HORMIGÓN y acero

Nº 190



ASOCIACIÓN TÉCNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONTRUCCIÓN EDUARDO TORROJA

COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS



Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

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 TECNICOS. 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.

COMYLSA, EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.–Lagasca, 88. 28001 Madrid.

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 25/11/2026

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

n.º 190

1994

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 25/11/2026

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 25/11/2026

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).
INDAG, S.A.–Madrid.
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 DE INFRAESTRUCTURA DEL MANDO SUPERIOR DE APOYO LOGISTICO DEL EJERCITO.–Madrid.
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.
RUBIERA BURGOS, S.A.–Burgos.
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.–Barcelona.
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.–Burgos.
SERVICIO TERRITORIAL DE CARRETERAS.–Gerona.
SESTRA, S.A.L.–Andoain (Guipúzcoa).
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.–Madrid.
SPANDECK CATALANA, S.A.–Barcelona.
TECNICA Y PROYECTOS, S.A.—Madrid.
TECNOS, GARANTIA DE CALIDAD, S.A.—Madrid.
TERRATEST, S.A.—Madrid.
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 25/11/2026

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).
POSTES, S.A.–Lima (Perú).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE QUITO. Biblioteca.–Quito (Ecuador).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE VALPARAISO. Biblioteca Central.–Valparaíso (Chile).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO. Biblioteca.–Mayagüez (Puerto Rico).

MIEMBRO CORRESPONDIENTE

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

* * *

AVISO IMPORTANTE

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

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

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

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

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

NOTA: Se continúa en este número 190 de "Hormigón y Acero" la publicación de los textos de las Comunicaciones presentadas en la XIVª Asamblea Técnica de la A.T.E.P. celebrada en Málaga, durante los días 8 al 12 del mes de noviembre de 1993.
En este número 190, se incluyen quince de las Comunicaciones presentadas al Tema I, "Investigaciones y Estudios".

EL COMITE DE REDACCION

hormigón y acero n.º 190

índice

Págs.

457-0-193 **Sobre el método estático en el cálculo a rotura de placas de hormigón armado** 9-15
Sur la méthode statique d'analyse des dalles de béton armé.
On the limit analysis static method of reinforced concrete plates.
V. Quintas.

457-0-194 **Análisis de la precisión de la fórmula de la EH-91 para el cálculo de flechas** 17-22
Annalyse de la précision de la formule de l'EH-91 pour le calcul des flèches.
Analysis of the accuracy of EH-91 deflection calculation formulas.
J. Calavera Ruiz y L. García Dutari.

457-0-195 **Un estudio de la resistencia a compresión de pilares de hormigón armado, fabricados con hormigón de alta resistencia** 23-36
Un étude de la résistance à la compression des piliers en béton armés avec du béton à haute performance.
A study of compressive strength of columns of reinforced concrete with high strength concrete.
J. Calavera Ruiz; E. González Valle; J. Fernández Gómez y G. González Isabel.

457-0-196 **Métodos simplificados, basados en el Código Modelo 90, para el cálculo de flechas instantáneas en elementos de hormigón sometidos a esfuerzos combinados de flexión y compresión** 37-44
Méthodes simplifiées, sur la base du Code Modèle 90, pour le calcul des flèches instantanées des éléments en béton soumis aux efforts combinés de flexion et compression.
Model Code 90 based methode for instantaneous deflections of concrete elements under combined bending and compression.
M.A. Fernández Prada; F. Fargueta Cerdá y P.F. Miguel Sosa.

457-0-197 **Comentarios al cálculo de flechas instantáneas adoptado por la Instrucción EP-93** 45-49
Comentaires sur la méthode de calcul des flèches instantanées proposée par le Code Espagnol EP-93.
Remarks on the calculation method of instantaneous deflections adopted by Spanish Code EP-93.
P.F. Miguel Sosa; M.A. Fernández Prada y F. Fargueta Cerdá.

457-2-40 **Análisis no lineal, simplificado, de estructuras de hormigón armado, en condiciones de servicio** 51-58
Analyse non-lineaire simplifié des structures en béton en service.
Simplified non-linear analysis of concrete structures in service.
F. Fargueta Cerdá; P.F. Miguel Sosa y M.A. Fernández Prada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

457-4-18 **Sobre la caracterización mecánica diferida del hormigón** 59-66
Considérations sur le rétrait et le fluage du béton.
On the creep and shrinkage testing of concrete.
L. Agulló; A. Aguado y C. Aparicio.

457-8-173 **Caracterización del tráfico en puentes de carretera. Aplicación al caso español** 67-81
Les charges dues au trafic routier en Espagne.
Traffic load models on road bridges. Load spectra in Spain.
J.A. Sobrino Almunia y J.R. Casas i Rius.

457-8-174 **Mediciones en obra y análisis teórico de estructuras de edificación de hormigón armado, durante el proceso de cimbrado consecutivo de forjados** 83-91
Mesurages à l'oeuvre et analyse théorique des structures d'édification de béton armé pendant le procés de cintré consécutif des planchers.
Field data and theoretical analysis of construction loads on floor slabs of reinforced concrete buildings.
J.J. Moragues; J. Catalá y E. Pellicer.

457-8-175 **Auscultación de tres puentes de carretera** 93-102
Auscultation de trois ponts routières.
Auscultation of three road bridges.
R. Astudillo y J.L. Alcalá.

457-8-176 **Ensayo dinámico de puentes atirantados** 103-114
Essais dynamiques de grands ponts à haubans.
Dynamic testing of stayed bridges.
R. Astudillo.

457-8-177 **Cargas concentradas sobre macizos de hormigón en masa. Estudio experimental** 115-122
Résistance du béton non armé aux forces concentrées. Etude expérimental.
The bearing capacity of plain concrete loaded over a limited area. Experimental investigation.
A. González Sánchez; B. Perepérez Ventura; G. González Pérez y M. Valcuende Payá.

457-9-39 **Incidencia de la grasa en un hormigón estructural** 123-136
Influence de la graisse dans un béton structural.
Influence of grouting of the prestressing tendon on structural concrete.
A. Aguado; L. Agulló; A. Vives; L. Ubalde y V. Vives.

837-8-19 **Hormigonado en condiciones meteorológicas adversas: Estudio de los accidentes ocurridos durante el hormigonado de un tablero postesado** 137-143
Bétonnage dans des conditions météorologiques adverses: Etude des accident advenues au cours du bétonnage d'un tablier post-tendu.
Casting with heavy rain: Study of the accidents ocurred when placing concrete on a post-tensioned bridge deck.
A. Delibes Liniers; J. Fernández Gómez y M.A. Acón Robleña.

837-9-6 **Estados límites últimos de puentes mixtos de sección en cajón: Influencia de los problemas de inestabilidad de chapas metálicas delgadas** 145-166
Etats limites ultimes des ponts mixtes en section caisson: Influence des problèmes d'inestabilité des panneaux métalliques minces.
Ultimate limit states in box girder composite bridges: Influence of second order effects in thin steel plates.
F. Millanes; J. Pascual y M.A. Delgado.

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 25/11/2026

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 25/11/2026

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 l y el 1; la O y el cero; la K y la k, etc.).

2.8. Referencias bibliográficas

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

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

Referencias de artículos publicados en revistas

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

Referencias de libros

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

3. PRUEBAS DE IMPRENTA

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Sobre el método estático en el cálculo a rotura de placas de hormigón armado

Valentín Quintas Ripoll
Departamento de Estructuras de Edificación
ETSAM Universidad Politécnica de Madrid
Dibujos y transcripción: Javier Bonilla Rodríguez

1. LA TEORIA DE ROTURA DE PLACAS Y EL METODO ESTATICO. LOS DOS CRITERIOS

En 1921, Ingerslev (1) aplicó los principios del método de rotura a placas. Este método ha demostrado ser de extraordinaria utilidad en el cálculo de placas de hormigón armado con mallazo uniforme, es decir, con igual resistencia al momento flector en cualquier dirección.

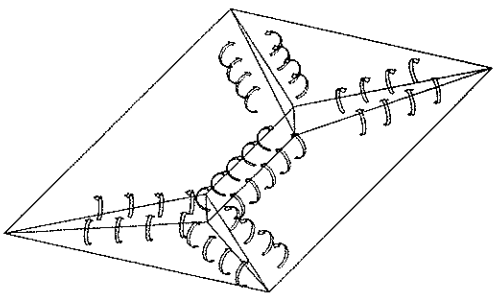


Fig. 1

Como en el método de rotura aplicado a vigas, Ingerslev supuso que una placa entra en colapso cuando se transforma en un mecanismo; lo que para una estructura superficial implica que se divide en fragmentos por las *líneas de rotura*. Si suponemos que la rotura se produce, exclusivamente, por un momento flector M_p que plastifica la sección, éste será constante a lo largo de cada línea de rotura y además deberá ser el máximo a lo largo de la dirección en que actúa. Esta condición implica que el momento de rotura, en cada punto, es el momento principal mayor y, por tanto, la línea de rotura es perpendicular a una de las direcciones principales de los momentos (Fig. 2). El momento torsor M_{xy}^{λ} a lo largo de las líneas de rotura es, pues, nulo. Como el cortante T_α en una dirección, viene dado por:

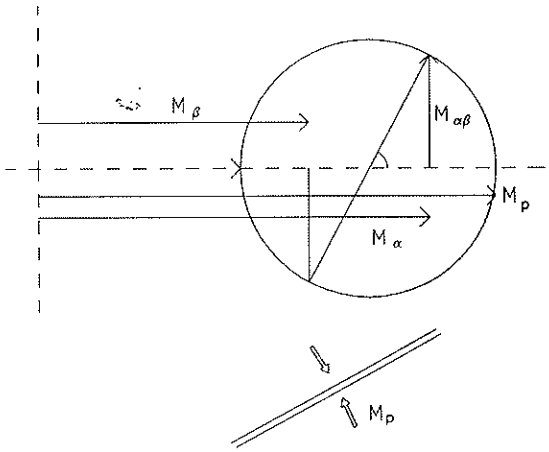


Fig. 2

$$T_\alpha = \frac{\partial M_\alpha}{\partial_{s_\alpha}} + \frac{\partial M_{\alpha\beta}}{\partial_{s_\beta}}$$

debe también ser nulo, ya que $M_{\alpha\beta}$ es nulo, y al ser el flector $M_\alpha = M_p$ en ese punto un máximo, será también nulo $\frac{\partial M_\alpha}{\partial s_\alpha}$. Debe hacerse notar que esta condición sólo es válida cuando el momento flector es un máximo, sin ser un punto anguloso, lo que ocurre, en general, cuando M_p es positivo. Pueden, sin embargo, concebirse estados en que M_p es un máximo sin que su derivada sea nula, como en voladizos, apoyos de pilares, etc. en cuyo caso $T_\alpha = \frac{\partial M_\alpha}{\partial s_\alpha}$, y no es nulo (Fig. 3).

En cualquier caso, si se cumplen estas condiciones, a lo largo de las líneas de rotura, sólo existe el momento plástico M_p. Si, como es habitual, hemos fijado la carga de rotura y queremos conocer el valor de M_p que corresponde a esa carga, podemos obtenerlo muy fácilmente por simple

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

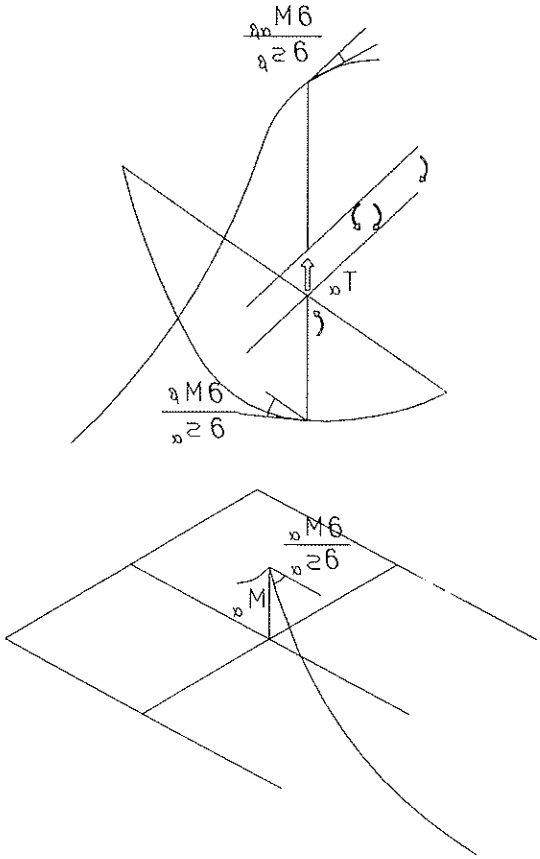


Fig. 3

equilibrio del fragmento. Aún es más sencillo si en lugar de representar los momentos flectores como vectores paralelos a la línea de rotura, los representamos como perpendiculares a esa línea. (Fig. 4). En tal caso, la dirección del momento coincide con la dirección de sus tensiones y del momento debido a las cargas; y puede verse fácilmente que si queremos tomar momentos respecto a una línea ℓ_x que forma un ángulo α con la línea de rotura, la componente R_{my} en dirección perpendicular al borde de la resultante de los momentos M_p en la línea de rotura es:

$$R_{my} = M_p \cdot \ell_p \cdot \cos \alpha = M_p \cdot \ell_x$$

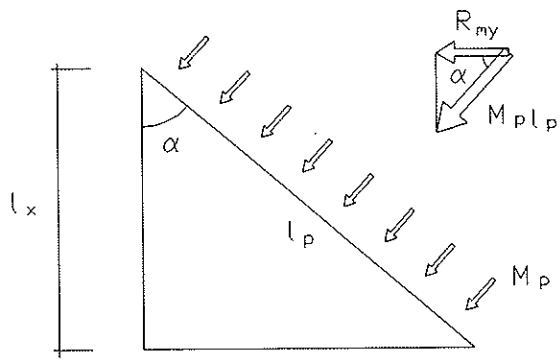


Fig. 4

es decir, es la proyección de los M_p sobre la línea respecto a la que tomemos momentos. Así, en una placa cuadrada, con carga uniforme, apoyada en su contorno, obtenemos inmediatamente, para la configuración de la figura, tomando momentos respecto a un lado ℓ (Fig. 5):

$$M_p \cdot \ell = \frac{p\,\ell^2}{4}\,\frac{\ell}{6}\ ;\ M_p = \frac{p\,\ell^2}{24}$$

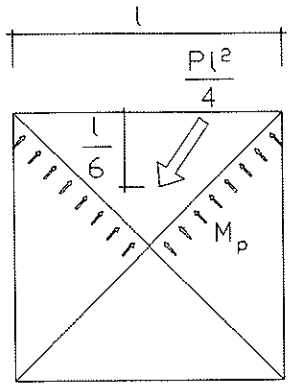


Fig. 5

Existen casos, como en el de la placa rectangular, en los que no conocemos la inclinación de las líneas de rotura. Para determinarlo podemos aplicar al *primer criterio: los momentos de dos fragmentos a lo largo de una línea de rotura común, deben ser iguales entre sí.* En el caso de la figura 6, $M_p^A = M_p^B$.

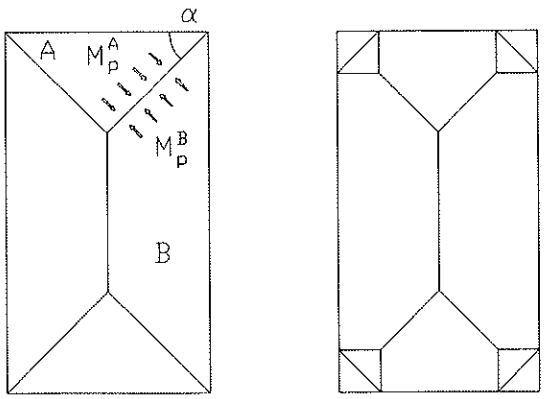


Fig. 6

Si además hemos encontrado dos configuraciones de rotura válidas, es decir, en la que los momentos M_p de cada fragmento equilibran las cargas y las líneas de rotura están equilibradas entre sí, podemos decidir cuál es la que más se aproxima a la configuración real, aplicando el segundo teorema de rotura: *si la carga de rotura es la menor de todas las posibles, la configuración de rotura real será la que rompa con menos carga, es decir, si fijamos la carga de rotura*

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

como un dato del problema, aquélla que produzca mayores momentos M_p. El segundo criterio lo podemos, pues, enunciar como: *la configuración de rotura estáticamente admisible más próxima a la real es aquélla que produce los mayores momentos de rotura.*

Tal es el sencillo método estático desarrollado por Ingerslev. Para placas apoyadas en su contorno da resultados asombrosamente exactos, ya veremos que no ocurre tal cosa con las placas con bordes libres. Pero antes debemos estudiar el otro método de rotura aplicado a placas.

2. EL METODO CINEMATICO. IDENTIDAD ENTRE EL METODO ESTATICO Y EL METODO CINEMATICO

El mecanismo de rotura de una placa parece un caso particularmente adecuado para aplicar el principio de los trabajos virtuales: *la condición necesaria y suficiente para que un sistema de fuerzas esté en equilibrio es que el trabajo debido a un desplazamiento virtual sea nulo.* Si producimos a las líneas de rotura un desplazamiento δ (Fig. 7) lo suficientemente pequeño para que el cambio de posición de las fuerzas al desplazarse pueda considerarse despreciable, podemos suponer que δ es un desplazamiento virtual. El resultado de aplicar este principio a las placas es igualar el trabajo producido por los momentos M_p a lo largo de las líneas de rotura, con el trabajo producido por las resultantes de las cargas R_p al desplazarse un punto de aplicación δ_c (Fig. 8):

$$\Sigma M_p \cdot \ell_p \cdot \Theta_p = \Sigma R_p \cdot \delta_c$$

Como para el método de equilibrio, puede sustituirse el trabajo de los momentos en su línea de rotura por el trabajo de los momentos actuando sobre los apoyos (2):

$$\Sigma M_p \cdot \ell_p \cdot \Theta_p = \Sigma M_p \ell_x \cdot \Theta_0$$

Debe hacerse notar que en el cómputo del trabajo de los esfuerzos que actúan en las líneas de rotura no entran ni el de los cortantes T_a ni el de los momentos torsores M_{ab}, sencillamente porque suponemos que la línea de rotura sólo gira perpendicularmente a su directriz y no hay ni alabeo ni desplazamiento vertical relativo entre sus bordes.

El resultado es que obtenemos un momento a lo largo de las líneas de rotura M_p que equilibra el *sistema de fuerzas*. Pero esto no quiere decir que, fragmento a fragmento, los momentos M_p equilibren los debidos a las cargas. En efecto, si elegimos una configuración de rotura arbitraria y planteamos el equilibrio de un fragmento cualquiera con el momento obtenido por este método, nos daremos cuenta de que el equilibrio de fuerzas y momentos no es posible sin la ayuda de cortantes T_a y momentos torsores M_{ab} actuando a lo largo de las líneas de rotura.

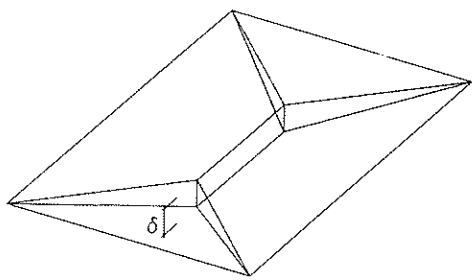


Fig. 7

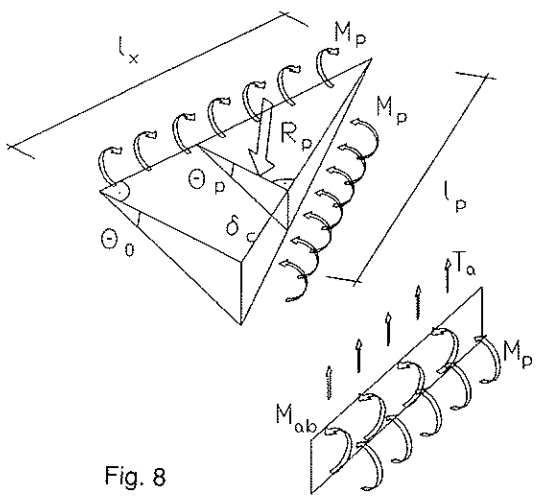


Fig. 8

Si queremos que la configuración de rotura elegida corresponda a la real, debemos variar la geometría de las líneas de rotura hasta obtener la que nos dé el valor máximo de M_p. De esta forma cumplimos el primer criterio de rotura, si la configuración de rotura es correcta y, por tanto, el momento obtenido es el de rotura. En efecto, si la configuración elegida es la correcta, M_p será máximo cuando sea el momento principal máximo, es decir, cuando las líneas de rotura se equilibran localmente sin necesidad de torsores y cortantes y, por tanto, cumplimos el primer criterio. Eligiendo entre configuraciones de rotura correctas, aquélla que tenga el máximo M_p, cumplimos con el segundo criterio.

Si la configuración elegida es correcta, el método estático y el método cinemático son, pues, equivalentes.

Si la configuración es incorrecta, el método cinemático nos conducirá a un sistema equilibrado, pero que no corresponde al de rotura, es decir, aquél en que las cargas se equilibran exclusivamente con el momento plástico M_p.

En cualquier caso, el hecho de que el método cinemático dé al menos los valores de M_p que equilibran la placa, hace que sea muy útil como método aproximado, como ya señaló Johansen (3).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

3. EL PROBLEMA DE LOS BORDES LIBRES. FUERZAS NODALES Y CONFIGURACIONES ESTATICAMENTE ADMISIBLES

Si aplicamos, simultáneamente, el método estático y el método cinemático a una serie de placas apoyadas, nos daremos cuenta de que, en efecto, los resultados son idénticos, incluso cuando la configuración de rotura es sólo parcialmente correcta, como en la placa rectangular de la figura 9. Si ensayamos con placas con bordes libres, nos encontraríamos que en los casos A, B y C, en los que la línea de rotura es perpendicular al borde libre, los resultados siguen coincidiendo. Sin embargo, en un caso como el D, en el que la línea de rotura forma un ángulo α no recto, los resultados del método cinemático y el método estático no coinciden. Como el momento M_p obtenido por el método cinemático es mayor que el obtenido por el método estático, Johansen (4) concluyó que el primero era el que más se aproximaba al real. Además, observó que los resultados serían idénticos si se le añadiesen al punto de intersección de la línea de rotura con el borde, dos fuerzas P iguales y de sentido contrario que llamó *fuerzas nodales*. Aunque al principio pensó que se trataban de resultantes de los cortantes T_α, enseguida se dio cuenta de que no eran más que el resultado de transformar en un par de fuerzas la resultante de los momentos torsores $M_{\alpha\beta}$ que actúan a lo largo de la línea de rotura (Fig. 10). Si son constantes: $P\ell_p = M_{\alpha\beta}\,\ell_p$, y nos encontramos con que la fuerza nodal y el torsor $M_{\alpha\beta}$ que actúa por unidad de longitud son idénticos: $P = M_{\alpha\beta}$.

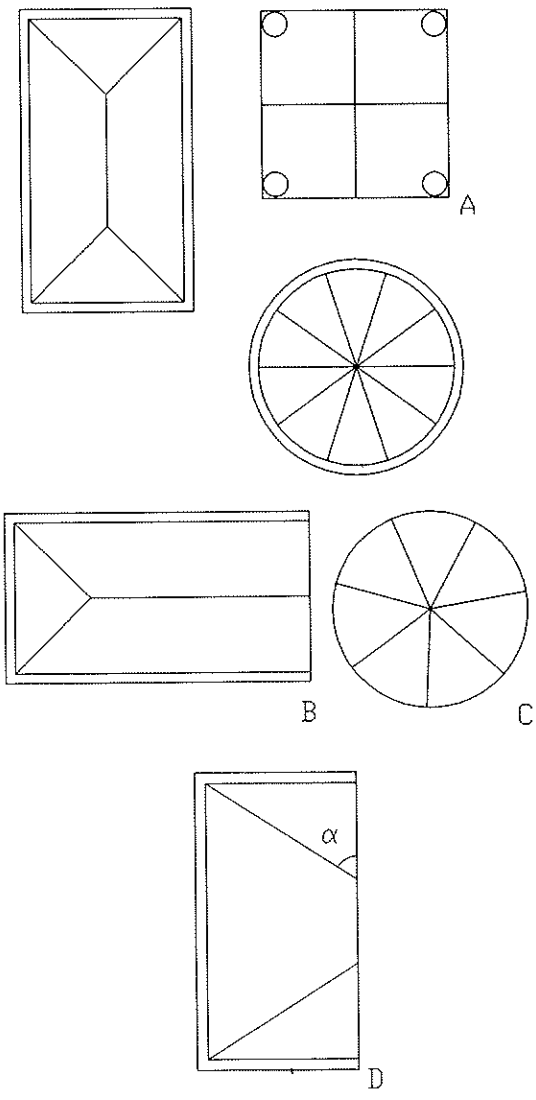


Fig. 9

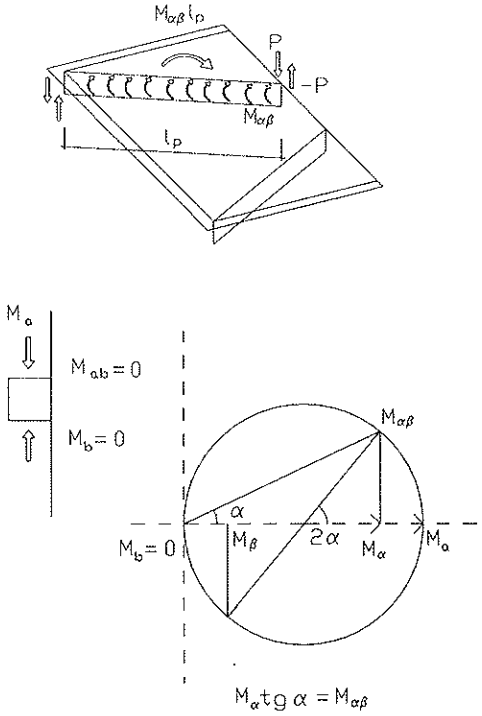


Fig. 10

La razón de la aparición del torsor en este tipo de líneas de rotura se explica fácilmente si estudiamos las condiciones que plantea el borde libre de la placa. Un borde libre implica que no existen, en dirección perpendicular a éste, ni un momento flector M_b, ni un momento torsor M_{ab}. Es decir, las direcciones principales coinciden con el lado del borde y una de ellas es nula (Fig. 10). El tensor de momentos es, pues, de *compresión* y se puede ver por el círculo de Mohr que la relación entre torsor $M_{\alpha\beta}$ y flector M_α es:

$$M_\alpha \cdot \operatorname{tg}\alpha = M_{\alpha\beta}$$

con lo que se puede resolver el problema de los esfuerzos que aparecen a lo largo de la línea de rotura. Sin embargo, nos podemos preguntar si esta solución corresponde a un estado de rotura o es simplemente una configuración de equilibrio estáticamente admisible, como las que pueden obtenerse planteando el equilibrio de una sección de la pieza por el método de Bach.

Como hemos visto, las configuraciones de rotura reales corresponden a líneas perpendiculares a una de las direcciones principales, y éste no es el

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

caso con líneas de rotura en las que aparecen momentos torsores. De hecho existe un momento mayor en la dirección perpendicular al borde, $M_a = \frac{M_\alpha}{\cos^2\alpha}$, que es justamente el momento principal, con lo que carece de sentido llamar a esa línea una línea de rotura.

Así, en el problema de la placa cuadrada apoyada, con dos bordes libres y carga uniforme, (Fig. 11), la solución de rotura a positivos de Johansen, suponiendo $M_\alpha = M_p$ $M_{\alpha\beta} = M_p \cdot \operatorname{tg}\alpha$, nos da un valor de $M_p = \frac{p\ell^2}{5{,}55}$, con una línea de rotura no simétrica. Si planteamos que el momento principal es el momento de rotura, es decir:

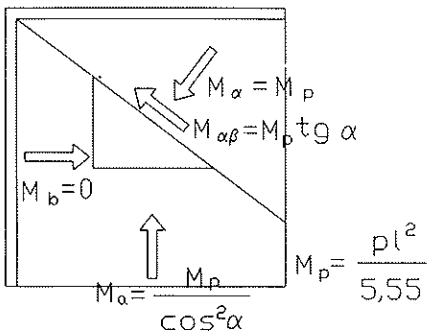
$$M_a = M_p$$

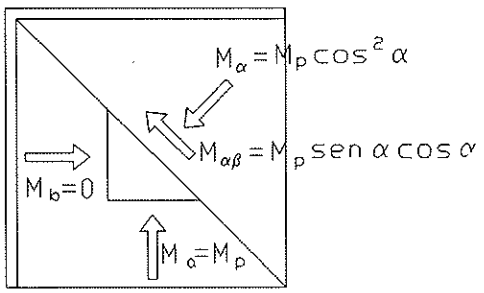
$$M_\alpha = M_p \cdot \cos^2\alpha$$

$$M_{\alpha\beta} = M_p \cdot \operatorname{sen}\alpha \cdot \cos\alpha$$

obtendremos una línea de rotura simétrica, con un momento de rotura menor de:

$$M_p = \frac{p\ell^2}{6}$$





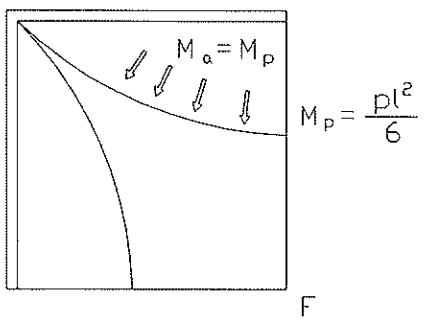
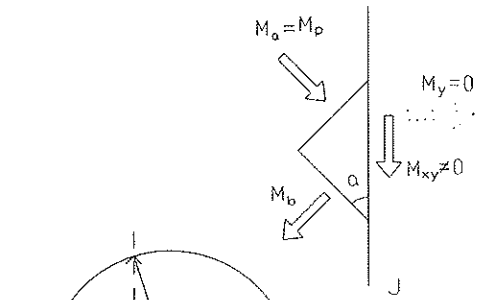
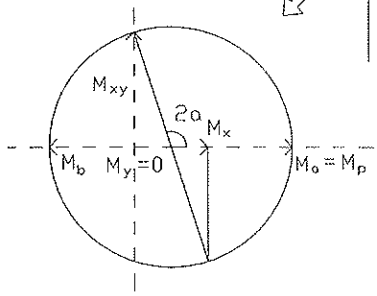
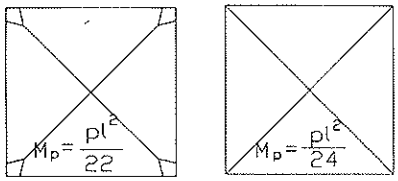
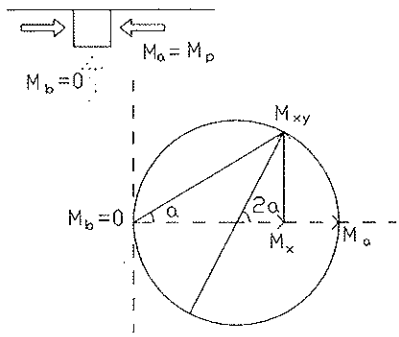


Fig. 11









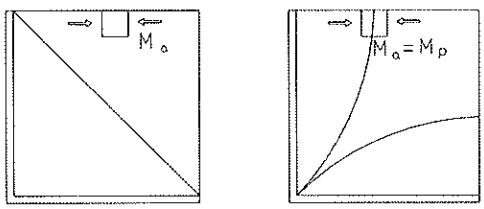


Fig. 12

Finalmente, si a través de un proceso de optimización de todas las configuraciones de rotura posibles (5) obtenemos las líneas de rotura que produce el máximo momento M_p, tendremos la configuración F de la figura 11, en la que las líneas de rotura son simétricas y perpendiculares al borde, y dan un nuevo momento $M_p = \frac{p\ell^2}{6}$, que continúa siendo menor que el de Johansen.

Podemos, pues, sospechar que las configuraciones de rotura en las que aparecen torsores no son más que configuraciones en equilibrio, no de rotura, que según el primer teorema de rotura,

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

corresponden a una carga menor y, por lo tanto, a un momento mayor.

Aunque estas configuraciones están del lado de la seguridad, si queremos realizar un cálculo real de rotura se deben seguir unas leyes elementales sobre las líneas de rotura, parcialmente enunciadas por Johansen (4) y Nielsen (6), que detallamos a continuación. En cualquier otro caso no se puede asegurar que el momento obtenido corresponde al de rotura.

4. LINEAS DE ROTURA. DISPOSICIONES CORRECTAS E INCORRECTAS

Empecemos estudiando los bordes. Si están apoyados, la condición de contorno será que el momento M_y, perpendicular al borde, sea nulo; pero si admitimos la teoría de Kirchoff, el momento torsor M_{xy} a lo largo del borde puede ser distinto de cero. Este estado puede conseguirse con cualquier inclinación de las direcciones principales –y, por tanto, de las líneas de rotura– respecto al borde, con tal de que las direcciones principales tengan distinto signo. En efecto (Fig. 12,J), si el tensor es hiperbólico, en la posición I del círculo de Mohr obtenemos $M_y = 0$, $M_x \neq 0$, $M_{xy} \neq 0$. Las líneas de rotura en un borde apoyado pueden, pues, tener una inclinación cualquiera. Esta es la razón por la que no encontramos contradicciones en estos casos y por la que disposiciones de rotura distintas dan momentos prácticamente iguales: todas son correctas.

Si el borde es libre, ya hemos visto que el tensor debe ser de *compresión:* $M_b = 0$, $M_a = M_p$ y las líneas de rotura perpendiculares al borde. Salvo en casos de rotura a negativos, esto implica, en la mayoría de los casos, líneas de rotura curvas y, por tanto, que los fragmentos en que se divide la placa sean superficies no planas, como ocurre en la realidad experimental. Podemos aproximarnos a estas superficies con fragmentos planos, pero sabiendo que nos estamos alejando de la configuración real.

En la parte interior de la placa, podemos encontrarnos con un conjunto de líneas de rotura, que se cruzan entre sí, de igual signo (Fig. 13). Esta configuración corresponde a un *tensor circular* en el que $M_a = M_b = M_p$, el círculo de Mohr degenera en un punto y, por tanto, los momentos en cualquier dirección son iguales entre sí e iguales a M_p. Estos cruces de líneas son, por tanto, correctos y corresponden al teorema en que Johansen (4) enuncia que las fuerzas nodales son nulas en esos puntos.

No ocurre lo mismo cuando las líneas que se cruzan son de distinto signo (fig. 14). En este caso, $M_a=M_p^+$, $M_b=M_p^-$. Si la placa tiene distinta armadura a positivos y a negativos, el tensor es hiperbólico y las líneas corresponden a las dos

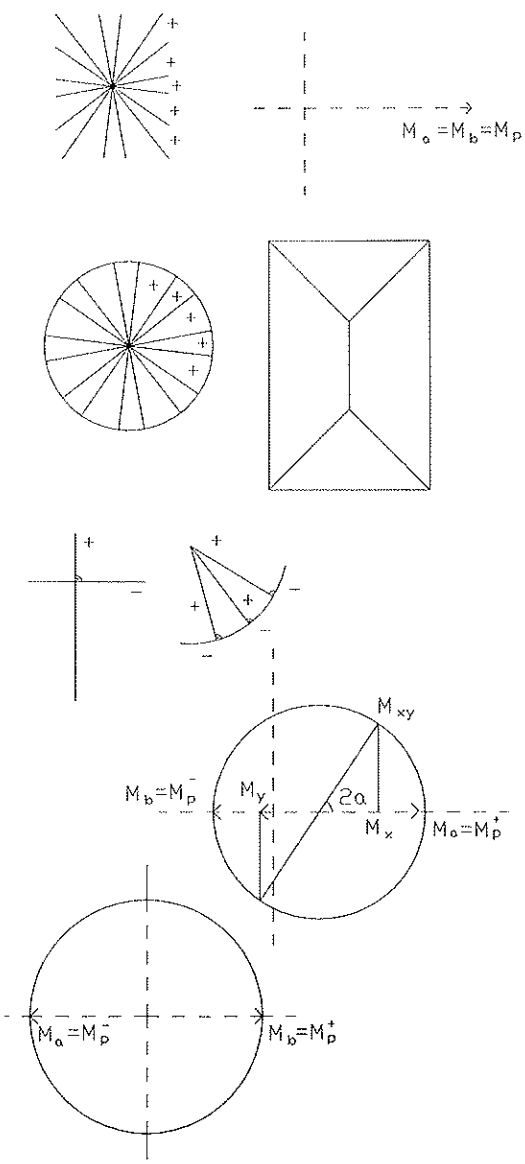


Fig. 13

direcciones principales. Sólo pueden, pues, cruzarse dos líneas de rotura perpendiculares entre sí. El cruce de tres líneas de rotura de distinto signo, estudiado por Johansen (4) y Nielsen (6), sólo puede considerarse como una configuración en equilibrio, no de rotura. Este tipo de cruce aparece en las esquinas de las placas apoyadas, sin armadura de negativos, en placas circulares y en la rotura por punzonamiento alrededor de los pilares. Las configuraciones que resultan de ellas son momentos de rotura prácticamente iguales a los reales. Una configuración como la K, no es correcta y, efectivamente, no da los mismos resultados con los dos métodos.

Finalmente, aunque la líneas de rotura sean correctas, si producen fragmentos aislados de placa como los L y M de la figura 14, no pueden ser considerados más que configuraciones de equilibrio, no de rotura. En efecto, si planteamos

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

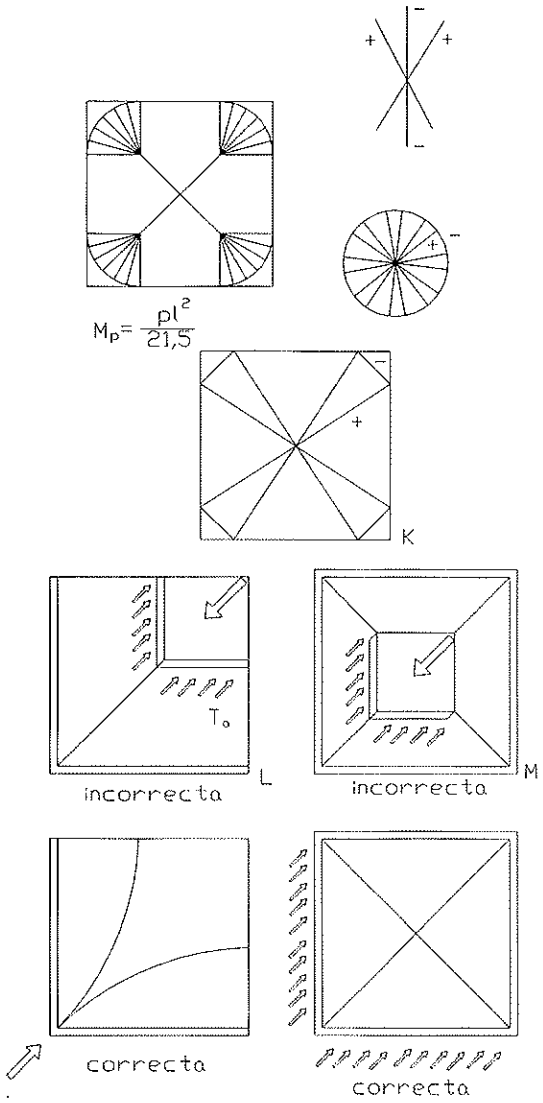


Fig. 14

el equilibrio de fuerzas verticales en cualquiera de ellos, debe aparecer un cortante T_o en las líneas de rotura, que implica que el momento es un máximo y un punto anguloso a la vez. Como vimos, esto sólo puede aparecer en algunas líneas de rotura de voladizos y placas sobre pilares.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1) INGERSLEV, A. "The Strength of Rectangular Slabs". J. Inst. Struct. Eng. Vol 1. nº 1. 1923.

2) AROCA, R. "Diseño de Estructuras". Apuntes de la ETSAM.

3) JOHANSEN, K.W. "Yield-line Formulae for Slabs". Cement and Concrete Association. Londres, 1972.

4) JOHANSEN, K.W. "Yield-line Theory". Cement and Concrete Association. Londres. 1962.

5) VAZQUEZ ESPI, M. Comunicación Personal.

6) NIELSEN, M.P. "Limit Analysis and Concrete Plasticity". Prentice Hall, New Jersey. 1984.

RESUMEN

En este trabajo se estudia el método de rotura aplicado a placas de hormigón armado, se explica la equivalencia entre el método estático y el método cinemático y se da un criterio basado en las condiciones de borde para determinar si una configuración es correcta o no.

SUMMARY

In this paper, a study of limit analysis of reinforced concrete plates is done. The equivalence between static and cinematic methods is explained. A criterium based on boundary conditions is given in order to define if a yield-line configuration is a correct one.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Simposio sobre "Prolongación de la vida útil de las estructuras"

Organizado por la IABSE, se va a celebrar en San Francisco, CA, (USA), durante los días 23-25 de agosto de 1995, un Simposio sobre el tema "Prolongación de la vida útil de las estructuras".

Introducción

Los ingenieros están cada vez más interesados en el tema de la rehabilitación de estructuras existentes, para reparar los deterioros experimentados, mejorar sus prestaciones o adecuarlas a nuevos usos. Frecuentemente, edificios y puentes con pocos años en servicio muestran signos de deterioro debido a la corrosión, fisuración excesiva, asientos del terreno u otras causas, que dan lugar a que deban ser reparados o renovados. El actual conocimiento de los requisitos que debe cumplir una estructura permite dictaminar cuándo una estructura existente no posee los suficientes márgenes de seguridad a la rotura o no ofrece las apropiadas condiciones para cumplir las prestaciones requeridas de una forma aceptable. En zonas sísmicas, muchos de los existentes puentes y edificios tienen configuraciones o detalles que se sabe pueden ocasionar fallos en caso de que se produzca un terremoto. Tales deficiencias requieren intervención, si se quiere que la estructura se comporte correctamente durante próximos posibles terremotos. La adecuación de edificios existentes para nuevos usos, a menudo, requiere una gran intervención estructural.

Los propietarios encuentran que los costos de mantenimiento y reparación de las estructuras existentes son inaceptables, en especial cuando la ejecución de esas reparaciones interfiere con el uso de la estructura. Los ingenieros, por tanto, tienen que planear y diseñar las nuevas estructuras para conseguir una mayor vida útil, durabilidad, facilidad de reparación y mantenimiento, y adaptabilidad a los cambios de uso y a los avances tecnológicos.

Objetivo

El Simposio será una oportunidad para que las administraciones públicas, propietarios, ingenieros e investigadores de todo el mundo, compartan sus experiencias y conocimientos sobre la evaluación de las estructuras existentes e históricas y las apropiadas intervenciones para prolongar su vida útil. Además, se discutirán también los detalles de diseño y construcción que deben tenerse en cuenta para conseguir prolongar la vida útil de las nuevas estructuras. En diferentes Sesiones se discutirán estos temas tanto en lo que afecta a puentes como a edificios.

Programa Técnico

El Programa Técnico ofrece:

–Sesiones simultáneas, sobre los cinco temas siguientes:

1. Evaluación de las estructuras existentes.

2. Control y mantenimiento para conseguir una mayor vida útil.

3. Reparación y refuerzo de estructuras existentes.

4. Medidas que deben adoptarse para aumentar la resistencia de las estructuras frente a acciones sísmicas.

5. Temas relativos al diseño y construcción de las estructuras.

–Sesiones dedicadas a la presentación de "posters" relacionados con el tema del Simposio.

–Exposición de materiales, equipos, sistemas, etc., e informacion técnica sobre los mismos.

–Visitas técnicas.

Idioma

El idioma oficial será el inglés. No habrá traducción simultánea. Las presentaciones orales y las discusiones serán sólo en inglés.

Lugar y fechas

El Simposio se celebrará, del miércoles 23 al viernes 25 de agosto de 1995. El Simposio tendrá lugar en el Hotel St. Francis, en San Francisco, California, USA.

Los interesados en recibir información suplementaria, deberán dirigirse a:

IABSE Secretariat: Tel.: (Int. +41 1) 633 26 47
ETH-Hönggerberg: Fax: (Int. +41 1) 371 21 31
CH-8093 Zurich
Suiza

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Análisis de la precisión de la fórmula de la EH-91 para el cálculo de flechas

Prof. José Calavera
Dr. Ingeniero de Caminos
Luis García Dutari
Ingeniero Civil
Escuela de Ingenieros de Caminos. Madrid

1. INTRODUCCION

El objetivo de este trabajo es comparar los resultados obtenidos por el método propuesto en la EH-91 y por el de integración de curvaturas CFMC 90, para diferentes elementos, luces, condiciones de apoyo e historias de carga.

El trabajo está dividido en dos partes. En la primera se estudia el efecto de la edad de puesta en carga en la flecha total y se utiliza la historia de cargas que se define en la figura 1 a). Se parte de una aplicación conjunta de todas las cargas, a una edad.

En la segunda parte se estudia el efecto del proceso constructivo en la flecha activa y se utilizan las historias de cargas progresivas que se definen en las figuras 1 b) y 1 c).

2. CASOS ESTUDIADOS

2.1. Secciones

La Tabla 1 muestra los casos considerados. En ella, se adoptan los significados siguientes:

luz: es la luz de la viga, medida de centro a centro de los apoyos;

ℓf: es la luz del forjado en la dirección perpendicular al plano medio de la viga;

secc: define la sección del elemento. En caso de forjados, se indica el canto. El espesor de la losa superior es de 4 cm, el espesor del nervio es de 10 cm y la distancia entre ejes del forjado es de 70 cm. (Se ha supuesto un perfil de bovedilla de tipo usual). En caso de vigas, se indica la escuadría. (b = ancho, h = canto);

v.canto: viga de canto;

v.plana: viga plana.

2.2. Materiales

Se utiliza un hormigón H-200 y un acero AEH-400.

2.3. Coeficientes de seguridad

Se utiliza $\gamma_f = 1,6$, $\gamma_s = 1,15$ y $\gamma_c = 1,5$.

2.4. Acciones

Peso propio:	de acuerdo con elemento;
Tabiquería:	100 kp/m²;
Solado:	100 kp/m²;
Sobrecarga de uso:	200 kp/m².

2.5. Historias de cargas

Se utilizan dos historias de cargas. Ambas se muestran en la figura 1.

La figura 1 a) muestra la historia de carga utilizada para la primera parte de la investigación. En esta historia, t_m toma los siguientes valores: 3, 7, 28, 90, 180, 360 días. La carga está formada por una parte permanente y una sobrecarga de uso. La carga permanente está formada por el peso propio, la tabiquería y el soldado; t_m es la edad de puesta en carga.

La historia de carga progresiva de los forjados es la correspondiente al cimbrado de dos plantas consecutivas, más la tabiquería, el solado y la sobrecarga (Fig. 1 b)).

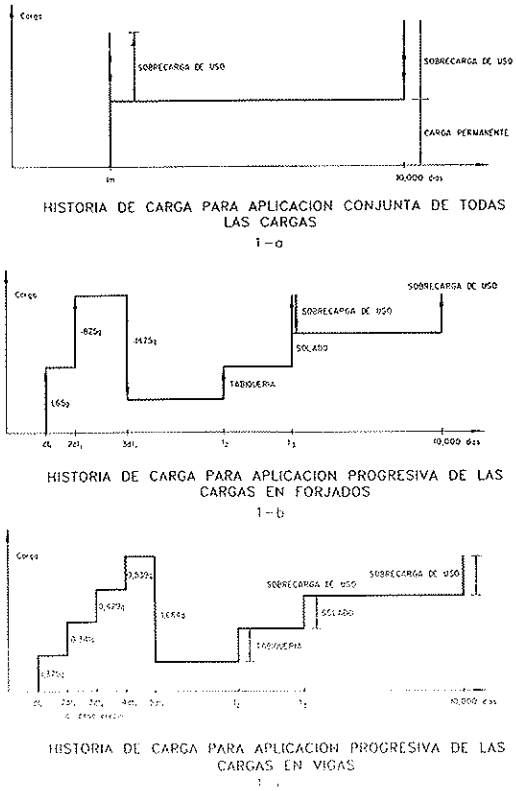
Para las vigas se ha puesto una historia de carga progresiva, correspondiente al cimbrado de cuatro plantas, más la tabiquería, el solado y la sobrecarga (Fig. 1 c)).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

TABLA 1

Caso	Tipo	Vano	Luz (m)	lf (m)	h o bxh (cm)
1	forjado	extremo	4	–	h = 18
2	forjado	extremo	6	–	h = 26
3	forjado	extremo	8	–	h = 36
4	forjado	interior	4	–	h = 14
5	forjado	interior	6	–	h = 21
6	forjado	interior	8	–	h = 28
7	v.canto	extremo	4	4	25x35
8	v.canto	extremo	6	4	25x45
9	v.canto	extremo	8	4	25x60
10	v.canto	extremo	4	6	25x35
11	v.canto	extremo	6	6	25x50
12	v.canto	extremo	8	6	25x60
13	v.canto	interior	4	4	25x30
14	v.canto	interior	6	4	25x45
15	v.canto	interior	8	4	30x60
16	v.canto	interior	4	6	25x35
17	v.canto	interior	6	6	30x50
18	v.canto	interior	8	6	30x30
19	v.plana	extremo	4	4	60x25
20	v.plana	extremo	6	4	60x35
21	v.plana	extremo	8	4	60x45
22	v.plana	extremo	4	6	60x25
23	v.plana	extremo	6	6	60x35
24	v.plana	extremo	8	6	60x45
25	v.plana	interior	4	4	60x25
26	v.plana	interior	6	4	60x35
27	v.plana	interior	8	4	60x45
28	v.plana	interior	4	6	60x25
29	v.plana	interior	8	6	60x35
	v.plana	interior	8	6	60x45

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



HISTORIA DE CARGA PARA APLICACION CONJUNTA DE TODAS LAS CARGAS

1 – a

HISTORIA DE CARGA PARA APLICACION PROGRESIVA DE LAS CARGAS EN FORJADOS

1 – b

HISTORIA DE CARGA PARA APLICACION PROGRESIVA DE LAS CARGAS EN VIGAS

Fig. 1.

Los procesos de carga progresiva pueden ser de tres tipos: lento, medio y rápido.

La Tabla 2 muestra las variables necesarias para definir los procesos de carga. dt_i es el ritmo de ejecución del forjado en días por planta, t_2 es la edad de construcción de la tabiquería y t_3 es la edad de la construcción del solado. Se supone que actúa la sobrecarga de uso en t_3 y que se retira un instante después, aplicándose de nuevo a los 10.000 días, fecha equivalente a la vida útil a los efectos aquí considerados.

Los coeficientes que definen las cargas durante el proceso constructivo, se han determinado de acuerdo con la referencia (1).

Tabla 2

P. Constructivo	dt_i (días/planta)	t_2 (días)	t_3 (días)
rápido	7	45	90
medio	7	90	270
lento	14	120	360

2.6. Ambiente

Se supone ambiente interior, HR = 50%. Se adopta una temperatura constante de 20ºC. Se utilizan las funciones de fluencia y retracción del MC90, cuando sean necesarias. Véase (2).

3. METODO DE CALCULO

Para el estudio que sigue, se han calculado las flechas mediante el programa CFMC-90 desarrollado por J. CALAVERA y L. GARCIA DUTARI (2). Dicho programa, partiendo de las bases establecidas en el MODEL CODE 90 CEB-FIP (3), aplica el principio de superposición de la viscoelasticidad lineal y tiene en cuenta, para sección de forma cualquiera, el efecto de la fisuración, de la fluencia y de la retracción diferencial, permitiendo calcular la curvatura a nivel de sección e integrar por cálculo numérico a lo largo de la directriz para obtener la flecha.

El programa CFMC-90 permite considerar cualquier historia de cargas y descargas, con temperaturas y humedades ambiente variables a lo largo de la vida de la estructura. Un estudio detallado puede verse en (2).

Para cada situación de luz y carga se ha dimensionado la armadura correspondiente.

4. RESULTADOS

Los gráficos G-1 a G-10, muestran los resultados para la primera parte de la investigación, es decir para aplicación conjunta de las cargas a una misma edad.

Los gráficos G-11 a G-20, muestran la misma relación en función de la luz, para aplicación progresiva de las cargas en función del proceso constructivo, de acuerdo con lo expuesto en la Tabla 2 del apartado 2.5.

5. CONCLUSIONES

Para lo que sigue y para facilitar las comparaciones, adoptamos, de acuerdo con la Tabla 2, una edad media ponderada de puesta en carga para un edificio usual

$$t_m = \frac{7 \times 300 + 90 \times 100 + 270\,(100 + 200)}{300 + 100 + 100 + 200} \approx 130 \text{ días}$$

5.1. Aplicación conjunta de las cargas. Flechas totales

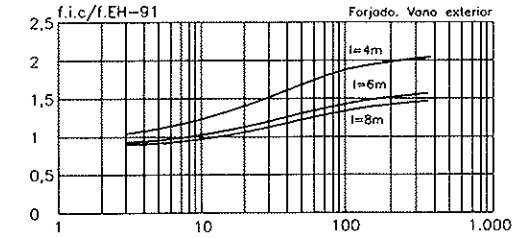
a) Forjados. Ambas fórmulas son coincidentes para edades muy cortas (t ≅ 10 días). Para plazos habituales (t ≅ 130 días) y mayores, las flechas totales calculadas por integración de curvaturas son de 1,5 a 2 veces las estimadas por EH-91.

b) Vigas de canto. Análogas conclusiones.

