien de copia de la correspondiente orden de transferencia efectuada a la cuenta que la A.T.E.P. tiene abierta, con el número 1560/271, en la sucursal de Potosí, calle Bolivia nº 11, 28016 Madrid, del Banco Español de Crédito.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

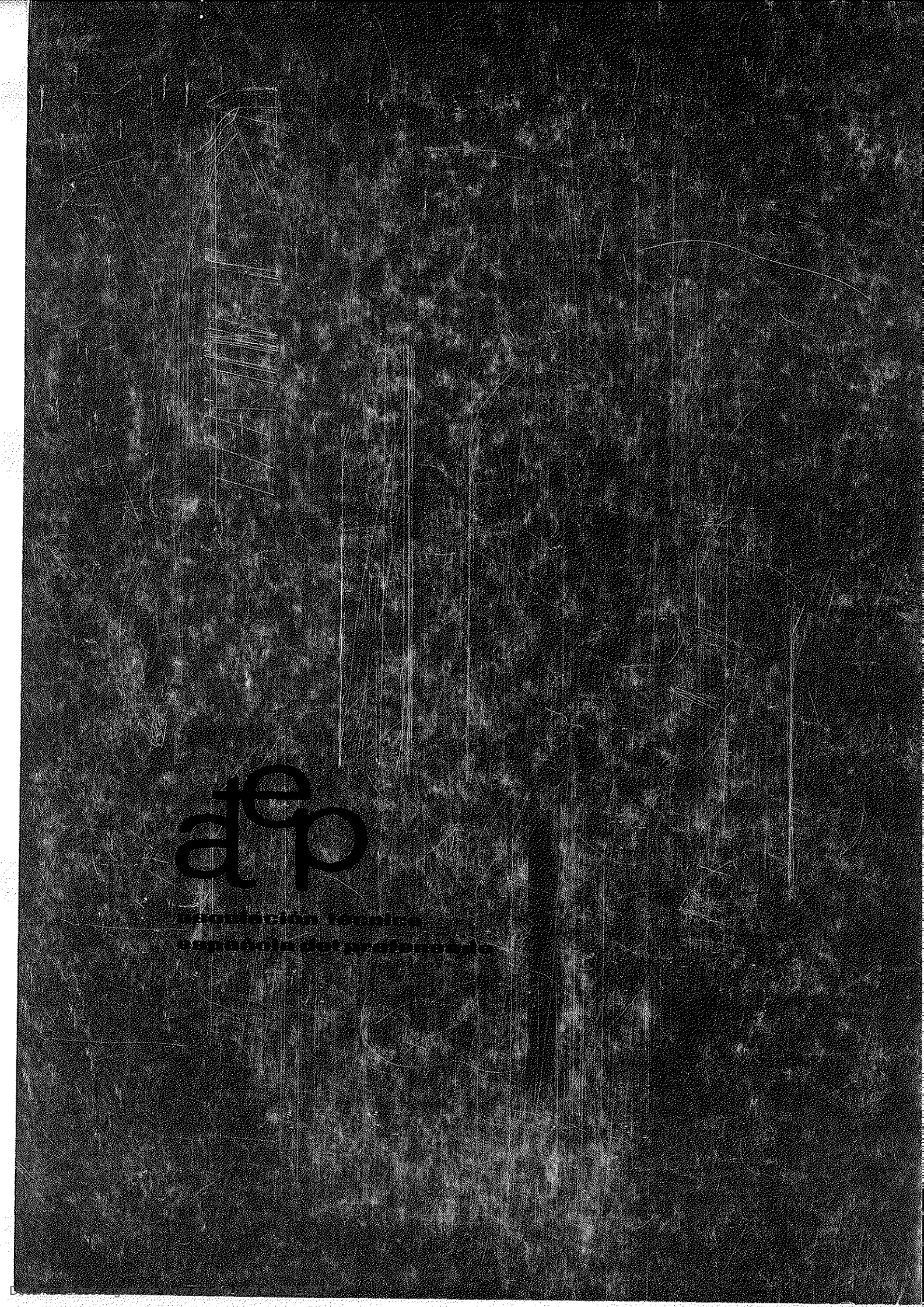
MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

(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.
HORMIGONES PROYECTADOS, S.A.—Avda. Príncipe de Asturias, 63. 08012 Barcelona.
HUARTE, S.A.—Oficina Técnica.—Avda. General Perón, 40-C-4.º. 28020 Madrid.
IBERDROLA, S.A. Servicio Formación.—Referencia 3001. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
IBERDROLA, S.A. Servicio Formación.—Referencia 8501. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
IBERICA DE ESTUDIOS E INGENIERIA, S.A. (IBERINSA).—Avda. de Burgos, 11. 28036 Madrid.
INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.—Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.
INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A. (IDASA).—Pérez Cepeda, 5 y 7. 15004 La Coruña.
INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES (IECA).—José Abascal, 53-2.ª planta. 28003 Madrid.
INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION, S.A.—Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.
INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES (INTEMAC).—Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.
INTERNACIONAL DE INGENIERIA Y ESTUDIOS TECNICOS (INTECSA). Biblioteca.—Orense, 70. 28020 Madrid.
JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA, S.A.—Príncipe de Vergara, 103. 28006 Madrid.
LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES. CEDEX.—Alfonso XII, 3. 28004 Madrid.
MECANOGUMBA, S.A.—Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
PACADAR, S.A.—Hermosilla, 57. 28001 Madrid.
PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.—Apartado 138. 36600 Villagarcía de Arosa (Pontevedra).
PRETENSADOS DEL LOURO, S.A.—Polígono Industrial Atios. 36400 Porriño (Pontevedra).
PROYECTOS Y ESTRUCTURAS, S.A. (PROES).—Padre Damián, 42-1º-D. 28036 Madrid.
SENER, INGENIERIA Y SISTEMAS, S.A.–Avda. de Zugazarte, 56. 48930 Las Arenas (Vizcaya).
SIKA, S.A.–Carretera de Fuencarral, 72. Polígono Industrial. 28100 Alcobendas (Madrid).
TECNICAS DEL PRETENSADO, S.A. (TECPRESA).–Príncipe de Vergara, 135. 28006 Madrid.
TREFILERIAS DEL NORTE, S.A.–Carretera de Zorroza a Castrejana, 150. Apartado 590. 48080 Bilbao.
TREFILERIAS QUIJANO, S.A.–Fábrica de Forjas de Buelna. 39400 Los Corrales de Buelna (Cantabria).
TRENZAS Y CABLES, S.L. (TYC, S.L.).–Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (Barcelona).
VSL IBERICA, S.A.–Paseo de la Castellana, 117-2.º dcha. 28046 Madrid.

La Asociación Técnica Española del Pretensado se complace en expresar públicamente su agradecimiento a las Entidades citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026


atep
asociación técnica
española del pretensado