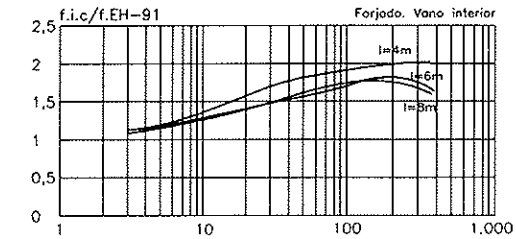
c) Vigas planas. Análogas conclusiones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

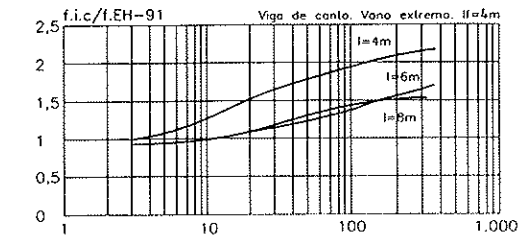
FLECHAS TOTALES SEGUN EH-91 E INTEGRACION DE CURVATURAS



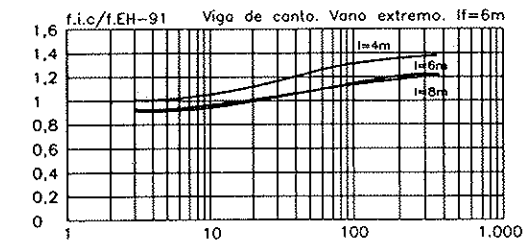
Edad de aplicacion conjunta de las cargas permanentes (dias)
GRAFICO G-1



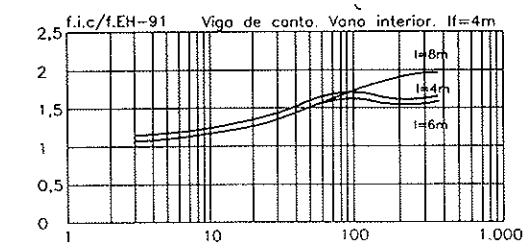
Edad de aplicacion conjunta de las cargas permanentes (dias)
GRAFICO G-2



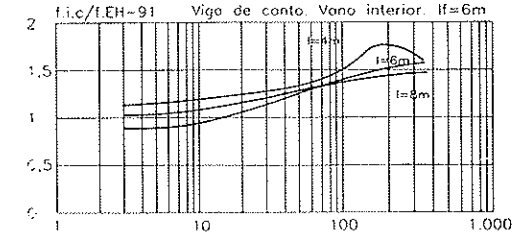
Edad de aplicacion conjunta de las cargas permanentes (dias)
GRAFICO G-3



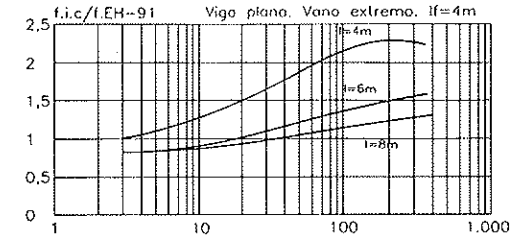
Edad de aplicacion conjunta de las cargas permanentes (dias)
GRAFICO G-4



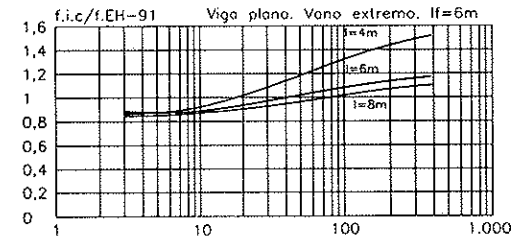
Edad de aplicacion conjunta de las cargas permanentes (dias)
GRAFICO G-5



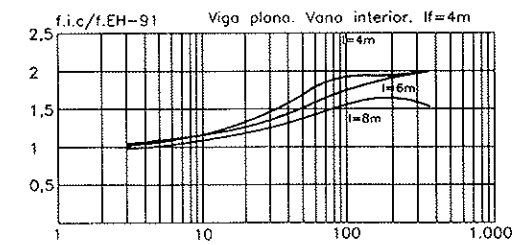
Edad de aplicacion conjunta de las cargas permanentes (dias)
GRAFICO G-6



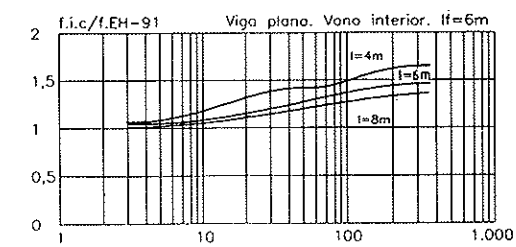
Edad de aplicacion conjunta de las cargas permanentes (dias)
GRAFICO G-7



Edad de aplicacion conjunta de las cargas permanentes (dias)
GRAFICO G-8



Edad de aplicacion conjunta de las cargas permanentes (dias)
GRAFICO G-9



Edad de aplicacion conjunta de las cargas permanentes (dias)
GRAFICO G-10

f.EH-91: flechas totales de acuerdo con EH-91. f.i.c.: flechas totales obtenidas por integración de curvaturas l : luz.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

FLECHAS ACTIVAS SEGUN PROCESO CONSTRUCTIVO

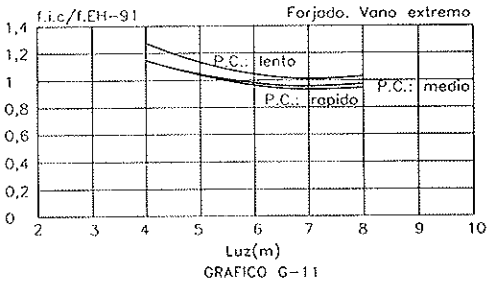


GRAFICO G-11

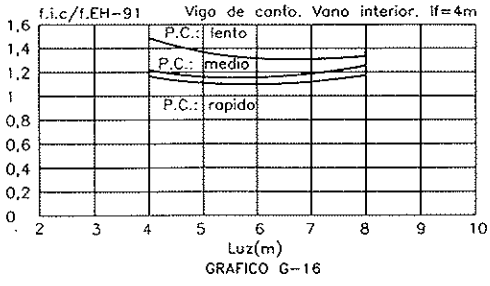


GRAFICO G-16

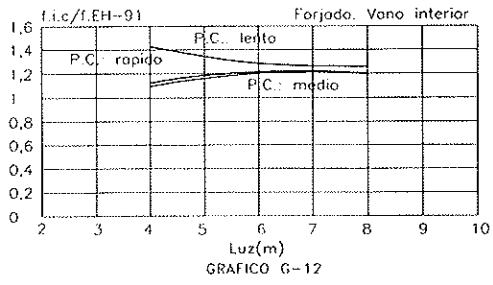


GRAFICO G-12

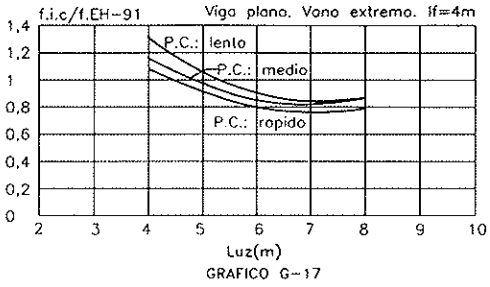


GRAFICO G-17

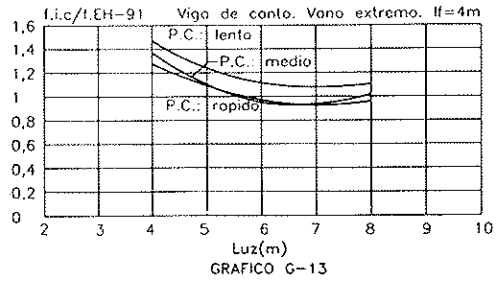


GRAFICO G-13

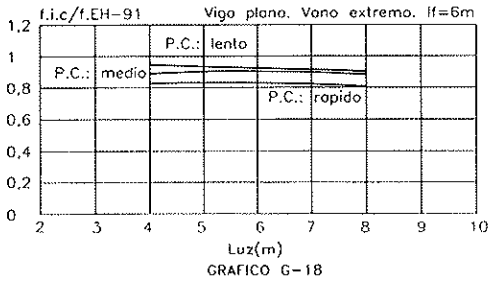


GRAFICO G-18

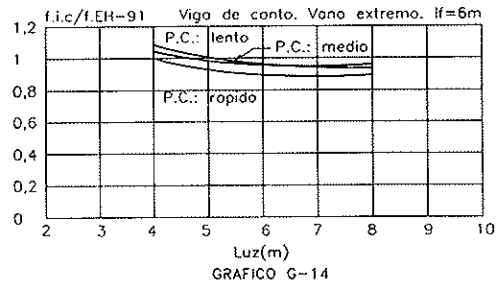


GRAFICO G-14

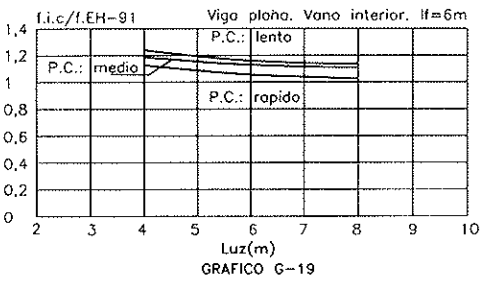


GRAFICO G-19

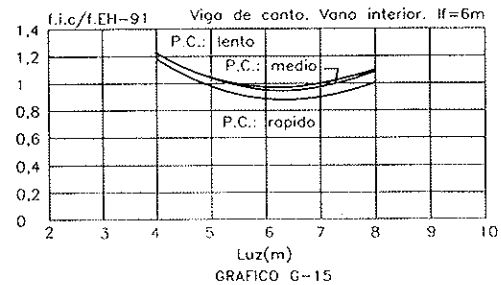


GRAFICO G-15

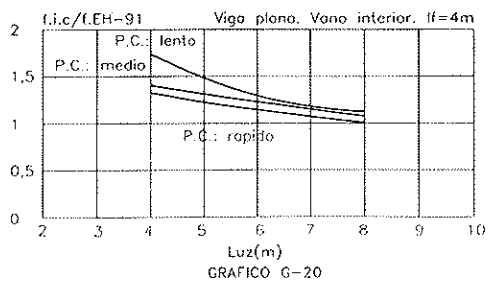


GRAFICO G-20

f.EH-91: flechas totales de acuerdo con EH-91 f.i.c.: flechas totales obtenidas por integración de curvaturas P.C.: proceso constructivo definido en tabla 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

5.2. Aplicación progresiva de las cargas. Flecha activa

a) Forjados. Buena concordancia, con ligera tendencia a subestimar las flechas por parte de EH-91.

b) Vigas de canto. Buena concordancia.

c) Vigas planas. Buena concordancia.

5.3. Comparación con ACI 318-89

Como es sabido dicha Norma parte de que, para aplicación prolongada de la carga (superior a cinco años), la flecha adicional diferida es igual al doble de la instantánea, o sea, la total igual al triple de la instantánea.

El gráfico G-21, da la relación entre las flechas según ACI y las de EH-91. Como se observará, para edades cortas, la coincidencia es buena, pero para plazos medios o largos de aplicación de la carga, resulta que ACI da flechas totales del orden del 50% superiores a EH-91. Si se compara esto con 5.1, en donde la integración de curvaturas conducía a valores del orden del 50% al 100% de los proporcionados por la EH-91, puede concluirse que, dentro de la precisión que puede pretenderse en este tema, para flechas totales ACI 318-89 es más realista que EH-91, que subestima considerablemente esas flechas.

FLECHAS TOTALES SEGUN EH-91 Y ACI 318-89 (92)

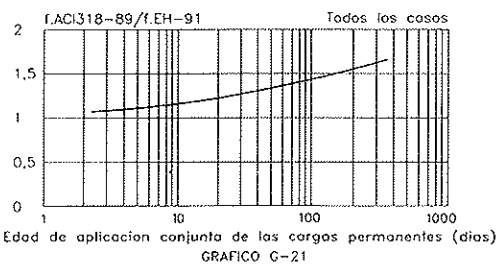


GRAFICO G-21

f.EH-91. flechas totales de acuerdo con EH-91
f.i.c.: flechas totales obtenidas por integración de curvaturas. Las cargas se aplican a la misma edad.

Para flechas activas, que para el caso particular de la edificación son las de más importancia, EH-91 da una buena estimación de las flechas, en todo el campo habitual de uso.

BIBLIOGRAFIA

(1) CALAVERA, J.; "Cálculo, Construcción y Patología de Forjados de Edificación". 4ª Edición. INTEMAC. Madrid. 1991.

(2) CALAVERA, J. y GARCIA DUTARI, L.; "Cálculo de Flechas en Estructuras de Hormigón Armado". INTEMAC. Madrid. 1992.

(3) CEB-FIP MODEL CODE 1990.

RESUMEN

Los autores analizan la precisión de las fórmulas adoptadas para el cálculo de flechas por la Instrucción EH-91, tanto en el caso de flechas instantáneas como diferidas. El análisis se extiende a forjados, vigas de canto y vigas planas y para diversas historias de carga.

Las desviaciones se calculan por comparación con el método de integración de curvaturas CFMC90, desarrollado por los Autores a partir de las teorías establecidas en el MODEL CODE 90. El análisis realizado permite establecer que el método de la EH-91, en cuanto a flechas en general, es ajustado para cargas a edades jóvenes, pero es claramente inseguro para aplicaciones de carga a edades medias y grandes. En cambio, para flechas activas el método conduce a resultados aceptables en todo el campo usual de aplicación.

Se hace también una comparación de los resultados, con los obtenidos con la Norma norteamericana ACI 318-89.

SUMMARY

The authors analizes the EH-91 deflection formula acuracy, in the cases of instantaneous and long term deflections. Slabs, beams and shallow beams with differents loads history have been analized.

The desviation are calculated by comparison with the method of curvatures integration CFMC90, developed by the authors taking account the theories stablished in the MODEL CODE 90. The analysis done, show that the EH-91 calculation deflections method, agree well for loads applied at young ages, but it is clearly unsafe for loads applied at mediums or long ages. For active deflections the method has acceptable results in all of the usual cases of aplication.

A comparison of results with that obtained with the northamerican ACI-318-89 has been doing.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Un estudio de la resistencia a compresión de pilares de hormigón armado, fabricados con hormigón de alta resistencia

José Calavera Ruiz
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Enrique González Valle
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Jaime Fernández Gómez
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Germán González Isabel
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC)

1. INTRODUCCION

En el presente trabajo se ha investigado la capacidad última, en compresión centrada, de pilares de hormigón armado, fabricados con hormigones de distintas resistencias.

En concreto, se ha estudiado una gama de resistencias en compresión que va desde los 350 Kp/cm² hasta los 1.100 Kp/cm², a 28 días de edad y en probeta cilíndrica, curada en condiciones normalizadas (1).

Además del estudio de otras variables que más adelante se indicarán, el objeto fundamental del Plan desarrollado era el comprobar la validez de la fórmula de cálculo de la carga última de un pilar, en compresión centrada, y que adopta la forma genérica

$$N_u = K \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s f_{yd}$$

siendo K un coeficiente, f_{cd} la resistencia de cálculo del hormigón en compresión, A_c el área neta de hormigón, A_s el área de acero y f_{yd} el límite elástico de cálculo del acero utilizado.

Es precisamente en el coeficiente K, donde existe disparidad de criterios entre las diferentes normas, adoptando diferentes valores en función de la resistencia del hormigón. Nuestra normativa, la Instrucción EH-91, no analiza este fenómeno, y adopta siempre el valor K = 0,85.

A continuación, se presenta un resumen del tratamiento del tema recogido por la normativa internacional, y el Plan de ensayos desarrollado.

2. ANALISIS DE FORMULAS DISPONIBLES

2.1. Model Code CEB-FIP 1990

(Boletines 203, 204, 205 del CEB, Julio 1991).

(1) La probeta utilizada ha sido, en todos los casos, cilíndrica, de 10 cm de diámetro y 20 cm de altura; y los valores de resistencia responden, en todos los casos, al ensayo de esta probeta. Un estudio detallado del coeficiente de corrección a probeta cilíndrica de 15 x 30 cm, puede verse en (1), pero, en cualquier caso, el coeficiente de paso es muy próximo a la unidad.

Trata el tema en el artículo 6.2.2.2 y contempla dos métodos.

a) Parábola rectángulo

El bloque de tensión constante se extiende a todo ε_{cu} y viene dado por:

$$\varepsilon_{cu} = 0{,}0035, \text{ para } f_{ck} \leq 50\ MPa$$

$$\varepsilon_{cu} = 0{,}0035 \left(\frac{50}{f_{ck}}\right), \text{ para } 50\ MPa < f_{ck} \leq 80\ MPa$$

(Es decir, para f_{ck} = 80 MP_a, ε_{cu} = 0,0022 y para f_{ck} = 87,5 MPa, ε_{cu} = 0,0020.

La resistencia del bloque rectangular de la zona parábola rectángulo es, por tanto, 0,85 f_{cd}, y para un pilar en compresión centrada,

$$N_{u_1} = 0{,}85 f_{cd} A_c + A_s \cdot f_{yd}$$

b) Bloque rectangular equivalente

Adopta como tensión en el bloque

$$f_{cd_1} = 0{,}85 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd}$$

Con la condición:

$$\varepsilon_{ecu,\ max} = 0{,}004 - 0{,}002 \frac{f_{ck}}{100}$$

Para f_{ck} = 80 MPa

$$f_{cd} = 0{,}85 \left(1 - \frac{80}{250}\right)$$

$$f_{cd1} = 0{,}68 f_{cd} \ ; \text{ y } \varepsilon_{cu,max} = 0{,}0024$$

y, por tanto, para un pilar

$$N_{u_2} = 0{,}68 f_{cd} A_c + A_s \cdot f_{yk}$$

Para cuantía despreciable

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

$$\frac{N_{u_2}}{N_{u_1}} = 0{,}80$$

El MC-90 adopta, con carácter general, γ_c = = 1,50, γ_{fg} = 1,35, γ_{fq} = 1,50.

2.2. Eurocódigo EC-90 (Edición Dic. 1991)

Trata el tema en 4.2.1. 3.3.

Adopta, en todos los casos, para compresión centrada, un valor de tensión de cálculo 0,85 f_{cd}.

Por tanto:

$$N_{u_3} = 0{,}85 f_{cd} A_c + A_s \cdot f_{yd}$$

El EC-2 adopta, con carácter general, γ_c = 1,50, γ_{fg} = 1,35, γ_{fq} = 1,50.

2.3. ACI 318-89 (Revisada 1992)

Adopta

$$N_{u_1} = 0{,}7\ [0{,}85 f_{ck} A_c + A_s \cdot f_{yk}]$$

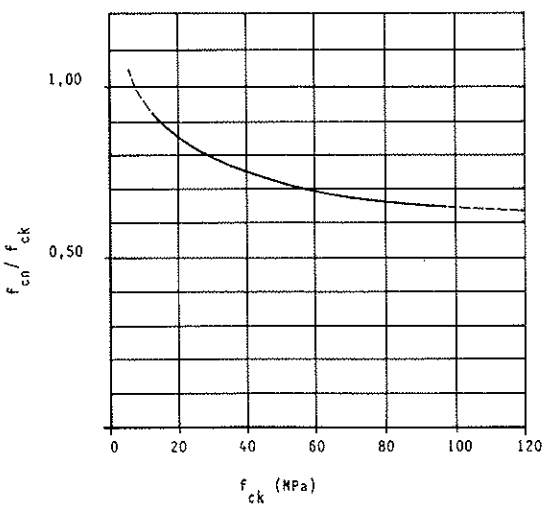
debiendo ser:

$$N_{u_1} \geq 1{,}4\, N_g + 1{,}7\, N_q$$

2.4. Norma noruega NS 3473

Los valores de cálculo los da en una tabla, e introduce el concepto de f_{ck} "Resistencia a compresión en probeta cilíndrica" (en curado estándar) y f_{cn} "Resistencia a compresión in situ", sin definir edad, ni humedad, ni temperatura. Parece que debe entenderse la de la estructura saturada, a 28 días (todo ello favorable a la seguridad) y curada a 20ºC ± 2 (desfavorable).

Para el rango de 50 a 100 MP_a, la relación $\frac{f_{cn}}{f_{ck}}$ viene indicada en la figura.



Para HAR, en el rango 60 MPa ≤ f_{ck} ≤ 100 MPa, puede aceptarse $f_{cn} \approx 0{,}67\ f_{ck}$, con lo que:

$$N_u = 0{,}67 f_{cd} A_c + A_s \cdot f_{yk}$$

Esta norma adopta γ_c = 1,4; pero ello lo hace con carácter general. El valor de γ_f se especifica en otra norma (NS 3479).

Aceptando que γ_f de MC y EC es del orden de 1,40 $\left(g = \frac{2}{3} P,\ q = \frac{1}{3} P\right)$ para edificios, y suponiendo sea el mismo en la Norma Noruega, para $A_s \approx 0$, se tiene:

MC-90

$$N_1 = \frac{0{,}85 \frac{f_{ck}}{1{,}5} A_c}{1{,}40} = 0{,}40 f_{ck} A_c$$

$$N_2 = \frac{0{,}68 \frac{f_{ck}}{1{,}5} A_c}{1{,}40} = 0{,}32 f_{ck} A_c$$

EC-2

$$N = \frac{0{,}85 \frac{f_{ck}}{1{,}5} A_c}{1{,}40} = 0{,}40 f_{ck} A_c$$

$$\gamma_f = 1{,}40 \text{ x } 0{,}66 + 1{,}70 \text{ x } 0{,}33 = 1{,}50$$

ACI 318

$$N = \frac{0{,}7 \text{ x } 0{,}85 f_{ck} A_s}{1{,}50} = 0{,}40 f_{ck} A_c$$

NS 3473 (aceptando $\gamma_f \approx 1{,}40$)

$$N = \frac{\frac{0{,}67 f_{ck} A_c}{1{,}4}}{1{,}4} = 0{,}34 f_{ck} A_c$$

Se observa lo siguiente:

Si en MC-90 (Parábola rectángulo) EC-2 y ACI se sustituye f_{ck} (Probetas) por la resistencia del hormigón en la estructura, $f_{c,\,est} \approx 0{,}9\ f_{ck}$, tomando el valor 0,9 coinciden las tres, prácticamente, con la fórmula Noruega. Sin embargo, en su redacción actual, los valores son un 18% superiores.

Las diferencias entre la Norma Noruega y las otras se atenúan muy rápidamente con la cuantía, pues esta norma usa γ_s = 1,25 en lugar de 1,15.

3. PLAN DE ENSAYOS

3.1. Tipos de hormigón

Se han utilizado tres hormigones, representativos de los tipos nominales H-250, H-500 y H-800.

En los Cuadros 1 a 3 se recogen las dosificaciones utilizadas, las cuales se han establecido atendiendo a los siguientes parámetros:

–Asiento de cono = 20 ± 3 cm, para los hormi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

gones, H-500 y H-800; 7 ± 1 cm para H-250.

–Arido calizo, de tamaño máximo 12 mm.

3.2. Fabricación

Los pilares se han fabricado, por cada tipo de hormigón, de una única amasada. Se ha utilizado una amasadora TEKA, de 450 l de capacidad. Se han hormigonado en posición vertical, utilizando para la compactación un vibrador de aguja de 20 mm de diámetro (1).

En las fotografías 1 y 2 puede verse un detalle del hormigonado de los pilares y el aspecto de los mismos.

(1) Los pilares fabricados con hormigón de cono 20 cm, prácticamente no se han vibrado.

CUADRO 1

Dosificación hormigón H-800

Componentes	%	Volúmenes relativos (dm^3)	Densidades relativas (Kg/dm^3)	Pesos (Kg/m^3)
Grava	58,5	408,8	2,63	1.075
Arena	41,5	290,3	2,57	746
Cemento I-55	–	155,1	3,05	473
Microsílice "Elken"	–	17,7	2,20	39
Rheobuild 1000	–	20,1	1,21	24,3
Agua	–	108,0	1,00	108
Arido compuesto	100,0	699,1	–	1.821
Total	–	1.000	–	2.465

$$\text{Relación } \frac{\text{agua}}{\text{cemento + microsílice}} = \frac{108 + 0{,}6 \,.\, 24{,}3}{473 + 39} = 0{,}24 \text{ (2)} \qquad \text{Relación } \frac{\text{microsílice}}{\text{cemento}} = \frac{39}{473} = 0{,}08$$

(2) Incluida el agua aportada por el aditivo.

CUADRO 2

Dosificación hormigón H-500

Componentes	%	Volúmenes relativos (dm^3)	Densidades relativas (Kg/dm^3)	Pesos (Kg/m^3)
Grava	59,7	435,4	2,63	1.145
Arena	40,3	293,8	2,57	755
Cemento I-45	–	124,6	3,05	380
Rheobuild 1000	–	13,2	1,21	16,0
Agua	–	133,0	1,00	133
Arido compuesto	100,0	729,2	–	1.900
Total	–	1.000	–	2.429

$$\text{Relación } \frac{\text{agua}}{\text{cemento}} = \frac{133 + 0.6 \,.\, 16.0}{380} = 0{,}38 \text{ (3)}$$

(3) Incluida el agua aportada por el aditivo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

CUADRO 3

Dosificación hormigón H-250

Componentes	%	Volúmenes relativos (dm^3)	Densidades relativas (Kg/dm^3)	Pesos (Kg/m^3)
Grava	54,9	401,3	2,63	1.055
Arena	45,1	330,0	2,57	848
Cemento I-35	–	97,1	3,05	296
Rheobuild 1000	–	7,6	1,21	9,2
Agua	–	164,0	1,00	164
Arido compuesto	100,0	731,3	–	1.903
Total	–	1.000	–	2.372

$$\text{Relación } \frac{\text{agua}}{\text{cemento}} = \frac{164 + 0{,}6 \,.\, 9{,}2}{296} = 0{,}57 \text{ (1)}$$

(1) Incluida el agua aportada por el aditivo.

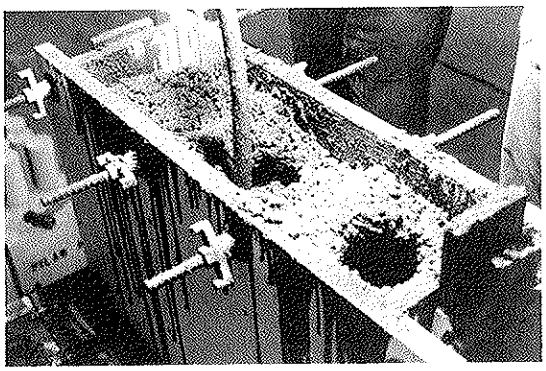


Foto 1. Hormigonado de los pilares.

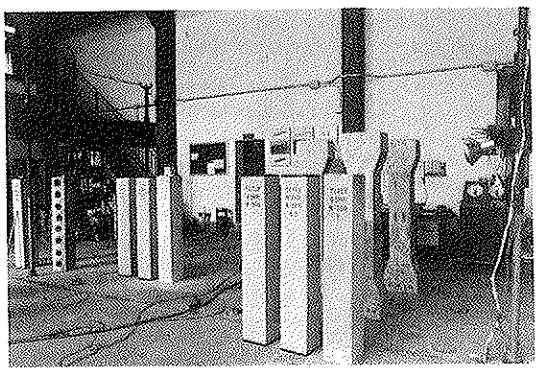


Foto 2. Aspecto de los pilares fabricados.

3.3. CURADO

Una vez hormigonados los pilares, se han mantenido en sus moldes, en posición vertical, durante 72 horas. Posteriormente, se ha procedido al desmoldeo, manteniendo las piezas en curado en ambiente de laboratorio, sin aporte de agua.

Durante el período de curado se produjeron unas condiciones ambientales medias de T = 20ºC y HR = 40%.

3.4. Pilares fabricados

Por cada tipo de hormigón se fabricaron tres pilares, de 23 x 23 cm^2 de sección y 140 cm de longitud, de acuerdo con los esquemas de la figura nº 1, identificados con la designación siguiente:

H-800 (1)	H-500 (1)	H-250 (1)
H-800 (2)	H-500 (2)	H-250 (2)
H-800 (T)	H-500 (T)	H-250 (T)

En cada caso, los pilares identificados (1) y (2) se han destinado al ensayo a compresión, y el identificado (T) a la extracción de testigos.

3.5. Fabricación de probetas moldeadas

De cada amasada se han fabricado doce probetas, moldeadas cilíndricas de 10 cm de diámetro y 20 cm de altura. El curado se ha realizado en cámara estándar o al aire, según se indica en 3.7.

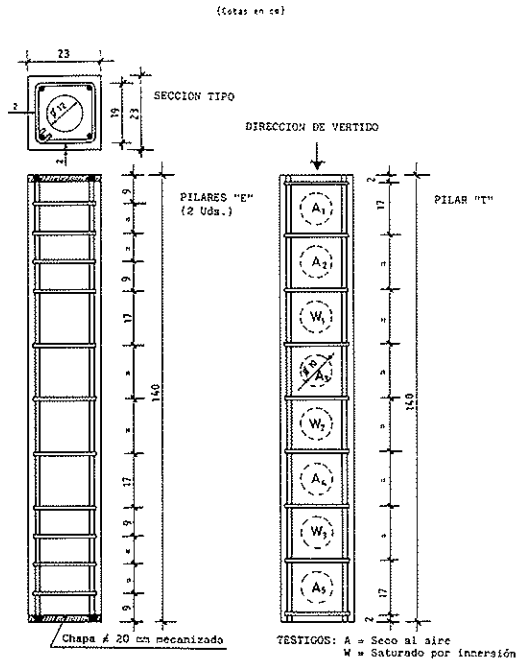
3.6. Extracción y tallado de testigos

Tres días antes de la fecha de ensayo prevista, se han extraído ocho probetas testigo de uno de los pilares de cada tipo de hormigón, con objeto de estudiar la resistencia del hormigón en función de la altura del elemento. Las probetas testigo se han tallado para obtener probetas cilíndricas de 10 x 20 cm.

En la figura 1 se indica la designación de cada una de las probetas testigo, de acuerdo con la

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Fig. 1. Definición de los pilares.



HORMIGON	ACERO	ARMADURA PRINCIPAL	CUANTIA	
			MECANICA [1]	GEOMETRICA (%)
H-250	AEH 400 S	4 ∅ 12	0,191	0,86
H-500		4 ∅ 12	0,096	0,86
H-800		4 ∅ 16	0,106	1,52

$\gamma_c = 1{,}50$; $\gamma_s = 1{,}10$

(1) Valores de características mecánicas nominales.

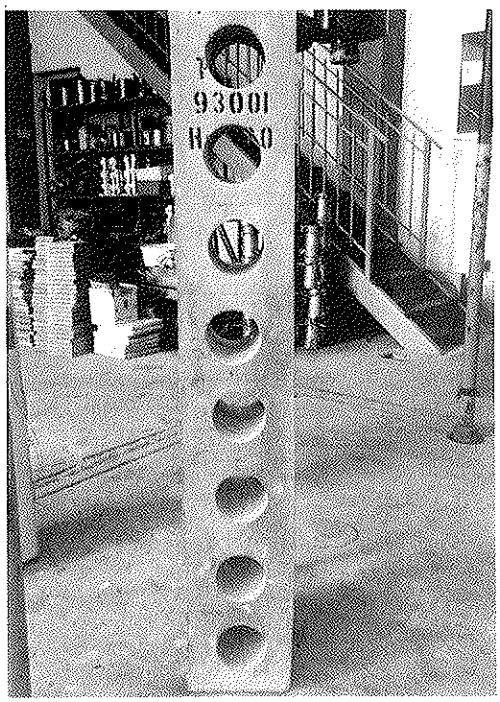


Foto 3. Testigos extraídos en un pilar tipo "T".

posición en el pilar (véase fotografía 3).

3.7. Realización de los ensayos

Dos pilares de cada tipo de hormigón se han ensayado a compresión, en una prensa de 600 t de carga máxima, gobernada por una central de presión MAN. La carga se ha aplicado por escalones, de aproximadamente 20 t para los pilares fabricados con hormigón H-500 y H-800, y 15 t para los pilares fabricados con hormigón H-250, de tal forma que el tiempo total de ensayo fuese aproximadmente de una hora.

Los testigos extraídos por cada tipo de hormigón, se han ensayado a los 28 días de edad, en las condiciones siguientes (véase figura nº 1).

–Testigos designados A1 a A5, tras tres días de secado al aire (condiciones ambientales medias T= = 24ºC y HR = 35%).

–Testigos designados W1 a W3, tras inmersión en agua durante tres días.

En cada caso, se ha determinado el módulo de deformación de acuerdo con la norma ASTM 469, sobre un testigo seco y otro saturado.

Las probetas moldeadas se han ensayado a compresión, a los 28 días de edad, tras su curado en cámara estándar y acondicionamiento de la forma siguiente:

–Cuatro probetas, en condiciones normalizadas de curado en cámara.

–Cuatro probetas, curadas en cámara y acondicionadas en ambiente de Laboratorio durante las 72 horas previas al ensayo.

–Cuatro probetas, curadas en cámara y acondicionadas mediante inmersión en agua 72 horas antes del ensayo.

3.8. Instrumentación de los pilares

Los pilares ensayados a compresión se han instrumentado con transductores LVDT, de 0,001 mm de apreciación, colocados en el centro de cada una de las caras y sobre una base de 1.000 mm, para la medida de las deformaciones del pilar durante el ensayo.

En cada una de las cuatro esquinas de la sección central se han colocado dos bandas extensométricas (total 8 bandas), a la altura de la armadura (3 cm de la arista), para registrar las deformaciones unitarias, de forma local, en la zona de

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

armadura longitudinal. Todas las medidas se han registrado mediante un equipo automático de adquisición de datos ORION 3531, fabricado por SCHLUMBERGER.

En las fotografías nºs 4 y 5 pueden verse algunos detalles de la disposición del ensayo e instrumentación empleada.

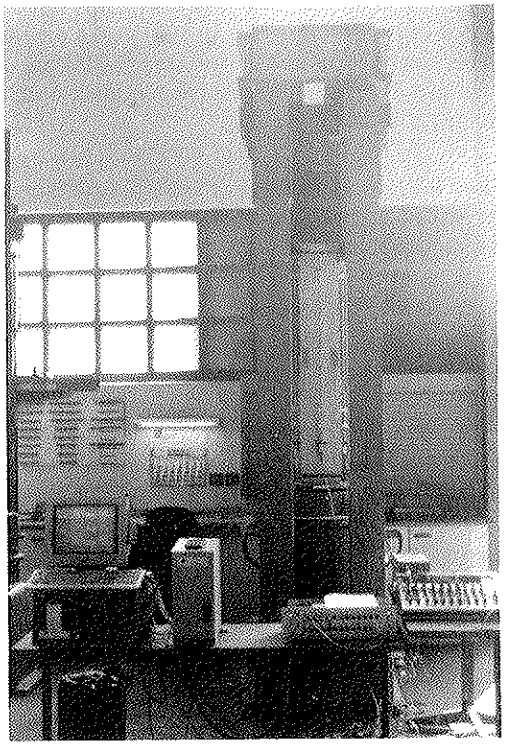


Foto 4. Ejecución del ensayo a compresión de pilares.

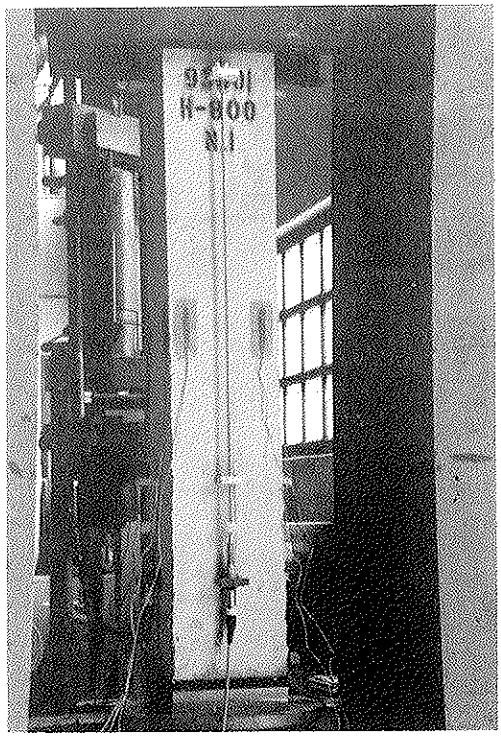


Foto 5. Ejecución del ensayo a compresión de pilares.

4. RESUMEN DE RESULTADOS

4.1. Probetas moldeadas y probetas testigo

En el cuadro nº 4 se recogen los resultados obtenidos sobre probetas moldeadas y probetas testigo. En el Cuadro nº 5 se representan los valores de resistencia de los testigos en función de la altura de extracción dentro del elemento.

4.2. Ensayo a compresión de pilares

En los Cuadros nºs 6 a 11 se recogen los resultados de los ensayos de los pilares.

En las figuras nºs 2 a 7 se han representado los diagramas carga-deformación unitaria de cada uno de los pilares.

En las fotografías nºs 6 a 8 pueden verse algunos detalles de las roturas ocurridas.

CUADRO 4

Resultados de probetas testigo y probetas moldeadas. Valores medios (1)

Tipo de hormigón	Resistencia a compresión de probetas moldeadas (Kp/cm²)			Resistencia a compresión de probetas testigo (Kp/cm²)		Módulo de deformación en probetas testigo Kp/cm²)	
	Curado normalizado	Secas	Saturadas	Secas	Saturadas	Secas	Saturadas
H-800	1013	1106	1078	1033	973	426.050	426.850
H-500	645	662	692	679	603	345.500	358.400
H-250	360	352	388	375	321	292.500	297.500

(1) Veánse condiciones de ensayo en 3.7.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

CUADRO 5

Resistencia de los testigos en función de la altura

Altura (cm)	Altura (% Total)	Resistencia del testigo (Kp/cm²)					
		H-800		H-500		H-250	
		Seco	Saturado	Seco	Saturado	Seco	Saturado
129,5	92,5	1.097	–	724	–	355	–
112,5	80,4	1.078	–	695	–	398	–
95,5	67,8	–	986	–	620	–	300
78,5	56	997	–	697	–	386	–
61,5	43,9	–	996	–	570	–	326
44,5	31,8	1.029	–	648	–	375	–
27,5	19,6	–	938	–	620	–	336
10,5	7,5	962	–	630	–	359	–

CUADRO 6

Resultados de ensayo a compresión de pilares
Pilar H-800 Nº 1

Tiempo de ensayo: 70 minutos

Carga (t)	Def. unitaria (‰)		σ_s (Kp/cm²) (3)	E_c (Kp/cm²) (3)
	LVDT (1)	Bandas (2)		
30,2	0,11	0,13	270	481.600
60,2	0,24	0,25	520	441.160
90,4	0,37	0,37	770	430.150
121,2	0,50	0,48	998	427.780
151,0	0,63	0,60	1248	422.880
181,3	0,76	0,72	1498	420.900
209,7	0,87	0,82	1706	425.750
243,2	1,01	0,95	1975	425.360
273,3	1,15	1,09	2268	419.180
300,8	1,26	1,18	2454	421.590
330,8	1,40	1,30	2704	417.220
360,0	1,53	1,41	2933	415.560
390,2	1,67	1,55	3224	412.260
424,1	1,83	1,68	3495	408.970
457,4	1,97	1,80		
Rotura 458,3	1,98	1,81	3764	408.560
449,3	1,79	1,78		

NOTAS:
(1) Medida con transductores LVDT, en base de 1.000 mm, en el centro de las caras.
(2) Medida con bandas extensométricas en las esquinas, a la altura de la armadura.
(3) σ_s calculada con la deformación "Bandas" y el diagrama del acero real. E_c calculado descontando la tensión que soportan las armaduras (σ_s) y la deformación "LVDT".

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

CUADRO 7

Resultados de ensayo a compresión de pilares – Pilar H-800 Nº 2 – Tiempo de ensayo: 65 minutos

	Carga (t)	Def. unitaria (‰)		σ_s (Kp/cm²) (3)	E_c (Kp/cm²) (3)
		LVDT (1)	Bandas (2)		
	30,2	0,11	0,13	271	481.440
	60,4	0,23	0,25	520	461.980
	91,1	0,35	0,37	770	458.510
	121,6	0,48	0,49	1019	446.510
	149,7	0,60	0,60	1248	440.020
	181,6	0,72	0,72	1498	445.070
	209,8	0,83	0,82	1706	446.500
	239,8	0,96	0,94	1955	441.140
	271,2	1,10	1,07	2225	435.300
	302,2	1,23	1,18	2454	434.100
	332,9	1,36	1,31	2725	432.170
	364,3	1,49	1,43	2974	431.760
	394,7	1,63	1,56	3245	427.400
	422,3	1,76	1,68	3495	423.310
	453,1	1,91	1,81	3764	418.390
Rotura	482,3	2,03	1,93	4035	418.700
	486,6	2,05	1,94		
	483,2	2,07	1,95		

NOTAS:
(1) Medida con transductores LVDT, en base de 1.000 mm, en el centro de las caras.
(2) Medida con bandas extensométricas en las esquinas, a la altura de la armadura.
(3) σ_s calculada con la deformación "Bandas" y el diagrama del acero real. E_c calculado descontando la tensión que soportan las armaduras (σ_s) y la deformación "LVDT".

CUADRO 8

Resultados de ensayo a compresión de pilares – Pilar H-500 Nº 1 – Tiempo de ensayo: 67 minutos

	Carga (t)	Def. unitaria (‰)		σ_s (Kp/cm²) (3)	E_c (Kp/cm²) (3)
		LVDT	Bandas (2)		
	19,8	0,08	0,16	334	432.160
	40,8	0,18	0,25	522	403.680
	60,4	0,28	0,32	669	387.340
	81,1	0,39	0,40	836	374.770
	100,0	0,48	0,48	1004	375.940
	120,2	0,58	0,57	1191	374.200
	141,0	0,69	0,67	1400	368.940
	161,3	0,81	0,77	1609	359.450
	180,7	0,92	0,86	1797	354.590
	201,7	1,06	0,97	2027	343.350
	221,5	1,19	1,08	2257	335.640
	240,9	1,34	1,18	2466	324.100
	261,0	1,49	1,33	2780	315.170
	281,5	1,66	1,46	3051	304.850
	300,8	1,82	1,60	3344	296.720
	322,7	2,04	1,79	3741	283.350
Rotura	338,0	2,19	1,90	4013	274.990
	341,1	2,22	1,92		
	335,8	2,24	1,94		

NOTAS:
(1) Medida con transductores LVDT, en base de 1.000 mm, en el centro de las caras.
(2) Medida con bandas extensométricas en las esquinas, a la altura de la armadura.
(3) σ_s calculada con la deformación "Bandas" y el diagrama del acero real. E_c calculado descontando la tensión que soportan las armaduras (σ_s) y la deformación "LVDT".

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

CUADRO 9

Resultados de ensayo a compresión de pilares - Pilar H-500 Nº 2 - Tiempo de ensayo: 54 minutos

	Carga (t)	Def. unitaria (‰)		σ_c (Kp/cm²) (3)	E_c (Kp/cm²) (3)
		LVDT (1)	Bandas (2)		
	20,5	0,08	0,13	272	455.360
	39,5	0,17	0,19	397	419.926
	61,2	0,26	0,28	585	425.720
	81,2	0,36	0,35	732	408.990
	100,4	0,45	0,43	899	404.680
	120,5	0,55	0,51	1066	397.580
	140,9	0,66	0,59	1233	387.590
	161,4	0,77	0,67	1400	380.690
	182,2	0,89	0,77	1609	371.530
	200,9	1,00	0,85	1776	364.580
	220,0	1,13	0,95	1986	353.000
	240,9	1,27	1,07	2236	343.516
	259,8	1,42	1,18	2466	331.000
	282,2	1,57	1,30	2717	324.980
	302,5	1,74	1,44	3010	313.850
	323,5	1,96	1,60	3344	297.415
Rotura	336,6	2,07	1,69	3595	288.960
	338,8	2,11	1,72		
	336,3	2,17	1,78		

NOTAS:
(1) Medida con transductores LVDT, en base de 1.000 mm, en el centro de las caras.
(2) Medida con bandas extensométricas en las esquinas, a la altura de la armadura.
(3) σ_c calculada con la deformación "Bandas" y el diagrama del acero real. E_c calculado descontando la tensión que soportan las armaduras (σ_s) y la deformación "LVDT".

CUADRO 10

Resultados de ensayo a compresión de pilares - Pilar H-250 Nº 1 - Tiempo de ensayo: 60 minutos

	Carga (t)	Def. unitaria (‰)		σ_c (Kp/cm²) (3)	E_c (Kp/cm²) (3)
		LVDT (1)	Bandas (2)		
	16,0	0,08	0,10	203	356.370
	32,7	0,17	0,19	386	344.200
	45,2	0,25	0,24	487	325.120
	60,8	0,35	0,32	650	312.500
	75,3	0,45	0,41	832	300.510
	91,0	0,58	0,52	1056	281.020
	105,6	0,72	0,62	1259	262.300
	120,8	0,86	0,74	1502	250.590
	135,3	1,02	0,88	1786	235.780
	151,3	1,24	1,06	2152	215.810
	164,9	1,45	1,24	2517	200.130
	180,9	1,79	1,53	3106	176.200
	195,0	(4)	(4)	—	—
	209,8	(4)	(4)	—	—
Rotura	215,0	2,86	2,48	5066	120.600
	217,5	3,05	2,65		
	216,5	3,18	2,73		

NOTAS:
(1) Medida con transductores LVDT, en base de 1.000 mm, en el centro de las caras.
(2) Medida con bandas extensométricas en las esquinas, a la altura de la armadura.
(3) σ_c calculada con la deformación "Bandas" y el diagrama del acero real. E_c calculado descontando la tensión que soportan las armaduras (σ_s) y la deformación "LVDT".
(4) Valor no estabilizado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

CUADRO 11

Resultados de ensayo a compresión de pilares – Pilar H-250 Nº 2 – Tiempo de ensayo: 45 minutos

Carga (t)	Def. unitaria (‰)		σ_s (Kp/cm²) (3)	E_c (Kp/cm²) (3)
	LVDT (1)	Bandas (2)		
14,5	0,06	0,12	244	422.060
30,1	0,15	0,19	386	357.320
44,7	0,24	0,26	528	333.260
59,0	0,33	0,31	629	321.670
75,3	0,44	0,41	832	307.340
90,0	0,56	0,52	1056	287.680
105,1	0,68	0,59	1198	277.100
119,5	0,81	0,69	1401	264.100
137,3	1,03	0,97	1969	235.640
150,0	1,18	1,06	2152	224.700
164,5	1,39	1,22	2477	208.480
180,1	1,67	1,42	2883	189.100
195,2	(4)	(4)	–	–
210,0	2,34	1,72		
Rotura 210,3	2,61	1,90	3857	139.680
206,3	3,09	2,15		

NOTAS:

(1) Medida con transductores LVDT, en base de 1.000 mm, en el centro de las caras.

(2) Medida con bandas extensométricas en las esquinas, a la altura de la armadura.

(3) σ_c calculada en la deformación "Bandas" y el diagrama del acero real. E_c calculado descontando la tensión que soportan las armaduras (σ_s) a la deformación "LVDT".

(4) Valor no estabilizado.

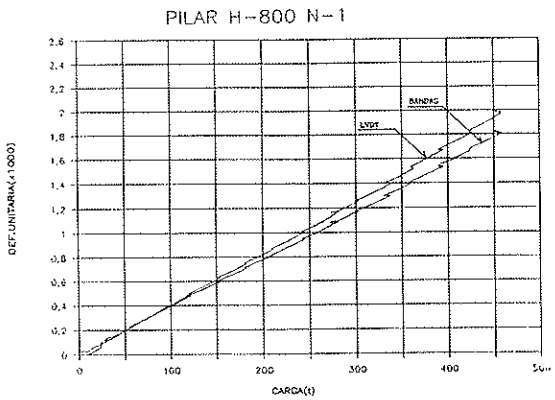


Fig. 2. Resultados de ensayo a compresión de pilares.

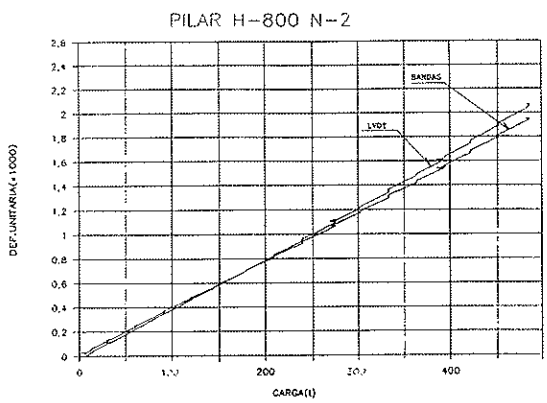


Fig. 3. Resultados de ensayo a compresión de pilares.

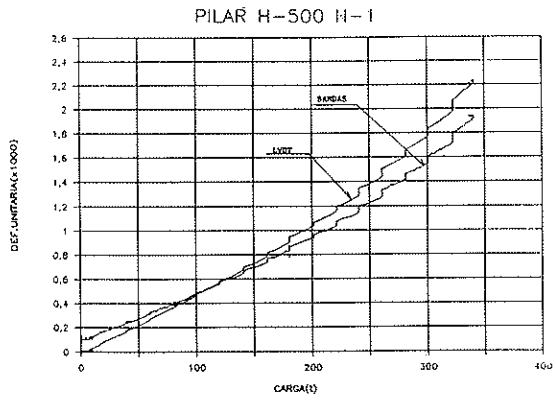


Fig. 4. Resultados de ensayo a compresión de pilares.

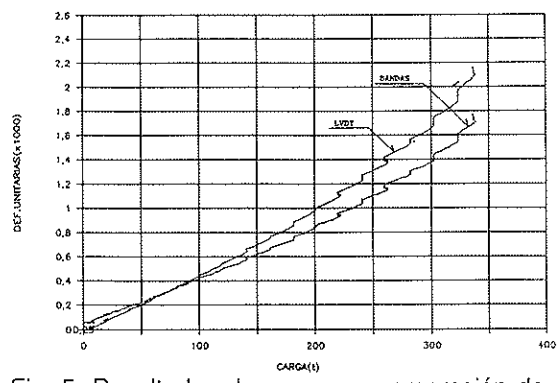


Fig. 5. Resultados de ensayo a compresión de pilares.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

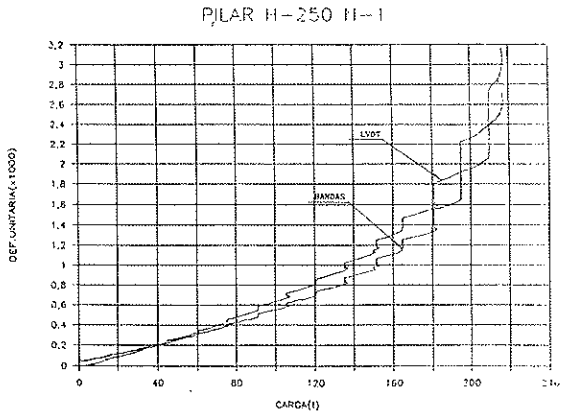


Fig. 6. Resultados de ensayo a compresión de pilares.

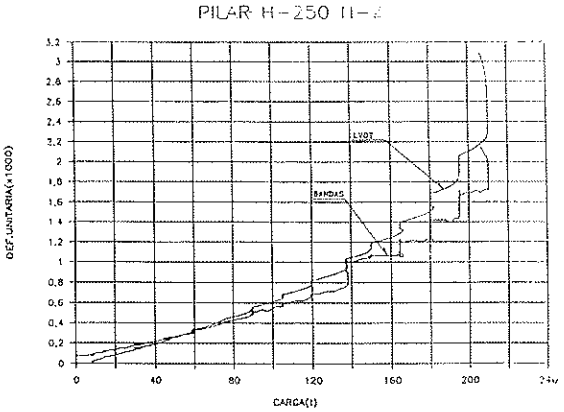


Fig. 7. Resultados de ensayo a compresión de pilares.

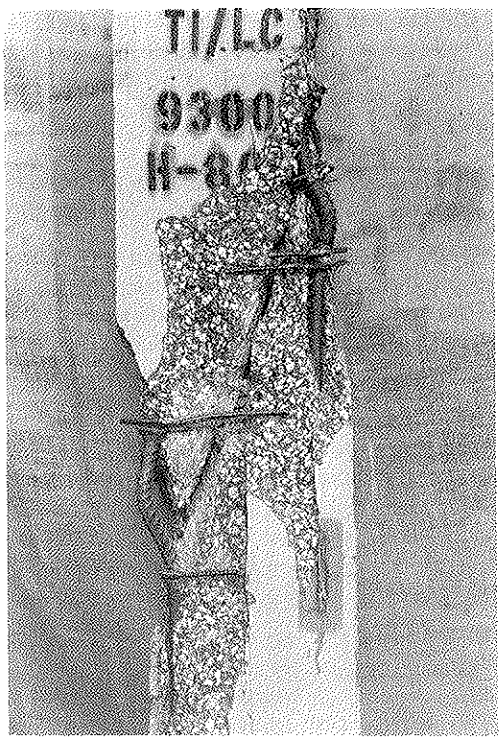


Foto 6. Rotura de un pilar de hormigón H-800.

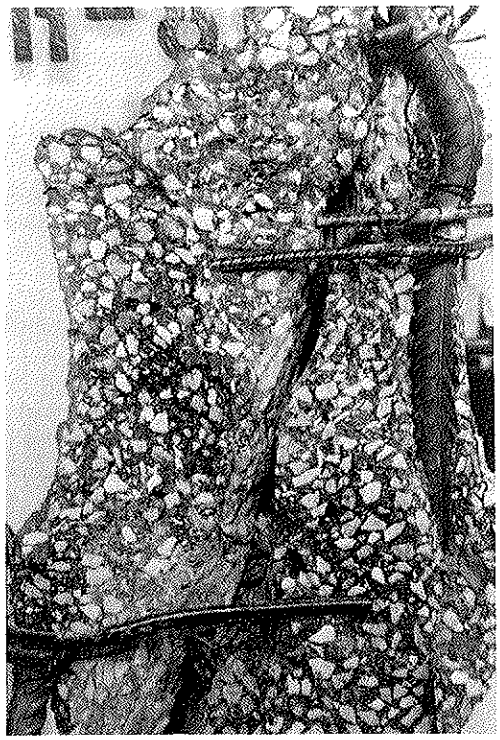


Foto 7. Rotura de un pilar de hormigón H-800.

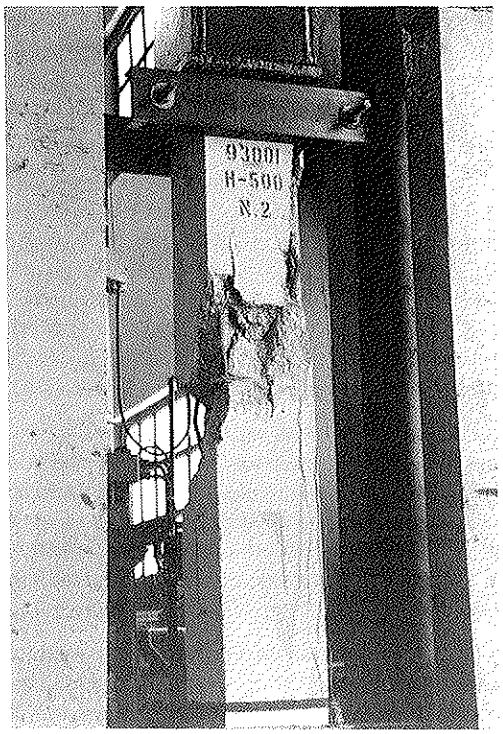


Foto 8. Rotura de un pilar de hormigón H-500.

5. ANALISIS DE RESULTADOS

5.1. Diferencia en el estado de humedad en probetas moldeadas

No se aprecia una diferencia clara entre los tres

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

tipos de acondicionamiento previo al ensayo efectuado, a diferencia de los hormigones de resistencias nominales.

Posiblemente, la baja porosidad de estos hormigones hace difícil conseguir un secado eficaz por exposición al aire en poco tiempo, incluso en la época en la que se han realizado estos ensayos. (Verano, zona centro de España).

5.2. Influencia de la altura de extracción en la resistencia de las probetas testigo

Los valores máximos siempre se dan en el tercio superior, aunque sin una relación clara de influencia de la altura. No se sigue, por tanto, la ley de los hormigones habituales.

La buena ejecución del hormigonado de los pilares ha podido no representar unas condiciones de hormigonado medias de obra.

5.3. Relación resistencia de probetas testigo-resistencia de probetas moldeadas

La comparación se realiza entre probetas testigo y moldeadas, ensayadas en condiciones análogas de humedad (pero no de curado). Dado lo expuesto en 5.1., se considera como comparación representativa, la resistencia de los tesigos saturados y las probetas moldeadas curadas siempre en condiciones normalizadas.

Las condiciones de curado, dada la época del año, prácticamente han sido iguales en cuanto a temperatura (T media = 20ºC); pero las condiciones de humedad relativa han diferido bastante. Así, el curado de los testigos se corresponde con el de los pilares, sometidos a una humedad relativa media del orden del 40%, mientras que las probetas moldeadas se han curado con HR ≥ 95%.

En la figura 8 se ha representado la relación, en las condiciones mencionadas, entre la resistencia media de probetas testigo y probetas moldeadas normalizadas, en función de la resistencia en probeta moldeada. Se observa una ligera dependencia de la resistencia, aumentando la relación al aumentar ésta.

Una posible causa de este fenómeno puede atribuirse a la buena compactación general de los pilares, y en particular de los fabricados con hormigón H-800 y H-500, favorecida por su elevada consistencia.

5.4. Relación entre la resistencia de probetas testigo secas y saturadas

En la figura 9 se ha representado la relación entre la resistencia de los testigos secos y saturados, en función de la resistencia de los testigos saturados.

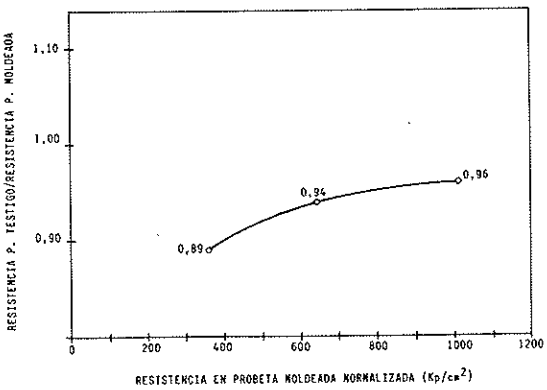


Fig. 8. Relación entre resistencias de probetas testigo y moldeadas.

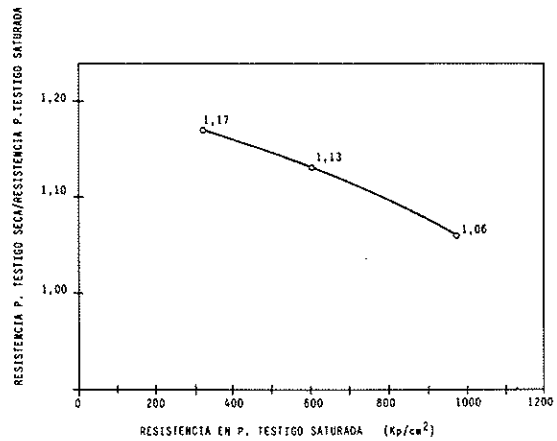


Fig. 9. Relación entre testigos secos y saturados.

Se observa una dependencia importante de esta relación con la resistencia, disminuyendo sensiblemente al aumentar ésta, lo cual tiene su explicación en la menor absorción de estos hormigones.

5.5. Relación entre el módulo de deformación del pilar y el de las probetas testigo

En los Cuadros 6 a 11 se recogen los resultados obtenidos en el ensayo a compresión de los pilares, en los cuales se ha calculado el módulo de deformación que corresponde, en cada escalón, en función de las deformaciones ocurridas.

En el Cuadro 12 se comparan los módulos de deformación correspondientes a los ensayos de pilares, en un escalón que representa entre el 40 y el 45% de la carga última de ensayo y los determinados sobre probetas testigo en condiciones de humedad semejantes a las de los pilares ensayados.

Se observa que para toda la gama de resistencias contempladas en el estudio, el módulo de deformación de las probetas testigo, determinado según ASTM 469, representa, con muy buena aproximación, el del hormigón del pilar bajo una situación de carga del orden de la de servicio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

CUADRO 12

Comparación entre los módulos de deformación del hormigón en ensayo de pilares y testigos

Tipo de hormigón	E_c pilar (Kp/cm²) (1)	E_c testigo (Kp/cm²)
H-800	432.985	426.850
H-500	378.265	345.500
H-250	284.350	292.500

(1) Determinado a un 40-45% de la carga última de ensayo.

5.6. Análisis de los ensayos a compresión de pilares. Propuesta de una fórmula

En el Cuadro 13 se recogen los datos más significativos de los esfuerzos últimos obtenidos en los ensayos de pilares.

Se han calculado los coeficientes K resultantes, utilizando tres hipótesis de resistencias del hormigón.

Se observa una dependencia entre el coeficiente K y la resistencia del hormigón, disminuyendo el valor de K a medida que disminuye la resistencia. La correlación entre el valor de K y la resistencia determinada en probeta testigo, en condiciones de humedad análogas a las del pilar, resulta:

$$K = 1{,}084 - 0{,}0002738\ f_c$$

con coeficiente de correlación $R^2 = 1$, y que adopta el valor K = 1, para $f_c = 306$ Kp/cm².

Dado que el valor de K que recogen las diferentes normas refleja, además, el factor de cansancio del hormigón, es necesario, si queremos adoptar alguna fórmula que refleje la variación del coeficiente K con la resistencia, fijar el valor máximo del mismo y la resistencia correspondiente. Hay que tener en cuenta, además, que la correlación anteriormente establecida se refiere a probetas testigo cilíndricas, de 10 cm de diámetro, y en condiciones de humedad no saturadas, y a nivel de normativa siempre se consideran probetas normalizadas. No obstante, sea cual sea la probeta de referencia, lo que sí podemos admitir es que la resistencia, determinada según ésta, será proporcional a la resistencia del testigo en estas condiciones, y por lo tanto dar por válida la pendiente de la recta de correlación antes determinada.

Una fórmula relativamente sencilla, aplicada a nuestra normativa utilizando las unidades habituales (Kp/cm²), y que representa bien los resultados de ensayo, puede ser la siguiente:

$$f_{ck} \leq 250\ \text{Kp/cm}^2 \qquad K = 0{,}85$$

$$f_{ck} > 250\ \text{Kp/cm}^2 \qquad K = 0{,}90\left(1 - \frac{f_{ck}}{3500}\right)$$

CUADRO 13

Análisis de los ensayos hasta rotura de pilares

$$N_u = K\ A_c\ f_c + A_s\ f_y$$

Pilar	Carga última en ensayo (t)	Deformación última (‰)	f_y última en ensayo (Kp/cm²)	K (1)		
				A	B	C
H-800 N-1	458,3	1,98	3764	0,78	0,80	0,83
H-800 N-2	486,6	2,05	4035	0,83	0,85	0,88
Media	472,4	2,01	3900	0,80	0,82	0,86
H-500 N-1	341,1	2,22	4013	0,90	0,95	0,99
H-500 N-2	338,8	2,11	3595	0,90	0,94	0,98
Media	340,0	2,16	3804	0,90	0,94	0,98
H-250 N-1	217,5	3,05	5066	0,98	1,02	1,06
H-250 N-2	210,3	2,61	3857	0,97	1,01	1,05
Media	213,9	2,83	4462	0,98	1,02	1,06

(1): (A) Utilizando la resistencia de los testigos secos.
(B) Utilizando la resistencia de la probeta cilíndrica 10 x 20, en curado normalizado.
(C) Considerando probeta cilíndrica normalizada, de 15 x 30, con coeficiente de paso 0,96.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Con ella resultarían los siguientes coeficientes:

f_{ck} (Kp/cm²)	K
≤ 250	0,85
300	0,82
500	0,77
800	0,69
1000	0,64

Como puede observarse, los resultados alcanzados presentan una excelente concordancia con los adoptados por la Norma Noruega.

BIBLIOGRAFIA

(1) GONZALEZ ISABEL, G.: "Hormigón de alta resistencia". INTEMAC 1993.

(2) CEB-FIP MODEL CODE 1990. Comité Eurointernational du Beton. Thomas Telford 1993.

(3) EUROCODIGO EC-2: "Proyecto de Estructuras de Hormigón". Borrador 1991.

(4) ACI 318-89: "Building Code Requirements for Reinforced Concrete". Revisión 1992.

(5) NS 3473: "Concrete Structures. Design rules". Norwegian Council for Building Standardization (NBR) 1992.

(6) Utilization of high Strength Concrete, Symposium in Lillehammer. Proceedings. Noruega, Junio 1993.

(7) CALAVERA, J.; APARICIO, G.; DELIBES, A.; GONZALEZ-ISABEL, G.: "El relleno de taladros producidos por la extracción de probetas testigo y su influencia en la resistencia de los pilares de hormigón armado". Informes de la Construcción nº 268.

RESUMEN

El presente trabajo recoge los resultados de las investigaciones desarrolladas en INTEMAC sobre pilares de hormigón armado fabricados con hormigón de alta resistencia.

Se han fabricado y ensayado pilares de hormigón armado, utilizando hormigones que contemplan la gama de resistencias a compresión desde los 350 Kp/cm² hasta los 1.100 Kp/cm².

Se analiza el comportamiento a rotura frente a esfuerzos de compresión centrada, sus diferentes diagramas cargas-deformaciones, y se propone una fórmula correctora para el cálculo de piezas de hormigón armado, en compresión centrada, que contemple los distintos valores de resistencia a compresión del hormigón.

Asímismo, se estudian diversas relaciones entre probetas moldeadas y probetas testigo procedentes de los pilares fabricados.

SUMMARY

The formulae for calculations of reinforced concrete columns presents notable divergences between the little Standards which dealts with. The Spanish Standardization doesn't consider the case.

Authors have carried out an experimental investigation by means of laboratory test of nine columns with different concrete strengths. The study has undertaken well the direct test of columns or strength concrete control by means of molded specimens and core specimens.

As a result of the investigation carried out, a formulation proposal is done for the case of high strength concretes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Métodos simplificados, basados en el Código Modelo 90, para el cálculo de flechas instantáneas en elementos de hormigón sometidos a esfuerzos combinados de flexión y compresión

Miguel A. Fernández Prada
Dr. Ingeniero de Caminos
Dpto.Ingeniería de la Construcción

Fernando Fargueta Cerdá
Dr. Ingeniero de Caminos
Dpto. Mecánica M. Continuos y T. de Estructuras

Pedro F. Miguel Sosa
Dr. Ingeniero de Caminos
Dpto. Ingeniería de la Construcción

Universidad Politécnica de Valencia

1. INTRODUCCION

El Código Modelo 90 [ref. 1] establece unas bases generales del comportamiento del hormigón fisurado para el cálculo de flechas, que abarcan al ámbito de los elementos sometidos, simultáneamente, a esfuerzos de flexión y compresión. Sin embargo, este planteamiento conduce a una formulación general que exige un gran esfuerzo de cálculo y, consecuentemente, su aplicación resulta poco operativa para el cálculo de flechas, en los casos más usuales.

Para un cálculo de flechas más simplificado, el propio Código Modelo 90 remite al "Manual de Fisuración y Deformaciones" del C.E.B. [ref. 2], en el que se establece un diagrama bilineal, simplificado, momento-curvatura, para secciones de hormigón sometidas a esfuerzos combinados de flexión y compresión y, además, se presenta un método bilineal para el cálculo de flechas, que obtiene la flecha probable por interpolación entre las flechas calculadas en hipótesis de sección no fisurada y en hipótesis de sección totalmente fisurada, sin esfuerzo axil.

La aplicación del método bilineal del "Manual de Fisuración y Deformaciones" del C.E.B., que muestra una buena concordancia con los resultados proporcionados por el método general de integración de curvaturas del Código Modelo 90 para el caso de piezas de hormigón armado sometidas a flexión compuesta, conduce, no obstante, en vigas pretensadas, a errores en el cálculo de la flecha, que pueden ser del orden del 50%.

En este trabajo se propone una simplificación en la expresión de la curvatura media, para el cálculo de flechas instantáneas mediante integración de curvaturas, a partir de los valores correspondientes a flexión simple y, por tanto, de fácil evaluación. Además, se presenta un método bilineal que calcula la flecha instantánea por interpolación de las flechas obtenidas en hipótesis de sección sin fisurar y en hipótesis de sección totalmente fisurada, con esfuerzo axil, que ofrece un buen ajuste con respecto al método general de integración de curvaturas del Código Modelo 90, tanto para el caso de piezas de hormigón armado sometidas a flexión compuesta, como para el caso de piezas pretensadas.

2. PLANTEAMIENTO GENERAL DEL CODIGO MODELO 90 Y SIMPLIFICACIONES DEL "MANUAL DE FISURACION Y DEFORMACIONES" DEL C.E.B.

El Código Modelo 90 adopta la integración de curvaturas como procedimiento general para el cálculo de flechas y establece un valor de curvatura media, $1/r_m$, válido para el caso general de piezas sometidas a esfuerzos de flexión y compresión

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

(con esfuerzo axil actuando en el centro de gravedad de la sección total) definido por:

$$\frac{1}{r_m} = \frac{1}{r_{2N}} - \left(\frac{1}{r_{2r}} - \frac{1}{r_{1r}}\right)\beta\left(\frac{M_r}{M}\right) \qquad (1)$$

siendo:

$1/r_{2N}$ la curvatura correspondiente a sección completamente fisurada (estado II) y solicitada por los esfuerzos M y N, debidos al caso de carga estudiado.

$1/r_{1r}$ y $1/r_{2r}$ las curvaturas correspondientes a sección sin fisurar (estado I) y completamente fisurada (estado II), respectivamente, y solicitadas por el esfuerzo axil N y el momento de fisuración M_r. β un coeficiente que depende de las propiedades de adherencia de las armaduras y de la duración o repetición de las cargas.

El cálculo de curvaturas en secciones fisuradas (estado II) sometidas, simultáneamente, a esfuerzos de flexión y compresión, representa un problema complejo puesto que la relación momento-curvatura ya no es lineal, al depender la posición de la fibra neutra, y consecuentemente la rigidez de la sección, de los esfuerzos M y N aplicados a la sección. En efecto, consideremos una sección sometida a un momento flector M y a un esfuerzo normal de compresión N, actuando en una fibra de referencia situada a una profundidad v con respecto a la fibra más comprimida (figura 1). Las ecuaciones de equilibrio de esfuerzos y de compatibilidad de las deformaciones, pueden escribirse en la siguiente forma:

$$\left.\begin{aligned} N &= E_c\,[A(x)\,\varepsilon_o + S(x)\,c] \\ M &= E_c\,[S(x)\,\varepsilon_o + I(x)\,c] \\ 0 &= \varepsilon_o + c(v - x) \end{aligned}\right\} \qquad (2)$$

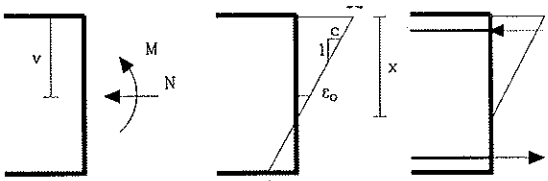


Figura 1. Esfuerzos, deformaciones y tensiones en sección fisurada.

donde ε_o es la deformación unitaria en la fibra de referencia donde están aplicados los esfuerzos, $c = 1/r_{2N}$ es la curvatura de la sección, x es la profundidad de la fibra neutra, A(x) es el área de la sección homogeneizada, S(x) es el momento estático respecto a la fibra de referencia de la sección homogeneizada, e I(x) es el momento de inercia de la sección homogeneizada con respecto a la fibra de referencia.

La resolución del sistema de ecuaciones (2), que es no-lineal en x, debe abordarse mediante un proceso iterativo. Ello hace que la formulación general del cálculo de flechas, en elementos sometidos a solicitaciones combinadas de flexión y compresión, no sea de aplicación sencilla y operativa para la comprobación del estado límite de deformación en los casos más usuales. Por ello, el Código Modelo 90 remite, para las aplicaciones prácticas, al método bilineal simplificado que se expone en el Boletín nº 158-E del C.E.B. "Manual de Fisuración y Deformaciones".

Dicho "Manual de Fisuración y Deformaciones" establece que la curvatura de secciones sometidas a flexión compuesta puede aproximarse, con suficiente precisión, mediante dos rectas (figura 2) correspondientes, respectivamente a:

- La curvatura $1/r_1$ para estado I, igual a flexión simple.
- La curvatura $1/r_{2N}$ para estado II, paralela a la curvatura $1/r_{2o}$ en flexión simple.

En hipótesis de sección fisurada y para valores altos del momento flector, la relación momento-curvatura tiende a seguir una línea paralela a la correspondiente a esta misma hipótesis en flexión simple, de manera que la curvatura, simplificadamente, puede expresarse en la forma:

$$\frac{1}{r_{2N}} = \frac{1}{r_{2o}} - \Delta\frac{1}{r_2}$$

siendo $1/r_{2N}$ la curvatura correspondiente a flexión compuesta en estado II, $1/r_{2o}$ la curvatura correspondiente a flexión simple en estado II y $\Delta\ 1/r_2$ el incremento de curvatura debido al esfuerzo normal N, al cambiar el centro de gravedad de la sección por efecto de la fisuración, desde sección no fisurada a sección fisurada. Este incremento de curvatura viene dado por:

$$\Delta\frac{1}{r_2} = \frac{N(x_1 - x_2)}{E_c I_f} = \frac{N\,x_{12}}{E_c I_f} = \frac{M_0}{E_c I_f}$$

donde:

x_1 = Profundidad de la fibra neutra para estado I, en flexión simple.

x_2 = Profundidad de la fibra neutra para estado II, en flexión simple.

$x_{12} = x_1 - x_2$

$M_0 = N \cdot x_{12}$, valor del momento flector producido por el esfuerzo axil aplicado en el c.d.g. de la sección no fisurada, respecto al c.d.g. de la sección fisurada.

I_f = Momento de inercia de la sección fisurada, en flexión simple.

La intersección de las dos rectas que definen el diagrama bilineal simplificado de la figura 2, viene dada por el momento M'_0 de valor:

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

$$M'_0 = \frac{N\, x_{i2}}{1 - \frac{I_f}{I_i}} = \frac{M_0}{1 - \frac{I_f}{I_i}}$$

siendo I_i la inercia de la sección sin fisurar.

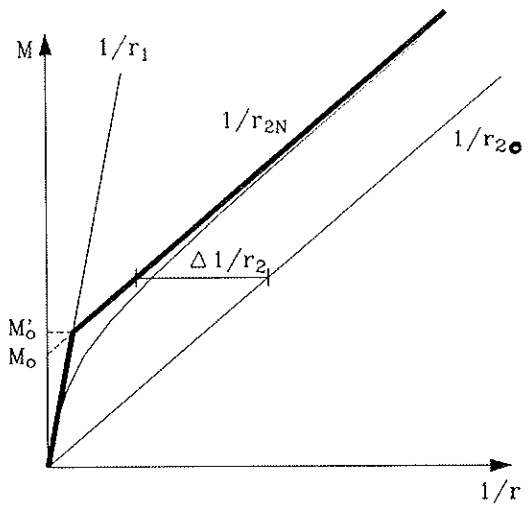


Figura 2. Diagrama momento-curvatura de la sec – ción en flexión compuesta. Aproximación bilineal.

Como método simplificado de cálculo de flechas en piezas sometidas a esfuerzos combinados de flexión y compresión, el "Manual de Fisuración y Deformaciones" del C.E.B. propone el método bilineal, consistente en calcular las flechas extremas, y_1 e y_2, correspondientes a los estados I y II, respectivamente, en flexión simple, y obtener la flecha probable "y" mediante una interpolación lineal definida por la siguiente expresión:

$$y = (1 - \zeta_b)\, y_1 + \zeta_b\, y_2 \qquad (3)$$

En esta ecuación el factor de interpolación ζ_b se calcula con las características de la sección crítica o determinante (sección central para vanos simples o continuos y sección de arranque para voladizos) de acuerdo con el siguiente esquema:

$$\text{Si } \beta\, M_{fD} \geq M'_{oD} \begin{cases} \zeta_b = 1 - \beta \dfrac{M_{fD}}{M_D} \\ \zeta_b = 0, \text{ para } M_D < M_{fD} \end{cases}$$

$$\text{Si } \beta\, M_{fD} < M'_{oD} \begin{cases} \zeta_b = 1 - \dfrac{M'_{oD}}{M_D} \\ \zeta_b = 0, \text{ para } M_D < M'_{oD} \end{cases}$$

donde:

β es el mismo coeficiente referido anteriormente.

M_D es el momento flector en la sección determinante.

M'_{oD} es el valor del momento M'_0 para la sección determinante.

M_{fD} es el momento de fisuración para la sección determinante, cuyo valor viene dado por:

$$M_{fD} = \left(f_{cf} + \frac{N}{A_i} \right) W_i$$

siendo f_{cf} la resistencia a flexotracción del hormigón, A_i el área de la sección no fisurada, que puede tomarse, de manera simplificada, igual al área de la sección bruta de hormigón, y W_i el módulo resistente de la sección no fisurada con respecto a la fibra extrema en tracción, que puede, igualmente, calcularse de forma simplificada, considerando exclusivamente las características de la sección bruta de hormigón.

El cálculo de las flechas y_1 e y_2 puede también realizarse a partir de las características de la sección determinante, despreciando de esta forma los efectos de la variación de armaduras a lo largo de la pieza.

Una completa descripción del planteamiento general y de la simplificación bilineal para el cálculo de flechas, acordes con el Código Modelo 90, ha sido realizada por R. Favre y H. Charif en la referencia 3.

3. EXPRESION DE LA CURVATURA MEDIA CON AXIL, EN FUNCION DE LA CURVATURA MEDIA SIN AXIL

Como ha quedado expuesto en el apartado anterior, la principal dificultad del método general de integración de curvaturas propuesto por el Código Modelo 90, estriba en el cálculo de las curvaturas correspondientes a secciones completamente fisuradas, ya que en este caso la relación momento-curvatura no es lineal y su cálculo debe realizarse mediante un proceso iterativo.

Sin embargo, adoptando el diagrama bilineal simplificado momento-curvatura para las secciones completamente fisuradas propuesto por el "Manual de Fisuración y Deformaciones" del C.E.B. (figura 2) es posible obtener una expresión simplificada de la curvatura media, que permite su cálculo a partir de la curvatura media en flexión simple.

En efecto, el Código Modelo 90 establece, como valor de la curvatura media, para el caso general de piezas sometidas a flexión compuesta con esfuerzo axil actuando en el c.d.g. de la sección total, el dado por la expresión (1); pero teniendo en cuenta que, de acuerdo con el diagra-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

ma bilineal simplificado (figura 2), las curvaturas $1/r_{2N}$ y $1/r_{2r}$ pueden escribirse en la forma:

$$\frac{1}{r_{2N}} = \frac{1}{r_{2o}} - \Delta\frac{1}{r_2} = \frac{1}{r_{2o}} - \frac{M_0}{E_c I_f}$$

$$\frac{1}{r_{2r}} = \frac{1}{r_{2or}} - \Delta\frac{1}{r_2} = \frac{1}{r_{2o}}\frac{M_f}{M} - \frac{M_0}{E_c I_f}$$

y que, por otra parte es:

$$\frac{1}{r_{1r}} = \frac{1}{r_1}\frac{M_f}{M}$$

la curvatura media puede, simplificadamente, expresarse por:

$$\frac{1}{r_m} = \beta\left(\frac{M_f}{M}\right)^2\frac{1}{r_1} + \left[1-\beta\left(\frac{M_f}{M}\right)^2\right]\frac{1}{r_{2o}} - \quad (4)$$

$$- \left(1-\beta\frac{M_f}{M}\right)\frac{M_o}{E_c I_f}.$$

y teniendo en cuenta que:

$$\zeta = 1-\beta\left(\frac{M_f}{M}\right)^2$$

la expresión (4) se escribe en la forma:

$$\frac{1}{r_m} = (1-\zeta)\frac{1}{r_1} + \zeta\frac{1}{r_{2o}} - \left(1-\beta\frac{M_f}{M}\right)\frac{M_o}{E_c I_f} \not< \frac{1}{r_1} \quad (5)$$

La expresión simplificada (5) de la curvatura media, también puede escribirse como:

$$\left(\frac{1}{r_m}\right)_N = \left(\frac{1}{r_m}\right)_{N=0} - \left(1-\beta\frac{M_f}{M}\right)\frac{M_o}{E_c I_f} \not< \frac{1}{r_1} \quad (6)$$

Esta expresión no requiere, para su aplicación práctica, el cálculo de curvaturas en secciones completamente fisuradas sometidas simultáneamente a esfuerzos de flexión y compresión.

Para comprobar la aproximación de los valores de flechas instantáneas proporcionados por la integración de curvaturas utilizando la expresión (6), con respecto a los obtenidos mediante la expresión general (1) del Código Modelo 90, se presentan, en la figura 3, los gráficos flecha-esfuerzo axil, obtenidos por ambos procedimientos, para el caso de una viga biapoyada, de 6,00 m de luz, de sección rectangular de 30 cm de ancho y 50 cm de canto total (canto útil = 45 cm), armada con 3 ϕ 20 superiormente y 5 ϕ 20 inferiormente, que se mantienen constantes a lo largo de la viga. Las características de los materiales son: hormigón tipo H-200 y acero tipo AEH-500 N. La viga se ha considerado sometida, simultáneamente, a una carga uniformemente distribuida de 3,50 t/m, de las que 2,50 t/m corresponden a cargas permanentes y 1,00 t/m a sobrecargas, y a un esfuerzo axil exterior de compresión, N, actuando en el c.d.g. de la sección sin fisurar.

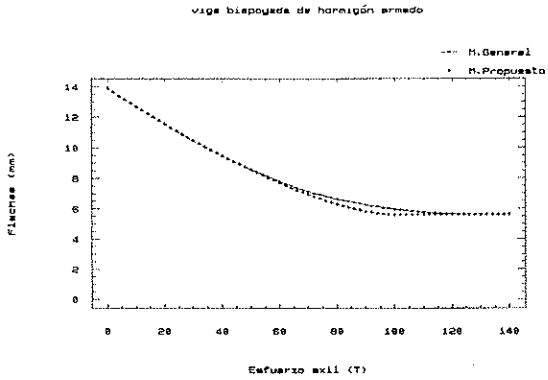


Figura 3. Variación de la flecha con el esfuerzo axil.

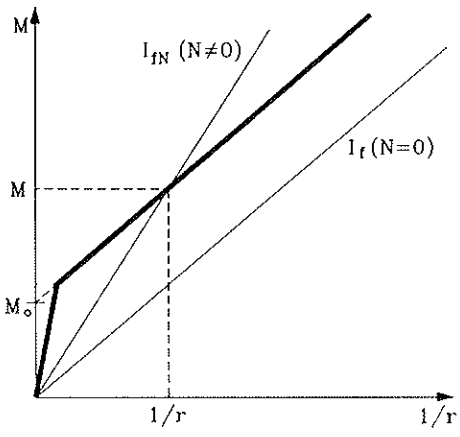


Figura 4. Inercia fisurada secante en flexión compuesta.

Como puede observarse en la figura 3, los resultados obtenidos mediante la utilización de la expresión simplificada (6) de la curvatura media, presentan muy pequeñas diferencias con respecto a los dados por la expresión general (1) de la curvatura media definida por el Código Modelo 90. Con la ventaja de que la expresión (6) no requiere, para su aplicación práctica, cálculos adicionales a los necesarios en flexión simple.

4. METODO BILINEAL PROPUESTO

En este apartado se propone un método bilineal para el cálculo de flechas instantáneas en piezas sometidas a esfuerzos de flexión y compresión

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

que, a diferencia del método bilineal del "Manual de Fisuración y Deformaciones" del C.E.B., obtiene la flecha por interpolación lineal entre las flechas y_1, correspondiente a hipótesis de sección sin fisurar, e y_{2N}, correspondiente a hipótesis de sección completamente fisurada y calculada con la inercia fisurada secante, en flexión compuesta, I_{fN}, que ha sido definida por los autores en la referencia 4 y cuyo valor, a partir del diagrama bilineal simplificado momento-curvatura (figura 4), viene dado por:

$$I_{fN} = \frac{M}{M - M_o} I_f \neq I_1 \qquad (7)$$

Suponiendo, a efectos del cálculo de flechas, que el efecto *tension-stiffening* permanece constante, la expresión (1) que define el valor de la curvatura media en flexión compuesta según el Código Modelo 90, se escribe en la forma:

$$\frac{1}{r_m} = \frac{1}{r_{2N}} - \beta \left(\frac{1}{r_{2r}} - \frac{1}{r_{1r}} \right) \qquad (8)$$

Esta expresión representa un diagrama bilineal momento-curvatura, tal como el reflejado en la figura 5.

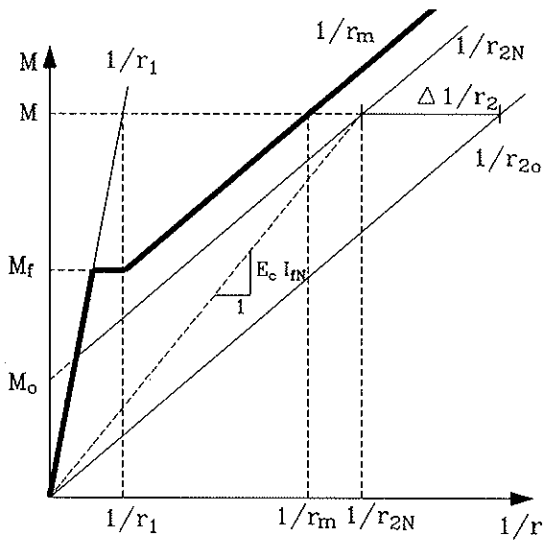


Figura 5. Diagrama bilineal, simplificado, para el cálculo de flechas.

De acuerdo con el diagrama bilineal, simplificado, momento-curvatura (figura 2), las curvaturas $1/r_{2N}$ y $1/r_{2r}$ pueden, simplificadamente, escribirse en la forma:

$$\frac{1}{r_{2N}} = \frac{1}{r_{2o}} - \Delta \frac{1}{r_2} = \frac{M - M_o}{E_c I_f} \qquad (9)$$

$$\frac{1}{r_{2r}} = \frac{1}{r_{2or}} - \Delta \frac{1}{r_2} = \left(\frac{M_f - M_o}{M - M_o} \right) \frac{M - M_o}{E_c I_f} \qquad (10)$$

Introduciendo el valor de la inercia fisurada, secante, en flexión compuesta, I_{fN}, dado por (7), las expresiones (9) y (10) se transforman en:

$$\frac{1}{r_{2N}} = \frac{M}{E_c I_{fN}} \qquad (11)$$

$$\frac{1}{r_{2r}} = \left(\frac{M_f - M_o}{M - M_o} \right) \frac{M}{E_c I_{fN}} = \left(\frac{M_f - M_o}{M - M_o} \right) \frac{1}{r_{2N}} \qquad (12)$$

Por otra parte, la curvatura $1/r_{1r}$ puede escribirse en la forma:

$$\frac{1}{r_{1r}} = \frac{M_f}{M} \frac{1}{r_1} \qquad (13)$$

Entrando con los valores dados por (11), (12) y (13) en la expresión (8), se obtiene:

$$\frac{1}{r_m} = \beta \left(\frac{M_f}{M} \right) \frac{1}{r_1} + \left[1 - \beta \left(\frac{M_f - M_o}{M - M_o} \right) \right] \frac{1}{r_{2N}} \qquad (14)$$

Finalmente, para unificar el factor de ponderación de las curvaturas $1/r_1$ y $1/r_{2N}$ en la expresión (14), se puede definir dicho factor en la forma:

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_f - M_o}{M - M_o} \right)$$

Con ello, la expresión (14) se transforma en:

$$\frac{1}{r_m} = (1 - \zeta) \frac{1}{r_1} + \zeta \frac{1}{r_{2N}} \qquad (15)$$

El cambio realizado en el factor que afecta a $1/r_1$ para transformar la expresión (14) en la (15), tiene poca relevancia, dado que el término de sección sin fisurar es normalmente el que menor influencia tiene en el resultado de la interpolación. Por otra parte, se ha comprobado, a través de los ejemplos realizados, que dicho cambio proporciona un buen ajuste de los resultados obtenidos, con respecto al método general de integración de curvaturas.

Mediante la correspondiente integración de curvaturas, tomando el valor de la curvatura media dado por (15), incluso para las secciones no fisuradas de la viga, y considerando para el coeficiente de interpolación ζ el valor constante correspondiente a la sección de momento máximo o sección determinante, esto es:

$$\zeta_o = 1 - \beta \left(\frac{M_f - M_o}{M_{max} - M_o} \right)$$

la expresión (15) se transforma, directamente, en una expresión de interpolación de flechas:

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

$$y = (1 - \zeta_o)\, y_I + \zeta_o\, y_{2N} \qquad (16)$$

El cálculo de las flechas y_I e y_{2N} puede realizarse, de forma simplificada, a partir de las características de la sección determinante.

La forma práctica de operar para el cálculo de la flecha de acuerdo con el planteamiento desarrollado sería la siguiente:

– Si $M_{max} < M_f$ ó $M_{max} \leq M_o$, la pieza no fisura y, consecuentemente, debe hacerse $y=y_I$

– Si $M_{max} \geq M_f$, pueden suceder dos casos:

a) $M_f > M_o$, en este caso, la flecha debe calcularse mediante la interpolación dada por (16).

b) $M_f \leq M_o$, en este caso, el efecto *tension-stiffening* es nulo y la flecha debe ser $y=y_{2N}$

Para comprobar el nivel de aproximación de los valores de las flechas instantáneas obtenidos mediante la aplicación del método bilineal propuesto, se presentan, en la figura 6, los gráficos flecha-esfuerzo axil para el mismo ejemplo estudiado en el apartado anterior, obtenidos por el método general de integración de curvaturas, por el método bilineal propuesto y por el método bilineal del "Manual de Fisuración y Deformaciones" del C.E.B.

Como puede comprobarse, por los resultados reflejados en la figura 6, los valores de las flechas calculados con el método bilineal propuesto, ofrecen un buen ajuste con respecto a los calculados por el método general de integración de curvaturas. Apreciándose incluso una amplia zona, la de valores intermedios del esfuerzo axil, en la que los resultados ofrecidos por el método propuesto son perfectamente concordantes con los del método general.

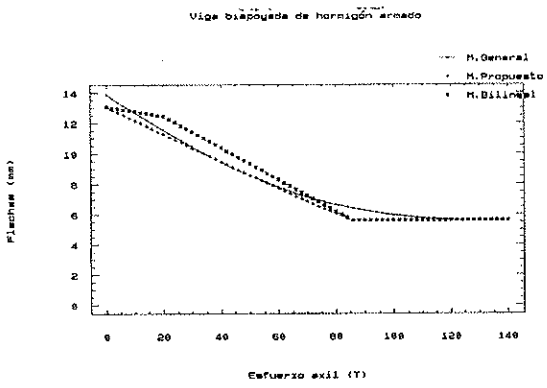


Figura 6. Variación de la flecha con el esfuerzo axil.

En los resultados proporcionados por el método bilineal del "Manual de Fisuración y Deformaciones" del C.E.B., se aprecia un cambio de pendiente en el diagrama flecha-esfuerzo axil, correspondiendo, precisamente, con el cambio de factor de interpolación que efectúa este método.

5. APLICACION PRACTICA DEL METODO BILINEAL PROPUESTO. VIGA PRETENSADA

Como ejemplo ilustrativo de la aplicación práctica del método bilineal propuesto en el apartado anterior, se presenta, a continuación, el cálculo de la flecha instantánea en una viga pretensada, con armaduras postesas. Se trata de una viga biapoyada, con 25,00 m de luz (figura 7) y sometida a su propio peso, de 1,44 t/m, y a una sobrecarga de 2,00 t/m.

La sección de la viga es la representada en la figura 8. El hormigón es H-350. Las armaduras pasivas están constituídas por 8 ϕ 12 superiores y 7 ϕ 20 inferiores, de acero AEH-500N, que se mantienen constantes a lo largo de la viga. La armadura activa está compuesta por un solo tendón de 12 cm² de sección, enfilado en una vaina de 6 cm de diámetro y tesado a 14.000 Kp/cm² (límite elástico f_{py} = 17.000 Kp/cm²).

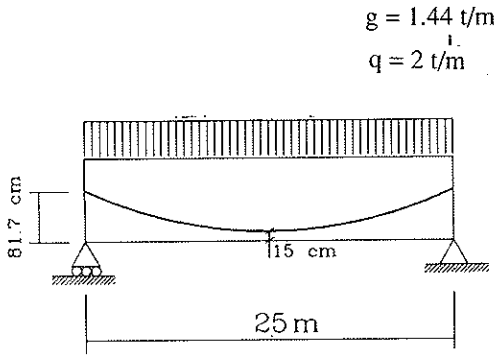


Figura 7. Viga de hormigón pretensado.

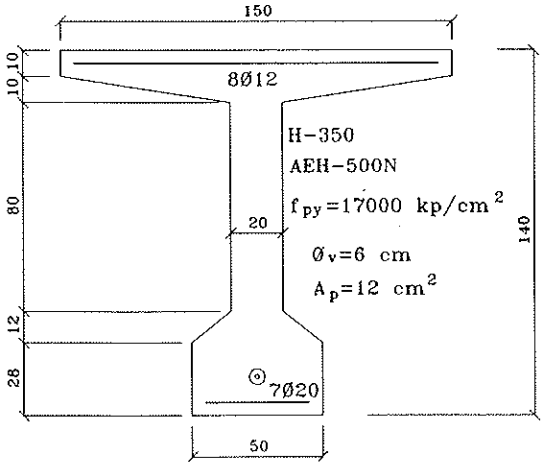


Figura 8. Sección transversal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

El trazado del pretensado es una parábola (figura 7), con excentricidades, respecto a la fibra inferior de la sección, de 81,70 cm (c.d.g. de la sección bruta de hormigón) en las secciones de apoyo y de 15 cm en la sección central.

Las características de la sección central de la viga son:

- Pretensado característico inicial: $P_{ki} = 161,6$ t.
- Inercia de la sección no fisurada: $I_1 = 15.357.860$ cm^4
- Inercia secante de la sección fisurada: $I_{fN} = 4.901.420$ cm^4
- Momento de fisuración: $M_f = 128$ m · t
- Momento M_o: $M_o = 68,80$ m · t
- Momento solicitante (incluyendo el efecto del pretensado): $M = 163,70$ m · t
- Carga actuante (corregida por efecto del pretensado): $q' = 2,06$ t/m
- Factor β : $\beta = 0,674$

Dado que el momento en la sección determinante es superior al momento de fisuración, la viga fisura y puesto que el momento de fisuración es mayor que el momento M_o, es necesario obtener la flecha, por interpolación, mediante la expresión (16).

El valor del factor de interpolación es:

$$\zeta_o = 1 - \beta \left(\frac{M_f - M_o}{M_{max} - M_o}\right) = 1 - 0,674 \cdot$$

$$\cdot \left(\frac{128 - 68,8}{163,7 - 68,8}\right) = 0,58$$

y las flechas y_1 e y_{2N} valen:

$$y_1 = \frac{5\, q' L^4}{384 E_c I_1} = 1,92 \text{ cm}$$

$$y_{2N} = \frac{5\, q' L^4}{384 E_c I_{fN}} = 6,01 \text{ cm}$$

En consecuencia, el valor estimado de la flecha instantánea es:

$$y = (1 - \zeta_o)\, y_1 + \zeta_o\, y_{2N} = 0,42 \cdot 1,92 +$$
$$+ 0,58 \cdot 6,01 = 4,29 \text{ cm}$$

El valor de la flecha calculado por el método general de integración de curvaturas es: $y = 3,87$ cm. Por tanto, el error cometido con la aplicación del método propuesto, referido al método general, es del + 10,8%.

Este mismo ejemplo, calculado con el método bilineal del "Manual de Fisuración y Deformaciones" del C.E.B., proporciona un valor de flecha de: $y = 5,92$ cm, con lo que el error cometido, con respecto al método general, es del + 53%.

Todos estos resultados corroboran el mejor ajuste de los cálculos, con respecto al método general de integración de curvaturas, que se obtienen utilizando métodos de cálculo de flechas, en piezas solicitadas simultáneamente por esfuerzos de flexión y compresión, que interpolan parámetros referidos a la rigidez secante $E_c I_{fN}$ (inercias o flechas) definida por los autores [ref. 4].

6. CONCLUSIONES

La aplicación del método general de integración de curvaturas propuesto por el Código Modelo 90 para el cálculo de flechas instantáneas en piezas de hormigón sometidas a solicitaciones de flexión y compresión, requiere un importante esfuerzo de cálculo, debido a la necesidad de resolver un sistema no lineal de ecuaciones para determinar la curvatura en cada una de las secciones fisuradas de la pieza.

El método bilineal simplificado del "Manual de Fisuración y Deformaciones" del C.E.B., que proporciona un buen ajuste, con respecto al método general, en el caso de piezas de hormigón armado, puede llegar a producir, como se ha comprobado en el ejemplo presentado en este artículo, errores de hasta el 50%, en el caso de piezas de hormigón pretensado.

A partir del diagrama bilineal, simplificado, momento-curvatura y mediante la utilización de la inercia fisurada secante obtenida de dicho diagrama, se han presentado dos métodos simplificados para el cálculo de flechas instantáneas, uno a nivel de sección, para ser utilizado mediante integración de curvaturas, y otro, más simplificado, a nivel de pieza, que permite calcular la flecha mediante interpolación de las flechas obtenidas en hipótesis de sección no fisurada y fisurada, respectivamente.

La aplicación de los métodos simplificados propuestos, solamente requiere el análisis seccional en flexión simple.

Los ejemplos presentados en este trabajo son una muestra de la buena aproximación que se obtiene con los métodos propuestos, con respecto al método general de integración de curvaturas.

REFERENCIAS

1. Comité Euro-International du Béton: *"CEB-FIP Model Code 1990"*. CEB Bulletin Nº 203, 204 y 205, 1991.

2. Comité Euro-International du Béton: *"CEB Manual on cracking and deformations"*. CEB Bulletin Nº 158-E, 1985.

3. R. FAVRE y H. CHARIF: *"Basic model and*

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

simplified calculations of deformations according to the CEB-FIP Model Code 1990". Publication IBAP Nº 137, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1992.

4. F. FARGUETA CERDA, M.A. FERNANDEZ PRADA y P.F. MIGUEL SOSA: *"Cálculo simplificado de flechas instantáneas, en vigas de hormigón armado sometidas a flexión compuesta. Método propuesto para la Instrucción de Hormigón Pretensado EP-93".* Hormigón y Acero, Nº 188, 1993.

RESUMEN

El Código Modelo 90 establece unas bases generales del comportamiento del hormigón fisurado, para el cálculo de flechas, que abarcan al ámbito de los elementos sometidos a esfuerzos combinados de flexión y compresión. Sin embargo, el planteamiento conduce a una formulación general que exige un gran esfuerzo de cálculo.

Para un cálculo de flechas más simplificado, el propio Código Modelo 90 remite al Manual de Fisuración y Deformaciones del C.E.B. El método bilineal recogido en este Manual, conduce, en determinados casos (vigas pretensadas), a errores en el cálculo de la flecha que pueden ser del orden del 50%, respecto al método general del Código Modelo 90.

En este trabajo se propone una simplificación en la expresión de la curvatura media, para el cálculo de flechas mediante integración de curvaturas, a partir de los valores correspondientes a flexión simple y, por tanto, de fácil evaluación. Además, se presenta un método bilineal que calcula la flecha por interpolación de las flechas calculadas en hipótesis de sección sin fisurar y en hipótesis de sección totalmente fisurada, con esfuerzo axil.

SUMMARY

Model Code 90 establishes, for deflections, general bases for the behaviour of cracked concrete in the field of elements under combined bending and compression. Nevertheless, this formulation arrived at needs considerable calculation.

A more simplified method proposed by CEB Manual on Cracking and Deformations is refered in the Model Code 90. This bilinear method leads to differences, in relation to the general method, up to 50% of the deflection.

In this paper a simplified expression for the mean curvature for computing deflection is proposed. This expression depends on the simple bending values of the characteristics of the section, hence, of easy evaluation. Moreover, a new bilinear method based on the interpolation betwe-en deflections in the cracked and the uncracked hypothesis, with axial compression, is describeb.

* * *

"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 25/11/2026

Comentarios al cálculo de flechas instantáneas adoptado por la Instrucción EP-93

Pedro F. Miguel Sosa
Dr. Ingeniero de Caminos
Dpto. Ingeniería de la Construcción
Miguel A. Fernández Prada
Dr. Ingeniero de Caminos
Dpto. Ingeniería de la Construcción
Fernando Fargueta Cerdá
Dr. Ingeniero de Caminos
Dpto. Mecánica M. Continuos y T. de Estructuras
Universidad Politécnica de Valencia

1. INTRODUCCION

La Instrucción EP-93 [ref. 1], recientemente publicada, incorpora un método simplificado para el cálculo de flechas instantáneas (método de Branson) que es una generalización, al caso del hormigón pretensado, de la fórmula análoga para hormigón armado incluida en la EH-91 [ref. 2].

Dado que la EH-91 no especifica nada respecto al cálculo de flechas en elementos sometidos a flexión y compresión, la aparición de esta formulación en la EP-93 puede hacer pensar que es aplicable a elementos de hormigón armado sometidos, simultáneamente, a esfuerzos de flexión y compresión. Sin embargo, la propuesta de Branson no incluye este supuesto [ref. 3].

Este trabajo pretende llamar la atención sobre los posibles errores que pueden derivarse por la generalización del uso de la formulación de la EP-93 a cualquier caso de piezas sometidas a esfuerzos combinados de flexión y compresión.

Los autores de este trabajo han propuesto un método simplificado [ref. 4], para el cálculo de flechas instantáneas en elementos de hormigón, que es aplicable tanto a piezas pretensadas, como armadas sometidas a flexión y compresión, que podría adoptarse como método simplificado general, aplicable a cualquier tipo de elementos, armados o pretensados, sometidos a esfuerzos de flexión y compresión.

En este trabajo se ponen de manifiesto las diferencias obtenidas en el cálculo de la flecha de vigas pretensadas, mediante la aplicación del método adoptado por la EP-93 y el método propuesto por los autores, respecto al método general de integración de curvaturas propuesto por el Código Modelo 90 [ref. 5].

2. FORMULACION DE D.E. BRANSON PARA PIEZAS PRETENSADAS

D.E. Branson, junto con H. Trost [ref. 3], generalizó su propuesta de cálculo de flechas en piezas de hormigón armado sometidas a flexión simple, al caso de piezas pretensadas en las que se alcanza, en servicio, el estado de fisuración, estableciendo el cálculo de la inercia equivalente de una sección, mediante la conocida expresión:

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M}\right)^3 I_1 + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M}\right)^3\right] I_f \leq I_1 \qquad (1)$$

donde:

I_1 es la inercia de la sección sin fisurar.

I_f es la inercia de la sección fisurada (sin axil).

M es el momento exterior actuante, más el momento producido por el pretensado, $P \cdot e$.

M_f es el momento de fisuración de la sección, que debe calcularse incluyendo el axil de pretensado P:

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

$$M_f = \left(f_{ct} + \frac{P}{A_1}\right) W_1$$

siendo f_{ct} la resistencia a flexotracción del hormigón, A_1 el área de la sección no fisurada y W_1 el módulo resistente de la sección no fisurada, respecto a la fibra extrema en tracción.

3. METODO PROPUESTO

La interpolación de inercias que propone este método, para la obtención de la inercia equivalente a nivel sección, se hace entre la inercia de la sección sin fisurar, I_1, y la inercia de la sección fisurada cuando actúa el esfuerzo axil, I_{fN}, de acuerdo con la expresión:

$$I_e = \left(\frac{M_f - M_o}{M - M_o}\right)^3 I_1 + \left[1 - \left(\frac{M_f - M_o}{M - M_o}\right)^3\right] I_{fN} \leq I_{fN} \quad (2)$$

donde:

M_f es el momento de fisuración de la sección, cuando actúa el esfuerzo axil N (incluido el pretensado P):

$$M_f = \left(f_{ct} + \frac{N}{A_1}\right) W_1$$

M es el momento flector exterior, más el momento producido por el pretensado, $P \cdot e$.

$M_o = N \cdot (x_1 - x_2)$, es el momento flector producido por el esfuerzo axil aplicado en el c.d.g. de la sección no fisurada, G_1, respecto al c.d.g. de la sección fisurada, G_2, en flexión simple.

El valor de la inercia fisurada, secante, en flexión compuesta, I_{fN}, se obtiene, de forma simplificada, a partir del diagrama bilineal, simplificado, momento-curvatura (fig. 1):

$$I_{fN} = \frac{M}{M - M_o} I_f \leq I_1 \quad (3)$$

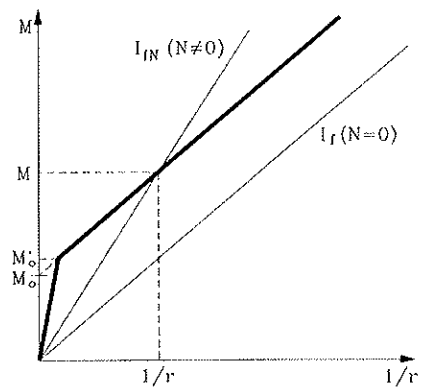


Fig. 1. Inercia fisurada secante en flexión compuesta.

4. DIFERENCIAS ENTRE EL METODO DE BRANSON Y EL METODO PROPUESTO

El método de Branson interpola entre la inercia de la sección sin fisurar, I_1, y la inercia de la sección fisurada en flexión simple, I_f, para obtener la inercia equivalente. Esto significa que para valores pequeños de M_f/M, el valor de la inercia equivalente tiende al valor de la inercia fisurada en flexión simple, I_f, y no a I_{fN}, como ocurre con el método propuesto.

La figura 2 ilustra los diagramas carga-flecha *(KM-y)* obtenidos por el método general de integración de curvaturas según el Código Modelo 90 y por el método de Branson, para una viga biapoyada, de hormigón armado, sometida a una carga uniformemente distribuida y a un esfuerzo axil de compresión. Como se observa en dicha figura, la formulación de Branson produce un diagrama carga-flecha que tiende a ser tangente a la recta de ecuación:

$$KM = \frac{E_c I_f}{L^2} y$$

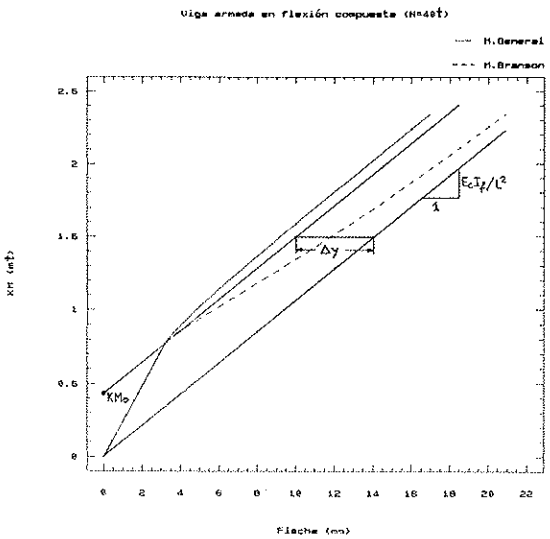


Fig. 2. Diagramas carga-flecha.

correspondiente al comportamiento de la pieza en hipótesis de sección fisurada, en flexión simple.

No obstante, la presencia de un esfuerzo axil de compresión, N, hace que, realmente, la curva carga-flecha tienda a ser tangente a la recta:

$$K\,(M - M_o) = \frac{E_c I_f}{L^2} y\,.$$

que representa, de forma simplificada, el comportamiento de la pieza en hipótesis de sección fisurada, en flexión compuesta.

Esto supone que, para valores pequeños de M_f/M, la formulación de Branson sobreestimará la

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

flecha en un valor que tiende a (fig. 2):

$$\Delta y = \frac{K M_o L^2}{E_c I_f}$$

Consecuentemente, el error cometido en el cálculo de las flechas por la formulación de Branson, dependerá de los valores de M_o y de I_f. Si la relación M_o/I_f es pequeña, el error también lo será, pero si M_o/I_f es grande, el error cometido será grande y tanto mayor cuanto menor sea la relación M_f/M.

En el caso de piezas pretensadas (fig. 3), sin embargo, el error cometido por la formulación de Branson es pequeño, ya que, normalmente, la inercia de la sección sin fisurar, I_1, es muy superior a la de la sección fisurada, en flexión simple, I_f; y para que el peso del término de la inercia fisurada sea lo suficientemente importante como para producir errores considerables, es necesario que, en servicio, se tengan valores pequeños de M_f/M. Como en piezas pretensadas M_f es un valor bastante próximo al momento de servicio M (incluyendo el efecto del pretensado), se comprende que la formulación de Branson concuerde con los resultados experimentales.

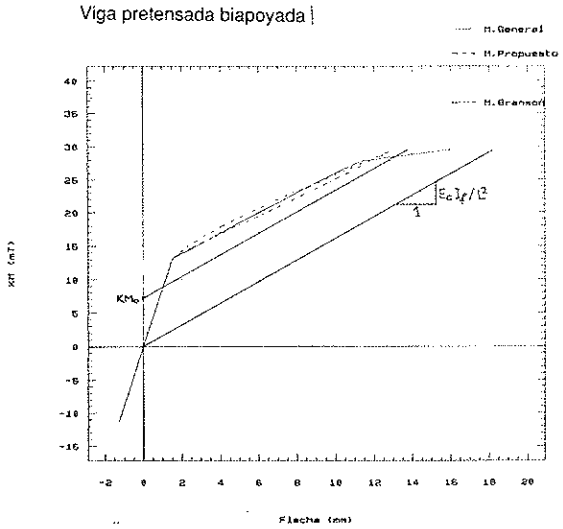


Fig. 3. Diagramas carga-flecha.

Si la formulación de Branson se toma como general para el cálculo de flechas en flexión compuesta, se pueden cometer errores apreciables. Para ilustrar la magnitud del error se ha procesado un ejemplo de cálculo de flecha, en una viga biapoyada, de 6 m de luz y 25 x 50 cm de sección, con armadura superior de 2 Ø 20 y armadura inferior de 5 Ø 20 (hormigón H-200 y acero AEH-500N), sometida a una carga de servicio de 3 t/m.

La flecha se ha calculado, para diferentes axiles de compresión, por el método general de integración de curvaturas según el Código Modelo 90 y por el método de Branson. La figura 4 expresa claramente el error cometido por el método de Branson, que llega a ser de un 30,7%.

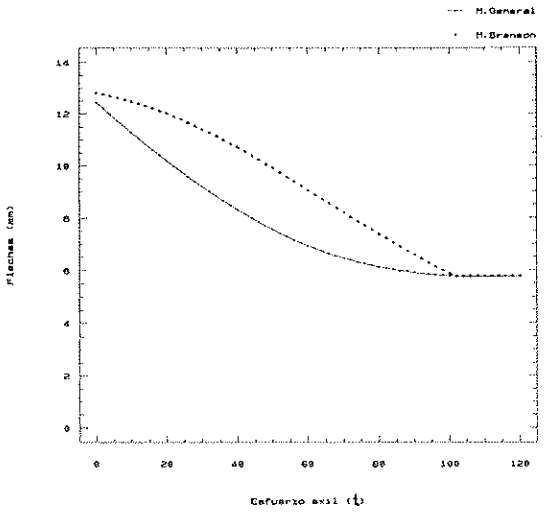


Fig. 4. Variación de la flecha con el esfuerzo axil.

La figura 5 representa el diagrama flecha-axil, para el mismo ejemplo anterior, pero calculado por el método propuesto por los autores. El error relativo máximo es, en este caso, del 9%.

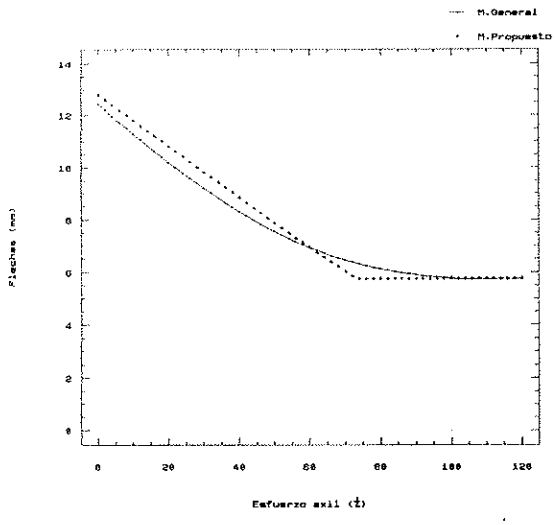


Fig. 5. Variación de la flecha con el esfuerzo axil.

A pesar de que el método de Branson aplicado a vigas pretensadas conduce a errores no tan grandes, el método propuesto produce, en este caso, errores menores que el método de Branson, confirmando su mejor adecuación. A modo de ilustración, se ha procesado un ejemplo de viga pretensada, con armadura postesa. Se trata de una viga biapoyada, con 25 m de luz (figura 6) y sometida a su propio peso, de 1,44 t/m, y a una sobrecarga de 2 t/m.

La sección de la viga es la representada en la figura 7. El hormigón es H-350. Las armaduras

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

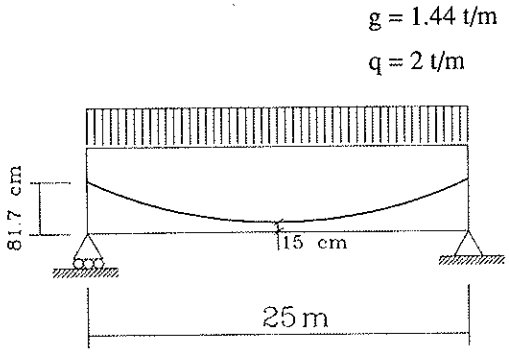


Fig. 6. Viga de hormigón pretensado.

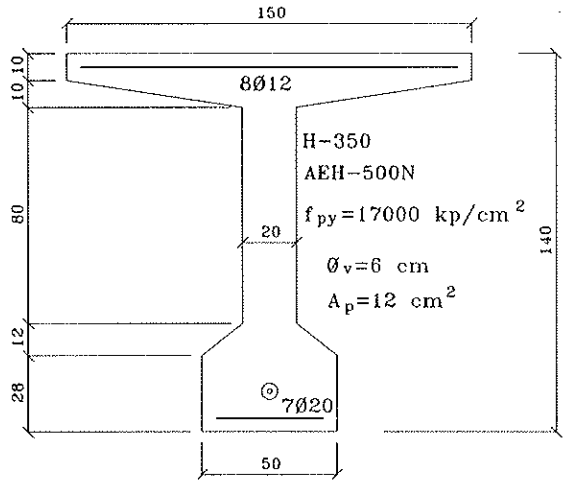


Fig. 7. Sección transversal.

pasivas están constituidas por 8 Ø 12 superiores y 7Ø 20 inferiores, de acero AEH-500N, que se mantienen constantes a lo largo de la viga. La armadura activa está compuesta por un solo tendón, de 12 cm² de sección, enfilado en una vaina de 6 cm de diámetro y tesado a 14.000 Kp/cm² (límite elástico f_{py} = 17.000 Kp/cm²).

El trazado del pretensado es una parábola (figura 6) con excentricidades, respecto a la fibra inferior de la sección, de 81,70 cm (c.d.g. de la sección bruta de hormigón) en las secciones de apoyo y de 15 cm en la sección central.

En la figura 8 se representan los errores relativos, respecto a un cálculo general de flechas por integración de curvaturas según el Código Modelo 90, cometidos aplicando el método de Branson y el propuesto. Los errores relativos producidos por el método propuesto, varían entre –3,3% y 7%, mientras que los producidos por el método de Branson, oscilan entre –15% y 2,5%. En concreto, para la carga de servicio, el error producido por el método de Branson es del –14%, frente al 2% producido por el método propuesto por los autores.

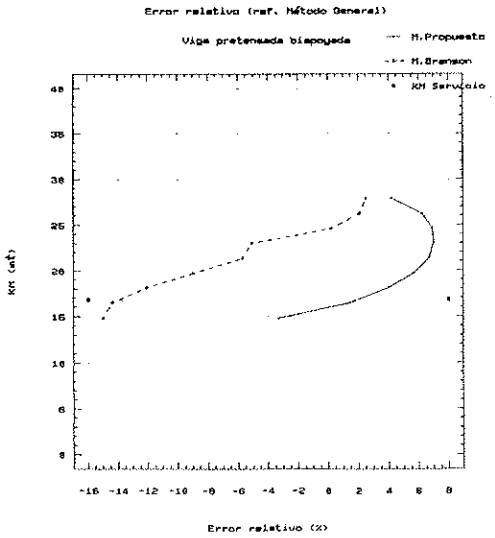


Fig. 8. Errores relativos en el cálculo de la flecha.

5. CONCLUSIONES

El método de Branson, adoptado por la Instrucción EP-93 para el cálculo de flechas instantáneas en piezas pretensadas, predice las flechas con buena aproximación, siempre que sea utilizado en el campo de las vigas pretensadas.

Si se quiere generalizar una fórmula común para hormigón armado y pretensado, no debe adoptarse la fórmula de Branson, ya que pueden cometerse errores apreciables.

La formulación propuesta por los autores, permite unificar el método de cálculo de flechas instantáneas, tanto para piezas de hormigón armado como pretensado. Resulta de fácil aplicación y produce errores relativamente pequeños, respecto a las flechas calculadas por el método general de integración de curvaturas según el Código Modelo 90. Incluso mejora la predicción de la flecha en vigas pretensadas, respecto al método propuesto por Branson.

REFERENCIAS

1. Comisión Permanente de Hormigón: *"EP-93. Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado"*. Ministerio de Obras Públicas y Transportes, 1993.

2. Comisión Permanente de Hormigón: *"EH-91. Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado"*. Ministerio de Obras Públicas y Transportes, 1991.

3. D.E. Branson y H. Trost: *"Unified procedures for predicting the deflection and centroidal axis location of partially cracked nonprestressed and prestressed concrete members"*. ACI Journal, Vol. 79, Nº 2, pp. 119-130, 1982.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

4. F. Fargueta Cerdá, M.A. Fernández Prada y P.F. Miguel Sosa: *"Cálculo simplificado de flechas instantáneas en vigas de hormigón armado sometidas a flexión compuesta. Método propuesto para la Instrucción de Hormigón Pretensado EP-93"*. Hormigón y Acero, Nº 188, 1993.

5. Comité Euro-International du Béton: *"CEB-FIP Model Code 1990"*. CEB Bulletin Nº 203, 204 y 205, 1991.

RESUMEN

La Instrucción EP-93, recientemente publicada, incorpora un método simplificado para el cálculo de flechas instantáneas (método de Branson) que es una generalización, al caso del hormigón pretensado, de la fórmula análoga para hormigón armado incluida en la EH-91.

Dado que la EH-91 no especifica nada respecto al cálculo de flechas en elementos sometidos a flexión y compresión, la aparición de esta formulación en la EP-93 puede hacer pensar que es aplicable a elementos de hormigón armado sometidos a esfuerzos de flexión y compresión. Sin embargo, la propuesta de Branson no incluye este supuesto.

Este trabajo pretende llamar la atención sobre los posibles errores que pueden derivarse por la generalización del uso de la formulación de la EP-93 a cualquier caso de piezas sometidas a esfuerzos combinados de flexión y compresión.

El método simplificado propuesto por los autores (Hormigón y Acero nº 188) es aplicable tanto a elementos de hormigón armado sometidos a esfuerzos de flexión y compresión como a elementos de hormigón pretensado, proporcionando un ajuste en los resultados, sensiblemente mejor que el obtenido por la formulación de la EP-93, incluso en el caso de hormigón pretensado.

SUMMARY

The recent Spanish Code EP-93 incorporates a simplified method for the calculation of instantaneous deflections (Branson's Method) which is a generalization of the EH-91 method, for prestressed concrete.

This paper draws attention to the possible mistakes that may be made by the application of the EP-93 method to reinforced concrete elements under combined bending and compression.

The simplified method proposed by the authors (Hormigón y Acero nº 188) can be used either on reinforced concrete elements under combined bending and compression or on prestressed concrete elements, with better accuracy than the EP-93 formulation, even on prestressed concrete elements.

* * *

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"

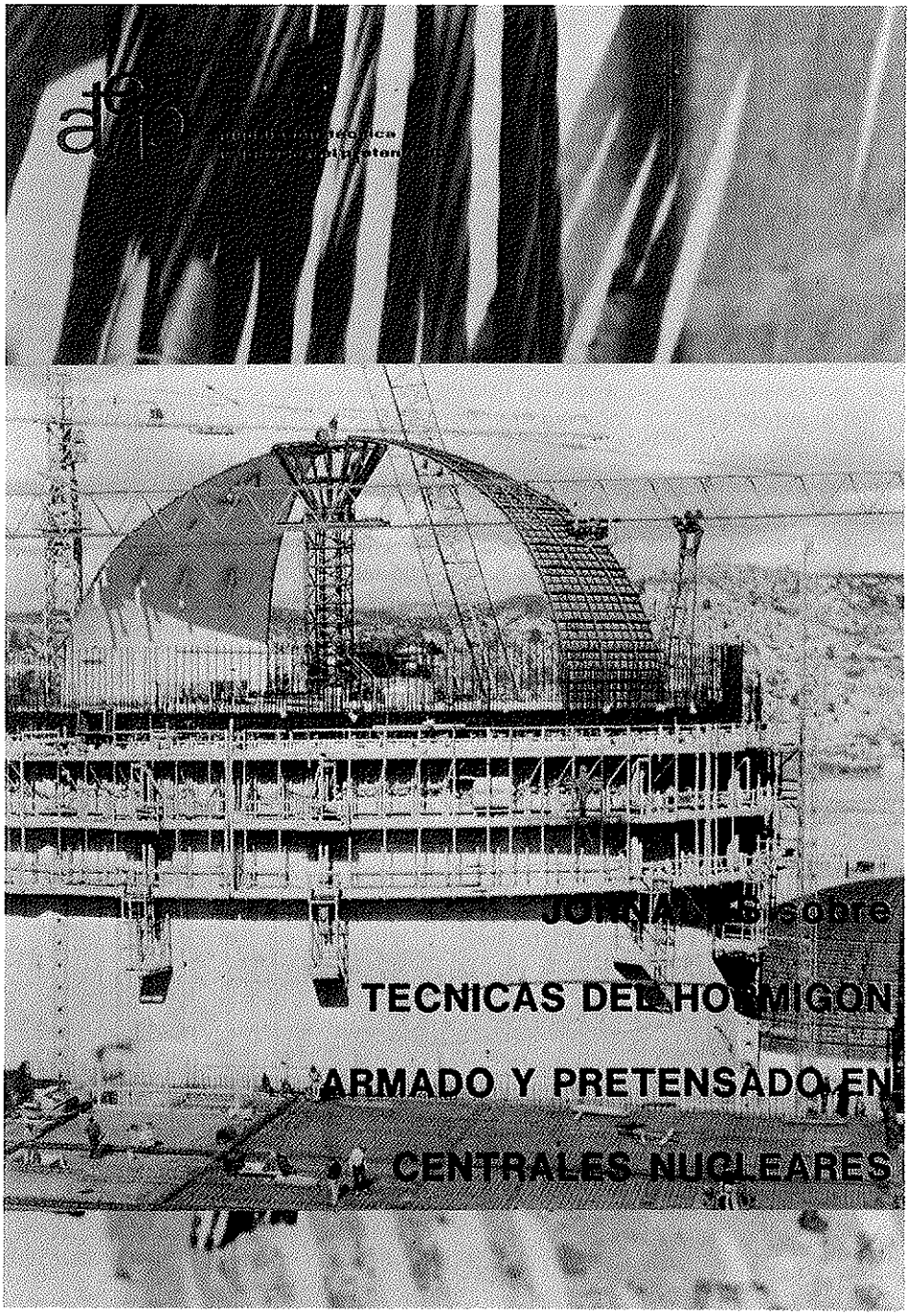
12 Mayo:
Mª Cruz Alonso Alonso y Sara Goñi Elizalde
Dras. en Ciencias Químicas. Instituto E. Torroja
"Cenizas volantes españolas y durabilidad de las estructuras de hormigón armado"

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"

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



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 25/11/2026

Análisis no lineal, simplificado, de estructuras de hormigón armado, en condiciones de servicio

Fernando Fargueta Cerdá
Dr. Ingeniero de Caminos
Dpto. Mecánica M. Continuos y T. de Estructuras

Pedro F. Miguel Sosa
Dr. Ingeniero de Caminos
Dpto. Ingeniería de la Construcción

Miguel A. Fernández Prada
Dr. Ingeniero de Caminos
Dpto. Ingeniería de la Construcción

Universidad Politécnica de Valencia

1. INTRODUCCION

En el cálculo habitual de estructuras de edificación, en condiciones de servicio, se obtienen los esfuerzos mediante un análisis elástico y lineal que no considera el estado de fisuración, ni el armado de los elementos. Sin embargo, el cálculo de flechas se realiza mediante la aplicación de métodos que consideran la fisuración y el armado variable de las piezas.

Esta metodología de cálculo plantea una incongruencia en sí misma por incorporar, en una fase del cálculo, el comportamiento fisurado del hormigón armado y, en otra fase, una hipótesis de comportamiento elástico y lineal del mismo material.

En la actualidad, se han desarrollado numerosos métodos de análisis no lineal de estructuras de hormigón, que incorporan el comportamiento fisurado del mismo [ref. 1 y 2], pero su complejidad los hace poco adecuados para su aplicación práctica en los proyectos.

Este trabajo presenta un método simplificado para la obtención de los esfuerzos en estructuras aporticadas de hormigón armado, en condiciones de servicio, que tiene en cuenta el comportamiento fisurado del hormigón. Este método consiste, esencialmente, en utilizar unas inercias equivalentes y unos momentos de empotramiento perfecto que pueden calcularse por expresiones sencillas y a partir de datos fáciles de obtener. Estos valores pueden ser incorporados en un cálculo matricial de estructuras de elementos lineales de inercia constante.

A pesar de su sencillez de aplicación, el método que aquí se expone permite, no sólo incorporar los efectos del comportamiento del hormigón fisurado, sino, además, los efectos de la distribución de armaduras en el elemento.

2. INFLUENCIA DEL ANALISIS NO LINEAL EN EL CALCULO DE FLECHAS

A pesar de la incongruencia formal que se plantea en la metodología habitual del cálculo de flechas, a partir de las leyes de esfuerzos obtenidas por un análisis elástico y lineal, no tendría sentido desarrollar otras metodologías, más o menos simplificadas, si la influencia en el valor calculado de la flecha en las vigas no variara sensiblemente por la utilización de las leyes de esfuerzos redistribuidas que se obtienen del análisis no lineal.

Con objeto de ilustrar la importancia de la consideración de unas u otras leyes de esfuerzos, se ha realizado una serie de ejemplos, de forma sistemática, comparando las flechas obtenidas por tres procedimientos diferentes:

1) Mediante un programa de análisis no lineal basado en el método de los elementos finitos, con comportamiento del hormigón fisurado siguiendo el Código Modelo 90 [ref. 3] y calculando las flechas mediante integración de curvaturas, también de acuerdo con las mismas hipótesis de comportamiento del hormigón fisurado del Código Modelo 90. Este método se designará, en adelante, como **"No Lineal".**

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

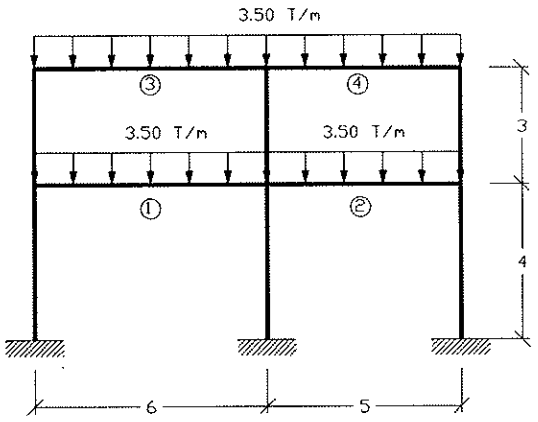


Fig. 1. Esquema de pórtico.

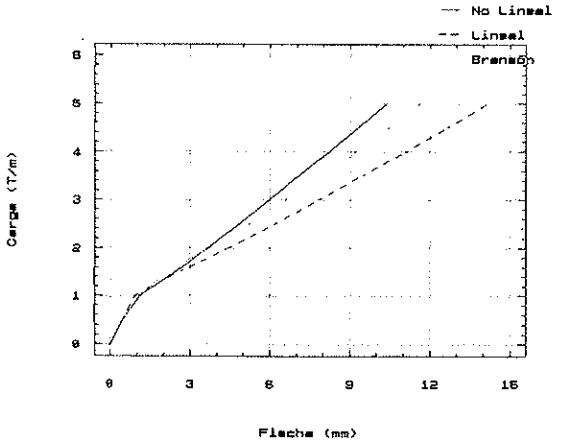


Fig. 2. Diagramas Carga-Flecha. Viga biempotrada.

2) Mediante un análisis lineal de esfuerzos, convencional, y cálculo de flechas por integración de curvaturas, de forma idéntica al caso anterior. Este método se designará, en adelante, como **"Lineal".**

3) Mediante un análisis lineal de esfuerzos, convencional, y cálculo de flechas mediante el método de Branson [ref. 4]. Este método se designará, en adelante, como **"Branson".**

Se han analizado cuatro tipologías estructurales diferentes:

a) Viga biempotrada.
b) Viga con empotramientos elásticos.
c) Viga continua de dos vanos.
d) Pórtico de dos vanos y dos alturas.

Para todos los ejemplos se han mantenido constantes las siguientes características de materiales y de carga:

Hormigón H-200 y acero AEH-500N.

Carga uniformemente distribuida, de 3,50 t/m, desglosada en:

—Permanente: 2,50 t/m
—Sobrecarga: 1,00 t/m

2.1. Caso de viga biempotrada

En este caso, se trata de una viga de 6,00 m de luz, la sección transversal es de 25x40 cm (canto útil = 35 cm) y el armado de la viga es de 3ø12 corridos inferiormente, 2ø16 corridos superiormente y refuerzos de 3ø20 en negativos y 2ø16 en positivos. En la figura 2 se representan los diagramas carga-flecha obtenidos por cada uno de los tres procedimientos descritos anteriormente.

2.2. Caso de viga con empotramientos elásticos

Se trata de una viga de 6,00 m de luz, con sección transversal de 25x40 cm (canto útil = 35 cm). El armado de la viga es de 2ø16 corridos, tanto superior como inferiormente, y refuerzos de 2ø20 + 1ø16 en negativos y de 4ø12 en positivos.

La constante de rigidez al giro en los empotramientos es de 8.960,4 m·t.

En la figura 3 se representan los diagramas carga-flecha obtenidos por cada uno de los tres procedimientos anteriormente descritos.

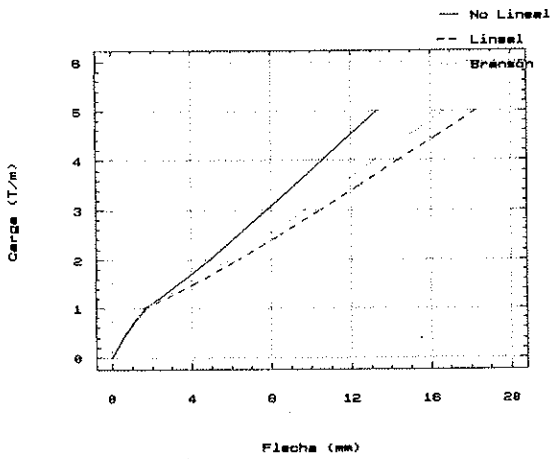


Fig. 3. Diagramas Carga-Flecha. Viga con empotramientos elásticos.

2.3. Viga continua de dos vanos

En este caso, las luces de los vanos son de 6,00 y 5,00 m, respectivamente, y la sección transversal de 25x45 cm (canto útil = 40 cm), con armado formado por 2ø16 corridos superiormente, 3ø12 corridos inferiormente y refuerzos de 4ø20 en negativos sobre el apoyo central, 4ø16 en positivos del vano de 6,00 m y 2ø12 en positivos del vano de 5,00 m.

En la figura 4 se representan los diagramas carga-flecha obtenidos por cada uno de los tres procedimientos descritos anteriormente. La flecha se calcula en el centro del vano de 6,00 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

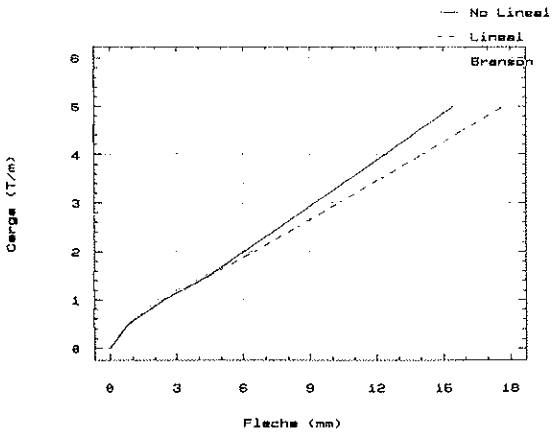


Fig. 4. Diagramas Carga-Flecha. Viga continua de dos vanos.

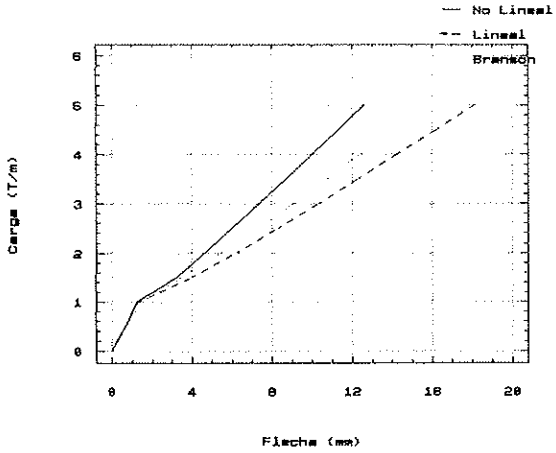


Fig. 5. Diagramas Carga-Flecha. Viga de pórtico.

2.4. Pórtico de dos vanos y dos alturas (fig. 1)

En este caso, las luces de los vanos son de 6,00 y 5,00 m, y las alturas de 4,00 y 3,00 m. La sección transversal de las vigas es de 25x40 cm (canto útil = 35 cm) y la de los soportes de 30x30 cm.

Los esquemas de armado de las vigas son los siguientes:

Viga	Armado superior			Armado inferior	
	Corrido	Ref. izq.	Ref. der.	Corrido	Ref. pos.
1	2ø16	2ø20	4ø20	2ø16	2ø16
2	2ø12	4ø20	2ø16	2ø12	3ø12
3	2ø16	2ø16	4ø20	3ϕ16	2ø16
4	2ø12	4ø20	2ø12	2ø12	3ø12

En la figura 5 se representan los diagramas carga-flecha correspondientes a la viga de 6,00 m de luz en primera planta (viga 1). La flecha se ha calculado en el centro de la luz.

2.5. Análisis de los resultados

Como puede observarse en las figuras 2, 3, 4 y 5, correspondientes a los cuatro casos descritos, la flecha obtenida por el método "Lineal" es sensiblemente superior a la obtenida por el método "No Lineal", quedando la flecha obtenida por el método "Branson" intermedia entre las dos anteriores.

Los errores, en el cálculo de la flecha, cometidos por el método "Lineal" y por el método "Branson", con referencia al método "No Lineal", son, para el nivel de carga de servicio definido anteriormente (3,50 t/m), los especificados en el cuadro siguiente:

	Biempotrada	Emp. elást.	V. continua	Pórtico
"Lineal"	33,4%	35,3%	12,6%	41,4%
"Branson"	11,6%	24,7%	8,5%	23,7%

3. INFLUENCIA DE LA DISTRIBUCIÓN DE ARMADURAS EN EL CALCULO DE FLECHAS

Cuando se realiza el cálculo de flechas en una viga de hormigón armado a partir de una ley de momentos dada, la flecha disminuye conforme se dispone mayor armadura de positivos, ya que la inercia fisurada de la sección central aumenta y ésta es la que mayor peso tiene en el cálculo de la flecha. De esto se deduce que, si se parte de una ley de momentos fija, un armado de la viga con la mayor redistribución de armadura posible daría menor flecha en servicio.

Sin embargo, la variación en la distribución de armadura entre positivos y negativos, produce una redistribución de esfuerzos, en un análisis no lineal, que conduce a un descenso de la ley de momentos en servicio, conforme se aumenta la armadura de positivos y disminuye, correspondientemente, la de negativos, debido a la pérdida de rigidez de las secciones fisuradas en los extremos de la viga, respecto a la rigidez de las secciones fisuradas en el centro del vano.

En consecuencia, se tienen dos efectos que operan en sentido contrario en el cálculo de las flechas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Para conocer la influencia real de la redistribución de armaduras en el valor de la flecha, se han procesado los mismos ejemplos anteriormente descritos, en los que se han variado las distribuciones de armado.

La variación en la distribución de la armadura se ha hecho manteniendo constante la armadura total, definida por:

$$A_{st} = A_s^+ + \frac{A_{s1}^- + A_{s2}^-}{2}$$

donde:

$-A_s^+$ es la armadura de positivos.

$-A_{s1}^-$ es la armadura de negativos en la sección izquierda de la viga.

$-A_{s2}^-$ es la armadura de negativos en la sección derecha de la viga.

y aumentando progresivamente la armadura de positivos. Las armaduras de negativoss se han mantenido proporcionales a los momentos elásticos correspondientes.

Los resultados obtenidos se presentan en las gráficas flecha-distribución de armadura (A_s^+/A_{st}) de las figuras 6, 7, 8 y 9.

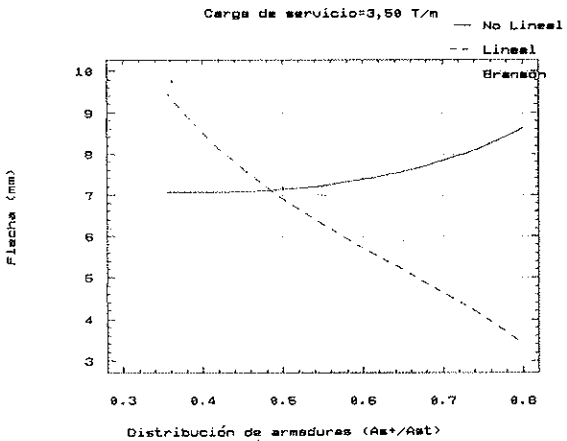


Fig. 6. Relación Flecha-Distribución de armadura. Viga biempotrada.

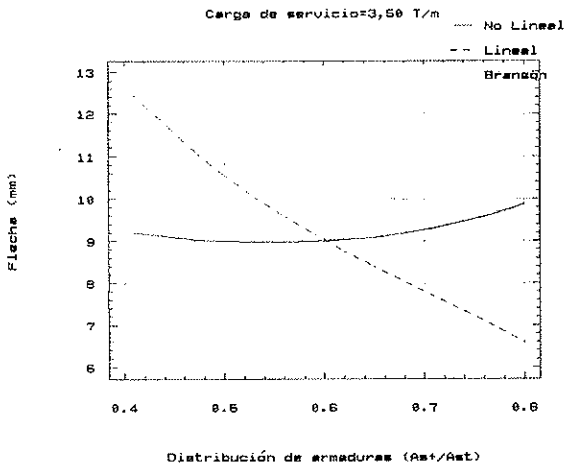


Fig. 7. Relación Flecha-Distribución de armadura. Viga con empotramientos elásticos.

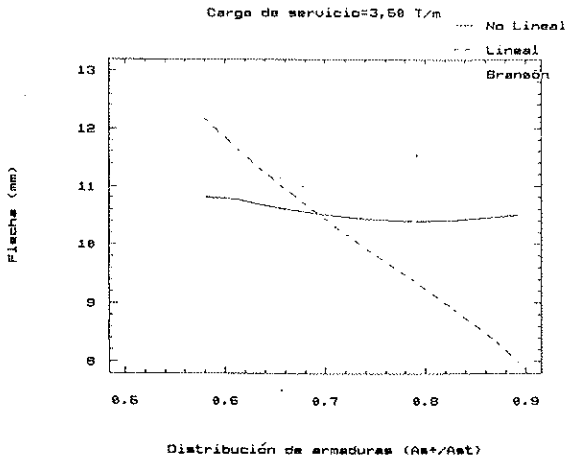


Fig. 8. Relación Flecha-Distribución de armadura. Viga continua de dos vanos.

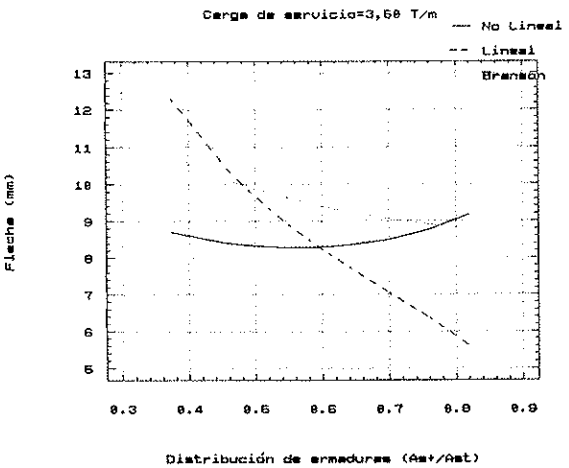


Fig. 9. Relación Flecha-Distribución de armadura. Viga de pórtico.

En estas figuras se observa que el método "Lineal" es muy sensible a la distribución de armado en la viga, mientras que cuando se considera el efecto de la redistribución de esfuerzos (análisis no lineal) la flecha deja de ser tan sensible a la variación de armado. Sería interesante comprobar experimentalmente este extremo.

Resulta paradójico que si se emplean leyes de esfuerzos resultantes de un análisis lineal, el empleo del método de cálculo de flechas por integración de curvaturas (más penoso y que, a primera vista, podría parecer más exacto) puede producir mayor error, para determinadas redistribuciones de armaduras, que el método de cálculo de flechas de Branson, el cuál no es tan sensible a la variación de armado.

Hay que hacer notar además que, para distribuciones normales de armadura ($A_s^+/A_{st} < 0{,}50$), la flecha calculada por el método "No Lineal" es prácticamente constante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

4. METODO DE LA VIGA EQUIVALENTE

De los resultados obtenidos en los apartados 2 y 3, se desprende que un método simplificado de análisis de esfuerzos, útil para cálculo de flechas, debe proporcionar, con buena aproximación, la ley de esfuerzos redistribuida en servicio y ser sensible a las variaciones de armado.

El *método de la viga equivalente,* que se propone en este apartado, consiste, esencialmente, en obtener una rigidez equivalente de la viga y unos momentos de empotramiento perfecto tales que, mediante un análisis matricial tradicional de barras de rigidez constante, se obtengan los mismos esfuerzos que los que resultarían de un análisis no lineal.

Del estudio [ref. 5] del comportamiento de una viga con empotramientos elásticos, compuesta por tres tramos con inercias, I_1, I_2 e I_3 y de longitudes L_1, L_2 y L_3, respectivamente, puede deducirse que la inercia equivalente de la pieza que produce la misma ley de esfuerzos es:

$$I_e = \frac{L_1}{L} I_1 + \frac{L_2}{L} I_2 + \frac{L_3}{L} I_3$$

donde: $L = L_1 + L_2 + L_3$.

Por analogía con este caso, del comportamiento de una viga fisurada de hormigón armado, se propone, para la inercia equivalente, en el caso de vigas de hormigón armado, la siguiente expresión:

$$I_{ev} = \lambda_1 I_{e1} + \lambda_2 I_{e2} + (1 - \lambda_1 - \lambda_2) I_{ec} \qquad (1)$$

siendo:

I_{e1}, I_{e2} e I_{ec} las conocidas inercias equivalentes de las secciones extremas, izquierda y derecha, y central, respectivamente, definidas por Branson para el cálculo de flechas.

λ_1 y λ_2, los parámetros que definen los puntos de momento nulo, con respecto a las secciones extremas izquierda y derecha de la viga, respectivamente, y que vienen dados por:

$$\lambda_1 = \frac{L_1}{L} \quad \text{y} \quad \lambda_2 = \frac{L_2}{L}$$

donde L es la luz de la viga y L_1 y L_2 son las longitudes de los tramos de momentos negativos, a izquierda y derecha, respectivamente, del correspondiente diagrama de momentos flectores.

Por otra parte, utilizando la misma analogía entre la viga con tres tramos de inercias diferentes y la viga fisurada de hormigón armado, se pueden obtener los momentos de empotramiento perfecto, sin más que imponer las condiciones de giro nulo en los extremos. En el caso de vigas con disposición simétrica de armaduras y sometidas a cargas uniformemente distribuidas, el momento de empotramiento perfecto viene dado por:

$$M_0 = q L^2 \frac{\frac{\alpha}{12} - \frac{\alpha - 1}{2} \lambda_1^2 + \frac{\alpha - 1}{3} \lambda_1^3}{\alpha - 2 (\alpha - 1) \lambda_1} = q L^2 F (\alpha, \lambda_1)$$

donde α representa la relación entre la inercia equivalente de las secciones extremas de la viga y la inercia equivalente de la sección central:

$$\alpha = \frac{I_{ec}}{I_{ec}}$$

y λ_1 es el parámetro que define los puntos de momento nulo, cuyo valor depende, a su vez, del momento de empotramiento, M_0:

$$\lambda_1 = \frac{1}{2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2}{3} \frac{M_0}{M_{oe}}} \right)$$

siendo M_{oe} el momento de empotramiento perfecto para el caso de comportamiento con rigidez constante, es decir: $M_{oe} = \frac{q L^2}{12}$.

Por consiguiente, el momento de empotramiento perfecto, M_{oe}, puede expresarse en función exclusiva de la relación de inercias equivalentes α:

$$\frac{M_o}{M_{oe}} = 12 F \left(\alpha, \frac{M_o}{M_{oe}} \right)$$

La figura 10 representa la relación $\frac{M_o}{M_{oe}}$ en función de α.

Una buena aproximación de $\frac{M_0}{M_{oe}}$ en función de α, puede ser expresada por:

$$\frac{M_0}{M_{oe}} = \frac{1 + 4 \alpha}{2 + 3 \alpha}$$

para valores de α comprendidos entre 0,50 y 2.

En el caso de que la viga no esté armada simétricamente, la expresión anterior puede aplicarse independientemente para cada extremo:

$$\frac{M_{01}}{M_{0e1}} = \frac{1 + 4 \alpha_1}{2 + 3 \alpha_1} \; ; \; \frac{M_{02}}{M_{0e2}} = \frac{1 + 4 \alpha_2}{2 + 3 \alpha_2} \qquad (2)$$

siendo $\alpha_1 = \frac{I_{e1}}{I_{ec}}$ y $\alpha_2 = \frac{I_{e2}}{I_{ec}}$

Las expresiones (1) y (2) constituyen la inercia equivalente y los momentos de empotramiento perfecto que hay que introducir en el cálculo matricial de barras de rigidez constante.

La aplicación de este método propuesto, requiere un proceso iterativo, ya que tanto la iner-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

cia equivalente como los momentos de empotramiento perfecto dependen del nivel de esfuerzos, a través de las inercias equivalentes de las secciones de referencia. No obstante, en los ejemplos estudiados se ha comprobado que la convergencia se alcanza con tan sólo tres o cuatro iteraciones, como máximo.

5. COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE EL METODO GENERAL DE ANALISIS NO LINEAL Y EL METODO PROPUESTO

Para estimar el orden de aproximación del método propuesto, respecto a los resultados proporcionados por un método general de análisis no lineal, en servicio, cuando se calculan las flechas, se han estudiado los mismos ejemplos expuestos en el apartado 2 de este trabajo, siguiendo la metodología de cálculo de esfuerzos por medio del método propuesto, y cálculo de flechas mediante integración de curvaturas, de acuerdo con las hipótesis de comportamiento del hormigón fisurado del Código Modelo 90.

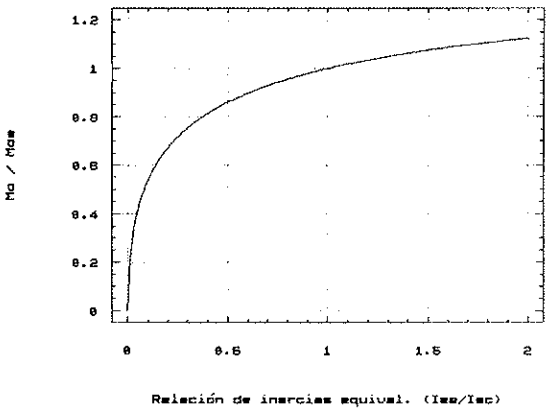


Fig. 10. Variación del momento de empotramiento perfecto.

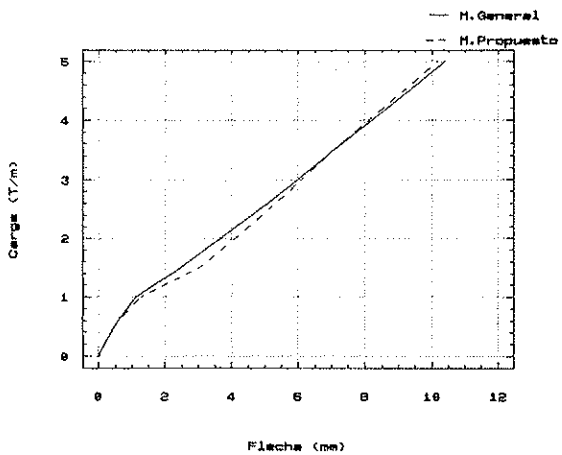


Fig. 11. Diagramas Carga-Flecha. Viga biempotrada.

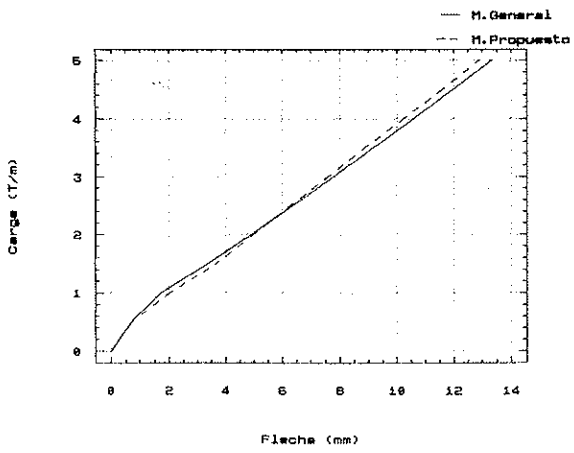


Fig. 12. Diagramas Carga-Flecha. Viga con empotramientos elásticos.

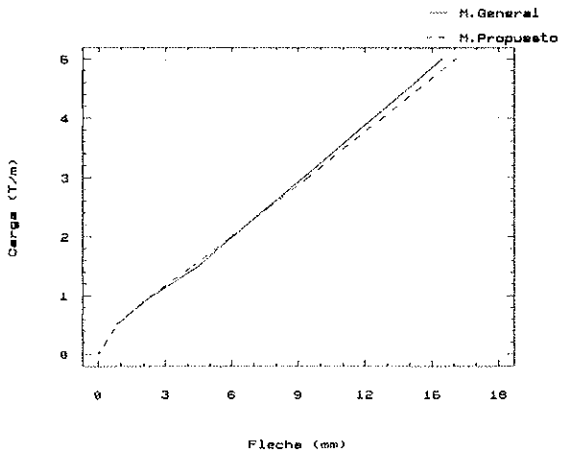


Fig. 13. Diagramas Carga-Flecha. Viga continua de dos vanos.

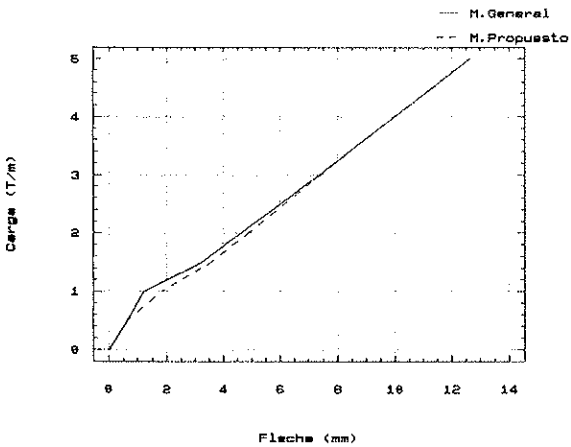


Fig. 14. Diagramas Carga-Flecha. Viga de pórtico.

Las figuras 11, 12, 13 y 14 representan los diagramas carga-flecha obtenidos. En ellas puede apreciarse el buen ajuste en la flecha estimada por el método propuesto. En concreto, los errores relativos para el nivel de carga de servicio (3,50 t/m) en los ejemplos estudiados son los siguientes:

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

—Viga biempotrada: error = 0%

—Viga con empotramientos elásticos: error = –3,2%

—Viga continua de dos vanos: error = +2,7%

—Viga de pórtico: error = 0%.

6. CONCLUSIONES

La práctica habitual de calcular las flechas a partir de los esfuerzos obtenidos por el análisis elástico y lineal de la estructura, que no tiene en cuenta ni el estado de fisuración, ni el armado de los elementos, supone una forma de operar poco congruente. Esta incongruencia no representaría ningún problema si la redistribución de esfuerzos causada por el comportamiento no lineal del hormigón fisurado no tuviera gran influencia en el resultado final de las flechas calculadas.

Según ha sido mostrado en los ejemplos del apartado 2 de este trabajo, las diferencias en el resultado final de la flecha calculada pueden ser de un 40%, según se adopte la ley de esfuerzos del cálculo lineal o del análisis no lineal.

La utilización del método de Branson para el cálculo de flechas, combinado con el análisis lineal de esfuerzos, comete menores errores que si se utiliza la integración de curvaturas, partiendo de los esfuerzos del análisis lineal. Los errores relativos cometidos por el método de Branson, respecto al análisis no lineal, están por debajo del 25% en los ejemplos resueltos.

Por otra parte, se ha mostrado en el apartado 3 que, si se utilizan en el cálculo de flechas los esfuerzos del análisis no lineal, la flecha resulta bastante insensible a la redistribución de las armaduras en la viga, manteniendo constante la armadura total de la viga. Hay que llamar la atención sobre esta conclusión ya que, razonando sobre el procedimiento habitual de cálculo de flechas, se puede concluir, erróneamente, que dimensionando las armaduras para leyes de esfuerzos con altas redistribuciones, se disminuye la flecha instantánea del elemento.

Por último, se presenta un método simplificado de análisis para la obtención de los esfuerzos en servicio, en estructuras hiperestáticas de hormigón. En este método se definen una inercia equivalente de la viga y unos momentos de empotramiento perfecto, a partir de las inercias equivalentes de Branson de las secciones extremas y central de la viga, los cuales, introducidos en el cálculo matricial como si de elementos de rigidez constante se tratara, permiten obtener, en pocas iteraciones, los esfuerzos finales en las barras de la estructura.

Los resultados obtenidos con la aplicación de este método en el cálculo de las flechas son muy concordantes con los proporcionados por un análisis riguroso no lineal.

REFERENCIAS

1. E. COSENZA: *"Finite element analysis of reinforced concrete elements in a cracked state"*. Computers & Structures, Vol. 36, Nº 1, pp. 71-79, 1990.

2. J.K. KIM y T.G. LEE: *"Nonlinear analysis of reinforced concrete beams with softening"*. Computers & Structures, Vol. 44, Nº 3, pp. 567-573, 1992.

3. COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON: *"CEB-FIP Model Code 1990"*. CEB Bulletin Nº 203, 204 y 205, 1991.

4. D.E. BRANSON: *"Deformation of concrete structures"*. Ed. Mc Graw-Hill, 1977.

5. F. FARGUETA CERDA: *"Cálculo práctico de flechas instantáneas en estructuras de hormigón"*. Departamento de Ingeniería de la Construcción, Universidad Politécnica de Valencia, Tesis doctoral realizada bajo la dirección de P. F. Miguel Sosa, 1993.

RESUMEN

La práctica habitual del cálculo de flechas en estructuras aporticadas de hormigón armado, consiste, por una parte, en un análisis elástico y lineal de esfuerzos y, por otra, en un cálculo de flechas a partir de estos esfuerzos, mediante métodos que tienen en cuenta la fisuración del hormigón. Este planteamiento, además de ser poco congruente, puede conducir a errores importantes en la evaluación de la flecha.

Es de resaltar el hecho de que, si se efectúa un cálculo de flechas a partir de los esfuerzos obtenidos del análisis no lineal de la estructura, la redistribución de armaduras entre negativos y positivos no afecta sensiblemente a la flecha instantánea.

Un planteamiento de análisis de esfuerzos, congruente con la hipótesis de hormigón fisurado empleada en los métodos de cálculo de flechas, llevaría a la resolución de un problema complejo, de análisis no lineal de esfuerzos, poco práctico en orden a su aplicación. En este trabajo se presenta un método simplificado para el cálculo en servicio de pórticos de hormigón armado, que incorpora los efectos producidos por la fisuración.

SUMMARY

The usual practice for the calculation of deflec-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

tions in reinforced concrete frames consists of a linear-elastic analysis of efforts and a calculation of deflections from these efforts, taking into account the cracking of the concrete. This method is not congruent and may leads to important differences in the computed deflections.

When a non-linear analysis is made for computing the efforts to calculate the deflections, the instantaneous deflections are not afected by redistribution between top and bottom reinforcements.

In this paper a simplified method for the reinforced concrete frames computing in service is presented, including cracking effects.

* * *

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 25/11/2026

Sobre la caracterización mecánica diferida del hormigón

Luis Agullo, Antonio Aguado, Angel C. Aparicio
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Barcelona

1. INTRODUCCION

En este artículo se presenta, en primer lugar, una descripción de la campaña experimental realizada para la caracterización mecánica diferida del hormigón utilizado en el Paso del Alamillo, Camas-San Lázaro, obra integrada en el conjunto de las realizadas con motivo de la pasada exposición universal de Sevilla.

Esta campaña se refiere a la evaluación experimental de la deformación por retracción y de la deformación bajo carga mantenida, en compresión, del hormigón en diferentes condiciones relativas al nivel y duración de la carga y a la edad del hormigón, tanto a la puesta en carga como en la descarga. Otros aspectos relativos al comportamiento diferido del hormigón, en proyecto y construcción, pueden consultarse en Aparicio y Agulló (1993).

En segundo lugar, se exponen los resultados y el análisis de resultados relativos a la campaña experimental realizada, haciendo énfasis en la influencia que tiene, en la deformación final bajo carga, la forma cómo se evalúan las correspondientes deformaciones instantáneas asociadas a la puesta en carga. Asimismo, los resultados obtenidos experimentalmente se comparan con la predicción analítica obtenida siguiendo la Instrucción EP-93.

2. CAMPAÑA EXPERIMENTAL

La evaluación experimental de la deformación por retracción y de la deformación bajo carga mantenida, en compresión, se ha realizado sobre muestras del hormigón puesto en obra en tres secciones de la estructura. Estas corresponden al arranque del dintel (Sección I), al arranque del pilono (Sección II) y a media altura del pilono (Sección III); estas muestras se han fabricado in situ y secuencialmente en el tiempo, siguiendo las etapas constructivas del puente. En la figura 1 se visualiza la localización de estas secciones en un croquis de la estructura.

Las deformaciones atensionales del hormigón debidas a la retracción se han evaluado en distintas probetas correspondientes a las secciones de referencia (I, II, III) mediante dos sistemas de medida diferentes que, en la nomenclatura utilizada en este artículo, responden a las denominaciones R1 (sistema de medida mediante transductor diferencial) y R2 (sistema de medida mediante

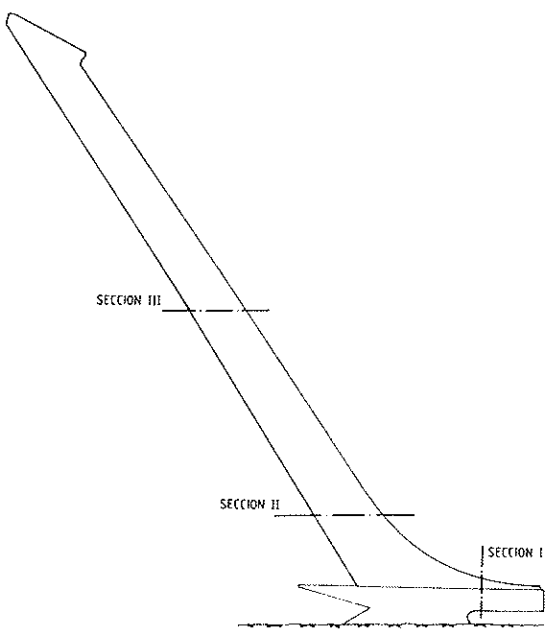


Fig. 1. Croquis de localización de las secciones de referencia, en la estructura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

galga embebida), utilizándose el primero de éstos para la medida de la retracción en las primeras horas.

En relación a los ensayos de fluencia, la edad de las probetas a su puesta en carga, así como el nivel de carga aplicado, se corresponden con la puesta en tensión de diferentes tirantes de la estructura. En particular, los distintos niveles de tensión aplicados son los que se han evaluado en proyecto en las diferentes secciones consideradas, a la puesta en tensión de los respectivos tirantes. En la Tabla 1 se presentan, para cada sección, las tensiones de compresión asociadas a la puesta en tensión de los respectivos tirantes.

Tabla 1

Tensiones de compresión asociadas a la puesta en tensión de diferentes tirantes (kg/cm²)

Sección	Tirante nº			
	3	7	10	13
I	24	38	118	120
II	11	32	49	60
III	–	4	20	40

La aplicación de los diferentes niveles de tensión correspondientes a cada sección, se ha realizado en el tiempo según el ritmo de puesta en tensión de los tirantes en obra y bajo dos modalidades distintas. Por una parte, se han aplicado de forma escalonada los respectivos niveles de tensión (Ensayos F1) y, por otra, se han aplicado niveles de tensión de forma mantenida en el tiempo, bajo un único escalón de carga (Ensayos F2).

En la figura 2 se presentan, para cada sección, y para cada tipo de ensayo, los procesos carga-tiempo bajo los cuales se han desarrollado los ensayos de fluencia.

En esta figura, el eje de abcisas representa el tiempo (en días) correspondiente a las edades del hormigón en el momento de la puesta en carga (origen de tiempos) y durante la aplicación de los diferentes niveles de carga; el valor de la abscisa final corresponde a la edad del hormigón en el momento de la descarga. En el eje de ordenadas se representa el nivel de tensión expresado por el cociente, en tanto por ciento, entre la tensión aplicada y la resistencia de proyecto del hormigón (f_{ck} = 350 kg/cm²).

En paralelo a estos ensayos, se han realizado otros de resistencia a compresión y de módulo de deformación del hormigón, a fin de obtener la evolución en el tiempo de estas propiedades durante el periodo de evaluación de las deformaciones por retracción y fluencia.

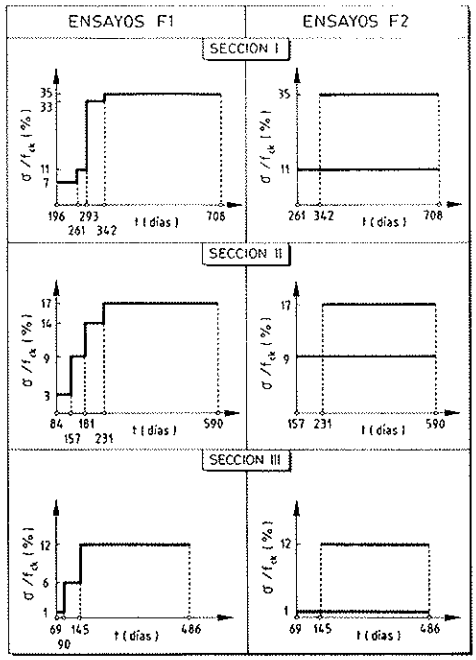


Fig. 2. Diagramas carga-tiempo contemplados en los ensayos de fluencia.

3. FABRICACION Y ENSAYO DE PROBETAS

El hormigón ensayado corresponde a la designación H-350, siendo su dosificación teórica en planta la que se presenta en la tabla 2.

Tabla 2

Dosificación teórica del hormigón ensayado

Dosificación Teórica (por m³)	
• Cemento (I 45A SR MR)	425 kg
• Aridos (rodados)	
–Arena 0/5	907 kg
–Gravilla 5/12	1015 kg
• Agua	150 ℓ
• Aditivo (Lubricón 500)	1,7 ℓ

Tabla 3

Probetas fabricadas para cada sección de referencia

Ensayo	Nº	Forma y Dimensiones (cm)
Retracción (R1)	2	Prismática, 10 x 10 x 40
Retracción (R2)	2	Prismática, 15 x 15 x 60
Fluencia (F1)	2	Cilíndrica, h = 45 ø = 15
Fluencia (F2)	4	Cilíndrica, h = 45 ø = 15
Compresión	26	Cilíndrica, h = 30 ø = 15
Módulo deformación	12	Cilíndrica, h = 30 ø = 15

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Para cada una de las secciones de referencia adoptadas en este estudio se han fabricado in situ distintas probetas, a efectos de la realización de los diferentes ensayos anteriormente presentados. En la tabla 3, se presentan el número, la forma y las dimensiones de las probetas confeccionadas para cada uno de los ensayos realizados en cada sección de referencia.

La fabricación de las probetas que configuran la muestra se ha realizado, tal y como se ha expuesto anteriormente, a pie de obra y de forma secuencial en el tiempo, siguiendo las etapas constructivas de la estructura y corresponden, por tanto, al hormigón colocado en la misma.

Las probetas destinadas a la evaluación de la resistencia a compresión y del módulo de deformación se han fabricado siguiendo las directrices de UNE 83.301 y en un ambiente exterior.La fabricación de las probetas para los ensayos de retracción y fluencia se ha realizado en un recinto cerrado, dentro de las instalaciones de obra que había dispuesto la empresa adjudicataria del control de calidad de la obra. El vertido y la compactación de estas probetas se ha realizado en función de sus dimensiones, tipo de árido (rodado) y asiento obtenido en el cono de Abrams, siguiendo las recomendaciones de AFNOR, NF P18-422 y 423.

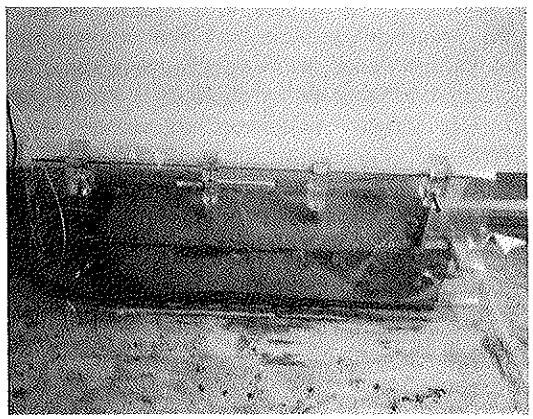


Foto 1. Sistema de medida de la retracción mediante transductor diferencial.

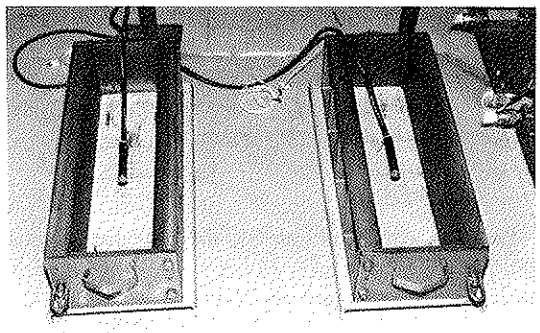


Foto 2. Sistema de medida de la retracción mediante galga embebida.

En estas probetas, previamente al vertido del hormigón, se ha procedido a disponer los equipos para el registro de deformaciones, las cuales se miden mediante un registro periódico que se inicia con la probeta en vacío. Asimismo, se mide la evolución de las temperaturas que se alcanzan en el hormigón dentro de la probeta. En la foto 1 se muestra una probeta de retracción, con sistema de medida de transductor diferencial; y en la foto 2 se visualiza el sistema de medida mediante galga embebida (ensayo R2). Este sistema también es el empleado con las probetas de fluencia. En la tabla 4, se resumen los equipos utilizados en la etapa que comprende desde la fabricación hasta el desmoldeo in situ de las probetas.

Las probetas, fabricadas según se ha descrito anteriormente, se han conservado durante las primeras 48 horas en sus respectivos ambientes de fabricación. Así, las probetas moldeadas para los ensayos de módulo de deformación y resistencia a compresión se han mantenido,durante este tiempo, en un ambiente exterior, mientras que las relativas a retracción y fluencia se han mantenido en el ambiente protegido del interior de las instalaciones de obra de la empresa de control, en las cuales se habían dispuesto los equipos necesarios para la adquisición de datos durante el período de conservación hasta el inicio de las actuaciones relativas a su preparación para el transporte al Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Tabla 4

Equipos utilizados para el registro de deformaciones y temperaturas

Ensayo	Equipos en Probetas	Equipos Externos
Retracción (R1)	• Transductor diferencial • Sonda térmica	• Skirrel 1205–DE (Registro temperaturas) • Ordenador de control HP 85 • Sistema adquisición de datos HP3497 • Fuente alimentación FAC–303–B
Retracción (R2)	• Galga embebida • Sonda térmica	
Fluencia (F1 y F2)	• Galga embebida • Sonda térmica	

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

de Barcelona. El transporte desde Sevilla a Barcelona se realizó por carretera, mediante un vehículo previamente acondicionado para minimizar, en la medida de lo posible, la incidencia que pudiera tener este transporte en las probetas.

Una vez en el laboratorio, las probetas se han conservado en distintos ambientes según fuera el objeto del ensayo que se iba a realizar. Así, las relativas a ensayos de resistencia a compresión y módulo de deformación se han mantenido en cámara húmeda (T = 20ºC, HR ≥ 95%), mientras que las destinadas a la evaluación de la retracción y la fluencia se han conservado en cámara climática (T = 20ºC, y condiciones de humedad relativa próximas al 50%), siendo éste su ambiente de conservación y de ensayo.

La puesta en carga de las probetas de fluencia se ha realizado secuencialmente en el tiempo, a las edades del hormigón y según los procesos de caga anteriormente expuestos en la figura 2.

La aplicación de las cargas se realiza en bastidores concebidos y fabricados especialmente para el ensayo de fluencia [Aguado et al (1986)]. En la foto 3 se visualizan los bastidores de carga utilizados en los ensayos.

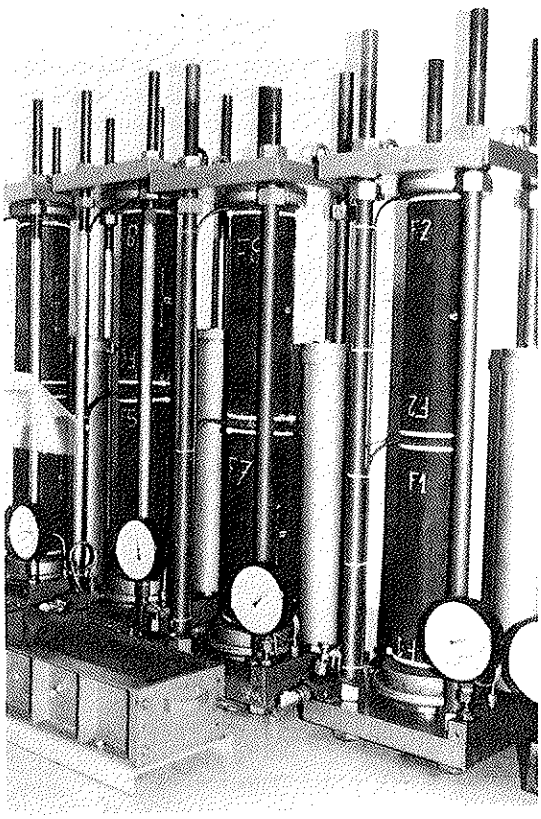


Foto 3. Bastidores de carga utilizados en los ensayos de fluencia.

Para el registro de deformaciones durante los ensayos de fluencia se utilizan los equipos anteriormente indicados en la tabla 4.

La descripción pormenorizada de las actuaciones relativas a la fabricación y transporte de las probetas, así como de los equipos y los procedimientos de ensayo, las normas, códigos y recomendaciones que han servido de base para éstos, puede consultarse en Aguado y Agulló (1991, 1993).

4. RESULTADOS Y ANALISIS

4.1. Resistencia a compresión y módulo de deformación

En este apartado se presentan los resultados obtenidos en relación a la evolución de la resistencia a compresión y al módulo de deformación del hormigón. Ello obedece, por una parte, a que la resistencia a compresión es un marco de referencia en el análisis y, por otra, a la incidencia que tiene el módulo de deformación en el cálculo de las deformaciones instantáneas, en las cualles se incidirá en apartados posteriores.

En la tabla 5 se exponen los resultados obtenidos del módulo de deformación (E_c) y de la resistencia media a compresión (f_{cm}), para las probetas de hormigón correspondiente a las secciones I, II y III. Asimismo, se incluyen como complementarios los resultados del hormigón de la sección V (hormigonada con un hormigón de la misma dosificación teórica y resistencia característica que el de los anteriores) que fueron realizados, a petición de la Dirección de Obra, en paralelo a la campaña

Tabla 5

Valores del módulo de deformación (E_c) y de la resistencia media a compresión (f_{cm})

Sección	Edad (días)	E_c (kp/cm²)	f_{cm} (kp/cm²)
I	165	351.909	620
	270	364.697	662
	291	338.787	663
	342	370.510	645
II	49	297.589	491
	154	336.166	475
	175	359.824	578
	231	363.531	556
III	62	307.984	373
	82	318.554	424
	145	328.399	422
V	7	274.740	334
	9	278.154	373
	28	292.151	420

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

experimental presentada. Los resultados expuestos en la citada tabla corresponden al valor medio de dos determinaciones para la resistencia media y de tres para el módulo de deformación.

Los valores presentados de la resistencia media corresponden, tal y como se ha dicho anteriormente, al valor medio de dos determinaciones. En este sentido, para la sección I a 342 días y para la sección II a 231 días, el valor obtenido de la resistencia media lleva asociado una alta dispersión.

Considerando el conjunto de valores obtenidos del módulo de deformación, los resultados siguen una secuencia de crecimiento con la edad, tal como se muestra en la figura 3; sólamente el valor

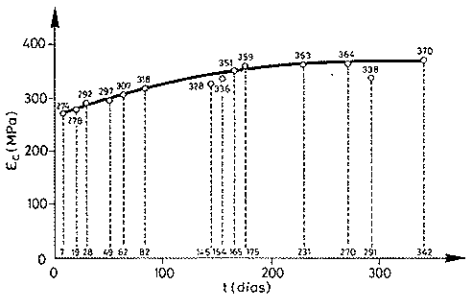


Fig. 3. Evolución del módulo de deformación con la edad.

obtenido para las 291 días en la sección I, no cumple esa secuencia. Ello puede ser debido a que, por cuestiones de intendencia interna de laboratorio, las probetas se sacaron de la cámara un viernes para realizar el ensayo el lunes, lo cual supuso un periodo de tiempo de secado superior al del resto de las series. Este hecho puede conducir, tal como señala GORISSE (1980), a un módulo de deformación menor; dicho autor indica que el módulo de deformación en probetas secas puede estimarse aproximadamente:

$$E_{seco} = E_{húmedo} - 30.000 \text{ kp/cm}^2 = 0{,}85\ E_{húmedo} \qquad [1]$$

Por otra parte, hay que poner de manifiesto que los resultados obtenidos del módulo de deformación son inferiores a los obtenidos según la formulación propuesta por la Instrucción EH-91 y, si bien están más próximos a los obtenidos según la formulación de Código Modelo del C.E.B. (1990), aún quedan algo por debajo de estos últimos. Existen distintos factores que pueden justificar en parte este comportamiento; de entre éstos cabe señalar que el tamaño máximo del árido, en este caso 12 mm, podría dar una explicación parcial de dicho resultado, si bien para una contrastación más precisa sería necesario un estudio para profundizar en la incidencia de esta variable.

4.2. Retracción

Las deformaciones por retracción se han evaluado en el periodo de tiempo que comprende desde la fabricación en obra del hormigón hasta el momento de la descarga de las probetas sometidas a ensayos de fluencia; en consecuencia, la edad final de evaluación de la retracción es diferente para el hormigón de cada sección de referencia. En la tabla 6 se exponen los valores de la retracción (valor medio de dos probetas) y las correspondientes edades de evaluación.

Tabla 6

Deformaciones por retracción del hormigón

Sección	Edad (días)	Deformación (mm/m)
I	708	0,38
II	590	0,23

Para la sección III, a 486 días, se obtuvo un valor de la deformación por retracción, de 0,55 mm/m. Este valor se estima como anormalmente alto en relación a los obtenidos en las secciones I y II; ello podría imputarse en parte a alguna incidencia en el sistema de medida, fruto de un cambio de posición o movimiento brusco, durante la fabricación o el transporte. Este hecho, junto al condicionante de tener una única probeta para esta sección, al haberse producido en la otra una anomalía en el funcionamiento de la galga, ha conducido a desestimar este resultado.

En consecuencia, para los cálculos relativos a las deformaciones por fluencia en la sección III, los valores de la retracción adoptados corresponden a los de la sección II, con la cual presenta una gran similitud de características mecánicas.

En paralelo a la determinación experimental de las deformaciones por retracción, se han evaluado estas deformaciones, analíticamente, siguiendo el proceso contenido en los comentarios del apartado 35.8 de la Instrucción EP-93, para distintas condiciones de humedad ambiente (40%, 70%, 90% y 100%).

En este sentido, considerando unas condiciones medias de humedad durante la realización de los ensayos en el entorno del 50-60% (si bien más próximas al 60%), para estas condiciones la retracción que predice la EP-93, a los 708 días, se sitúa entre 0,43 mm/m y 0,36 mm/m, lo cual indica que los resultados obtenidos experimentalmente están en el mismo orden de magnitud que los obtenidos analíticamente siguiendo la citada Instrucción.

4.3. Fluencia

La deformación por fluencia (ε_{cc}) se obtiene, en cada caso, a partir de la respectiva deformación

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

final, bajo carga mantenida, registrada en el ensayo ($\varepsilon_{c\sigma}$). De esta última deformación se sustraen la deformación elástica instantánea (ε_{ci}) asociada a la puesta en carga y la deformación por retracción del hormigón (ε_{cs}) desde el momento de la aplicación de la carga hasta la descarga. En la figura 4, a modo de ejemplo, se visualiza la evolución de las diferentes deformaciones medidas en el hormigón correspondiente a la sección I, frente a los distintos ensayos de tipo F1 (incremento de carga a ciertas edades) y de tipo F2 (carga mantenida, para dos niveles de carga, respecto a la carga última, 11% y 35%).

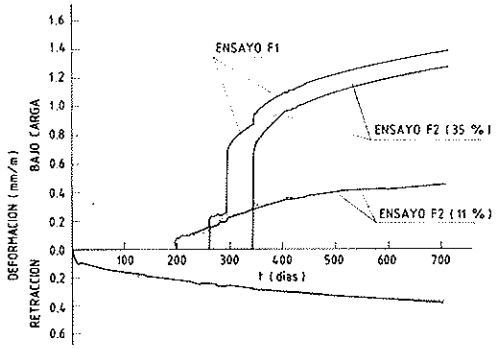


Fig. 4. Evolución de las deformaciones por re – tracción y bajo carga, en el hormigón de la sec – ción I.

La deformación por fluencia se evalúa según la relación

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c\sigma} - \varepsilon_{ci} - \varepsilon_{cs} \qquad [2]$$

en donde los términos que en ella figuran tienen los significados dados anteriormente.

El coeficiente, φ, de fluencia se obtiene mediante la expresión

$$\varphi = \frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{ci}} \qquad [3]$$

De cara a la obtención, a partir de resultados experimentales, de la deformación diferida (ε_{cc}) y del coeficiente de fluencia (φ), las relaciones [2] y [3] ponen de manifiesto la incidencia de la deformación instantánea (ε_{ci}) asociada a la puesta en carga de las probetas.

En este sentido, la deformación instantánea medida en el bastidor, correspondiente ésta a la deformación relativa a la puesta en carga de la probeta, es de un orden de magnitud superior a la que se obtiene evaluando esta deformación como cociente entre la tensión que corresponde a la carga aplicada y el módulo de deformación del hormigón a la edad de aplicación de la carga. Esta diferencia obedece, fundamentalmente, a que el proceso de carga en el bastidor se realiza a una velocidad lenta, frente a la que sería una aplicación instantánea de la carga cuando se evalúa la deformación por el cociente entre la tensión y el módulo de deformación, asimismo, en la deformación instantánea medida en el proceso de carga podría considerarse que existe también una pequeña componente de deformación por fluencia bajo carga variable.

Ello conduce a que, para una misma deformación bajo carga ($\varepsilon_{c\sigma}$) y una misma deformación por retracción (ε_{cs}), la deformación por fluencia (ε_{cc}) sea diferente según el criterio que se adopte para la definición de la deformación instantánea. En las tablas 7 y 8 se presentan, respectivamente, para los ensayos F1 y F2, las deformaciones obtenidas en la campaña experimental desarrollada, teniendo en cuenta las consideraciones realizadas respecto a las deformaciones instantáneas. En estas tablas, ε_{ci} indica las deformaciones instantáneas medidas en el bastidor y ε^*_{ci} las evaluadas por el cociente entre la tensión y el módulo de deformación, siendo ε_{cc} y ε^*_{cc} las correspondientes deformaciones por fluencia; estas deformaciones se expresan todas ellas en mm/m.

Los resultados presentados no son directamente comparables, al corresponder, tal y como se ha expuesto anteriormente, a diferentes edades y niveles de carga, lo cual hace nada fácil separar estas variables en el análisis; no obstante, ponen de manifiesto la incidencia del modo cómo se consideren las deformaciones instantáneas (ε_{ci}, ε^*_{ci}) en las deformaciones por fluencia (ε_{cc}, ε^*_{cc}) para una misma deformación bajo carga ($\varepsilon_{c\sigma}$) y una misma retracción (ε_{cs}). En este sentido, las deformaciones por fluencia asociadas a las instantáneas medidas en el bastidor (ε_{cc}) resultan ser inferiores a las que se obtienen evaluando las instantáneas mediante el cociente entre la tensión aplicada y el módulo de deformación del hormigón (ε^*_{cc}); en

Tabla 7

Resultados de los ensayos de fluencia bajo escalones de carga (ensayos tipo F1)

Sección	σ / f_{ck} (%)					$\varepsilon_{c\sigma}$	ε_{cs}	ε_{ci}	ε^*_{ci}	ε_{cc}	ε^*_{cc}
	t_1	t_2	t_3	t_4	t_f						
I	7	11	33	35	35	1,327	0,168	0,680	0,323	0,478	0,829
	196	261	293	342	708						
II	3	9	14	17	17	0,626	0,187	0,300	0,174	0,139	0,265
	84	157	181	231	590						
III	—	1	6	12	12	0,625	0,149	0,190	0,124	0,286	0,352
	—	69	90	145	486						

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Tabla 8

Resultados de los ensayos de fluencia bajo carga mantenida (ensayos tipo F2)

Sección	σ / f_{ck} (%)		ε_{co}	ε_{cs}	ε_{ci}	ε^*_{ci}	ε_{cc}	ε^*_{cc}
	t_i	t_f						
I	11		0,472	0,139	0,170	0,104	0,163	0,229
	261	708						
	35		1,327	0,095	0,700	0,324	0,531	0,908
	342	708						
II	9		0,432	0,164	0,115	0,095	0,152	0,172
	157	590						
	17		0,634	0,134	0,305	0,165	0,195	0,335
	231	590						
III	1		0,187	0,147	0,033	0,013	0,006	0,026
	69	486						
	12		0,570	0,132	0,200	0,122	0,238	0,317
	145	486						

línea con estas consideraciones, las recientes recomendaciones RILEM [Acker (1993)] dan prioridad a la evaluación de las deformaciones instantáneas en el proceso de carga (bastidor) frente a la evaluación teniendo en cuenta la carga aplicada y el módulo de deformación del hormigón, si bien no explicitan cuál debe ser la velocidad de carga en el bastidor.

Por otra parte, la incidencia de las deformaciones instantáneas también se presenta cuando se trata de evaluar el coeficiente de fluencia φ, siguiendo la relación [2] anteriormente expuesta. Así, considerando las deformaciones instantáneas medidas en el bastidor, el coeficiente de fluencia, dependiendo de los diagramas carga-tiempo utilizados y del tipo de ensayo (véase figura 2) varía en un intervalo comprendido entre 0,45 y 1,50; mientras que para las mismas condiciones de ensayo, si se adoptan en el cálculo las deformaciones instantáneas en base a la carga aplicada y el módulo de deformación, el intervalo resultante para el coeficiente de fluencia es el comprendido entre 1,50 y 2,80.

En paralelo a las determinaciones experimentales del coeficiente de fluencia, para las condiciones relativas a los ensayos F2 (aplicación de un único escalón de carga) se ha realizado una evaluación analítica de dicho coeficiente, siguiendo el proceso de cálculo contenido en los comentarios del artículo 35.9 de la Instrucción EP-93. En la tabla 9 se presentan los valores del coeficiente de fluencia teniendo en cuenta los dos modos de evaluación de las deformaciones instantáneas y el valor predicho por la EP-93, para distintas humedades relativas (40%, 70%, 90% y 100%); en esta tabla, se designa por φ el coeficiente asociado a las deformaciones ε_{ci} (medidas en el bastidor) y por φ^* el asociado a las deformaciones ε^*_{ci} (evaluadas según σ y E_c).

Los resultados presentados en la tabla 9 indican, en conjunto, que los valores del coeficiente de fluencia asociados a las deformaciones instantáneas medidas en el bastidor de carga están próximos a los que predice la EP-93, a excepción del valor correspondiente a la sección III para un nivel de carga del 1%; este valor discordante

Tabla 9

Valores del coeficiente de fluencia

Sección	σ / f_{ck} (%)		φ^*	φ	$\varphi_{EP\text{-}93}$ **40%**	$\varphi_{EP\text{-}93}$ **70%**	$\varphi_{EP\text{-}93}$ **90%**	$\varphi_{EP\text{-}93}$ **100%**
	t_i	t_f						
I	11		2,20	0,96	0,98	0,81	0,63	0,55
	261	708						
	35		2,80	0,76	0,79	0,67	0,55	0,50
	342	708						
II	9		1,81	1,32	1,33	1,04	0,73	0,60
	157	590						
	17		2,03	0,64	0,99	0,81	0,62	0,53
	231	590						
III	1		2,00	0,18	2,07	1,53	0,95	0,71
	69	486						
	12		2,60	1,19	1,30	1,01	0,71	0,58
	145	486						

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

puede imputarse a que el bajo nivel de carga aplicado queda dentro de las propias tolerancias del sistema de aplicación de la carga.

Estos valores se sitúan en el intervalo correspondiente a humedades ambientes comprendidas entre el 40% y el 70%. En este sentido, las condiciones medias de humedad en que se han mantenido las probetas durante la realización de los ensayos, pueden situarse en el entorno del 50-60%, lo cual indica que los valores del coeficiente de fluencia obtenido experimentalmente teniendo en cuenta las deformaciones instantáneas medidas en el bastidor, son del mismo orden de magnitud que los que predice la EP-93 en análogas condiciones de humedad ambiente.

5. CONCLUSIONES

Del presente trabajo se derivan las siguientes conclusiones generales:

La metodología seguida y los equipos utilizados en la fabricación in situ de las diferentes probetas que configuran la muestra ensayada, han puesto de manifiesto la viabilidad de la fabricación a pie de obra, siempre y cuando se disponga en la misma de unas mínimas instalaciones que garanticen la protección de las probetas y equipos en ellas dispuestas, así como los asociados a la adquisición y almacenamiento de los diferentes registros. En relación a los ensayos de carga mantenida durante periodos largos de tiempo, realizados en laboratorio, debe prestarse atención a la presión en los bastidores de carga, de cara a garantizar que la carga se mantiene en la magnitud prevista durante el periodo de carga establecido.

Respecto a la evaluación de la deformación por fluencia y del coeficiente de fluencia a partir de los resultados experimentales, se ha puesto de manifiesto la incidencia que tiene la forma de evaluar las deformaciones instantáneas del hormigón (medición directa en el bastidor, a partir de σ y E_c). En este sentido, comparando con la formulación analítica de la EP-93, los resultados obtenidos se muestran más próximos a los predichos mediante la Instrucción, cuando se adoptan las deformaciones instantáneas medidas en el bastidor durante el proceso de puesta en carga.

6. REFERENCIAS

ACKER, P. (1993). *"Recommendation for measurement of time-dependent strains of concrete loaded in compresion"*. Creep and Shrinkage of Concrete. E & FN Spon. London. October. pp. 849-858.

AGUADO, A., ALCAYDE, A., VELASCO, J. Mª., VIVES, A. (1986). *"Reflexiones sobre ensayos de fluencia en probetas de hormigón"*. Hormigón y Acero, nº 161. Madrid. 4º trimestre, pp. 95-111.

AGUADO, A., AGULLO, L. (1991). *"Informe relativo a los ensayos realizados para la caracterización mecánica del hormigón utilizado en el Paso del Alamillo"*. Departamento Ingeniería de la Construcción. Universidad Politécnica de Cataluña. Octubre.

AGUADO, A., AGULLO, L. (1993). *"Informe relativo a los resultados de los ensayos realizados para la caracterización mecánica del hormigón utilizado en el Paso del Alamillo"*. Departamento Ingeniería de la Construcción. Universidad Politécnica de Cataluña. Junio.

APARICIO, A. C., AGULLO, L. (1993). *"Creep Studies for the Alamillo Bridge"*. Creep and Shrinkage of Concrete. E & FN Spon. London. October. pp. 757-768.

C.E.B.–F.I.P. (1990). *"Model Code"*. Aprobado 1990, última versión 1993. Bulletin d'Information Nº 213/214. C.E.B. Mayo (1993).

GORISSE, F. (1980). *"Ensayos y control de los hormigones"*. Editores Técnicos Asociados, S.A. Barcelona.

M.O.P.T. (1991). *"Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón armado o en masa"*. S.G.T. Ministerio de Obras Públicas y Transportes. Madrid. Junio.

M.O.P.T.M.A. (1993). *"Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado"*. S.G.T. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. Madrid. Mayo.

RESUMEN

En este artículo se presenta, en primer lugar, una descripción de la campaña experimental realizada para la caracterización mecánica diferida del hormigón utilizado en el Paso del Alamillo, Camas-San Lázaro (Sevilla, EXPO-92).

Seguidamente, se presentan los resultados obtenidos y el análisis de los mismos, haciendo énfasis en la incidencia que tiene, sobre la deformación diferida, el modo de evaluar las deformaciones instantáneas.

Asimismo, se comparan los resultados experimentales con la predicción analítica de los mismos realizada siguiendo las directrices de la Instrucción EP-93.

SUMMARY

This paper first describes the creep and shrinkage tests of concrete for the Alamillo bridge (Sevilla, EXPO-92). Next, the test results are analysed for the influence of instantaneous strain on creep strain. Finally, the test results are compared with analytical results obtained following the Spanish code EP-93.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Caracterización de las acciones del tráfico en puentes de carretera. Aplicación al caso español

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

En un momento de revisión de Normativas de acciones y en particular de las acciones de tráfico, parece oportuno exponer las metodologías utilizadas por distintos grupos de trabajo y las aquí propuestas, basadas en [1], para la calibración de las mismas.

Las solicitaciones reales de tráfico se pueden determinar a partir de los datos de aforos de tráfico, IMD, porcentajes de vehículos pesados, composiciones del tráfico, y peso de los mismos. Todos éstos se obtienen, fácilmente, a partir de las campañas de pesaje con básculas dinámicas [2].

La metodología expuesta permite la estimación de los máximos esfuerzos sobre un puente en un tiempo de referencia, por ejemplo su vida útil. Los resultados se pueden aplicar fundamentalmente en los siguientes estudios:

1. Definición de modelos de sobrecarga de tráfico, para su inclusión en Normativas de acciones.

2. Determinación de solicitaciones reales del tráfico, para su empleo en la evaluación de estructuras, tanto para su aplicación con métodos semiprobabilistas (nivel 1, determinación de valores característicos) o métodos más precisos como los probabilistas (nivel 2, caracterización como variables aleatorias). De este modo, se puede asegurar la fiabilidad y funcionalidad de la estructura, de una forma racional y objetiva, según sus condiciones reales de servicio.

En este artículo se revisan y exponen los siguientes aspectos:

1. Datos existentes relativos a las características y las cargas del tráfico en España.

2. Modelos probabilistas para la caracterización de las solicitaciones asociadas al tráfico de carretera.

3. Propuesta de una metodología de evaluación de la sobrecarga de tráfico y ejemplos de aplicación.

2. SOLICITACIONES DEL TRAFICO DE CARRETERA. GENERALIDADES

En la última década, se ha realizado un gran esfuerzo, en muchos países, para poder cuantificar las solicitaciones del tráfico de carretera [3] [4]. En la actualidad, este tema continúa siendo una línea de investigación importante en Europa y Estados Unidos, debido a la gran importancia del tráfico de mercancías por carretera y las necesidades crecientes que surgen en la definición de itinerarios estratégicos, incremento de las cargas transportadas, mantenimiento, rehabilitación y refuerzo de puentes en servicio con problemas de envejecimiento y degradación progresiva, etc., [5] [6] [7] [8] [9].

Los estudios se han reflejado en las distintas Normativas de proyecto. De este modo, se han incorporado nuevos coeficientes de seguridad y modelos teóricos simplificados para la verificación de los estados límite de servicio o últimos, etc. [10] [11] [12] [13]. Las distintas características del tráfico, (cargas de vehículos, distribución de cargas, composición del tráfico, intensidades, etc.) y su evolución en el tiempo, condicionan los modelos teóricos simplificados de sobrecarga (aquellos que se incluyen en las Normativas). Estos modelos nunca se pueden disociar del conjunto de coeficientes de mayoración de acciones y de minoración de las resistencias, si deseamos garantizar una correcta funcionalidad y seguridad de las obras. Será dudoso plantear la utilización de modelos de tráfico incorporados de otros países donde se construya de forma diferente, se utilicen otros coeficientes de seguridad en los proyectos de construcción o que tengan un tráfico distinto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Las solicitaciones debidas a la sobrecarga de tráfico en puentes de carretera dependen, fundamentalmente, de los siguientes aspectos (Figura 1):

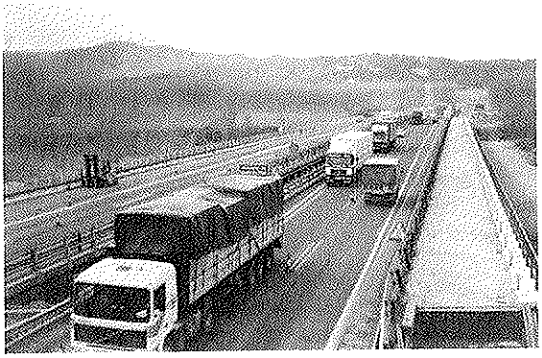


Fig. 1. Tráfico pesado sobre la Autopista A-7.

1. Configuración y características del tráfico:

1.1.–Intensidad, velocidad, densidad y su evolución en el tiempo.

1.2.–Composición del mismo (% de vehículos pesados, tipos de vehículos, etc.).

1.3.–Posibles correlaciones en la llegada o en la carga de vehículos.

2. Características de los vehículos (carga total, configuración geométrica, distribución de cargas en ejes o ruedas, etc.).

3. Tipología estructural y esquema estático del puente.

4. Plataforma funcional y posición transversal de los vehículos.

5. Efecto dinámico (interacción vehículo-estructura) función de la rugosidad del pavimento, estado de conservación de juntas de calzada, tipología estructural, tipo de vehículo, amortiguación, presión de las ruedas, etc., [14].

Debido a la incierta determinación de estas variables, todas ellas deben ser tratadas, en rigor, como variables aleatorias. Por tanto, parece acertado realizar un estudio probabilísta de estos factores, a partir de datos experimentales. Este proporcionará una estimación de las solicitaciones extremas asociadas al tráfico.

Es conocido que los límites legales correspondientes a pesos y velocidades, en los diferentes países europeos, se exceden de forma general y, en consecuencia, no resultaría satisfactorio estudios de evaluación de las máximas solicitaciones asociadas al tráfico, basadas, tan solo, en las especificaciones y límites legales. La manera más realista de controlar los esfuerzos asociados al tráfico de carretera es, sin duda, medir "in situ". El desarrollo de técnicas de pesaje en movimiento, WIM (Weigh in Motion), [15] o las campañas de pesaje de vehículos [2] [16] [17] [18] han permitido conocer las cargas reales del tráfico y muchas de sus características.

La evaluación de modelos teóricos, apoyados en métodos numéricos complejos, han derivado en procedimientos que permiten tener en cuenta todos los aspectos antes mencionados, que intervienen en el cálculo de las solicitaciones, del tráfico, en puentes de carretera. Estos incluyen diferentes esquemas estáticos, tiempos de llegadas, posible presencia de uno o más vehículos en el puente, características de los vehículos y sus cargas reales, distribución transversal de las cargas, efectos dinámicos, etc. [5] [19] [20] [21] [22] [23].

La mayor parte de los modelos teóricos, desarrollados para la evaluación de las sobrecargas de tráfico, están apoyados, en general, en técnicas de simulación. Estos procedimientos han dado lugar al desarrollo de programas informáticos que resultan prácticamente necesarios para la realización de estudios paramétricos. Así, es posible establecer modelos realistas basados en datos experimentales.

3. CARGAS DE TRAFICO EN ESPAÑA

En la actualidad, disponemos de una amplia información relativa a composiciones de tráfico y a las cargas y configuraciones geométricas de vehículos pesados, en España. Estos provienen de distintas Empresas Concesionarias de Autopistas y del MOPT [2]. Sin embargo, es difícil generalizar. En efecto, las características del tráfico de carretera están ligadas, ineludiblemente, a un país, región, o un tramo específico de carretera. Así, por ejemplo, un puente que de paso al tráfico de acceso a una cantera de extracción de áridos, soportará un tráfico diario muy pesado, con probables correlaciones entre las llegadas de los vehículos al puente, tanto en el tipo de vehículo como en su carga; este tráfico puede no tener ninguna relación con el tráfico de carreteras próximas.

Algunas de las características del tráfico español son:

Composiciones del tráfico

1. En los países más desarrollados, una gran parte del transporte de mercancías se realiza por carretera. En España, durante 1991, éste supuso un 76% respecto del total de mercancías transportadas [24]. El parque de vehículos pesados, en este año, era un 19% del total de vehículos.

2. En los últimos años, se observa una gran variabilidad del crecimiento medio del parque de vehículos pesados, del orden de un 4% en el segundo quinquenio de los años 80, a crecimiento negativo del año 90/91. Estos valores se corres-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

ponden perfectamente con los crecimientos anuales de la economía [25]. El crecimiento de la IMD de pesados en las autopistas de peajes españolas fue de un 0,8% [24].

3. Se constata una demanda selectiva de vehículos que puedan transportar un mayor peso, en especial, los vehículos articulados. Este tipo de vehículos es el más utilizado para transportes de mercancías de medio y largo recorrido [2] [26].

4. En relación con las composiciones de tráfico, se ha observado, en las últimas campañas de aforos de la RIGE (Red de Interés General del Estado):

4.1. La IMD de vehículos pesados en RIGE, varía en vías de tráfico intenso (IMD entre 8.000 a 10.000) de un 34% en 1987 a un 28,6% en 1992 de la IMD total. Sin embargo, la IMD de vehículos pesados está estabilizada entre 2.520 a 3.200 vehículos. El decrecimiento del % V.P. se debe, principalmente, a un crecimiento del parque de vehículos ligeros, algo mayor que el de vehículos pesados [2].

4.2. Los vehículos más frecuentes en la RIGE son el camión de 2 ejes y el semirremolque de 4 ejes. La tendencia de los países más desarrollados es incrementar la carga transportada por vehículo y, en consecuencia, el tamaño y el número de ejes por vehículo. La media de ejes individuales por vehículo, en las campañas de aforos de 1988 a 1989, fue de 3,4; y de 3,6 en 1992. En la Figura 2 se comparan las composiciones del tráfico pesado, clasificadas por su número de ejes, en distintos países europeos [2] [17].

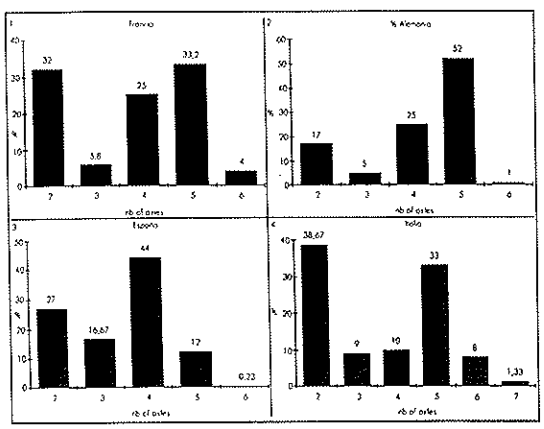


Fig. 2. Distribución del número de ejes por vehículo, en la Población de vehículos pesados, tomada de [17].

4.3. Las distribuciones de las distintas clases de vehículos pesados, se muestran en la Figura 3. Estas distribuciones de las composiciones de vehículos, difieren de tráficos de otros países europeos (Figura 4).

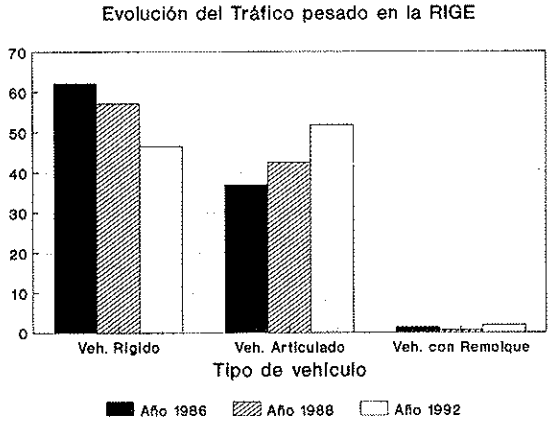


Fig. 3. Distribución de las clases de vehículos en la RIGE y su variación en el tiempo, datos del CEDEX [17].

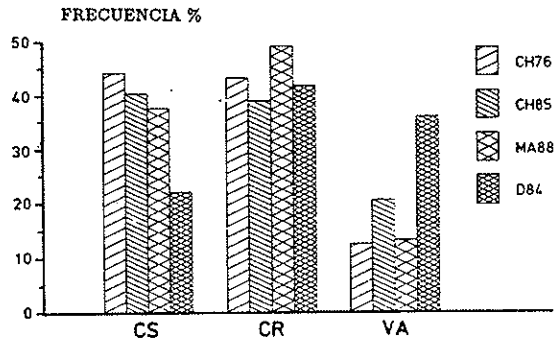


Fig. 4. Distribución de las clases de vehículos en Suiza (MA88, CH76 y CH85) y Alemania (DB84), tomada de [5].
CS = Camión rígido, CR = Camión con remolque, VA = Vehículo articulado.

5. En relación a las composiciones de tráfico más habituales en las autopistas españolas, se constata:

5.1. Durante 1990, en las autopistas de peaje se registró una IMD media anual (media de todas las autopistas) de 14.466 vehículos/día, con un porcentaje de vehículos pesados de un 15,7%. La IMD de pesados osciló entre 500 a 12.500 vehículos pesados diarios, con una media anual de, aproximadamente, 2.300 [27].

5.2. El tipo de vehículo pesado más habitual del tráfico pesado está correlacionado con la longitud del trayecto, como era de esperar. Para recorridos largos, se observa un mayor número de vehículos de 4 a 6 ejes; en caso contrario, los vehículos rígidos de 2 y 3 ejes son los más utilizados.

En la Figura 5, se muestran los resultados de distintos aforos de tráfico, con báscula dinámica de pesaje [28], realizados en la

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

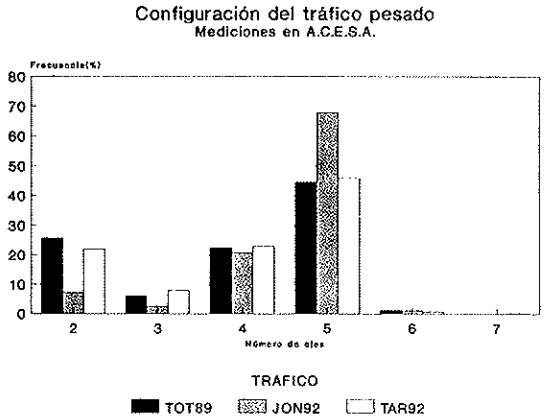


Fig. 5. Configuración del tráfico pesado de ACESA, en tres aforos distintos. Clasificación por el número de ejes del vehículo.

red de autopistas gestionada por Autopistas Concesionaria Española, S.A. (ACESA). Se han reflejado tres aforos distintos, durante una semana: uno en 1989 (TOT89) y dos en 1992 (JON92 y TAR92).

Se observa que los aforos TOT89 y TAR92, susceptibles de tráfico de mercancías con trayectos de corto y medio recorrido, tienen un porcentaje de vehículos de 2 y 3 ejes, del orden de un 25 a un 30%. Para el aforo JON92, zona de tráfico internacional de largo recorrido, el porcentaje pasa a ser del orden de un 15%. Esta tendencia (semanal) se mantiene constante a lo largo de los distintos días, si éstos se analizan independientemente.

5.3. En el tráfico de la Autopista del Atlántico se registraron, durante 1986, un 26,5% de vehículos pesados con más de 3 ejes y un 73,5% entre 2 y 3 ejes.

6. Los vehículos más usuales del tráfico pesado, según su número de ejes, se muestran en la Figura 6. El vehículo registrado más frecuente es el vehículo de 5 ejes, configurado por un tractor de dos ejes y un remolque con un eje tridem.

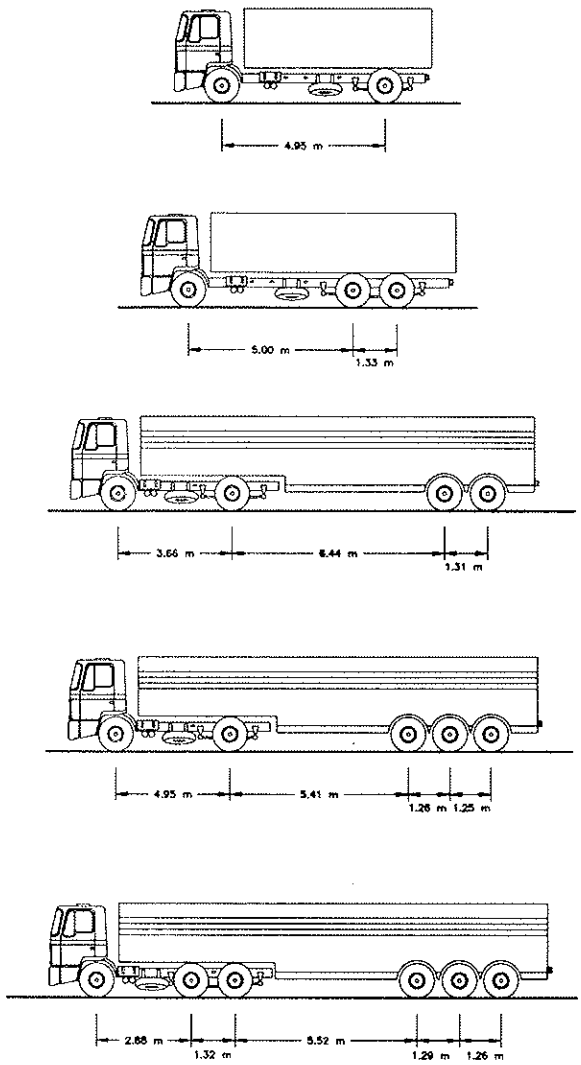


Fig. 6. Vehículos más frecuentes en el tráfico español.

Cargas y configuraciones de vehículos pesados

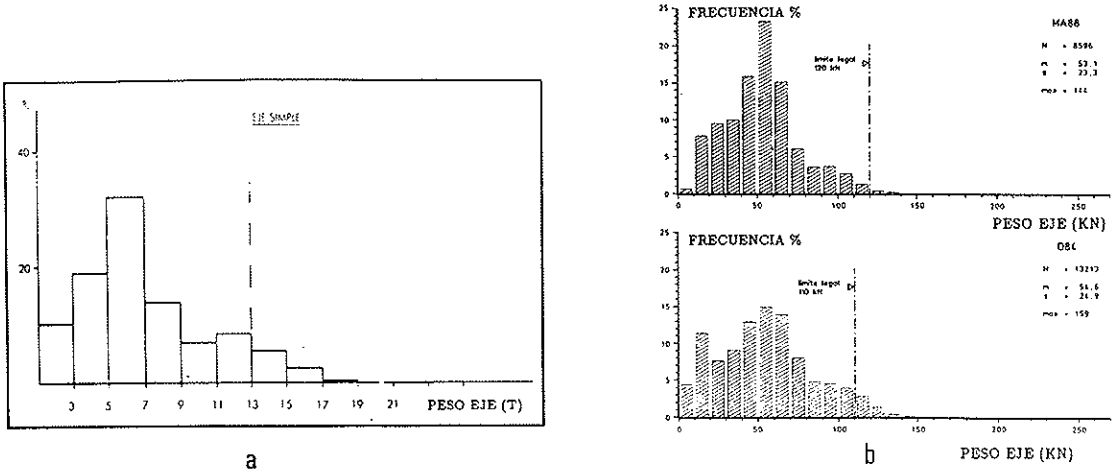
En relación con las cargas de tráfico se ha constatado:

1. Las distribuciones de carga por eje simple, en los vehículos pesados registrados en la RIGE son similares a las medidas en otros países europeos, (Figura 7), [4] [5] [17].

2. Las características del vehículo pesado medio en la RIGE fueron, en 1987: Peso de 230 a 235 kN, longitud media de 12,1 a 12,4 m y velocidad media de 75 km/h [17]. Sin embargo, en las últimas campañas realizadas por el CEDEX se observa una disminución de la proporción de vehículos sobrecargados, que fue del 24,7% en 1987 y del 18,5% en 1992. En 1992, las características del vehículo medio fueron: Peso de 219 kN, longitud media de 12,6 m y velocidad 83,2 km/h [2].

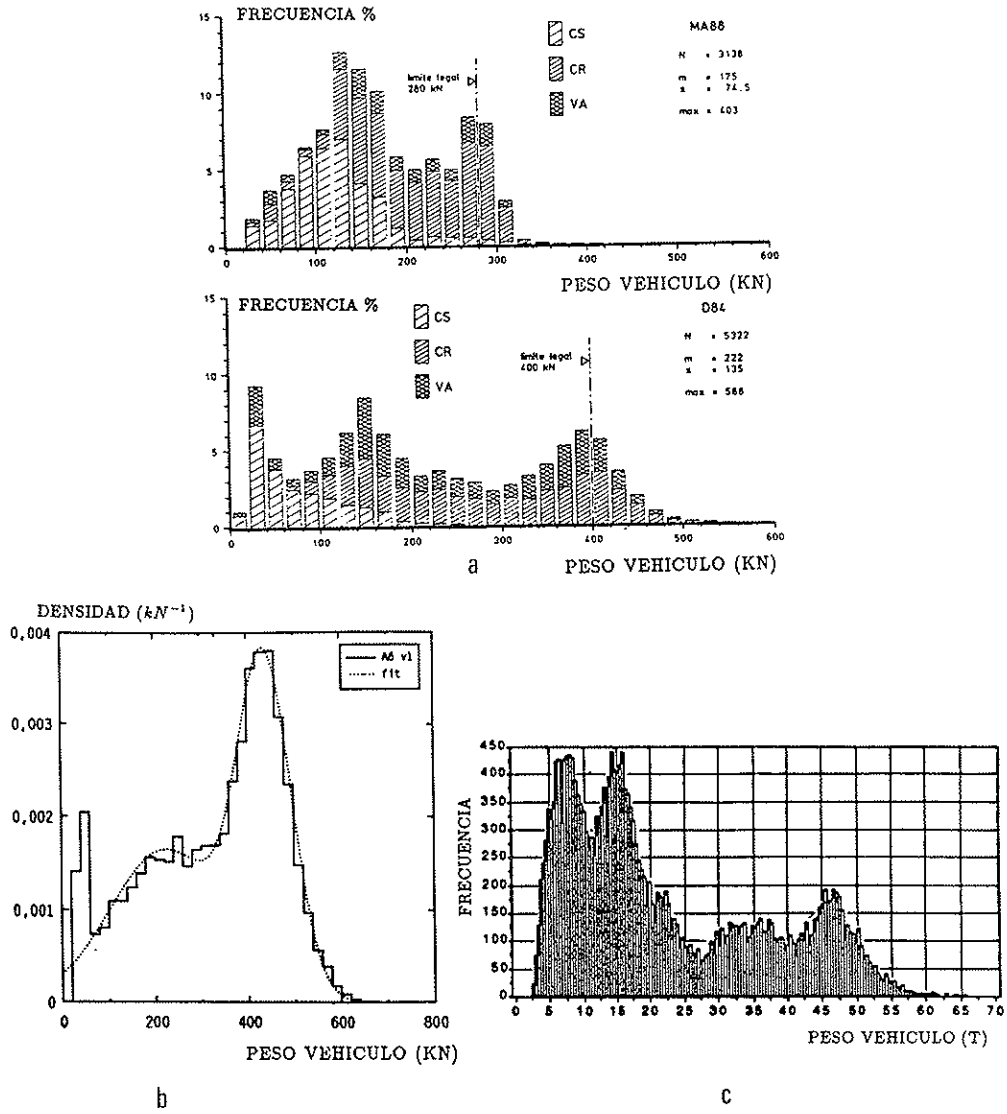
3. El peso total del vehículo pesado está ligado principalmente a su número de ejes y clase. En otros países europeos y América del Norte, se observa que la mayoría de histogramas de distribuciones de pesos, en la población de vehículos pesados, tienen dos picos. El primero, en torno a los 120-200 kN, está asociado a camiones de 2 y 3 ejes; el segundo, oscila sobre los 350-400 kN y corresponde a vehículos semirrígidos o articulados de 4 a 6 ejes, (Figura 8). Se constatan porcentajes muy significativos de vehículos que exceden el límite de peso legal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



a b

Fig. 7. Distribución de cargas por eje. a.— Tráfico español de la RIGE 1988-89, tomada de [17]. b.— Tráfico Suizo (MA88) y Alemán (DB84), tomada de [5].



a b c

Fig. 8. Distribución de cargas por vehículo. a.— Tráfico Suizo (MA88) y Alemán (DB84), tomada de [5] . b.— Tráfico francés, de la autopista Paris-Auxerre, tomada de [20] . c.— Tráfico canadiense, tomada de [22] .

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

4. En la Tabla 1 se muestran los pesos de los vehículos y las cargas por eje, en los distintos países europeos. Estos datos experimentales han sido los utilizados en la calibración del Eurocódigo de acciones EC-1, [4].

Tabla 1

Datos estadísticos del tráfico europeo, tomada de [4]

Lugar	Tipo	Año	Tráfico de vehículos v/24 h.	Cargas por eje (kN)		Peso de los vehículos (kN)		
				Media	max/d	modelo 1	modelo 2	max/d
BD PERIF.	hwy u.w.	83	8076	61	210	120	380	610
AUXERRE vl	hwy	86	2630	83	195	190	410	630
CHAMONIX	NR	87	1204	71	155	140	400	570
EPONE	SR	87	327	56	170	100	280	510
LYON	u.w.	87	1232	59	195	120	—	590
BROHLTAL (D)	hwy	84	4793	59	165	160	400	650
FIANO (I)	hwy	87	4000	57	145	200	420	590
GUITIRIZ (E)	NR	87	873	62	190	120	340	430

5. Se observa una creciente necesidad de autorización de paso de transportes especiales. En España, el número de autorizaciones se incrementó, en el año 1990-91, en un 17,8% [24].

En relación a las cargas del tráfico registradas en autopistas de tráfico intenso y las configuraciones más habituales de los vehículos pesados, se ha recopilado una amplia base de datos [1], con más de 16.000 vehículos. Estos datos provienen de los aforos realizados por ACESA. Los resultados más significativos del estudio estadístico de estos datos de tráfico permiten concluir:

1. Las cargas medias del tráfico pesado están claramente correlacionadas con el número de ejes, como ya se ha constatado por numerosos autores, aunque éstos, en general, se refieren al tipo de vehículo (simple, articulado o con remolque). Sin embargo, parece más oportuno utilizar, como parámetro de clasificación, el número de ejes, mucho más fácil de controlar, incluso con aforos con vídeo, etc. y que no requiere ningún tratamiento complejo de los datos, para su clasificación. En la Figura 9 se muestran los pesos medios observados en los distintos aforos estudiados. Los resultados están en plena concordancia con resultados de otros aforos, por ejemplo:

Crespo [17] observa, en la RIGE, un peso medio del vehículo pesado de, aproximadamente, 235 kN. Si utilizamos los pesos medios de los vehículos de la Figura 9 y la configuración de tráfico registrada en la RIGE (Figura 2) se obtiene un peso medio del orden de 245-250 kN.

2. Será posible caracterizar, con suficiente precisión, las cargas de tráfico de un cierto tramo, si conocemos las composiciones del tráfico pesado, clasificadas por su número de ejes.

3. Los máximos pesos observados para los distintos aforos estudiados se muestran en la Figura 10. Los resultados obtenidos están en concordan-

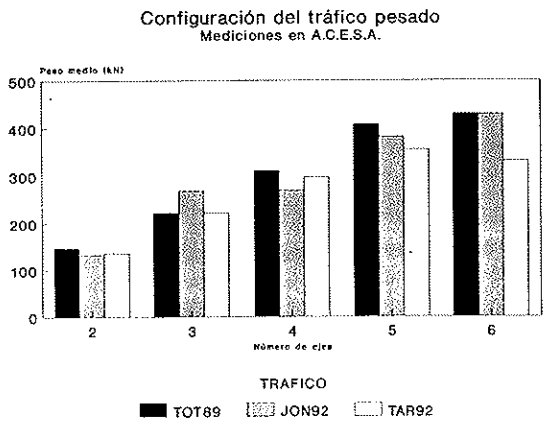


Fig. Fig. 9. Pesos medios observados en aforos de ACESA, para los vehículos pesados, clasificados por su número de ejes.

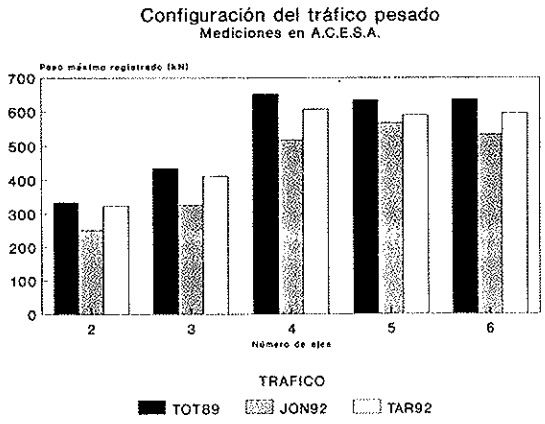


Fig. 10. Pesos máximos registrados en aforos de ACESA, para los vehículos pesados, clasificados por su número de ejes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

cia con los registrados en otros países (Tabla 1) y son propios de vehículos muy pesados (sobrecargados).

4. Se observa un porcentaje muy significativo de vehículos sobrecargados que exceden, sobradamente, los límites legales. Por ejemplo, en el aforo JON92, se registró más de un 60% de vehículos de 5 ejes que superaban los 380 kN.

5. Referente a las cargas medias de los vehículos, en la Figura 11 se muestran los histogramas de los pesos de vehículos registrados en dos días, correspondientes a emplazamientos distintos, de los aforos de 1989. Tal como se aprecia en la Figura 11, la distribución Normal no se ajusta bien y su modelización mediante modelos teóricos correspondería a varios modos gaussianos, como los utilizados por otros autores.

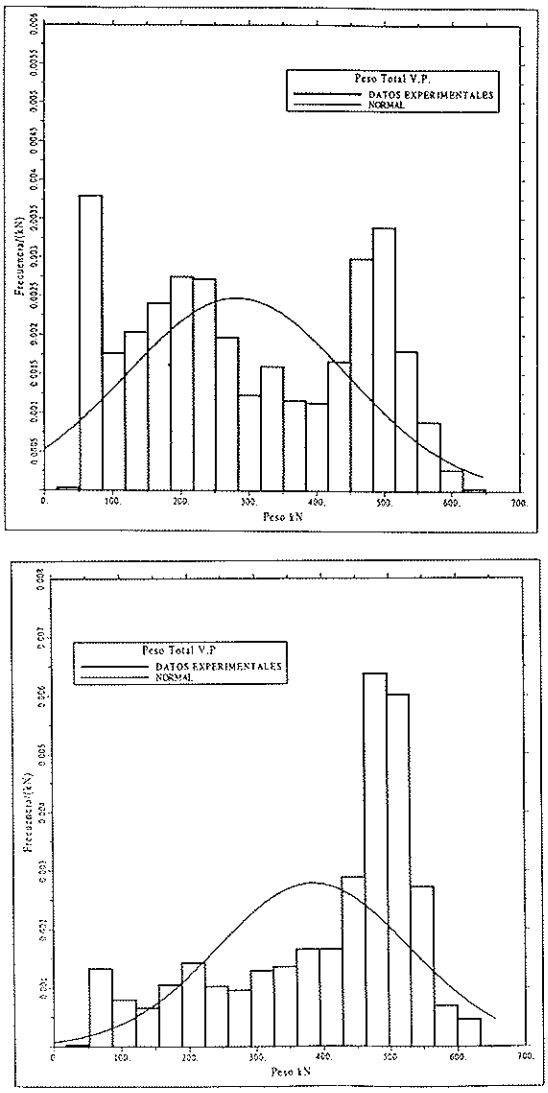


Fig. 11. Espectro de pesos de vehículos pesados, en dos tramos de la red de ACESA, durante 1989.

6. Las cargas por eje tienen valores más altos que los registrados en otros países. Los valores medios de los aforos TOT89, varían entre 73 y 78 kN, con valores máximos diarios en torno los 200 kN, y desviaciones típicas variando entre 32,5 y 36 kN. La función de distribución de probabilidad Logarítmico Normal trasladada o la función de distribución Gamma, se ajustan, de forma precisa, a los valores observados (Figura 12).

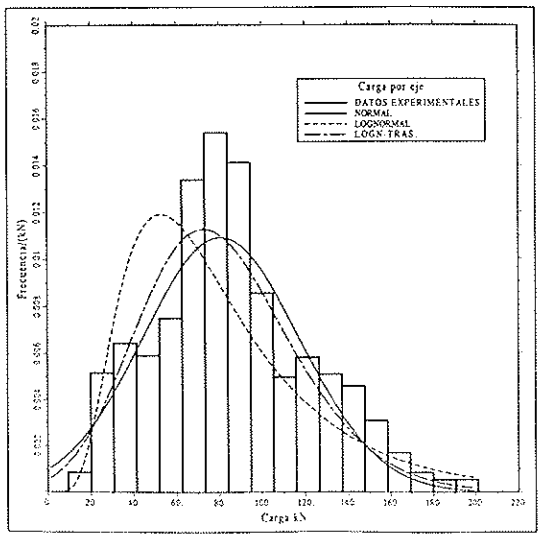


Fig. 12. Espectro de cargas por eje, en un tramo de la red de ACESA, durante 1989.

4. METODOLOGIA PROPUESTA PARA LA EVALUACION DE MODELOS DE SOBRECARGA EN ELS Y ELU

En el proyecto de nuevos puentes, o en los estudios de evaluación estructural de puentes en servicio, es preciso conocer las solicitaciones debidas al tráfico, para ciertos tiempos de referencia. Estas solicitaciones están asociadas, de una forma general, a las siguientes situaciones:

1. **Situaciones frecuentes de servicio:** tanto las asociadas al tráfico fluido como al tráfico saturado, para la verificación de Estados Límites de Servicio, o ELU de fatiga.

2. **Situaciones extremas de carga:** para la verificación de los ELU de rotura por flexión, cortante o torsión.

3. **Situaciones excepcionales de servicio:** paso de vehículos estratégicos, transportes excepcionales, atascos provocados (obras, huelgas, accidentes, etc.), paso de convoyes de vehículos pesados, etc., para la verificación de ELS o ELU.

Evidentemente, la determinación del número de cada una de estas posibles situaciones de tráfico durante la vida útil del puente es incierta. Su frecuencia dependerá de multitud de factores, todos ellos cambiantes durante la vida útil, como son: la capacidad de la carretera, IMD, Intensidad de vehículos pesados y sus variaciones, posibles desdoblamientos, condiciones sociales y económi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

cas de la zona, legislación relativa a los transportes, máximas cargas autorizadas, etc.

Por otra parte, la determinación precisa de las solicitaciones reales debidas al tráfico de carretera es muy compleja, como ya se ha apuntado. Para lograr resultados satisfactorios se deben tratar datos experimentales del tráfico, como los procedentes de aforos dinámicos. Estos deberán permitir:

1. Determinar la composición del tráfico (tipos de vehículos y sus frecuencias de paso, IMD).

2. Caracterizar los vehículos pesados (pesos y geometría).

3. Identificar las situaciones de carga frecuentes y extremas (estimación de horas de posible saturación de la vía, IMD de pesados, etc.).

4. Calibrar posibles correlaciones de llegadas de los vehículos pesados, en particular cuando exista: proximidad de industrias, canteras, zonas militares, carreteras con pendientes pronunciadas, etc.

5. Identificar posibles variaciones del tráfico con el tiempo.

Por otra parte, deberemos estimar el número de posibles situaciones de carga, posibilidad de incremento de las cargas, posibilidad de incremento del tráfico, etc., para los tiempos de referencia que se adopten en los distintos Estados Límites que haya que verificar. Estos últimos parámetros deberían ser considerados, en rigor, variables aleatorias. Su estudio y caracterización pueden estar muy ligados a las ciencias sociales. Los estudios paramétricos, con estas variables, pueden soslayar el problema planteado.

La simulación numérica de tráfico fluido ha sido realizada por algunos grupos de trabajo, como ya se ha apuntado, de forma simplificada, y sin tener en cuenta posibles correlaciones entre llegadas de vehículos [20]. Estas simulaciones de tráfico "real" pueden ser extremadamente costosas, al precisar un gran tiempo de cálculo.

La propuesta de este trabajo es identificar situaciones de carga en las que intervenga, como mínimo, un vehículo pesado. Las solicitaciones de tráfico en las que no aparezcan vehículos pesados son despreciables frente a las que se van a tener en cuenta. De este modo, las solicitaciones de tráfico consideradas quedarán asociadas a:

a) Situaciones de atasco (de máxima sobrecarga en el puente, sin efecto dinámico).

b) Situaciones de tráfico en movimiento (fluido o saturado).

c) Situaciones excepcionales:

c.1. Atascos de vehículos pesados.

c.2. Tráfico saturado, con vehículos pesados.

d) Para puentes con interés logístico, se deberían verificar situaciones de paso de vehículos estratégicos, convoyes militares, transportes excepcionales, etc.

En las situaciones de atasco no se tendrá en cuenta el efecto dinámico, al contrario que en las situaciones de tráfico libre.

Una vez identificadas las posibles situaciones de carga y su número previsible, a partir de los datos de tráfico es posible caracterizar el espectro de solicitaciones de tráfico, mediante técnicas de simulación de tráfico y tratamientos estadísticos, para distintos tiempos de referencia, en función del Estado Límite que se va a verificar, (Figura 13).

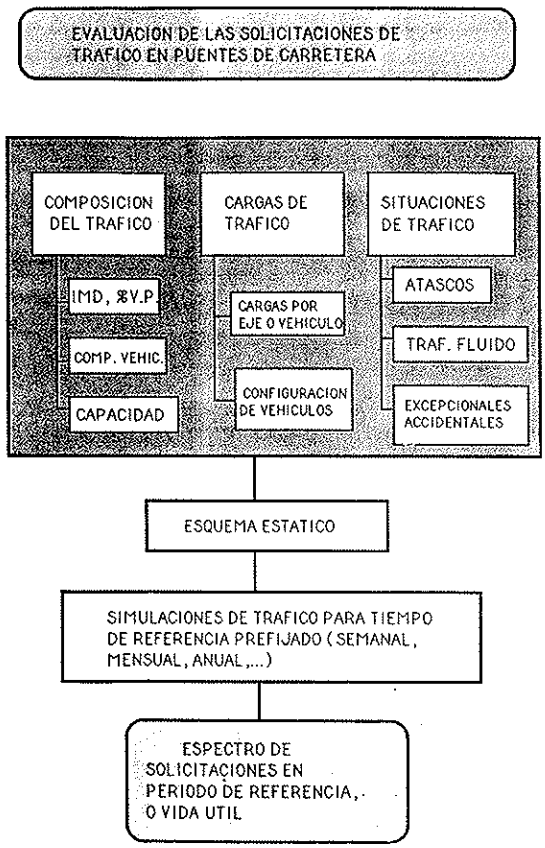


Fig. 13. Metodología de obtención de las solicitaciones de tráfico.

4.1. Determinación del espectro de solicitaciones de tráfico que se debe incluir en la verificación de los Estados Límites

La determinación de los esfuerzos o solicitaciones asociadas a las distintas situaciones de tráfico presentadas, puede realizarse mediante técnicas de simulación numérica. Para la realización de este trabajo de investigación se han desarrollado dos programas informáticos [1]:

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Programa SIMBOU1

Este programa es una modificación del programa SIMBOU, desarrollado en la Universidad de Lausanne por R. Bez [5], cedido por su autor para la realización de este trabajo. La metodología general está basada en la simulación de situaciones de atasco, en puentes isostáticos (esquema estático de viga biapoyada) o en tramos intermedios en un esquema de viga continua de infinitos vanos. Las principales modificaciones incorporadas han sido:

a) El programa SIMBOU clasificaba los vehículos pesados en tres grupos (rígidos, articulados y vehículos con remolque). El criterio de clasificación actual es el número de ejes, parámetro que parece más oportuno incluir, al ser mucho más fácil de controlar a partir de los aforos de tráfico.

b) Se ha modificado el proceso de simulación de las características de los vehículos. En el programa original se simulaban, de forma independiente, la configuración y el peso del vehículo. En la actualidad, para tener en cuenta la correlación real entre carga del vehículo y su configuración geométrica, una vez simulado el tipo de vehículo se accede, de forma aleatoria, a los ficheros asociados a cada tipo de vehículo. En estos, se han almacenado datos experimentales de configuración y cargas por eje, de cada uno de los vehículos medidos automáticamente en los aforos de tráfico con básculas dinámicas.

c) Se han modificado las comunicaciones con el usuario, con objeto de automatizar y simplificar al máximo su utilización.

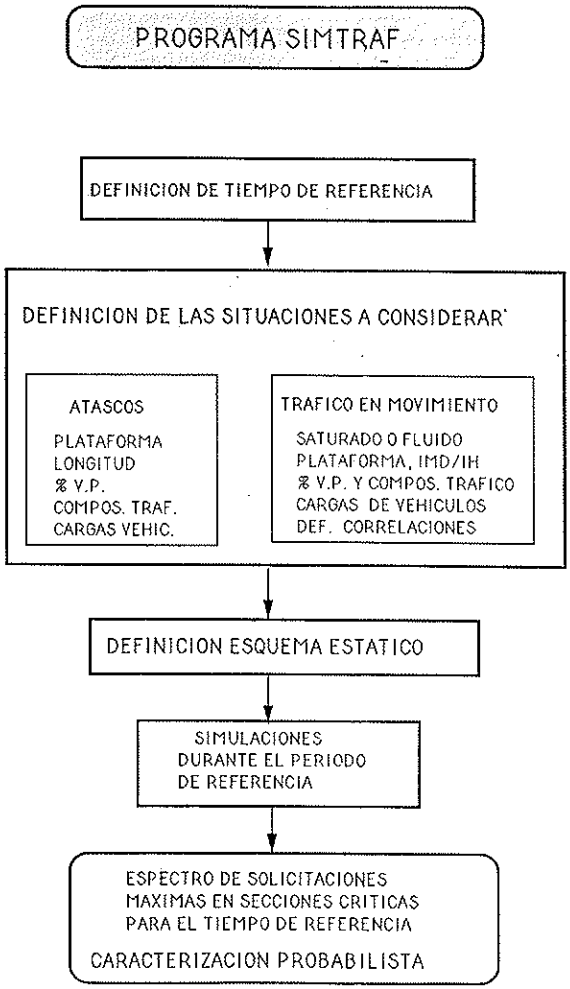


Fig. 14. Metodología general de funcionamiento del programa SIMTRAF.

Programa SIMTRAF

El programa SIMTRAF ha sido concebido para la simulación de tráfico en puentes isostáticos o continuos, de varios vanos y luces diferentes, y calzada de dos carriles, de 1 ó 2 sentidos, (Figura 14). Este programa, desarrollado en [1], permite:

a) Simulación de paso de vehículos pesados.

a.1. El paso de los vehículos pesados se puede elegir de forma individual o conjunta (grupos de vehículos), con un espaciamiento prefijado.

a.2. El efecto dinámico del paso de los vehículos se estima a partir de coeficientes de impacto. Los coeficientes de impacto adoptados en este trabajo están basados en los valores sugeridos por Cantieni [14]. Dichos valores del Coeficiente de Impacto son muy parecidos a los obtenidos, en distintas pruebas de carga dinámica efectuadas por la Cátedra de Puentes de la ETSICCPB, en puentes de carretera en España.

b) Simulación de atascos. Estos, a diferencia del programa SIMBOU, se definen por su longitud, que no tiene por qué coincidir con la del puente.

b.1. La simulación de atascos tiene en cuenta la composición del tráfico y sus cargas. En el proceso de simulación numérica se simulan tipos de vehículos (clasificados por el número de ejes) y se accede, de forma aleatoria, a las bases de datos de vehículos reales. En estas bases de datos están almacenados la configuración geométrica del vehículo y sus cargas por eje.

b.2. Los voladizos anterior y posterior de los vehículos, respecto a los ejes extremos, deberían considerarse, en rigor, variables aleatorias. En este trabajo se adoptan valores medios, obtenidos a partir de fichas técnicas proporcionadas por los fabricantes de vehículos. Estos son:

Vehículo ligero: Voladizo anterior = 1,0 m y voladizo posterior = 1,0 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Vehículo pesado: Voladizo anterior = 1,4 m y voladizo posterior = 1,8 m.

El espaciamiento entre los vehículos (entre parachoques) se toma como constante de valor $\bar{e}$ = 1,5 m, (espaciamiento medio obtenido en mediciones en el Reino Unido. Los valores extremos observados en atascos, varían entre 1,35 y 2,70 m [3]). Otros autores sugieren funciones de distribución Lognormal, con valores medios $\bar{e}$ = 1, m [29].

c) Simulación de paso de tráfico fluido. Se simulan situaciones en las que intervenga, como mínimo, un vehículo pesado. Se incluye, del mismo modo, la posibilidad de establecer correlaciones entre llegadas de vehículos.

c.1. La simulación de tráfico fluido se realiza de forma simplificada, utilizando como variable aleatoria para definir el tráfico el espaciamiento entre vehículos. Se ha constatado que éste puede describirse con funciones de distribución del tipo Gamma (con medias entre 100 a 300 m y coeficientes de variación, V_e entre el 200% y el 400%) o Lognormal (para tráfico denso) [29] [3].

c.2. En este trabajo, a falta de datos experimentales, se trabaja con funciones de distribución Lognormal. El valor medio del espaciamiento entre vehículos se estima a partir de la Intensidad de tráfico que intentamos simular. Para ello, se adoptan valores de las curvas Intensidad-Capacidad-Densidad del Highway Capacity Manual [30]. Existen modelos matemáticos mucho más complejos que se pueden calibrar con datos experimentales en los tramos de estudio [31]. El coeficiente de variación del espaciamiento se estima en V_e = 300%.

La metodología propuesta permite un tratamiento simplificado, pero suficientemente preciso, a la vista de los resultados obtenidos (Figura 15). La principal ventaja de la propuesta es que su calibración (descripción del espaciamiento entre vehículos) puede realizarse a partir de aforos, con métodos convencionales de registro, o a partir de fotografías aéreas.

En las opciones b) y c) las variables básicas que intervienen son: espaciamiento medio (a partir de una intensidad de tráfico), porcentaje de vehículos pesados, composición del tráfico pesado (por su número de ejes). En las simulaciones de vehículos se accede a datos reales de configuración y cargas de vehículos, que han sido obtenidos en aforos de tráfico.

El programa SIMTRAF permite obtener el esfuerzo cortante en zonas de apoyos, y esfuerzos de flexión máximos en zonas de vano y de apoyo. Para cada simulación de tráfico se almacenan los

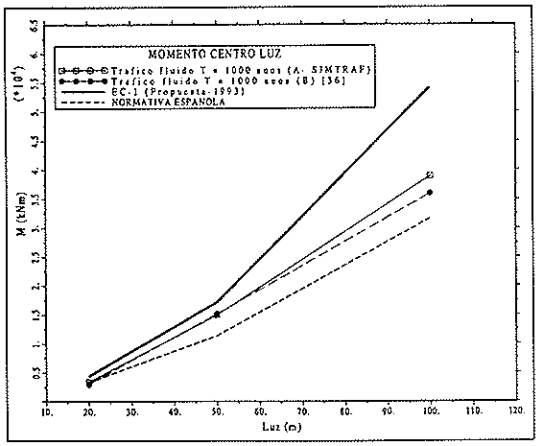


Fig. 15. Máximos esfuerzos, para un tiempo de retorno de valor T = 1000 años (Momento en centro luz). Esquema de viga isostática, con diferentes luces y plataforma con un único carril. a.— Tráfico fluido, con un 30 % de V.P. y un espaciamiento medio de 50 m entre vehículos. Coeficiente de Impacto = 1,25. b.— Tráfico fluido, según [36].

máximos esfuerzos obtenidos en las secciones críticas.

Las técnicas de simulación permiten predecir, fijado un tiempo de referencia, las máximas solicitaciones del tráfico. En general, se adoptan periodos de referencia asociados a tiempos relativamente cortos en relación a la vida útil del puente; por consiguiente, es preciso realizar tratamientos estadísticos que permitan ajustar las funciones de distribución de máximos para la vida útil prevista para el puente. En general, las funciones de distribución Lognormal, Lognormal trasladada o Gumbel, suelen ajustarse bien a las distribuciones de máximos semanales o mensuales. En el caso de distribuciones de máxima solicitación se observa un perfecto ajuste de una función de extremos tipo I, Gumbel.

La verificación de los ELS o el ELU de fatiga, pueden tratarse, básicamente, de dos modos:

1. Determinación del espectro de solicitaciones frecuentes asociadas al tráfico (atascos o tráfico denso) que proporcionan un nivel de solicitación que puede dañar a los materiales (fisuración o fatiga). Obtenido el espectro de cargas sería posible, a partir de modelos de degradación en el tiempo de los materiales o modelos de fatiga de los mismos, predecir el daño que producen las cargas frecuentes de tráfico y, en consecuencia, establecer criterios objetivos para la verificación de los ELS o el ELU de fatiga. En esta línea de investigación estamos trabajando, en la actualidad, siendo objeto de una Tesis Doctoral [32].

2. Una segunda alternativa es la definición de un criterio convencional de verificación del ELS. Esta alternativa simplista es la adoptada actualmente en la calibración de las acciones en las dis-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

tintas Normativas modernas. En general, se calibran las acciones de tal forma que se garantice una fiabilidad en la verificación de los Estados Límite, para un tiempo de referencia predefinido. Los valores del Indice de Fiabilidad en ELS son del orden de $\beta = 1$ para periodos de 50 a 75 años y de $\beta = 3$ para períodos anuales [33] [34]. Otras Normativas definen valores convencionales de las acciones, a partir de las solicitaciones asociadas a ciertos períodos de retorno.

5. EJEMPLOS DE APLICACION PARA LA DETERMINACION DE LAS SOLICITACIONES DE TRAFICO REAL

A continuación, se exponen los resultados derivados de las simulaciones de tráfico saturado, en un puente isostático, para diferentes luces, composiciones de tráfico pesado, y porcentajes de vehículos pesados. Se han obtenido el esfuerzo cortante máximo en apoyo y el momento flector máximo en centro luz (esfuerzos a todo lo ancho). La metodología utilizada se muestra en la Figura 16.

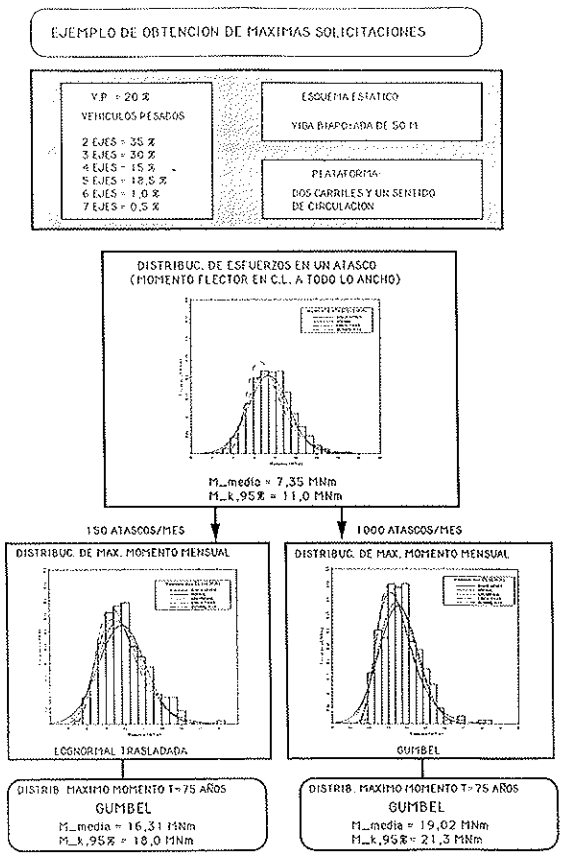


Fig. 16. Ejemplo de obtención de las solicitaciones de tráfico, y metodología de predicción a largo plazo.

Se han estudiado dos plataformas:

a. Calzada de dos carriles, de 3,5 m de ancho caa uno, y un único sentido de circulación.

b. Calzada de dos carriles, de 3,5 m de ancho cada uno, y dos ssentidos de circulación.

Se ha adoptado la configuración de tráfico de la Figura 17, variando el porcentaje de vehículos pesados y la frecuencia de las situaciones de máxima sobrecarga en la estructura.

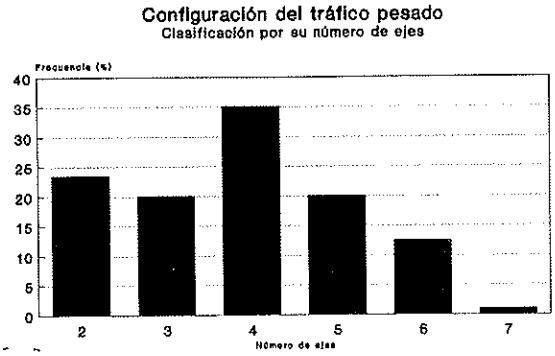


Fig. 17. Configuración de tráfico utilizada en las simulaciones.

Las simulaciones de tráfico se han realizado sobre un esquema estático de viga biapoyada.

Los resultados de las simulaciones se han tratado estadísticamente, para obtener valores representativos. Estos valores convencionales van a ser:

1. **Valores quasi-frecuentes**. En este trabajo, estos valores se definen como los valores característicos del 95% de la solicitación máxima en un período de referencia anual, (corresponde con solicitaciones con un período de retorno de casi 20 años).*

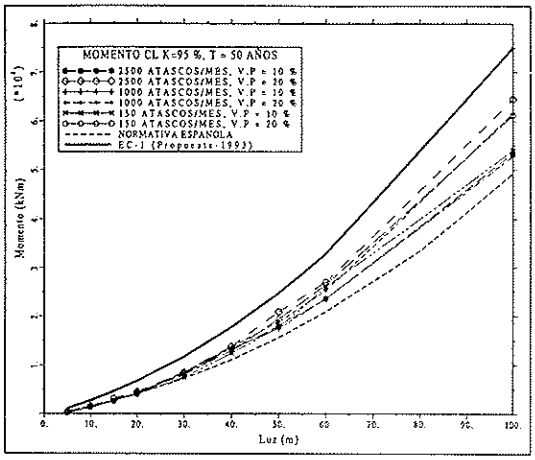
2. **Valores extremos.** En este trabajo se definen como los valores característicos al 95%, obtenidos para un periodo de referencia de 50 años (corresponde a solicitaciones máximas con un periodo de retorno de unos 1000 años). Estos valores son los incluidos, generalmente, por las Normativas de acciones para la definición de los valores nominales o característicos. La utilización de un periodo de referencia de 75 años proporcionaría un incremento medio de los resultados obtenidos, del orden de un 3%.

Los resultados anteriores se comparan con los esfuerzos proporcionados por los modelos de sobrecarga de la Normativa española de acciones [35] y por la propuesta del Eurocódigo de acciones EC-1 [11]. En ninguno de los dos casos se ha extendido la carga en la zona de aceras y posibles arcenes.

Los resultados más significativos se muestran en las Figuras 18 y 19. Se constata que las situa-

* NOTA: La Propuesta actual del Eurocódigo de acciones EC-1 define el valor frecuente de las solicitaciones de tráfico como el asociado a un período de retorno de una a dos semanas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



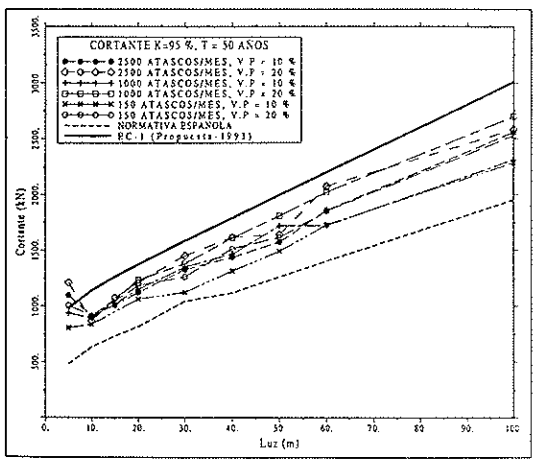
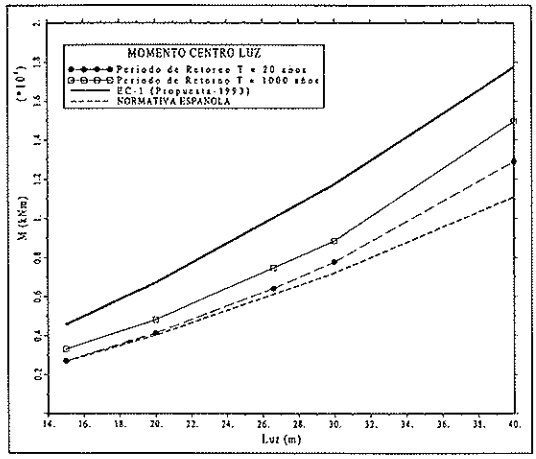


Fig. 18. Máximos esfuerzos característicos, al 95 %, para un tiempo de referencia T = 50 años, con diferentes % de V.P. y frecuencia de las situaciones de atasco. Esquema de viga isostática, con diferentes luces. Plataforma con dos carriles y un sentido de circulación. Momento en centro luz y cortante en apoyo.



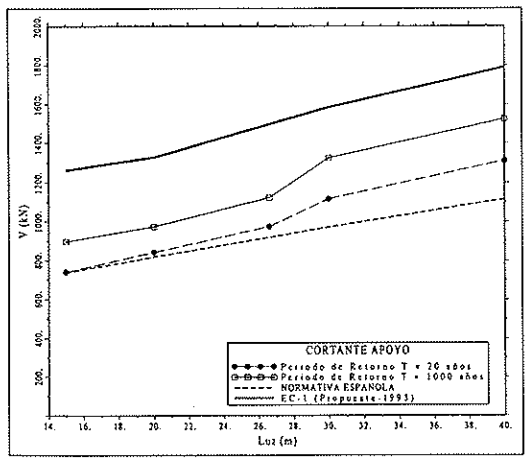


Fig. 19. Máximos esfuerzos para dos tiempos de retorno: T = 20 años y T = 1000 años, con un 40 % de V.P. y 150 situaciones de atasco mensuales. Esquema de viga isostática, con diferentes luces. Plataforma con dos carriles y dos sentidos de circulación.

ciones de atasco provocan esfuerzos máximos característicos que se encuentran entre los producidos por los modelos de la actual Normativa española y los producidos por el modelo provisional del Eurocódigo de acciones, en ambos casos, con las condiciones de sobrecarga anteriormente comentadas.

En el caso de puentes de luces pequeñas o medias, el tráfico fluido, con efecto dinámico, proporciona solicitaciones máximas superiores.

Las hipótesis de carga adoptadas parecen adecuadas para la verificación de los Estados Límites Ultimos de rotura por flexión y cortante, en casos de tráfico intenso. En el caso de puentes con tráfico menos intenso, pueden ser excesivamente conservadoras.

6. CONCLUSIONES

Las conclusiones básicas, que se derivan de este trabajo, se pueden dividir en tres grupos:

Relativas a las Normativas de acciones

Las Normativas de acciones, y en particular los modelos de sobrecarga, deben dar una respuesta eficiente a las necesidades de los usuarios, Administraciones y al proyectista. Así, podemos enumerar una serie de objetivos básicos que deberían cumplir:

1. Reflejar las sobrecargas reales de tráfico, con modelos simplificados de sobrecarga para el proyecto, que permitan garantizar una seguridad y funcionalidad suficiente durante la vida útil de la obra (50 a 100 años). Estos podrían incorporar una clasificación de la vía que soporta, incorporando el modelo aspectos como Intensidades de Tráfico o porcentaje de Vehículos Pesados, etc.

2. Ajustar modelos de sobrecarga para la verifi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

cación de Estados Límites de Servicio o Ultimos. Cada ELS o ELU debería tener su modelo de sobrecarga. No tiene sentido verificar la fatiga o la fisuración con las cargas extremas esperadas durante la vida útil del puente y que, probablemente, nunca soportará la estructura. Aparecen como distintas alternativas, la definición de las sobrecargas frecuentes, sobrecargas con distintos periodos de retorno, etc.

3. Establecer coeficientes de seguridad ajustados al modelo empleado, en función de la fiabilidad que se desee garantizar, y que se puede cuantificar en términos económicos.

4. Definir una clasificación estratégica de la vía que soporta el puente, para la verificación de paso de convoyes excepcionales tipificados.

Relativas a los datos experimentales

En este trabajo se ha pretendido realizar un importante esfuerzo para lograr un tratamiento de los datos de tráfico en España. Los resultados obtenidos permiten concluir:

1. Se evidencia una correlación clara entre los pesos totales de los vehículos y su número de ejes.

2. Los pesos medios y máximos semanales de los vehículos observados en los registros proporcionados por ACESA son análogos a los medidos en otros países europeos. Sin embargo, en la RIGE se observan valores menores de pesos de vehículos, con una tendencia a disminuir la proporción de vehículos y ejes sobrecargados.

3. La configuración del tráfico es la diferencia fundamental respecto a otros países, pues en éstos se detecta una mayor presencia de vehículos de 5 a 6 ejes (vehículos articulados o con remolque) y, en consecuencia, una mayor frecuencia de los vehículos más pesados. Este tipo de configuración se observa en el tráfico de ACESA y es una clara tendencia del tráfico de la RIGE y, en general, del parque de vehículos pesados.

5. Se constata un estancamiento, e incluso disminución, de la proporción de vehículos pesados en las carreteras españolas.

4. La clasificación de los vehículos pesados por su número de ejes, permite una sencilla caracterización del tráfico pesado. Evidentemente, resulta sencillo controlar el número de ejes de los vehículos pesados y correlacionar su carga con el amplio banco de datos disponible (más de 16.000 vehículos).

Relativas a los modelos probabilístas

En relación a los modelos probabilistas para la predicción de las máximas solicitaciones asociadas al tráfico de carretera, podemos concluir:

1. La imposibilidad de registrar las cargas reales de tráfico, o sus solicitaciones, durante largos periodos de tiempo, para distintas tipologías, distintos esquemas estáticos, etc, comporta la necesidad de desarrollar modelos de simulación de tráfico y de predicción de las máximas solicitaciones para la vida útil prevista del puente.

2. Los modelos de simulación de tráfico desarrollados por distintos autores, permiten estudiar las situaciones de atascos y simular, de una forma simplificada, el tráfico fluido. Estos modelos han sido utilizados para la calibración de los modelos de sobrecarga de tráfico más recientes de Europa, Estados Unidos, Canadá, etc y en la calibración de las máximas solicitaciones previstas en puentes de grandes luces.

3. Se propone una metodología general de obtención de los esfuerzos asociados al tráfico de carretera, a partir de simulaciones de tráfico saturado y, de una forma simplificada, del tráfico fluido, utilizando técnicas de simulación numérica y datos reales de las cargas y configuración geométrica de los vehículos pesados. De este modo, es posible caracterizar las funciones de extremos de las máximas solicitaciones esperadas [1].

4. Los resultados derivados de la metodología desarrollada están acordes con los resultados obtenidos por otros autores, con datos de tráfico europeo.

7. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo no hubiera sido posible sin la colaboración de las empresas ACESA, (Sr. D. Julio del Pozo Velasco), Autopistas del Atlántico (Sr. D. R. Ramos Duro) e IBERPISTAS (Sr. D. J.M. Morera Bosch y Sra. Dña. C.R. de Castro) y de la Dirección General de Carreteras del MOPT (Sr. D. J.A. Hinojosa) a quien queremos agradecer la cesión de sus datos de tráfico.

Agradecemos la colaboración del Dr. R. Bez, y al equipo del Institut de la Construction Métallique de la École Polytechnique Fédérale de Lausanne, por su atención durante la estancia allí realizada, en 1991, por el primer autor.

El trabajo de investigación procede de una Tesis Doctoral, financiada por una beca F. I. de la Generalitat de Catalunya.

8. REFERENCIAS

[1] J.A. SOBRINO; *Evaluación del comportamiento funcional y de la seguridad estructural de puentes existentes de hormigón armado y preten-*

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

sado. Tesis Doctoral. Departamento de Ingeniería de la Construcción, ETSICCPN, UPC, Barcelona, 1993.

[2] 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.

[3] COOPER, D.I.; *Higway loading*. Seminar notes on probabilistic methods in structural design, construction and assessment. Imperial College and the city University, June 1987.

[4] JACOB, B. and MAILLARD, J.B., GORSE, J.F.; *Probabilistic traffic load models and extreme loads on a bridge*. ICOSSAR-89 San Francisco, 1989.

[5] BEZ, R. *Modelisation des charges dues au trafic routier*. Thése Doctorale, EPFL, Lausanne, 1989.

[6] NOWAK, A.S., Y-K HONG; *Live load models for bridges*. Developments in short and medium span bridge engineering '90, pp. 1-12, Canadian society for civil engineering, Ontario, August, 1990.

[7] CALGARO, J.A., SDLACEK, G.; EC-1: *Traffic Loads on Road Bridges*. IABSE Conference "Structural Eurocodes", pp. 81-87, Davos, 1992.

[8] DIETLEVSEN, O.; *Pulse process of congested traffic load effects*. Advanced short course on structural reliability and load modelling, Technical University of Denmark and Engineering Academy of Denmark, Copenhagen, November 1991.

[9] JACOB, B. & MAILLARD, J.B.; *Probabilistic extrapolations and maximum load effect* pre*diction for bridge code calibration*. ICASP Mexico, June 1991.

[10] PRAT, M.; *Presentation des modèles des charges et des méthodes de calibration et d'ajustement. Charges normales du trafic*. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, pp. 98-111, No. 514, Juin 1993.

[11] *Eurocode for actions on structures EC-1. Volume 3. Traffic loads on bridges*. European Committe for Standarization, Draft 10, 1993.

[12] NOWAK, A.S.; *Calibration of LRDF bridge design code*. Report NCHRP Project 12-33. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann-Arbor, May. 1992.

[13] *Ontario Highway Bridge Design Code*. Ministry of Transportation, Downsview, 1991.

[14] CANTIENI, R.; *Dinamyc load test on highway bridges in Switzerland. 60 year experience of EMPA*. Report No. 211, EMPA, Dübendorf, 1983.

[15] MOSES, F.; *Weigh-In-Motion system using instrumented bridges*. ASCE, Journal of the Transportation Division, April, 1979.

[16] TAN, N. & FRANGOPOL, D.M.; *Probabilistic modeling of truck loads on interstate highway bridges*. Structural Research series No. 90-06, Department of Civil, Environmental, and Architectural Engineering. June, 1990.

[17] R. CRESPO DEL RIO, J. GOMEZ FERNANDEZ Y A. ISIDORO RUIZ; *Sistema de pesaje dinámico para el estudio del tráfico de vehículos pesados*. Ingeniería Civil No. 71, pp. 5-22, 1989.

[18] HEWOOD, R.J.; *Bridge applications of WIM data*. Proceedings of the AUSTROADS bridges conference, pp. 119-150. Brisbane, November, 1991.

[19] GOSHN, M.J.; *Bridge load modeling and reliability analysis*. PhD. Thesis, Department of Civil Engineering, Case Western Reserve Universty, May 1984.

[20] J.B. MAILLARD & J.F. GORSE; *Charges extrêmes de trafic sur les ponts: Estimations pour divers modéles de trafic aléatoire*. Bull. Liaison Laboratoire Central de Ponts et Chaussées No. 162, pp. 45-54, 1989.

[21] C. BOIS; *Deux logiciels: pour le calcul des effets du trafic*. Bull. Liaison Laboratoire Central de Ponts et Chaussées. No. 164, pp. 53-63, 1989.

[22] MASSICOTTE, B., A. PICARD; *Development of a loading model adapted to trucks on Québec roads*. Developments in short and medium span bridge engineering '90, pp. 511-520, Canadian society for civil engineering, Ontario, August, 1990.

[23] ÖSTLUND, L.; *Modelling of loads and load combinations*. Seminar notes on probabilistic methods in structural design, construction and assessment. Imperial College and the city University, June 1987.

[24] MOPT; *Informe sobre la coyuntura del transporte y las comunicaciones*. Transportes y Comunicaciones, No. 56, mayo 1992.

[25] ECTM; *Annales statistiques de transport 1965-1988*. The European Conference of ministers of Transport. Paris, 1992.

[26] CRESPO DEL RIO, R.; *Caracterización del tráfico en el dimensionamiento de firmes. El espectro de vehículos pesados en España*. Centro de estudios de carreteras del CEDEX, MOPU, Madrid 1986.

[27] MOPT; *El tráfico en las autopistas de peaje, año 1990*. Dirección General de Carreteras, MOPT, Madrid, 1991.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

[28] POZO, J.; *Implementación y aplicación de un sistema de gestión a la conservación de una red de autopistas*. Rutas, Revista de la Asociación Técnica de Carreteras, Julio-Agosto, 1992.

[29] BRULS, JACOB & SEDLACEK; *Traffic data of the european countries*. Eurocode on actions No. 9 part 12, march, 1992.

[30] *Highway capacity manual*. Special report No. 209, Transportation Research Board, National research Council, 1985.

[31] GARDETA OLIVEROS, J.G.; *Modelos de tráfico vial*. Centro de estudios de carreteras del CEDEX, MOPU, Madrid 1984.

[32] CRESPO, C.; *Modelización de la sobrecarga de tráfico en puentes de hormigón pretensado, para la evaluación de los Estados Límites de Servicio*. Tesis en curso de realización. Departamento de Ingeniería de la Construcción, 1993.

[33] NAASRA; *Draft NAASRA bridge design code*. National Association of Australian State Road Authorities, Australia, 1987.

[34] NOWAK, A.S. & GROUNI, H.D.; *Serviceability criteria in prestressed concrete bridges*. ACI Journal, pp. 43-48, January-February, 1986.

[35] *Instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. (O.M. 28/02/72), Madrid 1972.

[36] JACOB et all; *Methods for the prediction of extreme vehicular loads and loads effects on bridges*. Report of the WG8, Eurocode on Actions, part 12, August 1991.

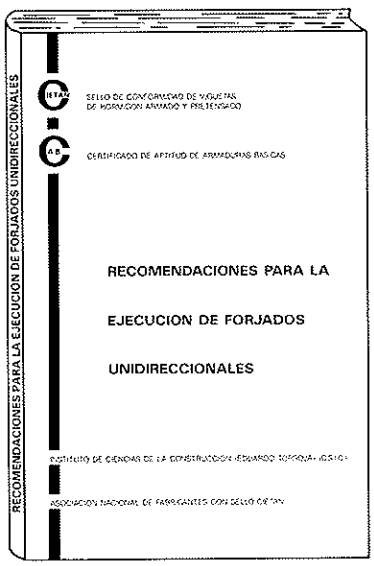
RESUMEN

En este artículo se analizan aspectos que deben tenerse en cuenta en la evaluación de modelos de tráfico que haya que incluir en Normativas de proyecto o de evaluación. Por otra parte, se resumen algunos datos experimentales de cargas de tráfico obtenidos en nuestro país, que se comparan con los existentes en otros países de nuestro entorno. Los datos reales de tráfico permiten calibrar modelos de sobrecarga, para su utilización en la verificación de Estados Límites Ultimos o de Servicio, mediante técnicas numéricas. Estas técnicas pueden permitir la puesta al día de las Normativas actuales y disponer de herramientas de trabajo y criterios eficientes en el proyecto, gestión y evaluación de la seguridad y funcionalidad de nuestros puentes.

Con objeto de mostrar la metodología propuesta, ésta se aplica a varios ejemplos.

SUMMARY

In this paper a briefly review of some aspects in modeling traffic loads are presented. On the other hand, some experimental data concerning traffic configurations and loads are summarized and compared with those measured in other countries. The data may be used to calibrate new live load models in bridges for Ultimate and Serviceability Limit States, using developed numerical procedures that are available to update the current design Codes, and to be used ad a basis on design, bridge management, and structural evaluations.



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

RECOMENDACIONES PARA LA EJECUCION DE FORJADOS UNIDIRECCIONALES
(EDICION REVISADA)

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

NUEVA PUBLICACION
MANUAL H.P.7-92

RECOMENDACIONES PARA LA CONSERVACION DE PUENTES PRETENSADOS

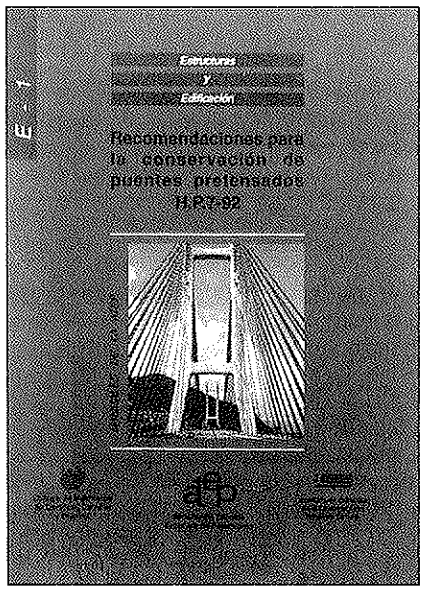
Continuando con la serie de Manuales que esta Asociación Técnica Española del Pretensado viene publicando, en los cuales se recogen las recomendaciones que se consideran idóneas para conseguir una adecuada realización de las obras pretensadas y su buen comportamiento a lo largo de su vida de servicio, 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 25/11/2026

Mediciones en obra y análisis teórico de estructuras de edificación, de hormigón armado, durante el proceso de cimbrado consecutivo de forjados

Juan J. Moragues Terrades
Catedrático de Universidad del Departamento de Ingeniería de la Construcción (Universidad Politécnica de Valencia)
Joaquín Catalá Alís
Profesor Titular de Universidad del Departamento de Ingeniería de la Construcción (Universidad Politécnica de Valencia)
Eugenio Pellicer Armiñana
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

1. INTRODUCCION

Abordamos, de nuevo, la problemática de la construcción de forjados de edificios mediante al apuntalamiento de plantas consecutivas, de manera que las cargas inherentes al forjado que se hormigona in situ, más las cargas de trabajo, se transmitan a uno o más de los forjados ya construidos.

Recordemos que se plantean, en primer lugar, cuestiones sobre cuál es la carga que se transmite a los forjados inferiores, en función de qué parámetros y si estas cargas pueden afectar a la estructura o disminuir su seguridad tanto durante el proceso constructivo como en servicio; en segundo lugar, sobre los elementos de apoyo a estos procesos constructivos, especialmente los puntales, que en España habitualmente son de escasa rigidez; y, por último, sobre cuál es el plazo mínimo para poder descimbrar.

Para abordar dicha problemática, se pueden seguir dos caminos complementarios: realizar mediciones en obra para diferentes tipos y características de edificios y forjados, y realizar, asimismo, análisis teóricos, modelizando las estructuras y su proceso evolutivo durante su construcción. La comparación de los resultados de ambas vías puede aportar conclusiones que nos ayuden a comprender mejor el comportamiento de estas estructuras en evolución y fijar criterios para tomar decisiones relativas a su proceso de construcción y a su seguridad.

2. ANTECEDENTES

Las primeras investigaciones sobre las cargas producidas en las estructuras durante el proceso constructivo son debidas a K.E.C. Nielsen. Sus investigaciones, publicadas en 1952 (3), aportaron un primer método de análisis que, dada su complejidad, tuvo escasa aplicación práctica. En 1963, cuando Grundy y Kabaila publicaron su método simplificado (4) se comenzó a conocer, con la aplicación del mismo, cuáles eran las cargas que un proceso evolutivo de construcción podía provocar en la estructura.

Tras la aparición del ya mencionado método simplificado, diversos autores han intentado analizar la influencia que diferentes variables pueden tener sobre los resultados de este sencillo método. Gran parte de dichos autores se han limitado a realizar análisis numéricos, siendo escasas las referencias sobre ensayos realizados en edificios reales en construcción y de ellos son especialmente interesantes los resultados de Agarwall y Gardner (5) y de Lasisi (6).

Todos los autores a los que nos hemos referido indican, en las conclusiones de sus estudios, la necesidad de realizar más investigaciones, a fin de poder tener en consideración las diferentes variables que aparecen durante el proceso constructivo.

Puestos en este punto, en la Universidad Politécnica de Valencia, y con la inestimable ayuda, de todo tipo, de la empresa Estructuras y Encofrados Reticulados, S.A., decidimos proceder a las mediciones de cuáles eran las cargas que durante el proceso constructivo se producen en los edificios que se construyen con los medios habituales usados en España.

El primer paso fue la búsqueda de un sistema de medida que fuera suficientemente aproximado y cómodo de usar en obra, vista la variedad de métodos utilizados por los diferentes investigadores.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

En primer lugar, se intentó usar flexímetros adosados al propio puntal mediante soldadura de placas de referencia en el mismo entre las que se medían las deformaciones totales. Conociendo las dimensiones de la sección transversal del puntal sería fácil saber a qué carga estaba sometido. Sin embargo, tras realizar diferentes pruebas, esto resultó del todo inviable dada la gran variación dimensional de los puntales, la influencia de las variaciones térmicas e incluso la propia inestabilidad del sistema en la obra.

Desechado este método se probaron y usaron células de carga situadas bajo los puntales. Con estas células de carga se debe tener la precaución de no variar la rigidez del conjunto puntal-célula con respecto al puntal inicial. Normalmente, los fabricantes suelen dar valores de deformación de sus células para diferentes cargas, de modo que puede mantenerse esta relación.

El primer edificio que se analizó está situado en Benidorm (Alicante). Se trata de una torre de apartamentos, de 28 plantas, con forjados reticulares de 28 cm de canto y pantallas de arriostramiento frente a esfuerzos de viento. El edificio está cimentado sobre una losa de hormigón armado, de 1,50 m de canto.

La cimbra estaba formada por puntales metálicos, arriostrados, de 4 cm de diámetro exterior y 1,5 mm de espesor, dando una sección transversal de 1,81 cm^2. Los puntales se distribuyeron en una retícula de 0,80 x 0,80 m, coincidiendo con la del forjado reticular. El sistema dispone de un dispositivo, en cabeza del puntal, que permite retirar el tablero de encofrado y la mitad de los puntales, sin dejar de apuntalar el forjado. Este proceso, denominado comúnmente **clareado,** no es un recimbrado y es de uso general en España pues aporta una gran economía de cimbras y encofrados. De esta forma, se pasa de disponer de un puntal cada 0,64 m^2 a uno cada 1,28 m^3, tras el mencionado proceso.

Se utilizaron 12 células de carga, con una capacidad máxima de 2.000 Kg., suficiente para lo que se iba a transmitir por los puntales. En el proceso constructivo se mantenía una planta cimbrada y dos cimbradas y clareadas. Se usaron cuatro células por planta.

Se obtuvieron datos hasta el hormigonado de la 9ª planta, desde la cimentación. El sistema de construcción fue muy variable debido a la dificultad que entrañaba la ejecución de las pantallas y núcleo de ascensores. En todo caso, el proceso de clareado se realizaba con prontitud, incluso, en un caso, al siguiente día de hormigonar la planta.

Los resultados se presentaron en la XIII Asamblea de la ATEP, y fueron publicados en la revista Hormigón y Acero (7).

Conocidas las cargas en los puntales y el peso propio del forjado, por un simple equilibrio de cargas podemos conocer la que actúa sobre el propio forjado.

El valor máximo de carga sobre puntales se produce cuando están todos los juegos de cimbras, hasta la cimentación. Este valor máximo difiere del teórico esperado al aplicar el método de Grundy y Kabaila, puesto que, de cargar sobre los puntales hasta tres veces el peso propio del forjado, se pasó a medir un coeficiente de 1,69.

En cuanto a las cargas sobre forjados, se obtuvo que el caso más desfavorable aparece en aquél que fue cimbrado hasta la cimentación, cuando sobre él existen tantos forjados como juegos de cimbras utilizados. La diferencia es que el coeficiente de carga que se obtuvo fue 1,84 veces el peso propio, bastante alejado del valor de 2,36, el teórico esperado.

A la vista de estos resultados se tanteó un pequeño juego teórico, consistente en procesar un entramado de un solo vano, con puntales metálicos semejantes a los utilizados, mediante un programa de análisis matricial de estructuras planas, con tres grados de libertad por nudo y con hipótesis de carga totalmente lineales. Los resultados de este simple proceso indicaron que las mediciones de la obra no eran tan descabelladas como en principio pueden parecer.

3. NUEVAS MEDICIONES REALIZADAS EN OBRA

3.1. Introducción

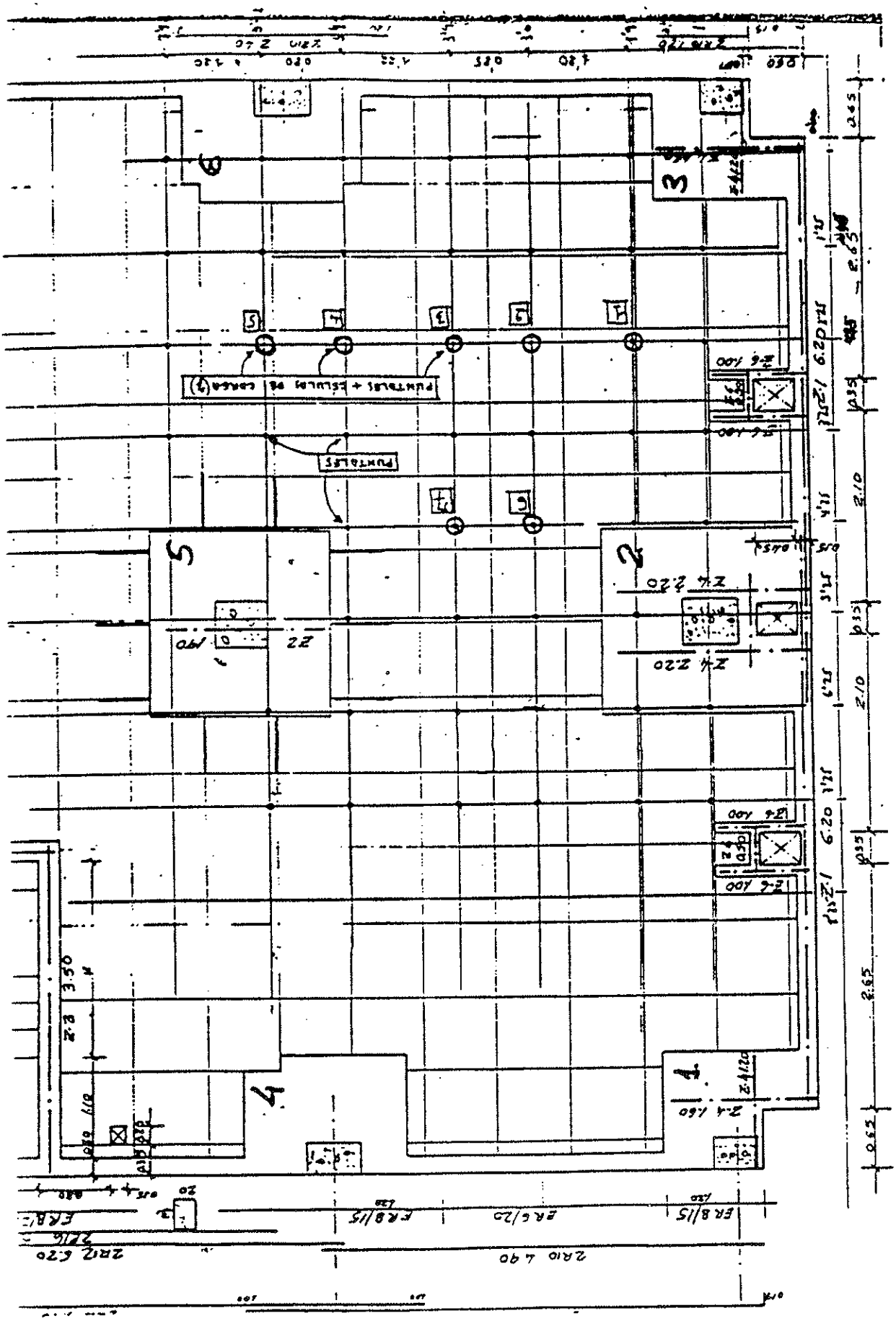
Contando de nuevo con el inestimable apoyo de la empresa Estructuras y Encofrados Reticulados, S.A., se procedió a medir las cargas que transmitían los puntales durante la construcción de un edificio en la Avda. General Marvá, en Alicante.

3.2. Planteamiento

La estructura del edificio es un forjado reticular, de canto 27 + 4 cm, con nervios cada 0,80 m, con un total de 12 forjados. La cimbra utilizada consiste en unos dinteles continuos metálicos, principales, unidireccionales, que se apoyan sobre puntales metálicos separados un metro. Los puntales, de tipo telescópico, tienen un diámetro superior de 35 mm e inferior de 40 mm, con un espesor de 2 mm.

Los dinteles se disponen, paralelos entre sí, a una distancia de 2 m, apoyando entre ellos el encofrado de madera, con canteado metálico. Entre cada dos alineaciones se introduce un nuevo dintel continuo que también se apoya sobre puntales como los anteriores, cada metro, y permite disminuir la luz del apeo. De este modo se dispone de un puntal cada metro cuadrado. Este dintel intermedio se elimina a los tres días. Este proceso

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026


PUNTALES + ESTUDIAR SU CARGA (?)
PUNTALES
2 Z-4 2.20
Z-4 2.20
Z-4 1.60
Z-4 1.00
Z-4 1.00
Z-4 1.00
3.50
2.65
2.10
2.10
6.20
6.20
2.65
2.30
2.45
2.65
2.35
2.35
2.35

de clareado permite ejecutar la estructura con un número mínimo de puntales y tableros.

El número de plantas cimbradas es de 3, estando clareadas las dos inferiores. El ritmo de construcción es de una planta cada 10 días naturales.

Se disponen células bajo puntales pero, para evitar trasiegos de células durante la construcción, se ubicaron la totalidad de ellas en una planta, siete en total, de modo que se trasladaban cada tres ciclos. Cuando se pudo iniciar la investigación, la estructura del edificio estaba finalizada hasta la quinta planta, por lo que las células de carga se instalaron en la sexta planta y desde ésta se iniciaron las mediciones.

En la figura 1 se puede ver una planta tipo de este edificio, con la disposición de puntales y células.

3.3. Resultados y análisis

Para esta obra y en las condiciones en las que se ha llevado a cabo la investigación, pueden extraerse los siguientes resultados, resumidos:

1º) Al hormigonar una planta determinada, los puntales de la planta inferior a la de los que soportan aquélla, incrementan su medición entre un 25% y un 33% de la carga añadida.

2º) Al hormigonar una determinada planta, los puntales de la planta situada dos más abajo que aquélla, incrementan su medición en un 7%, respecto a la carga añadida.

3º) Como resultado de las dos consideraciones anteriores, los valores absorbidos por los forjados serían, en forma de coeficientes de carga añadida, un 7% el inferior, entre un 18 y un 25% el intermedio y entre el 75 y el 68% el superior.

Hay que indicar que los resultados obtenidos en este edificio son muy semejantes a los obtenidos en el edificio de Benidorm, pero con una ligera mayor dispersión. Esto, presumiblemente, fue debido a que la cimbra no tenía unas condiciones de modulación muy estrictas, con lo que la distribución de puntales no era del todo uniforme, como hubiese sido de desear.

En cualquier caso, en el cuadro 1 siguiente pueden compararse los resultados de ambos edificios. Se representa la transmisión de cargas entre los forjados cimbrados inferiores.

CUADRO 1

	Alicante	Benidorm
Forjado n (recién hormigonado)	0	0
Forjado n-1	0,75/0,65	0,72
Forjado n-2	0,18/0,26	0,26
Forjado n-3	0,07	0,02

Los números del cuadro representan tantos por uno del peso del forjado.

Tanto en un edificio como en otro, se marcó la zona en donde se ubicaban los aparatos de medida, de modo que se evitaron sobrecargas durante la construcción.

Como puede observarse, los resultados de ambos edificios son muy semejantes.

4. ANALISIS LINEAL

4.1. Introducción y planteamiento

A la vista de estos resultados experimentales y con la base del elemental análisis teórico realizado al finalizar la investigación en el edificio de Benidorm, que dejaban intuir la existencia de un modelo sencillo de comportamiento de estas estructuras evolutivas, se decidió realizar en profundidad una modelización numérica, para intentar aproximarnos a los resultados experimentales. Se decidió utilizar algún programa de uso comercial y así, se adoptó el conocido programa de análisis estructural SAP90 (12).

Se trata de un análisis bidimensional de las cargas producidas en la estructura y puntales de una edificación de hormigón armado, durante su construcción mediante cimbrados sucesivos.

En un primer paso, se analizó un entramado de tres vanos y ocho alturas, tanto con el uso de dos juegos de cimbras como de tres de ellas. Se consideró un comportamiento lineal de los materiales, suponiendo todos los forjados de la misma rigidez. No se consideraron efectos térmicos ni de retracción, y, además, se supuso la cimentación infinitamente rígida. Los puntales, separados un metro entre sí, se modelizan de sección tubular, de 2 mm de espesor y 40 mm de diámetro exterior.

En un segundo paso, se consideró la evolución del módulo de elasticidad del hormigón con la edad, así como el efecto del clareado, eliminando, a los 5 días de edad, el 50% de los puntales de la planta.

4.2. Hipótesis. Variantes

Las hipótesis de partida son las siguientes:

1º) Cálculo lineal, en dos dimensiones.

2º) El hormigón considerado es un H-200, con cemento de alta resistencia inicial.

3º) Se consideran puntales metálicos, de rigidez conocida. Su sección es tubular, de 40 mm de diámetro exterior y 2 mm de espesor.

4º) No se considera el peso propio de los puntales.

5º) Los puntales de la planta baja, descansan sobre un suelo infinitamente rígido.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

6º) Los puntales se consideran apoyados en sus extremos (desconectados a momento flector).

7º) Los efectos de retracción y fluencia no se tienen en consideración.

8º) La estructura tipo considerada, consiste en tres vanos, de cinco metros de luz cada uno.

Las variantes consideradas son:

I: Supuesto básico.

II: Variación del módulo de elasticidad del hormigón, con la edad.

III: Descimbrado parcial, comúnmente denominado clareado.

IV: Combinación de II y III.

En los supuestos I y III se considera que todos los forjados y soportes tienen la misma rigidez, independientemente de la edad del hormigón.

En los supuestos en que no interviene el clareado (I y II) se consideran puntales separados cada metro, lo que da lugar a 12 puntales por planta. En caso de clareado (III y IV) los puntales están separados cada 0,80 m, lo que da lugar a 15 puntales por planta. Al producirse el clareado se mantienen 6 puntales por planta.

En todos los casos, se supuso un ritmo de construcción de un forjado por semana y se analizaron tanto el caso de dos como de tres juegos de cimbras.

4.3. Método de cálculo. Modelización numérica

En las figuras 2 a 6 se puede observar la discretización utilizada para la introducción de cargas en la estructura evolutiva.

En las figuras 2 y 3 se supone el forjado recién hormigonado, por lo que su peso propio se transmite de forma isostática entre los puntales. Se ha considerado que, a los tres días, éste es capaz de entrar en carga, mediante un análisis como dintel continuo. Indudablemente, este es un paso meramente teórico, puesto que la resultante de estos análisis produce esfuerzos prácticamente isostáticos.

En las figuras 4 y 5 se observa la forma de introducción numérica del proceso de descimbrado, tanto si la planta está clareada como si no; mientras que en la figura 6 se representa el efecto del clareado en una planta intermedia.

Este modo de introducción de la forma de la estructura y cargas actuantes obliga a que, para conocer las cargas en los puntales en una fase cualquiera de construcción, se deban sumar las de las fases anteriores. El concepto de linealidad es aquí fundamental.

Las operaciones consecutivas consideradas para cada ciclo de cimbrado-descimbrado, y cuya discretización utilizada para la introducción de

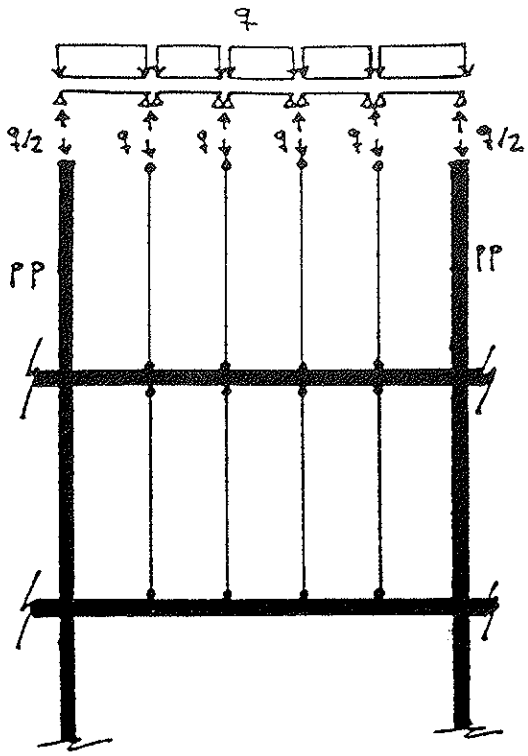


Figura 2; fase b.

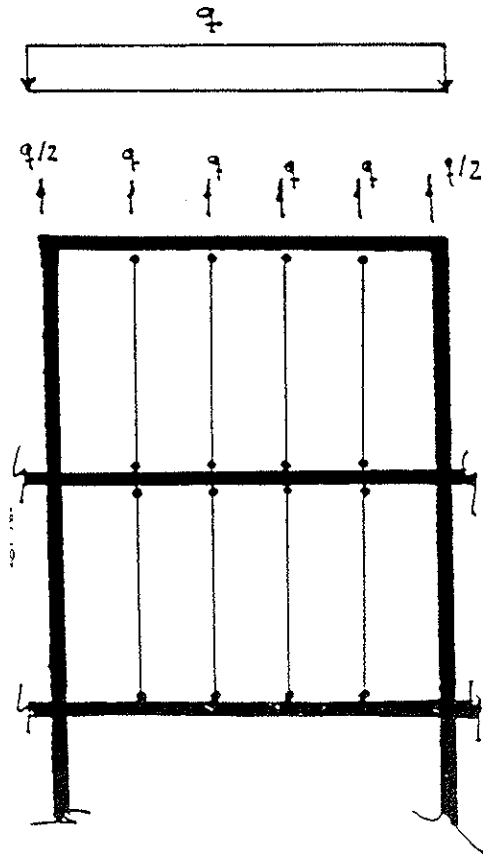


Figura 3; fase c

Figs. 2 y 3. Discretización estructural de la fase de hormigonado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

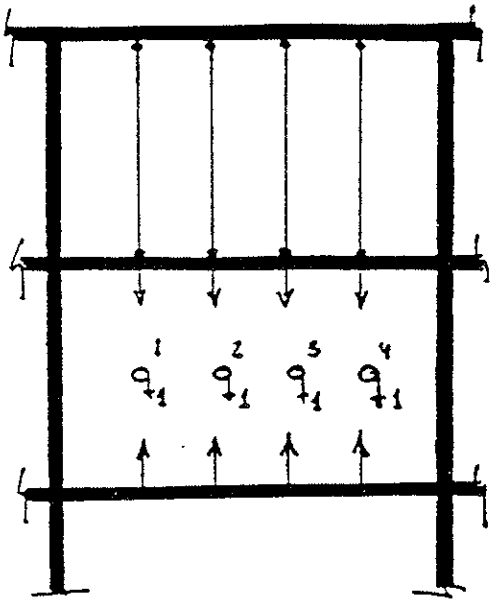


Figura 4; fase a.

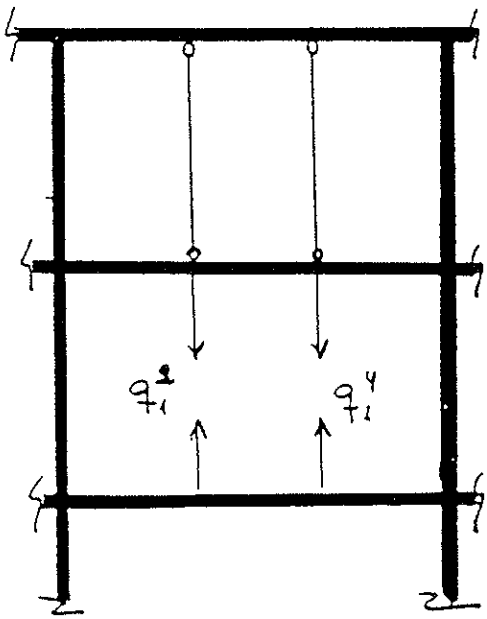
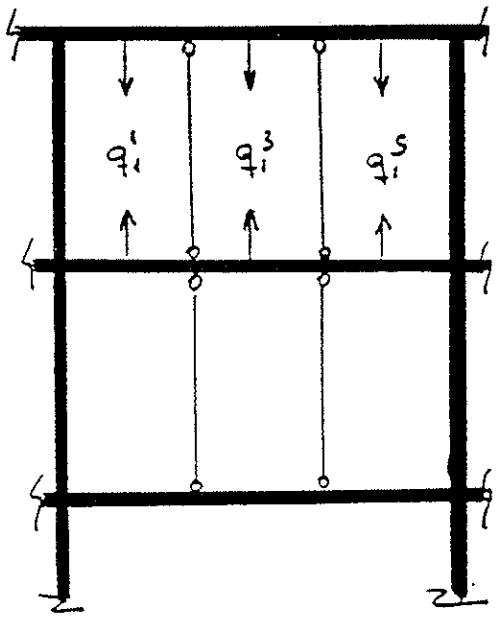


Figura 5; fase a_2

Figs. 4 y 5. Discretización estructural de la eliminación de puntales.

cargas en la estructura evolutiva se da en las figuras adjuntas, son las siguientes:

Fase b: Hormigonado del último forjado, a los 0 días. El forjado está completamente cimbrado y adaptado al molde, por lo que no entra en carga. Su peso se transmite directamente a los puntales, como si el tramo existente entre ellos estuviera biapoyado. Se considera, también, el peso propio de los soportes sobre los que apoya el último forjado (figura 2).



fase a_1

Fig. 6. Discretización estructural del proceso de clareado.

Fase c: Supresión de las sopandas y cimbras entre puntales, a los 3 días. El forjado entra en carga como una viga con múltiples apoyos. Como el peso del forjado ya se ha considerado en la fase "b", para tenerlo en cuenta en esta fase hay que introducir las cargas actuantes sobre puntales en la fase anterior, con sentido contrario. Los cálculos demuestran que los axiles obtenidos son prácticamente nulos, por lo que se puede asegurar que esta nueva fase c no aporta información nueva. Es por lo que sus resultados no se han tenido en cuenta (figura 3).

Fase a: Desapuntalamiento del forjado inferior apuntalado, a los 7 días. No se considera ningún peso propio, puesto que todos ellos han sido considerados en fases anteriores (figura 4).

En caso de que exista clareado (supuestos III y IV), la fase "a" se transforma en otras dos diferentes:

Fase a1: Clareado del forjado superior apuntalado, a los 5 días. Tampoco se considera, por la misma razón, ningún peso propio (figura 6).

Fase a2: Desapuntalamiento del forjado inferior apuntalado, a los 7 días (figura 5).

La eliminación de los puntales supone el tener que introducir una fuerza, igual y de sentido contrario a la que soportaban estos puntales, sobre los dos forjados afectados.

La carga en cada puntal, en una determinada planta y fase, se obtiene por suma de todas las cargas producidas por todas las fases anteriores, incluida la considerada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

4.4. Resultados y análisis

4.4.1. Con las hipótesis básicas

El análisis de los resultados obtenidos para el supuesto I, expuestos con mayor detalle en la referencia (9), conduce a las siguientes conclusiones:

1ª) El forjado más cargado corresponde a la última planta que fue hormigonada con puntales hasta el terreno. Su estado de máxima carga se presenta al final de la semana **n**, contada desde que se hormigonó dicha planta. Esto no hace sino confirmar la bibliografía consultada. Los valores correspondientes al coeficiente máximo de carga son los del cuadro 2 siguiente, siendo **n** el número de plantas cimbradas.

2ª) El reparto de carga entre forjados, se produce con una repercusión mayor en la planta que está más cercana a la operación (hormigonado o descimbrado).

3ª) Los puntales alcanzan los valores máximos de carga indicados, a continuación, en el cuadro 3 en las siguientes situaciones y lugares:

CUADRO 2

Coeficiente máximo de carga en forjados

Valor de n	Valor máximo de carga
2	2,12
3	2,18

CUADRO 3

Coeficiente máximo de carga en puntales

Casos	n = 2	n = 3
Apuntalamiento hasta el terreno	1,54	1,85
Restantes casos	1,12	1,34

–Cuando la estructura está apuntalada hasta el terreno, en la planta inferior.

–En los restantes casos, los ubicados sobre la última planta que fue hormigonada hasta el terreno, durante el hormigonado de la segunda planta situada sobre ella.

4.4.2. Con las variaciones consideradas

Se pueden extraer las siguientes conclusiones, válidas para todos los supuestos considerados:

1ª) Como siempre, el forjado más cargado corresponde a la última planta que fue hormigonada con puntales hasta el terreno (cuadro 4). Además, su estado de máxima carga se presenta al final de la semana **n**, contada desde que se hormigonó dicha planta.

CUADRO 4

Coeficiente máximo de carga en forjados

Valor de n	Valor máximo de carga		
	Supuesto II	Supuesto III	Supuesto IV
2	2,14	1,77	1,83
3	2,22	1,77	1,81

2ª) El reparto de cargas entre forjados, permite obtener también la conclusión de un reparto desigual.

3ª) Los puntales alcanzan los valores máximos de carga indicados en el siguiente cuadro 5:

CUADRO 5

Coeficientes máximos de carga en puntales

		n = 2	n = 3
Apuntalamiento hasta el terreno	Supuesto II	1,73	2,13
	Supuesto III	2,78	3,15
	Supuesto IV	2,96	3,35
Restantes supuestos	Supuesto II	1,16	1,44
	Supuesto III	2,01	2,49
	Supuesto IV	2,15	2,60

CUADRO 6

n	Hipótesis					
	Método Simplificado	No clarea No E var.	No clarea E var.	Clareado No E var.	Clareado E. var	Benidorm
2	2,25	2,12	2,14	1,77	1,83	–
3	2,36	2,18	2,22	1,77	1,81	1,84

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

a) Puntales inferiores sobre cimentación:

CUADRO 7

	Hipótesis					
n	**Método Simplificado**	**No clarea No E var.**	**No clarea E var.**	**Clareado No E var.**	**Clareado E. var**	**Benidorm**
2	2	1,54	1,73	2,78	2,96	–
3	3	1,85	2,13	3,15	3,35	3.38

b) Restantes casos:

CUADRO 8

	Hipótesis					
n	**Método Simplificado**	**No clarea No E var.**	**No clarea E var.**	**Clareado No E var.**	**Clareado E. var**	**Benidorm**
2	1,25	1,12	1,16	2,01	2,15	–
3	1,55	1,34	1,44	2,49	2,60	2,40

Estas cargas máximas tienen lugar en las siguientes situaciones y lugares:

–Cuando la estructura está apuntalada hasta el terreno, en la planta inferior.

–En los restantes supuestos, en los puntales ubicados sobre la última planta que fue hormigonada con apuntalamiento hasta el terreno, cuando se hormigona la planta **n** situada sobre ella, siendo **n** el número de plantas simultáneamente cimbradas.

5. RESUMEN DE RESULTADOS. CONSIDERACIONES

De los resultados que se obtienen de las diferentes modelizaciones numéricas realizadas y de su comparación con los obtenidos en obra, pueden extraerse las consideraciones que se exponen a continuación:

1º.–Como indica el método simplificado de análisis, el forjado más solicitado corresponde a la última planta que fue hormigonada con puntales hasta el terreno, cuando se tiene sobre él un número de plantas cimbradas igual a los juegos de cimbras que utilicemos. En el cuadro 6 podemos ver estos valores de carga en dicho forjado, siempre tomando como la unidad el peso propio del mismo [1].

2º.–Las cargas máximas en puntales aparecen siempre en los que apoyan en la cimentación, cuando tienen todos los juegos de cimbras sobre ellos. Salvando este momento de la obra, las cargas máximas sobre puntales aparecen sobre la última planta que fue cimbrada hasta la cimentación, cuando se hormigona la planta **n** situada sobre ella.

En los cuadros 7 y 8 se pueden ver los resultados obtenidos [2].

3º.–La influencia de considerar el incremento del módulo de elasticidad del hormigón con la edad es escasa.

4º.–La aproximación de los resultados teóricos, con las medidas en obra, es bastante aceptable.

5º.–Las plantas diferentes a la planta **n**, presentan coeficientes de carga inferiores a los de aquélla, pero superiores, en algunos casos, a los obtenidos en el método simplificado.

6. BIBLIOGRAFIA

(1) "Cálculo, Construcción y Patología de Forjados de Edificación". J. CALAVERA. INTEMAC. 4ª edición, 1988.

(2) "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". J.A. FERNANDEZ. Tesis Doctoral E.T.S. de Ingenieros de Caminos de Madrid. 1986.

[1] En ninguna tabla aparecen los resultados de Alicante, puesto que cuando se comenzó a medir ya se habían superado las plantas críticas. Sin embargo, los repartos de los incrementos de carga entre las plantas cimbradas eran muy semejantes a los medidos en Benidorm, con lo que los resultados de cargas máximas no difieren apreciablemente de los indicados.

[2] Hay que tener en cuenta, cuando se comparan casos entre los que se encuentran plantas clareadas, que se indican las cargas sobre puntales, pero existen la mitad de los puntales que en las no clareadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

(3) "Loads on reinforced concrete floor slabs and their deformations during construction". NIELSEN, E.C. KNUD. Bulletin nº 15, final report. Swedish Cement and Concrete Research Institute. Royal Institute of Technology. Stockholm, 1952.

(4) "Construction loads on slabs with shored formwork in multistory buildings". P. GRUNDY, A. KABAILA. ACI Journal. Proceedings V. 60, nº 12. Diciembre 1963.

(5) "Form and shore requirements for multistory flat slabs type buildings". R.K. AGARWALL, N.J. GARDNER. ACI Journal. Proceedings V. 71, nº 11. Noviembre 1974.

(6) "Construction loads imposed on high-rise floor slabs". M.Y. LASISI, S.F. NG. Concrete International. Febrero 1979.

(7) "Transmisión de cargas entre forjados durante el proceso constructivo: medidas realizadas en obra". J.J. MORAGUES, J. CATALA, V. SALORT, P.L. SIRVENT. Hormigón y Acero nº 178, 1991.

(8) "Medida de la transmisión de cargas entre forjados, al construirse mediante cimbrados sucesivos". J.J. MORAGUES, J. CATALA, V. SALORT, P.L. SIRVENT. Documento interno. Universidad Politécnica de Valencia, 1991.

(9) "Estudio de la transmisión de cargas, en una estructura de edificación de hormigón armado, durante el proceso de cimbrado. Análisis lineal comparativo". J. J. MORAGUES, J. CATALA, E. PELLICER. Documento UPV/DCST-92/02. Universidad Politécnica de Valencia, 1992.

(10) "Estudio de la transmisión de cargas, en una estructura de edificación de hormigón armado, durante el proceso de cimbrado. Influencia de la variación de la rigidez con la edad del hormigón y del descimbrado parcial". J.J. MORAGUES, J. CATALA, E. PELLICER. Documento UPV/DCST-92/03. Universidad Politécnica de Valencia, 1992.

(11) "Algunas mediciones reales en cimbrado de plantas consecutivas, realizadas en España". J.J. MORAGUES. Documento UPV/DCST-92/04. Universidad Politécnica de Valencia, 1992.

(12) "Structural Analysis Program". E.L. WILSON. Computers & Structures Inc. Berkeley, 1990.

RESUMEN

En la anterior asamblea de la A.T.E.P. en Alicante se presentó un estudio de la transmisión de cargas entre forjados durante el proceso constructivo, basado en medidas tomadas en obra.

En esta ponencia se dan, por una parte, resultados y conclusiones de otra serie de medidas de cargas tomadas en otro edificio durante el proceso constructivo; y, por otra, los resultados de un análisis lineal, bidimensional, de las cargas producidas en una estructura tipo de edificación de Hormigón Armado durante su construcción mediante el cimbrado consecutivo de forjados.

Este último análisis se realiza mediante el programa SAP 90, versión 5.3, considerándose los casos de dos y tres plantas consecutivas cimbradas. En un primer paso no se considera la variación del módulo de elasticidad del hormigón con el tiempo. Posteriormente, tras considerar dicha variación, se introduce el caso, real, del descimbrado parcial de las plantas, sistema comúnmente utilizado en estos procesos constructivos hoy en día.

Se presentan los resultados y se comparan tanto con las medidas tomadas en obra como con los métodos hasta ahora propuestos por otros autores.

Como consecuencia más inmediata, cabe entresacar la de que los resultados del análisis teórico se aproximan mucho a los de las medidas en obra, en especial al considerar el descimbrado parcial realmente usado.

Así mismo, el reparto de cargas entre forjados, tanto al hormigonar la planta superior como al desapuntalar la inferior, que en las medidas de obra era desigual entre aquéllos, lo es también en el análisis teórico y con coeficientes similares.

SUMMARY

A report on the construction loads undergone by floor slabs was presented at the previous assembly of the ATEP in Alicante.

Here, more field data, obtained from another building in Alicante, and conclussions are shown. Besides, a bidimensional linear analysis of construction loads on slabs and shores of a typical reinforced concrete building was carried out, and the results are presented now.

The program SAP90, version 5.3, is used to perform the analysis. Two and three consecutive shored floor slabs are taken into account. First, the variation of the modulus of elasticity with the age of the concrete is not considered. Later, this variation is taken into consideration and, finally, the partial shore removal, a very common method nowadays, is approached.

The results are presented and compared to the field data and other theoretical methods proposed by several researchers.

The main consequence could be that the results obtained from the theoretical analysis are very close to the field data, specially when considering the partial shore removal. This is also fullfiled by load distribution to each floo slab.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

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 B-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 Moray, 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
Rambla 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 25/11/2026

Auscultación de tres puentes de carretera

Rafael Astudillo Pastor
Juan Luis Alcalá Sánchez
CEDEX-Laboratorio Central de Estructuras y Materiales

INTRODUCCION

Dentro del conjunto de los trabajos de asistencia técnica a la Dirección General de Carreteras en problemas de puentes y estructuras, por parte del Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX, se enmarca un estudio de las patologías existentes en tres puentes carretera, pertenecientes todos a una misma obra, y cuyas actuaciones principales se describen a continuación.

El interés del presente trabajo se centra, fundamentalmente, en la diversidad de metodologías de ensayo y de técnicas de auscultación utilizadas para llegar al diagnóstico de la patología, un tanto atípica, de las estructuras en estudio; diversidad que ha requerido la participación, en diferente grado, de varios Departamentos del Laboratorio Central.

DESCRIPCION DE LAS ESTRUCTURAS

Las tres estructuras son de dos tipologías diferentes que se han denominado A y B:

Estructura A

Se trata, realmente, de un puente doble (dos calzadas independientes) de **hormigón armado.** El tramo central (**tramo Gerber**) apoya a media madera en los voladizos de canto variable que a partir de las pilas tienen los tramos laterales. Este tramo central tiene una luz, entre los ejes de apoyo de las medias maderas, de 16,00 m y está constituido por vigas prefabricadas, rectangulares, de hormigón armado, con un aligeramiento interior ϕ 0,40, colocadas a tope y con un pretensado transversal de solidarización. La longitud total del tramo central, de 26,00 m entre ejes de pilas, se completa con los voladizos de los tramos laterales, siendo los mencionados tramos laterales, de canto variable entre 1,40 y 0,50 m, de sección rectangular, sin aligeramientos y construidos "in situ". La luz de los tramos laterales entre ejes de pilas y apoyos extremos es de 15,00 m. El ancho total de cada calzada, incluidas las aceras, es de 12,58 m. La figura 1a muestra un alzado de dicha estructura.

Estructuras B1 y B2

Son sendos **pórticos de hormigón pretensado,** siendo la única diferencia entre ambos el ancho de la sección transversal, que en el caso de la estructura B1 es de 11,82 m y en la B2 de 8,29 m.

Estos pórticos tienen una característica muy particular y es que las zapatas de los jabalcones están unidas por un tirante de hormigón pretensado, con el objeto de absorber los empujes horizontales transmitidos a la subestructura por las cargas muertas y sobrecargas del tablero.

La sección transversal de estos pórticos es prácticamente rectangular y de canto variable entre 1,10 m en el centro del vano y 2,20 m en la unión con los jabalcones, reduciéndose hasta 0,90 m en los ejes de apoyos extremos. El vano central tiene aligeramientos ϕ 0,80 m y los vanos laterales son macizos. La modulación de luces es: 16,50; 33,30; 16,50. La figura 1b muestra el alzado de uno de los puentes de esta segunda tipología.

AUSCULTACION: ESQUEMA Y FASES

De acuerdo con el organigrama de la figura 2, la auscultación de las estructuras constaba de tres tipos de actuaciones:

- **Inspección visual** de las estructuras, con levantamiento de planos de patologías: fisuras, depósitos, carbonatación, etc.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

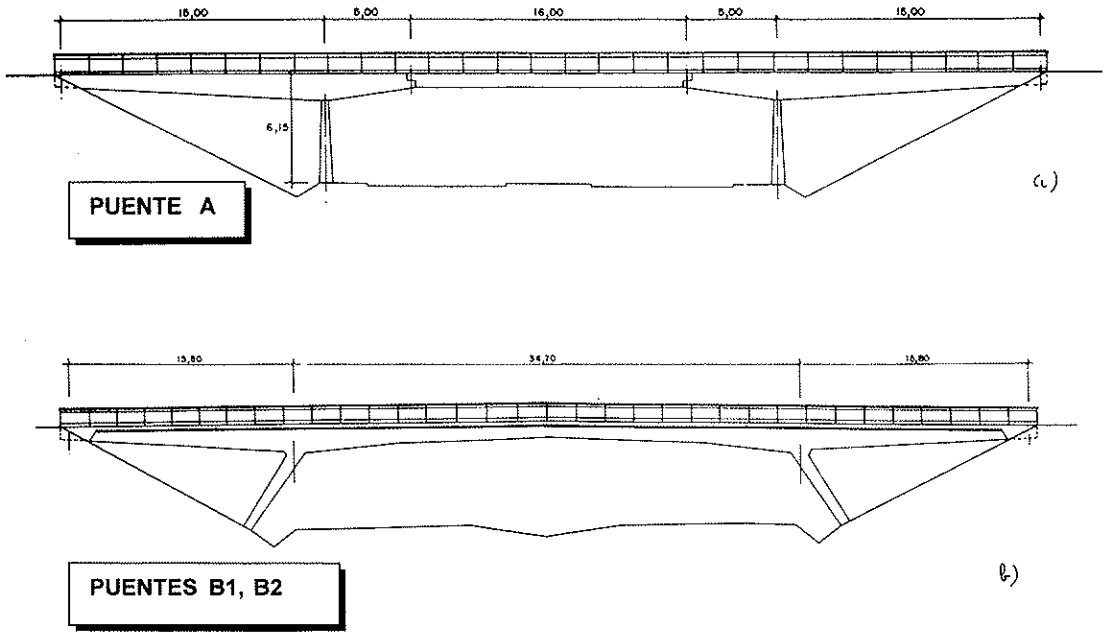


Fig. 1. Alzados de las estructuras.

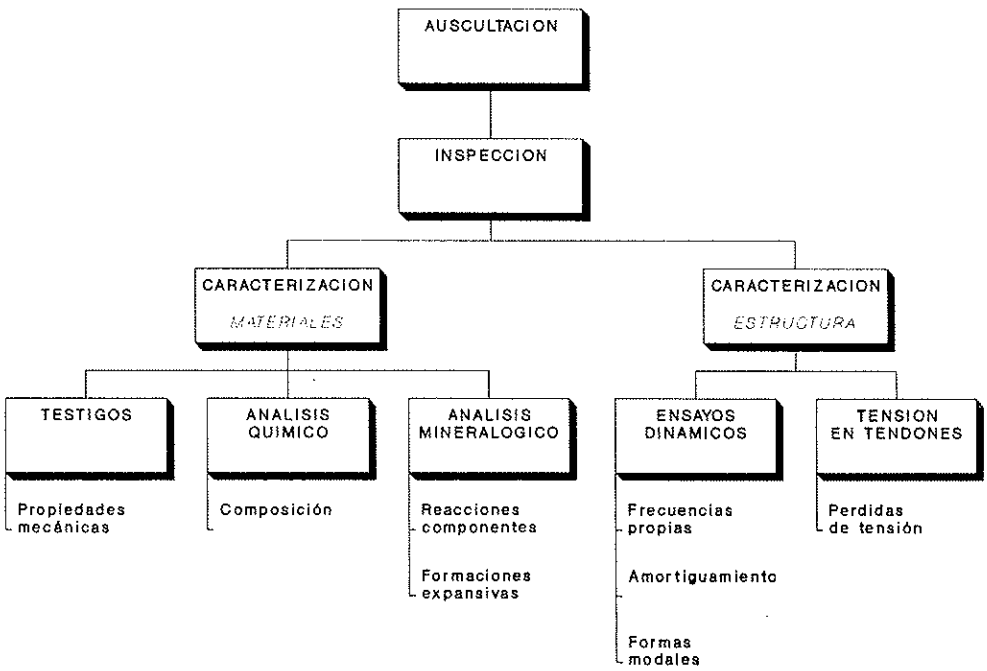


Fig. 2. Organigrama de trabajos.

- **Caracterización del comportamiento resistente** de las estructuras: Cálculos teóricos, ensayos dinámicos, tensión en tirantes.
- **Caracterización de los materiales:** propiedades mecánicas del hormigón, composición química, análisis mineralógico.

INSPECCION

La primera fase de la auscultación consistió en una inspección visual de las estructuras que dio lugar a un reportaje fotográfico y a una descripción y localización de la patología visible.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Estructura A:

Su patología más característica es la fisuración y agrietamiento de las caras laterales de los tramos extremos, en la zona de pilas. El espesor de las fisuras llega a alcanzar, en algunos casos, los 2 cm. La figura 3 muestra un aspecto de una de las zonas dañadas y la figura 4 es un ejemplo de uno de los planos de fisuración realizados.

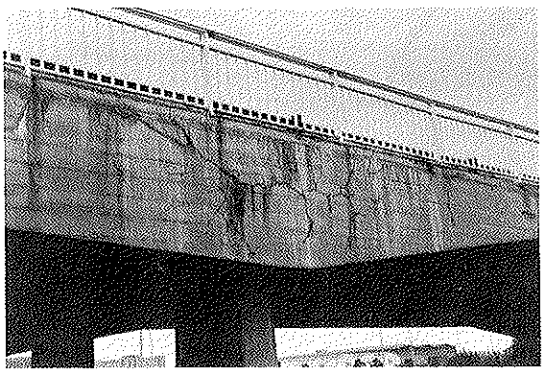


Fig. 3. Ejemplo de daños en puente A.

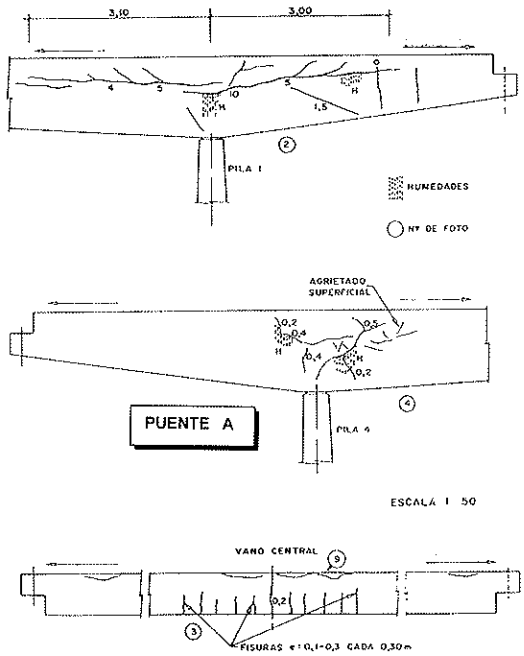


Fig. 4. Uno de los esquemas de daños.

Se trata de una fisuración, en general, horizontal y situada a la mitad del canto, por lo que, en principio, su origen no parecía estar en causas mecánicas (esfuerzos por encima de los previstos en proyecto), pudiéndose pensar que la causa fuera un problema de corrosión de armaduras y su consiguiente aumento de volumen y disgregación del hormigón, o tal vez en una reacción en el seno del hormigón propiciada por la presencia del agua de lluvia que, presumiblemente, no se evacuaba correctamente del tablero.

La fisuración detectada en los tramos Gerber alcanza, como máximo, una anchura de 0,3 mm y parece debida a un efecto de flexión (origen mecánico), ya que los tramos centrales son de hormigón armado.

En relación al equipamiento del puente se detectaron defectos en la impermeabilización del tablero e insuficiencia en la longitud de los tubos de desagüe, por lo que el agua escurría por los paramentos de hormigón. Las juntas de dilatación mostraban un proceso de degradación y habían perdido, en parte, su función de impermeabilización.

Estructura B1:

Presentaba fisuraciones y agrietamientos con carácter general, fundamentalmente en uno de los alzados en la zona de empotramiento de los jabalcones (figs. 5 y 6). En ese mismo lado, en la cara inferior del tablero, existía una fisuración longitudinal importante. Son muy frecuentes, por otra parte, las humedades, eflorescencias y depósitos, lo que ponía de relieve la evidencia del paso de agua a través de la masa del hormigón del tablero.

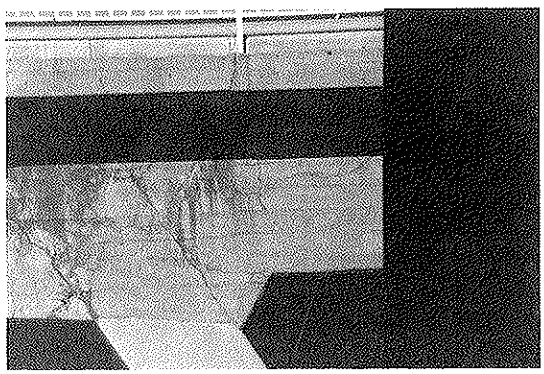


Fig. 5. Ejemplo de daños en puente B1.

Un primer examen de la fisuración hacía sospechar que su causa no fuera de origen mecánico debido a:

- Falta de simetría en las zonas fisuradas: una mitad de la estructura, según el eje longitudinal, está muy dañada y la otra no.
- Hay fisuras y grietas prácticamente verticales, pero con comienzo tanto en la cara superior del tablero como en la inferior, lo que significaría que en la misma zona del tablero éste se ha fisurado tanto a momentos positivos como a negativos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

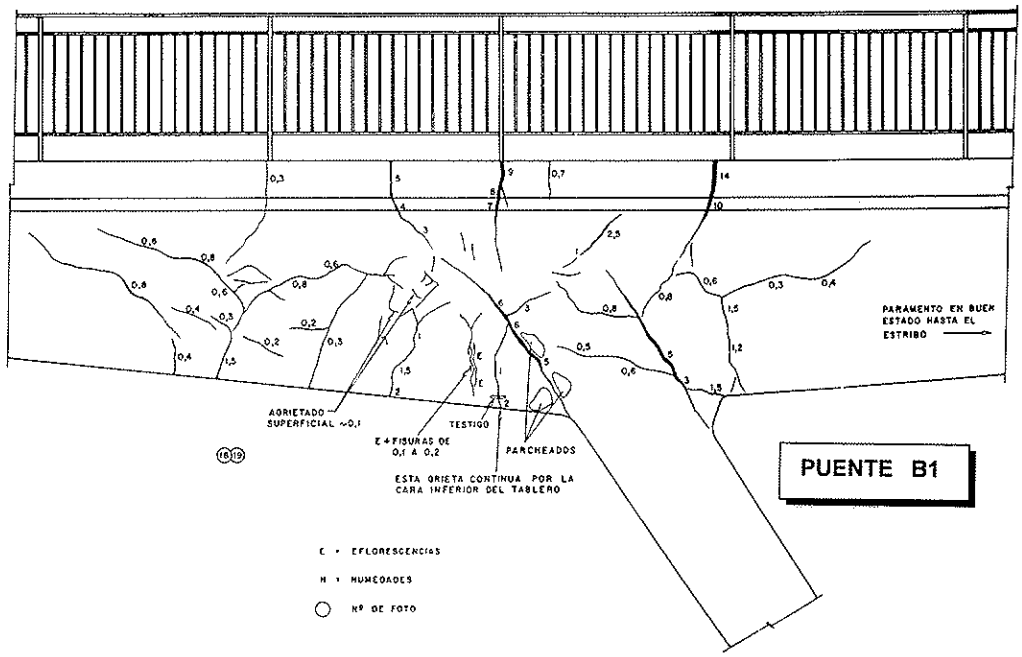


Fig. 6. Puente B1: Esquema daños en un jabalcon.

• En la misma obra hay tres puentes, de idéntica tipología y diseño que el que nos ocupa, que no presentan ninguna patología significativa.

En definitiva, sin descartar por completo las causas mecánicas como origen de la fisuración de la estructura, era razonable pensar que la causa fundamental podría ser otra.

Estructura B2

En este caso, la patología es muy similar a la del puente anterior, existiendo también la asimetría en la aparición de zonas dañadas. la figura 7 es un detalle de los daños detectados.

CARACTERIZACION DE LA ESTRUCTURA

ANALISIS TEORICO

Estructura A1

• Se realizó una revisión del cálculo, no detec-

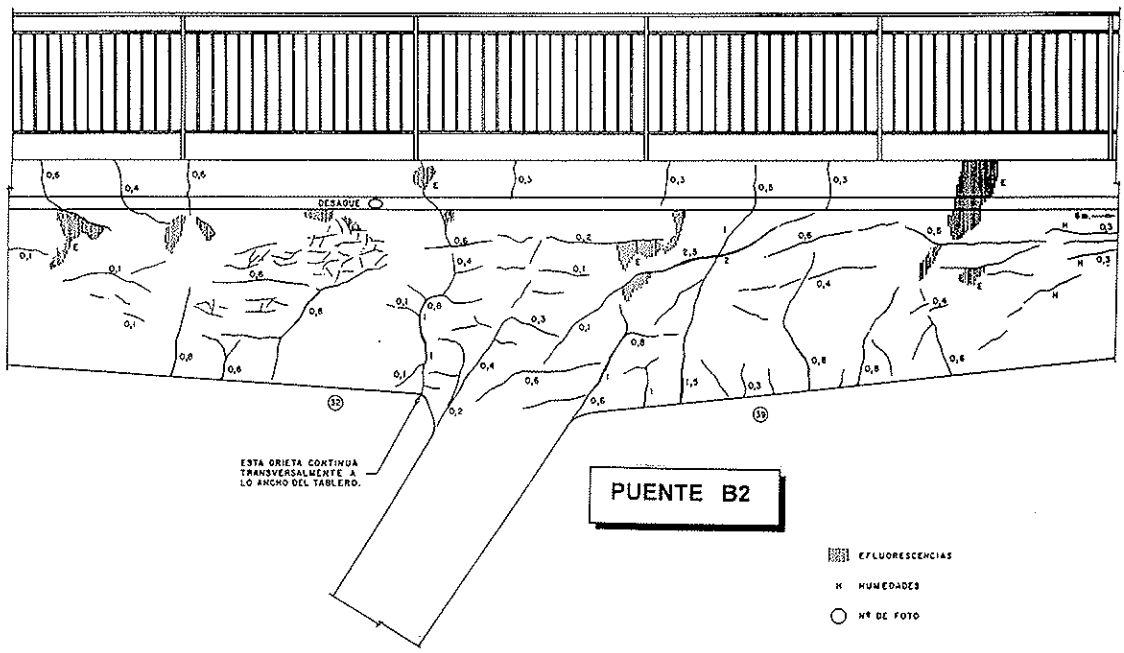


Fig. 7. Puente B2: Ejemplo esquema de daños.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

tándose errores ni exclusión de hipótesis significativas.

- La diferencia de normativa para las sobrecargas de proyecto (el año de proyecto es 1967) con relación a la actual, no es relevante en este caso y no puede haber sido causa de la patología observada.
- Sí hay que señalar, no obstante, que las armaduras transversales (de reparto), de acuerdo con los criterios de la época de redacción del proyecto, son escasas a la luz de la normativa actual. En particular, no existe armadura de piel en las caras laterales de los tramos extremos (zona donde se presentan las mayores grietas y fisuras) y aunque esta ausencia de armadura no sea, probablemente, como ya se ha comentado, la causa de la fisuración, seguramente si se hubiese dispuesto en una cuantía mínima razonable, hubiese impedido, al menos en parte, el deterioro actual.

Estructuras B1 y B2

Con respecto a estos dos puentes, al tratarse de tableros pretensados y como quiera que la fisuración podría recordar fisuración de origen mecánico, se optó por calcularlos de nuevo (cálculo longitudinal) ya con las sobrecargas que fija la normativa vigente.

El recálculo realizado permitió afirmar que las estructuras estaban correctamente proyectadas, al mismo tiempo que se apoyaba la idea de que la fisuración no era, fundamentalmente, de origen mecánico.

Se detectó, eso sí, una cierta escasez de armadura transversal y la ausencia de armadura de piel que hubieran paliado en parte la patología de fisuración. Hay que hacer constar, no obstanrte, que tres puentes idénticos a los que nos ocupan, y por lo tanto con los mismos esquemas de armado, no presentaban ninguna patología significativa.

ANALISIS EXPERIMENTAL

A) TENSION EN LOS TIRANTES

Los puentes pórtico B1 y B2 tienen la particularidad de que las zapatas de los jabalcones están unidas por un tirante pretensado, a fin de absorber los empujes horizontales transmitidos a la cimentación por los citados jabalcones.

Era factible que estos tirantes hubiesen perdido más tensión que la prevista en proyecto, lo que podría haber originado movimientos horizontales en la cimentación y los consiguientes esfuerzos en la unión de los jabalcones con el tablero. Por ello se decidió tratar de determinar el nivel de pretensado de los mismos, a fin de compararlo con el fijado en proyecto y de este modo descartar o no esta causa como origen de la patología. Para comprobar la existencia o no de dicha pérdida, había que utilizar un **método no destructivo** cuya aplicación no disminuyera la seguridad de la estructura.

Método de ensayo

Se decidió la utilización de un método aproximado, consistente en determinar la tensión en el tendón a partir de la medida de la frecuencia de vibración del mismo.

Para la aplicación de este método se dejaría al descubierto una cierta longitud del tendón, se provocaría su vibración mediante la aplicación de un impacto y se mediría la frecuencia de vibración del mismo.

El fundamento del método es la conocida relación entre la frecuencia de vibración de una cuerda y la fuerza de tracción aplicada en sus extremos. Se entiende, en este caso, como cuerda, un elemento lineal, flexible, sin rigidez a flexión ni a cortante y en el que la tensión permanece constante para pequeños desplazamientos transversales del elemento. Como los tendones de pretensado de la estructura no se adaptan exactamente a este modelo ideal de elemento, los resultados hay que considerarlos solamente como aproximados.

La frecuencia de vibración del modo i-ésimo de una cuerda de peso específico por unidad de longitud μ, sobre la que existe una fuerza de tracción T, viene dada por la expresión:

$$f_i = \frac{i}{2L}\sqrt{\frac{T\,g}{\mu}}$$

Es decir, que para el primer modo de vibración, en el que i = 1:

$$T = \frac{4\,L^2\mu}{g} f^2$$

Esta ecuación permite relacionar, de forma teórica, la tensión en el cable con la frecuencia del primer modo de vibración transversal del mismo.

La instrumentación utilizada para llevar a cabo el ensayo estaba constituida por un acelerómetro piezoeléctrico PCB308B, con rango de frecuencia entre 2,5 y 3.000 Hz, que se fijaba al tendón mediante una abrazadera construida al efecto. El análisis de las señales procedentes del acelerómetro se realizaba mediante un analizador de señal SCIENTIFIC ATLANTA SD360.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Elementos ensayados

Los ensayos se realizaron en la estructura B2 y, puesto que la finalidad del ensayo era la comprobación de la existencia o no de pérdidas de fuerza de pretensado en los tendones de arriostramiento correspondientes a las zonas del tablero donde existían mayores daños en comparación con los tendones de las zonas menos afectadas, se eligieron dos grupos de tendones: los denominados B y Z (figura 8).

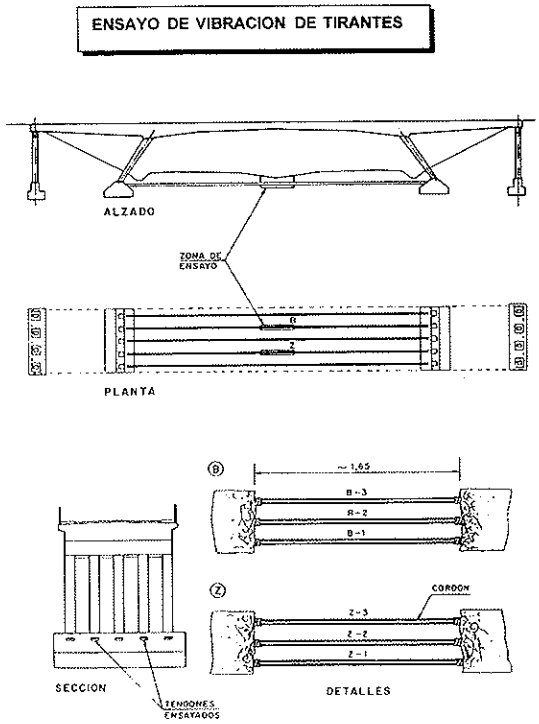


Fig. 8. Tirantes ensayados.

Los tendones B arriostran tres de los soportes inclinados en los que se apreciaba una mayor presencia de fisuras en su unión con el tablero, mientras que el grupo de tendones Z arriostran soportes que corresponden a una zona con daños menos importantes que la de los tendones B.

Cada arriostramiento está constituido por tres tendones, cada uno de los cuales está formado por tres cordones que, al menos por sus características geométricas, coinciden con las del tipo C7-15,2 AH 1670 de la UNE 36-098/85. La tensión de proyecto en cada uno de los tendones era de **46,8 t.**

La zona de los tendones descubierta se encontraba, por facilidad de acceso, en la mediana de la autovía, por lo que coincidía sensiblemente con el centro de los tendones.

Desarrollo del ensayo

En cada uno de los tendones se encontraba descubierta (sin vaina ni inyección) una zona de, aproximadamente, 1,50 m. En esta zona se colocaba el acelerómetro mediante una abrazadera y se excitaba la vibración del tendón mediante un golpe con un martillo de goma.

El acelerómetro se colocaba en dos posiciones: una en el centro de la longitud de tendón descubierta y otra en uno de los extremos de la misma.

La figura 9 muestra uno de los registros aceleración/tiempo obtenido en uno de los ensayos y el espectro de frecuencia. Para cada tendón se obtenía un espectro promedio de cinco ensayos de vibración.

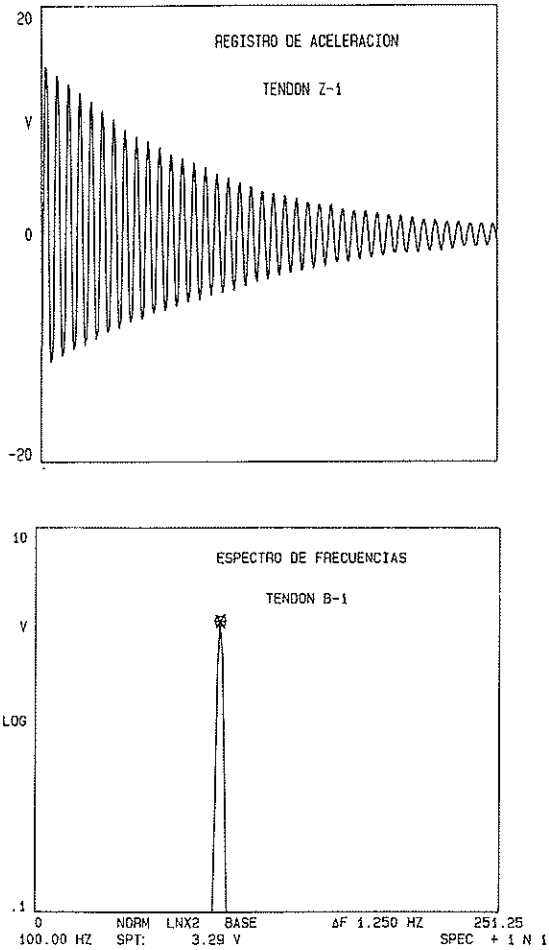


Fig. 9. Registro de aceleración y espectro de frecuencias.

Los valores de la frecuencia del primer modo de vibración permitieron estimar la tensión en el tendón, de acuerdo con la expresión anteriormente citada.

El cuadro adjunto recoge los valores obtenidos

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

para la frecuencia fundamental, la longitud libre de vibración de cada tendón y la fuerza de tesado deducida de estos dos datos.

CUADRO 1

Fuerza en tendones

TENDON	LONGITUD (m)	FRECUENCIA (Hz)	FUERZA (t)
Z-1	1,60	100,00	34,2
Z-2	1,50	106,25	33,9
Z-3	1,50	105,00	33,0
B-1	1,57	102,50	34,5
B-2	1,53	108,75	36,9
B-3	1,53	107,50	36,0

Teniendo en cuenta que la fuerza de tesado de proyecto era de 46,8 t en cada tendón, se pueden hacer las consideraciones siguientes:

- En los seis tendones en los que se determinaron las fuerzas de pretensado, la mayor diferencia obtenida entre ellas ha sido del 9%.
- Frente al pretensado nominal de proyecto, la pérdida máxima obtenida fue del 26% que se entiende es un valor perfectamente razonable. (En proyecto se había supuesto un 22% de pérdidas).
- En definitiva, a la vista de lo anterior, podía descartarse la causa enunciada, al principio de este apartado, como origen de la patología. Por otra parte, esto confirma no solo la brillantez de la solución estructural sino también, al menos en este punto, lo acertado de su ejecución y su durabilidad.

B) AUSCULTACION DINAMICA

Dentro de la campaña de estudio de la patología de las estructuras objeto del presente informe, se incluyó la realización de sendos ensayos dinámicos de dos pórticos, uno de ellos el puente dañado B1 y otro de las mismas características geométricas (luz, anchura, soportes, etc.) que se encontraba en las proximidades, pero con un grado de deterioro muy leve.

Con ello, solamente se pretendía obtener información adicional acerca de la influencia del estado de fisuración existente en la rigidez de la estructura. Si las dos estructuras ensayadas son geométricamente exactas pero en una de ellas la patología existente (estado de fisuración) llega a afectar a la rigidez de la estructura, dicho efecto se debería manifestar, de acuerdo con los supuestos de la técnica denominada como "Auscultación Dinámica", en una diferencia entre las características de la respuesta dinámica de ambas estructuras.

La magnitud relativa a la respuesta dinámica que mejor refleja las variaciones de rigidez de una estructura es la frecuencia de vibración de las diferentes formas modales de la misma.

En ambas estructuras se realizaron pues ensayos dinámicos, según se describe a continuación, para obtener las frecuencias propias de vibración de las primeras formas modales.

Instrumentación

Para el estudio experimental del comportamiento dinámico de las dos estructuras se utilizó, como método de excitación de las mismas, el paso de vehículos pesados incluidos dentro del tráfico normal sobre ellas.

En cada una de las estructuras las aceleraciones se midieron en cinco puntos, situados tres de ellos en el tramo central y los otros dos en uno de los dos tramos laterales. Para la medida de aceleraciones se utilizaron acelerómetros del tipo **servo-acelerómetro de 1/4 g** de rango, grabándose las señales en cinta magnética, para su posterior reproducción y análisis.

Análisis de los resultados experimentales

Aunque los niveles máximos de amplitud de aceleración son del mismo orden en ambas estructuras, se observa que, en la estructura no dañada, el amortiguamiento de las vibraciones es mucho menor que en la otra, prolongándose la vibración varios segundos después de que el vehículo haya salido del puente (fig. 10).

Se pudo determinar la presencia de, al menos, el primer modo de flexión longitudinal y el primer modo de torsión. Los valores de las frecuencias propias correspondientes a dichos modos y su comparación con las obtenidas a partir del modelo numérico, se recogen en el cuadro siguiente:

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

CUADRO 2

Frecuencias propias (Hz)

MODO	EXPERIMENTAL	
	NO DAÑADO	DAÑADO
1º FLEXION	4,875	4,625
1º TORSION	11,624	11,000

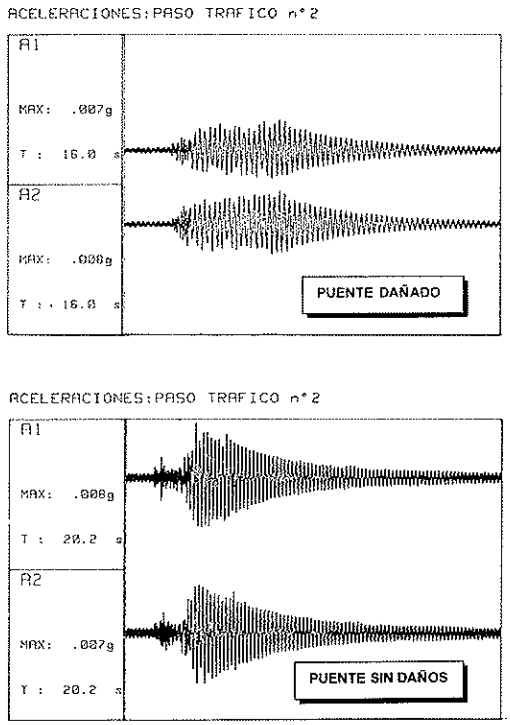


Fig. 10. Auscultación dinámica.

CONCLUSIONES

- La frecuencia propia del primer modo de flexión del puente dañado es un 5,13% menor que la del puente no dañado; lo que pone de manifiesto una cierta pérdida de rigidez, pero relativamente pequeña.

- Lamentablemente, en base a lo anterior es difícil establecer conclusiones respecto a la capacidad portante de la estructura y menos aún acerca de las causas origen del daño.

- En definitiva la "Auscultación Dinámica" confirma la pérdida de rigidez de la estructura del puente dañado, debida a la fisuración, vía la frecuencia del primer modo de vibración, pero no permite obtener fácilmente datos cuantitativos que puedan servir para evaluar la pérdida de capacidad portante.

CARACTERIZACION DE LOS MATERIALES

TESTIGOS DE HORMIGON

Para obtener información de las características mecánicas del hormigón se extrajeron 6 testigos cilíndricos, de 100 mm de diámetro, todos ellos de la estructura B2, cuatro de ellos del vano lateral derecho y los otros dos del vano lateral izquierdo. Recuérdese que la zona derecha presentaba mucho más deterioro que la zona izquierda. Los testigos se obtuvieron, desde la cara superior del tablero, con una sonda de rotación.

Los testigos anteriores se ensayaron a rotura, obteniéndose, tras los oportunos coeficientes correctores, tensiones de rotura entre 501 y 640 Kp/cm^2. En base a esto, aunque los resultados no serían en rigor extrapolables a los otros dos puentes A y B1, e incluso tampoco para la totalidad de la masa del hormigón del puente B2 que nos ocupa, puede pensarse que se está ante un hormigón que, desde un punto de vista resistente, tiene unas magníficas características, corroborando estos resultados la idea de que el origen del deterioro de los puentes no sea debido a causas mecánicas.

ANALISIS QUIMICO

Del hormigón de las probetas testigo anteriores, se realizó el correspondiente análisis químico sin que se hayan encontrado, en el citado hormigón, anomalías que puedan justificar la patología observada. En cualquier caso, el contenido de cemento por metro cúbico de hormigón está en la línea de las resistencias mecánicas obtenidas en el apartado anterior. Por lo que se refiere a los sulfatos, expresados en SO_3, están en unos valores razonables, pudiéndose explicar su presencia como debida al regulador de fraguado.

ESTUDIO MINERALOGICO Y PETROLOGICO

Se realizó un estudio, mediante microscopía electrónica de barrido, de muestras tomadas al azar de dos de los testigos, así como de hormigón de las caras laterales deterioradas del puente A. Los objetivos, aspectos y conclusiones fundamentales del estudio mineralógico efectuado han sido los siguientes:

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

- El fin del estudio era investigar la posible presencia de formaciones mineralógicas asociadas a fenómenos expansivos.
- Se encontraron, fundamentalmente, dos minerales de neoformación, de carácter expansivo y por tanto capaces de fisurar y agrietar el hormigón. Estos minerales son sulfoaluminatos de calcio y trisulfoaluminato cálcico (etringita), ambos hidratados.
- El desarrollo de los cristales etringíticos en los poros y fisuras, indicaba su carácter de neoformación.
- Los iones sulfato necesarios para su formación, pueden provenir de algún mineral contenido en los áridos; pero esto no pudo ser comprobado, al no disponer de muestras puras de áridos.
- En el supuesto de que lo indicado en el párrafo anterior fuera cierto, se estaría frente a un caso de acción conjugada de reacción álcali-árido y sulfatos. Esta idea se apoya en el aspecto alterado de algunos áridos (figura 11) y las formaciones etringíticas asociadas (figura 12).

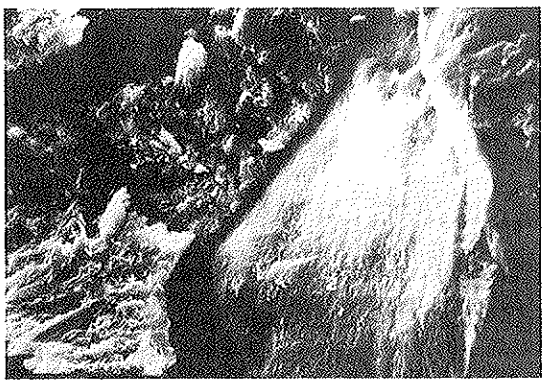


Fig. 11. Aspecto alterado de los aridos.

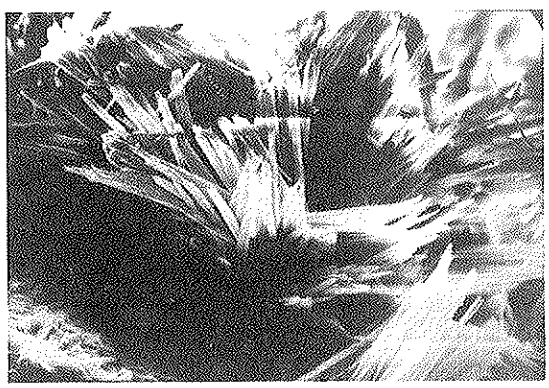


Fig. 12. Formaciones etringíticas.

- Teniendo en cuenta que en el análisis químico efectuado el contenido total de iones sulfato, en el caso máximo, era del 0,45% y que al no disponer de áridos similares a aquellos con los que se ejecutó la obra no se pudo efectuar su análisis, es explicable que no hayan sido detectados minerales responsables de los iones sulfato.
- Para la ocurrencia de todos los fenómenos comentados es necesaria la presencia de agua.

ESTUDIO DE LA CORROSION

Se pidió la colaboración de Geotecnia y Cimientos, S.A., para la realización de un estudio del proceso de corrosión de armaduras en las estructuras en estudio. Este análisis se realizó en la estructura denominada Puente A, en ambas calzadas, y la conclusión fundamental del mismo es que la aparición de las grietas no está causada por corrosión de armaduras.

CONCLUSIONES

En base a lo expuesto en los apartados anteriores, se llegaron a establecer las siguientes conclusiones:

- Podía descartarse, como causa de la patología de los puentes objeto de este trabajo, los errores de proyecto.
- Igualmente, podía descartarse, como causa de la patología, la diferencia entre los trenes de carga de proyecto y los que fija la normativa actualmente vigente. Asimismo, se puede afirmar que esta diferencia de trenes de carga no cuestiona para nada, desde un punto de vista teórico, en base a los cálculos y análisis efectuados, la capacidad portante de las estructuras.
- Podía descartarse, por lo tanto, como causa fundamental de la fisuración, el origen mecánico de la misma (esfuerzos por encima de los de proyecto).
- Aunque el estudio solo se realizó para el puente A, la corrosión de armaduras, con el consiguiente aumento de volumen y disgregación y rotura del hormigón, también es una causa de la fisuración que, aunque apuntada como posible, parece que podía descartarse.
- En definitiva, aparecía como causa más probable de la patología de los puentes objeto de este estudio, los fenómenos (aparición de etringitas de neoformación, de carácter expansivo) descritos.

El informe emitido aconsejaba la reparación de los daños existentes e indicaba la necesidad de

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

asegurar la completa impermeabilización del tablero, para evitar la presencia de agua, totalmente necesaria para los procesos químicos origen más probable de la patología detectada.

RESUMEN

La patología existente en varias estructuras de la Autovía de Aragón, consistente en un estado de fisuración, relativamente importante, en diversas zonas de las mismas, motivó que la Demarcación de Carreteras del Estado en Aragón, a través de la Dirección General de Carreteras, solicitase del CEDEX-Laboratorio Central de Estructuras y Materiales, la realización de la auscultación de las extructuras afectadas. La auscultación consistió en la realización de las siguientes actuaciones:

- Inspección visual y levantamiento de plano de daños.
- Extracción de testigos y ensayos de determinación de resistencia.
- Ensayos de vibración de los tirantes.
- Ensayos de auscultación dinámica.
- Estudio mineralógico y petrológico.
- Estudio del estado de corrosión.

El análisis de los resultados de ensayos tan diversos, permitió determinar, por una parte, el alcance del daño en las estructuras, y por otra, descartando que los daños tuvieran un origen mecánico, centrar el estudio en el análisis mineralógico y químico, para llegar a la conclusión de que, la presencia de etringitas de carácter expansivo, junto con la presencia de agua, había sido la causa principal de la patología observada.

SUMMARY

Three prestressed concrete bridge structures were studied for determining the causes of their patology: extensive deck cracking without evidence of tensional origin. Theoretical and experimental analysis were performed. The experimental work consisted in dynamical auscultation, vibrating tendon tests and core samples testing with chemical and mineralogy analysis. Deterioration by several mechanical causes were discarted and finally expansive mineral formations were located and described as origin of damage.

* * *

PUBLICACION Nº 13 DE LA FEDERACION NORDICA DEL HORMIGON

El Comité Investigador de la Federación Nórdica del Hormigón, ha editado el Volumen Nº 13 de la "Investigación Nórdica del Hormigón", NCR 1993:2. Contiene una selección de artículos relativos a investigaciones sobre hormigón en curso de realización o concluidas durante 1992, en los cinco países nórdicos: Dinamarca, Finlandia, Islandia, Noruega y Suecia.

El Comité Investigador tiene, como uno de sus cometidos, el incrementar el contacto profesional entre los investigadores del hormigón en los países nórdicos, y fomentar el contacto entre ellos y los científicos del hormigón de todo el mundo. La NCR se publica ahora dos veces al año. Se espera que esta publicación pueda actuar como vínculo mundial entre los investigadores del hormigón en los países nórdicos y el resto del mundo.

La colaboración entre los países nórdicos está bien conseguida mediante la organización de importantes reuniones de "Investigación Nórdica", cada tres años y celebrando pequeños seminarios temáticos. En Agosto de 1993 se celebró, en Gothenburg, "el XVº Congreso Nórdico sobre Investigación del Hormigón" con 175 participantes que presentaron unos 135 Proyectos de investigación. La publicación, "Proceedings Nordic Concrete Research Meeting, Gothenburg 1993", puede adquirirse a través del Presidente del "Norsk Betongforening". Contiene los resúmenes en inglés de 145 Proyectos.

Esta publicación invita a científicos, también de fuera de los países nórdicos, a una discusión sobre los artículos presentados. La discusión y la réplica de los autores serán publicadas en el próximo número de NCR.

Los interesados en adquirir esta publicación, deberán dirigirse a:

Norsk Betongforening
Postboks 2312, Solli
0201 Oslo (Noruega)

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Ensayo dinámico de puentes atirantados

Rafael Astudillo Pastor
CEDEX - Laboratorio Central de Estructuras y Materiales

1. INTRODUCCION

El conocimiento del comportamiento dinámico de puentes atirantados de gran luz es de interés indudable, tanto para confirmar hipótesis de proyecto, como para obtener información utilizable en futuras obras de este tipo.

En el presente artículo se describen dos ensayos dinámicos realizados en dos de los puentes atirantados más representativos de los construidos en España.

En la primera de las estructuras, el puente de Rande, en la Ría de Vigo, como complemento de una completa serie de ensayos estáticos (pruebas de carga y obtención de líneas de influencia) realizadas por el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX en 1978, a petición de la Dirección de Obra, se realizaron una serie de ensayos dinámicos cuya finalidad era, por una parte, la comprobación de las frecuencias propias correspondientes a los primeros modos de vibración del tablero, especialmente de la frecuencia fundamental, y por otro lado, la determinación del amortiguamiento correspondiente al modo fundamental. Esta primera fase de ensayos dinámicos se llevó a cabo a finales de 1978 y permitieron la puesta a punto de la metodología de ensayo, registro y análisis de señales, de acuerdo con los medios técnicos disponibles en la época.

Recientemente, en Marzo de 1992, esto es, 14 años después, se han vuelto a realizar una serie de registros de la respuesta del puente bajo la acción del tráfico habitual, cuyo análisis, con los medios disponibles en la actualidad, han permitido la comparación con los primeros ensayos, para observar la evolución de la respuesta dinámica de la estructura.

La segunda estructura, el Puente del Centenario en Sevilla, finalizó su construcción en 1991, colaborando el Laboratorio Central en la fase de planificación de los ensayos dinámicos y realizando por completo las fases de instrumentación, registro y análisis de la respuesta dinámica, todo ello a petición de la UTE EPTISA-INTEMAC.

La finalidad del ensayo, en este caso, era la comparación de las frecuencias modales teóricas, con las experimentales.

2. DESCRIPCION DE LAS ESTRUCTURAS

Ambas estructuras son sobradamente conocidas, por lo que exclusivamente haremos aquí referencia a sus características principales.

2.1. Puente de Rande

El puente de Rande permite el paso de la Autopista del Atlántico sobre el estrecho del mismo nombre, en la Ría de Vigo. Se trata de un puente cuyo tramo principal es un tablero metálico atirantado, de 695 m de longitud total, siendo la luz entre pilas de 400,14 m. La anchura del tablero es de 23,46 m y su altura sobre el agua es de 50 m. (figs. 1 y 2).

Las dos pilas centrales son de hormigón armado, de 128 m de altura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

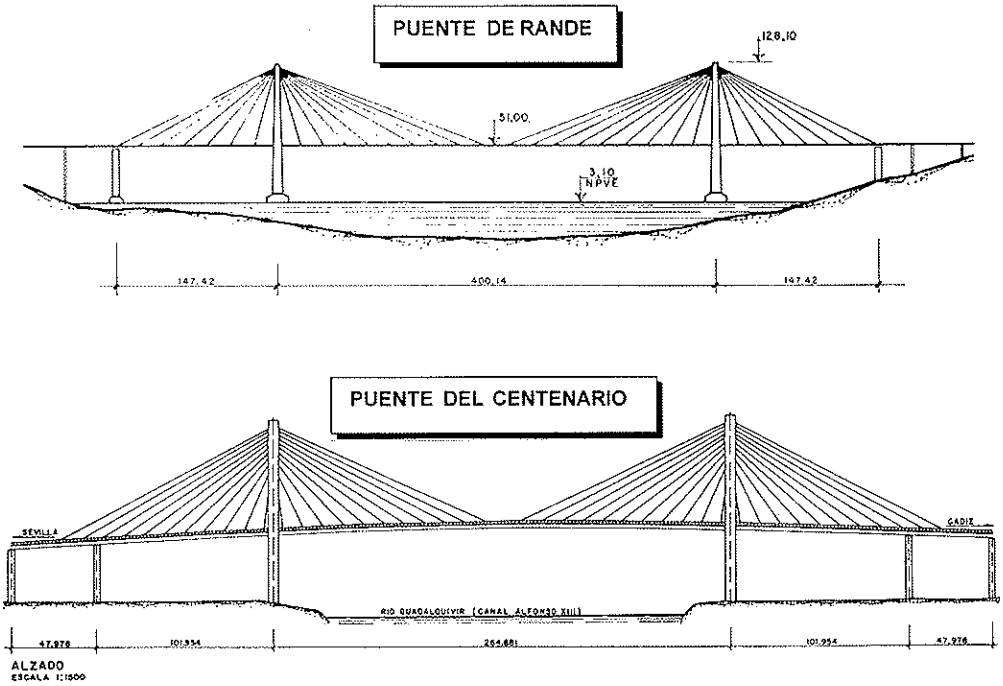


Fig. 1. Alzados.

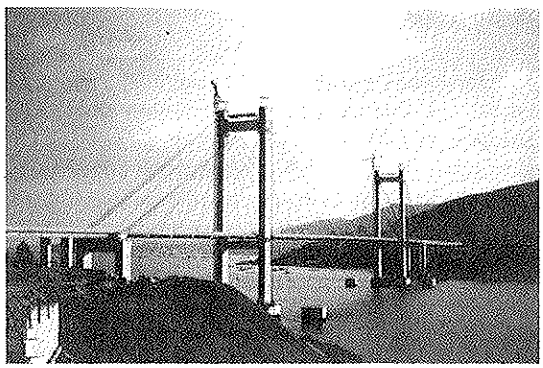


Fig. 2. Puente de Rande.

2.2. Puente del Centenario

El puente del Centenario, sobre el canal de Alfonso XIII, en la Autovía de circunvalación de Sevilla, es una obra cuya estructura principal es un tramo atirantado, de cinco vanos, con luces de 48-102-265-102-48 m, respectivamente, y con una anchura de tablero de 22 m (figs. 1 y 3). Dicho tablero está constituido por un artesonado de vigas prefabricadas, transversales, situadas cada 12 m, que apoyan en dos vigas longitudinales, de sección en cajón, construidas mediante dovelas postesadas y donde anclan los abanicos de tirantes. Entre cada dos vigas transversales se disponen cinco vigas longitudinales, de igual forma que en un tramo convencional, de 12 m de luz. Finalmente, entre estas vigas se colocan unas placas prefabricadas que sirven de encofrado perdido para la losa superior de hormigón armado colocado "in situ". Las dos pilas principales, con dinteles en forma de arcos rebajados, son de hormigón y cero.

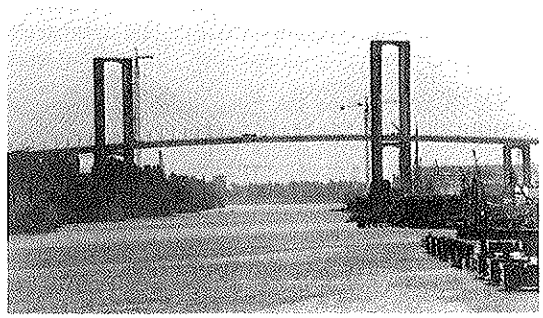


Fig. 3. Puente del centenario.

3. METODOLOGIA DE ENSAYO

La metodología general de ensayo ha sido la siguiente:

• *Excitación* de la vibración de la estructura, mediante tres sistemas distintos:

–Paso controlado de un vehículo pesado sobre el tablero.

–Relajación instantánea de una deformación pre-impuesta mediante la suelta de un peso colgado del centro de la luz.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

–Paso de tráfico habitual sobre la estructura (Rande, en la segunda fase de ensayos).

• *Registro* de la respuesta de la estructura frente a las excitaciones anteriores.

• *Análisis* en Laboratorio de los registros, para obtener, a partir de ellos, las principales magnitudes que caracterizan la respuesta dinámica del tablero de un puente: frecuencias propias, modos de vibración y amortiguamiento.

4. EXCITACION DE LA ESTRUCTURA

La primera fase de un ensayo dinámico es provocar un estado de vibración en el puente, que permita el registro de su respuesta dinámica.

4.1. Puente de Rande

En el puente de Rande se utilizaron los tres métodos apuntados en el apartado anterior. Los dos primeros sistemas, esto es, paso de un vehículo controlado y suelta instantánea de un peso, se utilizaron en la primera fase de ensayos, en 1978, antes de la puesta en servicio de la obra; mientras que la excitación mediante el tráfico normal fue, en el ensayo realizado en 1992, la única forma posible de provocar la vibración de la estructura sin tener que interrumpir el paso de vehículos.

Paso controlado de un vehículo

La excitación consistió en el paso controlado de un camión de tres ejes, con un peso total de 30 t. El paso se realizó en ambos sentidos y a distintas velocidades. En algunos casos, se colocó el obstáculo normalizado de la RILEM en el centro de la luz, para aumentar la amplitud de las vibraciones.

Relajación de una deformación impuesta

Para excitar la vibración de los modos primero y tercero de la forma más limpia posible, es decir, sin la participación en la vibración resultante de otros modos, se procedió a la suspensión de un peso en el centro de la luz del tablero. La relajación instantánea de la deformación producida por el peso, provocaba en el tablero un estado de vibración en el que intervenían, principalmente, dada la situación del punto de suspensión del peso, los dos modos fundamentales citados.

Se realizaron diferentes sueltas, con pesos de 10 y 20 t. Se utilizó para ello (figura 4) un cable suspendido del tablero, en cuya zona inferior se instaló un dispositivo mecánico que permitía la apertura instantánea del gancho de sujeción del peso. Los bloques de hormigón eran transportados por una cabria, hasta colgarlos del cable antes citado.

Excitación mediante tráfico

Como se comentó con anterioridad, en la fase de ensayo realizada actualmente, con la autopista en servicio, la única forma de excitar la vibración del tablero sin necesidad de interrumpir el paso de vehículos era aprovechar precisamente dicho paso como excitación y registrar la vibración provocada por el mismo.

4.2. Puente del Centenario

En este caso, se utilizaron solamente los dos primeros métodos de excitación:

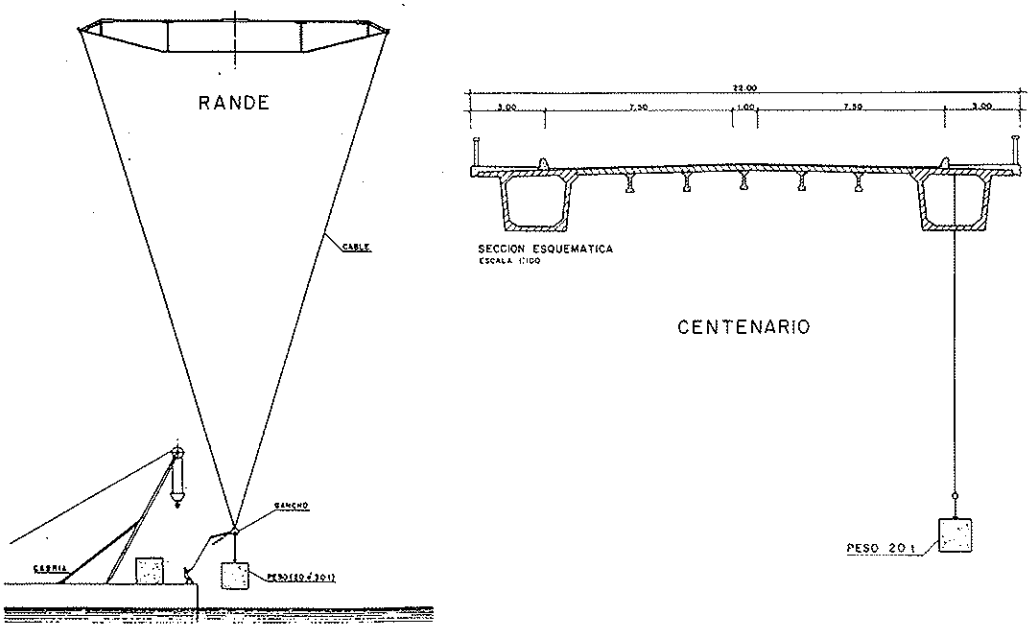


Fig. 4. Sistemas de suelta de peso.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Paso de vehículos pesados

La excitación consistió en el paso controlado de un camión articulado, de cuatro ejes, con un peso total de 37 t.

Este método de excitación, en estructuras de las características de la ensayada, podía, a priori, presentar problemas para la determinación de las frecuencias propias de la estructura, debido entre otras razones a:

• Niveles de amplitud de la vibración excesivamente bajos, con lo que la relación señal/ruido de los registros sería pequeña.

• Frecuencias inducidas por el propio camión, que podrían enmascarar las frecuencias propias de la estructura.

Por ello, se consideró necesario prever el tipo de excitación que seguidamente se describe.

Relajación de una deformación impuesta

La vibración se consiguió mediante la suspensión de un peso de, aproximadamente, 20 t en el centro de la luz, en uno de los dos cajones que constituyen el tablero; concretamente, el correspondiente al lado Oeste. Este peso, que colgaba de un tendón de pretensado, sujeto en la zona superior del tablero mediante el anclaje correspondiente, y una viga de reparto, era soltado de forma instantánea, mediante el calentamiento con un soplete de la cuña de anclaje (figura 4). La figura 5 muestra una secuencia de la suelta del peso.

La relajación instantánea de la deformación producida por el peso, provoca en el tablero un estado de vibración en el que intervendrán, principalmente, dada la disposición del punto de suspensión del peso, el modo fundamental a flexión (máxima amplitud en el centro de la luz) y los modos de torsión (debido a la excentricidad del peso).

5. MAGNITUDES MEDIDAS. INSTRUMENTACION

La magnitud que se midió y registró para el análisis del comportamiento dinámico de ambos puentes fue, fundamentalmente, la aceleración en diversos puntos del tablero.

En el puente de Rande, de forma complementaria, se realizaron durante la primera fase de ensayos, registros del desplazamiento vertical del tablero en la sección situada sobre la traviesa de una de las pilas, única zona de la estructura donde era posible tener un punto de referencia fijo (la propia traviesa) respecto del cual medir los desplazamientos verticales del tablero. En el resto del mismo, la presencia de la ría bajo el puente y la gran distancia a cualquier punto del terreno circundante, hacía inviable, con la instrumentación

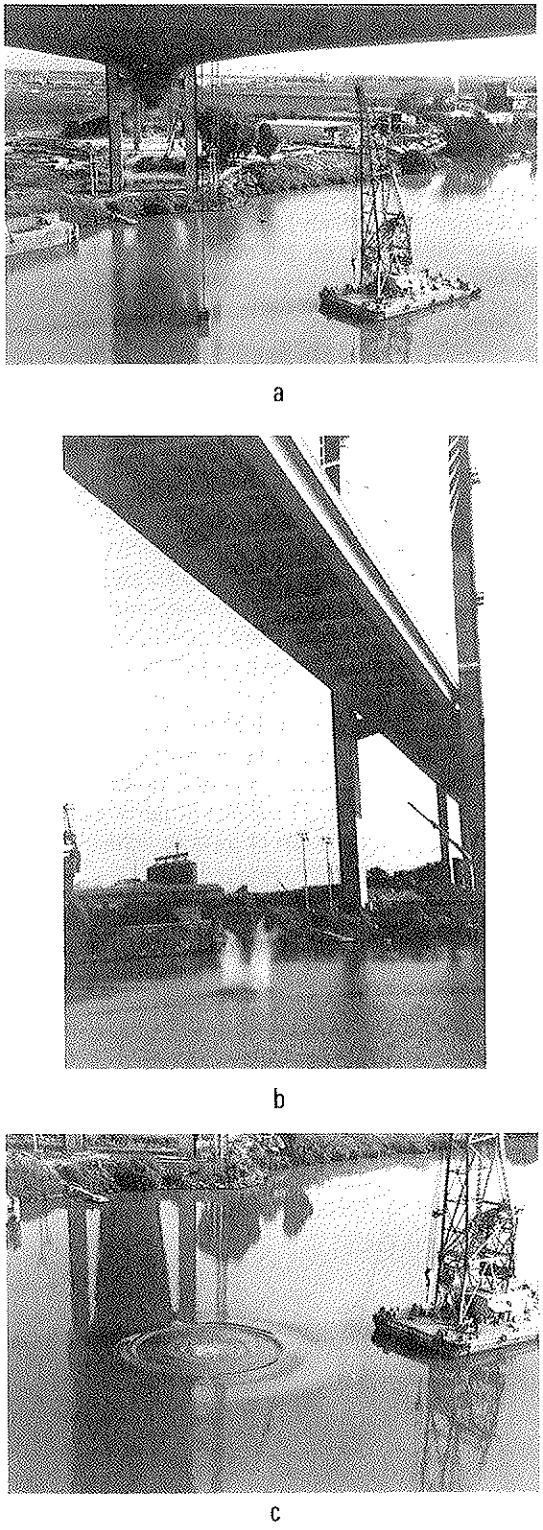


Fig. 5. Secuencia de suelta de peso en el Puente del Centenario.

normal disponible en aquella época, el registro de desplazamientos en puntos del tablero.

5.1. Instrumentación: Transductores

Como en todo ensayo dinámico, para el regis-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

tro de la respuesta de la estructura es precisa la utilización de algún tipo de transductor que convierta la fluctuación dinámica de la magnitud física que se va a registrar (aceleración, desplazamiento, deformación, etc.), en variación proporcional de una magnitud eléctrica, normalmente voltaje, capaz de ser registrada y analizada.

Aceleración:

Los transductores utilizados para la medida de aceleraciones fueron acelerómetros Schaevitz, del tipo servoacelerómetro, de 0,25 g de rango, con frecuencia natural de 49 Hz y con aceleración de la gravedad compensada.

Desplazamiento:

Para la medida de desplazamientos verticales se utilizaron transductores inductivos (LVDT) Schaevitz de ± 25,4 mm de rango.

Posición vehículo:

En los ensayos con vehículo controlado realizados en la primera fase de ensayos del puente de Rande, se dispusieron unas bandas neumáticas que cerraban un circuito eléctrico en el momento que el camión pasaba sobre ellas. Estas bandas, colocadas en diversas secciones características del trayecto, permitían identificar la posición del camión a lo largo del ensayo.

5.2. Instrumentación: Sistema de registro

En todos los casos, el sistema de grabación en campo de las señales ha sido el mismo: los distintos canales de medida, procedentes de los transductores anteriormente descritos, se conectaron, previo paso por su correspondiente etapa de acondicionamiento, a un sistema de grabación digital sobre cinta magnética (PCM) que permitiría su posterior reproducción en laboratorio para el análisis de las señales. En el sistema de registro digital PCM, las señales procedentes de los canales de medida, en grupos de hasta un máximo de ocho señales, se multiplexan en un único flujo de datos que se graba en una de las cuatro pistas disponibles de la cinta magnética. Las señales se visualizaban, durante la realización del ensayo, mediante un registrador UV, que en los primeros ensayos era de galvanómetros de espejo y que en los ensayos recientes era de fibra óptica; registrador éste que permitía comprobar que la grabación se efectuaba de forma correcta.

Todo el equipo de acondicionamiento y registro estaba instalado en un laboratorio móvil, que se situó sobre el tablero en la zona de una de las pilas.

La figura 6 esquematiza el sistema de registro y reproducción de las señales.

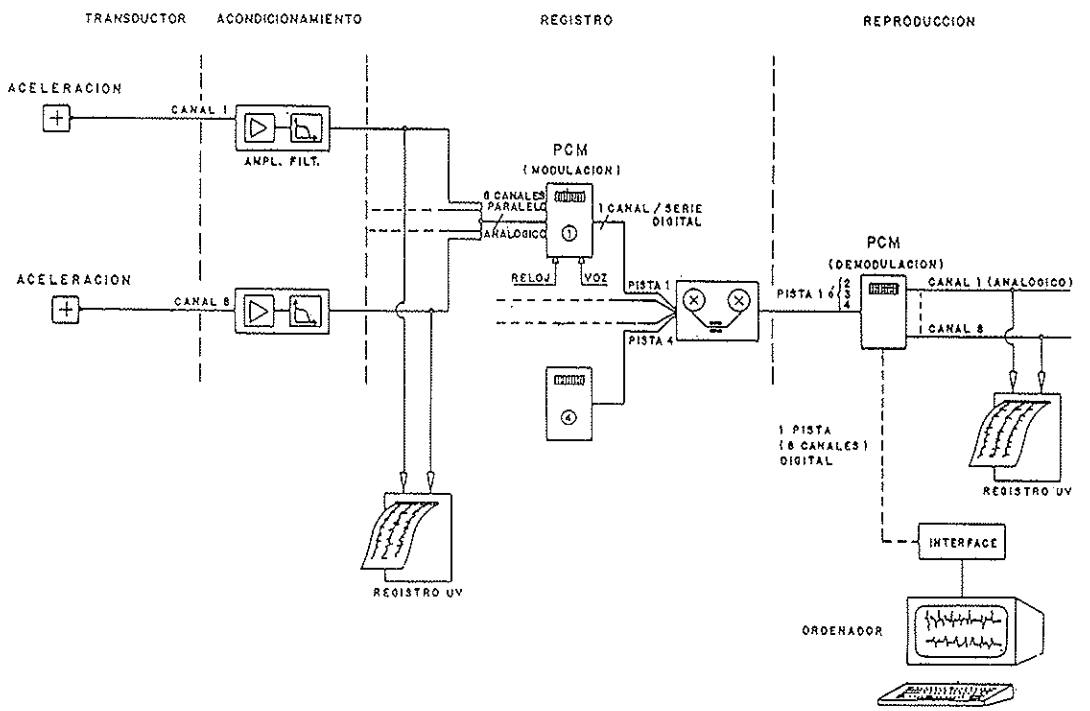


Fig. 6. Sistema de registro y reproducción de las señales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

6. PUNTOS DE MEDIDA

6.1. Puente de Rande

Ensayos Fase 1:

En esta primera fase, se dispusieron acelerómetros en tres secciones del tablero: el centro de la luz del tramo central, uno de los cuartos de la luz del tramo central y el centro de la luz de uno de los tramos laterales. En cada una de estas secciones se dispusieron 3 acelerómetros, uno en la mediana y dos en los bordes.

Se colocaron, asimismo, dos transductores de desplazamiento vertical en la traviesa de la Pila Sur.

Ensayos Fase 2:

En la segunda fase, se midieron aceleraciones en 5 puntos del tablero, en las secciones de centro del puente, de cuartos del tramo central y en una sección intermedia del vano lateral Sur. En este caso, solamente en una de dichas secciones se intrumentaron los dos bordes del tablero; en el resto de los casos, solamente se colocaron aparatos en el borde de aguas arriba.

6.2. Puente del Centenario

Los transductores de aceleración se colocaron en puntos característicos del tablero, de forma que permitieran comprobar las configuraciones previstas para los primeros modos de vibración del mismo. Así, los acelerómetros, en número total de 6, se colocaron, dos de ellos en la sección del centro de la luz del vano central; otros dos en el centro de la luz de los tramos laterales adyacentes al central, ambos en el borde Oeste del tablero. Finalmente, se colocaron otros dos acelerómetros, en el mismo borde Oeste, en los cuartos de la luz del vano central. Transversalmente, todos los acelerómetros se situaron sobre las aceras, próximos a la barrera de seguridad.

7. ANALISIS DE LAS SEÑALES

7.1 Puente de Rande

Una vez grabadas las señales en forma digital en cinta magnética, dicha cinta era reproducida, posteriormente, en Laboratorio, de tal manera que cada señal se reconstruía de dos formas:

a) Como una señal digital constituida por el conjunto de muestras provenientes de la señal original.

b) Como una señal analógica reconstruida por el propio sistema de registro.

En los ensayos de la primera fase sólo se disponía, para el análisis de las señales, de un calculador HP-9825A, con 24 K de memoria. Las señales habían de ser externamente muestreadas y transferidas al calculador una a una, a partir de la reproducción analógica antes comentada. En los ensayos de la segunda fase, las señales son transferidas digitalmente, en bloques de ocho señales, a un micro-ordenador HP-9000/300, donde, mediante los programas específicos para análisis de señales procedentes de ensayos dinámicos de estructuras, desarrollados en el Laboratorio Central, se obtenían las diversas magnitudes que permiten analizar el comportamiento dinámico de una estructura.

Simultáneamente, se obtuvieron los espectros cruzados de las señales, mediante un analizador Scientific Atlanta, de 2 canales.

Para la comparación de la respuesta de la estructura entre los ensayos de 1978 y 1992, se ha utilizado, lógicamente, la instrumentación de análisis disponible en la actualidad, tanto con los registros obtenidos recientemente como con los de la primera fase, de manera que no existieran en los resultados diferencias imputables al sistema de análisis.

7.2. Puente del Centenario

En este caso, se ha utilizado una metodología análoga a la fase 2 de Rande.

El análisis de frecuencias del Centenario se ha efectuado, en todos los casos, con un límite superior de frecuencia de 5 Hz y una resolución de 0,0125 Hz.

8. RESULTADOS OBTENIDOS

8.1. Puente de Rande

A) Señales amplitud/tiempo

Ensayos de suelta de peso

La figura 7 muestra uno de los registros de las señales amplitud-tiempo de aceleración, una vez transferidas dichas señales al ordenador. Se observa la presencia de varios modos de vibración que, a medida que la señal se va amortiguando, se reducen, como se verá posteriormente, a dos de ellos.

Ensayos de paso de vehículos

Finalmente, la figura 8 recoge uno de los registros obtenidos bajo la acción del tráfico ordinario.

B) Frecuencias propias

Las frecuencias de vibración de la estructura, se han obtenido a partir de las señales de aceleración procedentes de los transductores descritos en apartados anteriores.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

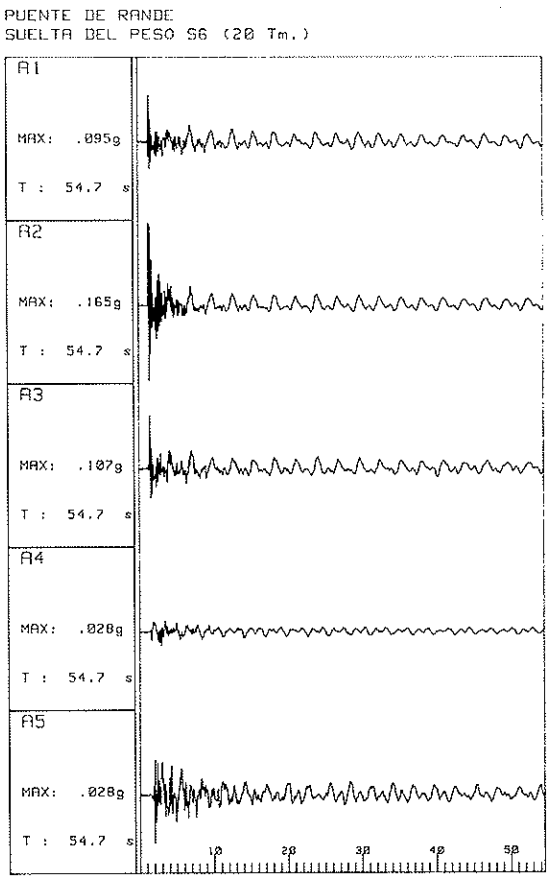


Fig. 7. Registros suelta de peso en rande.

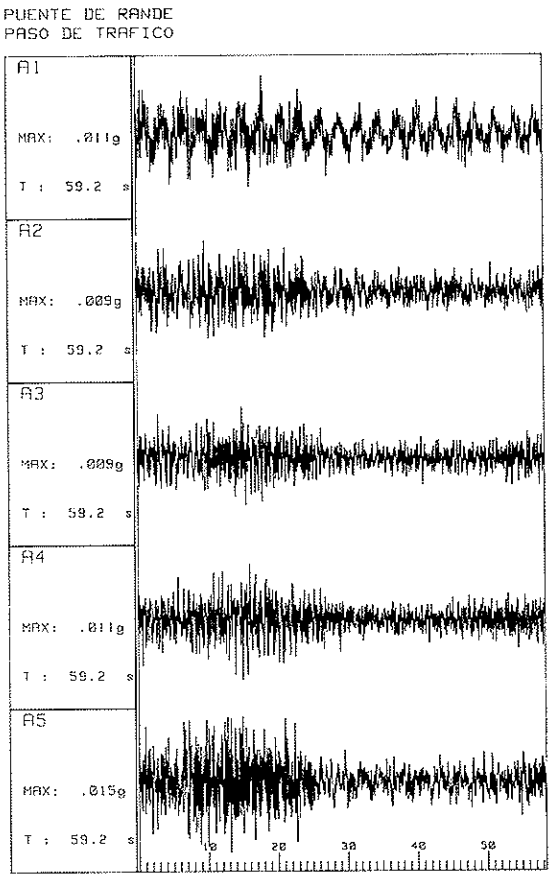


Fig. 8. Rande: Registros paso de tráfico habitual.

Ensayos de suelta de peso:

En los primeros ensayos realizados, la señales se muestreaban y transferían a un calculador, donde se procedía a un análisis de Fourier. De cada señal se tomaban 1.024 muestras, con un período de muestreo de 189 ms, con lo que, de acuerdo con la Teoría del Análisis de Señales, se reproducía perfectamente el contenido de frecuencias de aquéllas, siempre que no estuviesen presentes componentes por encima de los 2,6 Hz. En el caso de sueltas de peso, se comprobó que, efectivamente, desechados los ciclos iniciales tras la suelta, el contenido de frecuencias estaba por debajo del citado límite.

En la actualidad, se ha vuelto a realizar el análisis de las señales grabadas en 1978 mediante el analizador de espectros de dos canales citado anteriormente. Este análisis, más cómodo y potente que el anterior, permite detectar frecuencias que contribuyen, en menor medida, a la vibración producida tras la suelta de peso. La comparación, no obstante, de los resultados obtenidos para la frecuencia fundamental (correspondiente al modo de vibración con menor frecuencia) y para el segundo modo simétrico de vibración vertical del tablero (véase figura 9), muestra la coincidencia de ambos procedimientos de análisis, lo que asegura el buen funcionamiento de los programas entonces desarrollados en el Laboratorio.

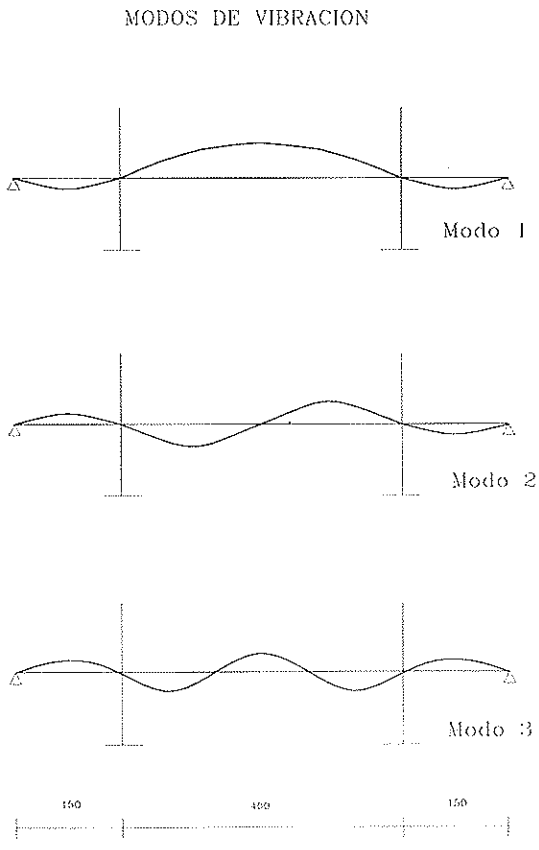


Fig. 9. Rande: Tres primeros modos de flexión vertical.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Modo	Calculador	Analizador
Modo 1	0,35 Hz	0,34999 Hz
Modo 3	0,70 Hz	0,70500 Hz

Ensayos de paso controlado de un vehículo

Se realizaron cerca de 30 pasadas con un camión de 3 ejes y con velocidades entre 30 y 70 Km/h. En varias de dichas pasadas se colocaron obstáculos en forma de rampa y segmento (obstáculo RILEM), para amplificar el efecto dinámico sobre el tablero.

Las pasadas se realizaron en ambos sentidos y siempre por la calzada de aguas abajo.

Tras el análisis de frecuencias realizado, se observa que, durante el paso del camión, los primeros modos de vibración contribuyen muy poco a la vibración resultante, y que son las frecuencias de 2,7 y 3,17 Hz las que intervienen con mayor amplitud. Estas frecuencias podrían corresponder a los modos de vibración con frecuencias más próximas a las frecuencias propias del camión.

El análisis realizado para la zona de los registros correspondiente al estado de vibración que se produce una vez que el vehículo ha salido del puente, muestra la aparición de la contribución del modo fundamental (0,35 Hz) y que sigue siendo dominante la frecuencia de 2,7 Hz.

Ensayos de paso de tráfico

El análisis de frecuencia realizado con los registros tomados en la segunda fase de los ensayos, esto es, en 1992, muestra una presencia de un mayor número de frecuencias excitadas, pero todas ellas por debajo de los 4 Hz.

Se observa la presencia de los modos de vibración primero y tercero, con valores de 0,35 y 0,7 Hz, respectivamente, es decir, exactamente los mismos valores que se obtuvieron catorce años antes.

La figura 10 muestra, en su parte superior, un ejemplo del análisis de frecuencia en el caso de suelta de peso; mientras que el espectro de la parte inferior de la misma figura corresponde al caso de tráfico habitual sobre la estructura.

8.2. Puente del Centenario

A) Señales amplitud/tiempo

Las figuras 11 y 12 recogen ejemplos de registros de una de las señales amplitud de aceleración-tiempo, una vez transferidas dichas señales al ordenador, en una de las dos sueltas de peso y en una de las pasadas efectuadas por el vehículo controlado de ensayo.

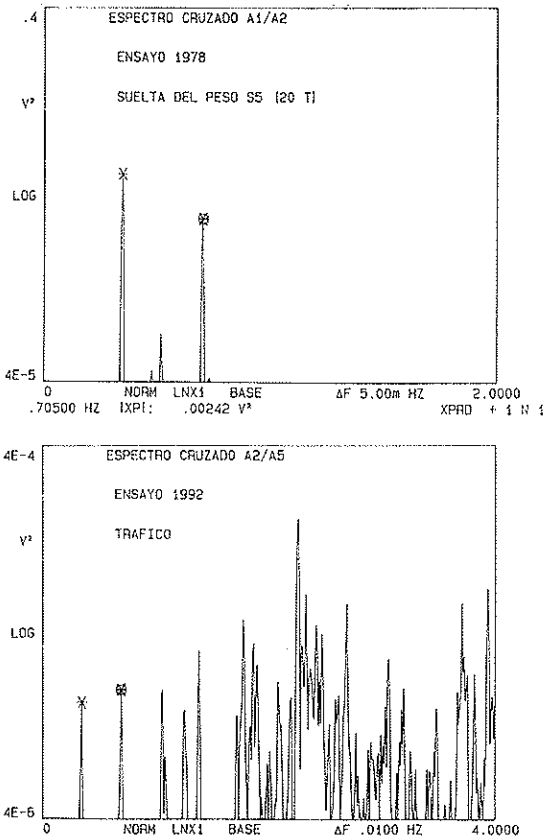


Fig. 10. Ejemplos de análisis de frecuencias en Rande.

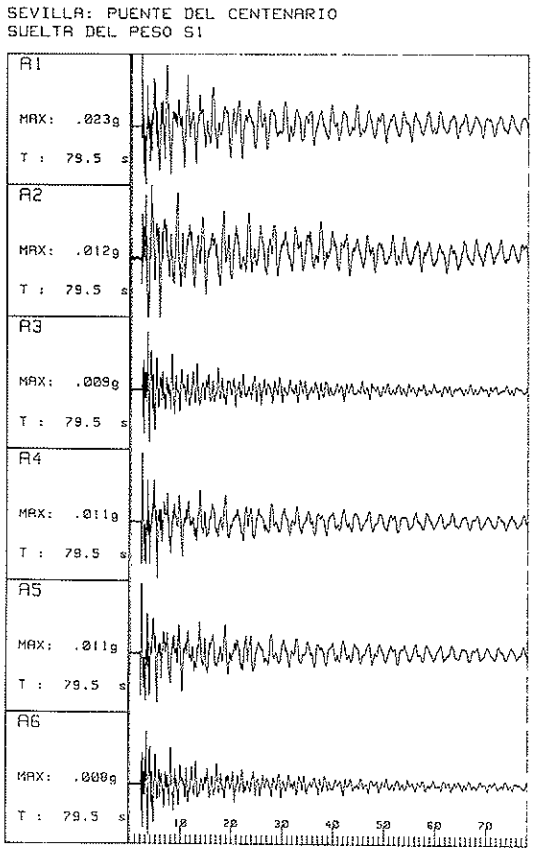


Fig. 11. Centenario: Registros de suelta de peso.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

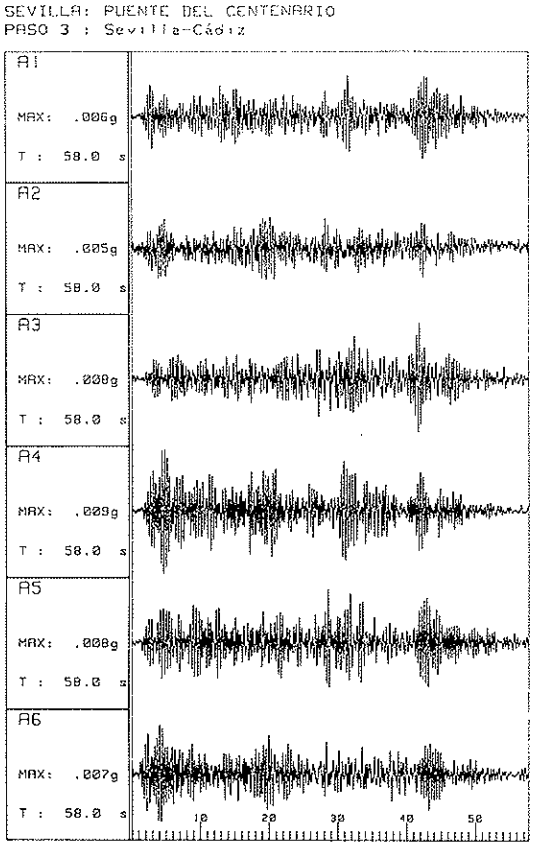


Fig. 12. Centenario: Registros de paso de camión.

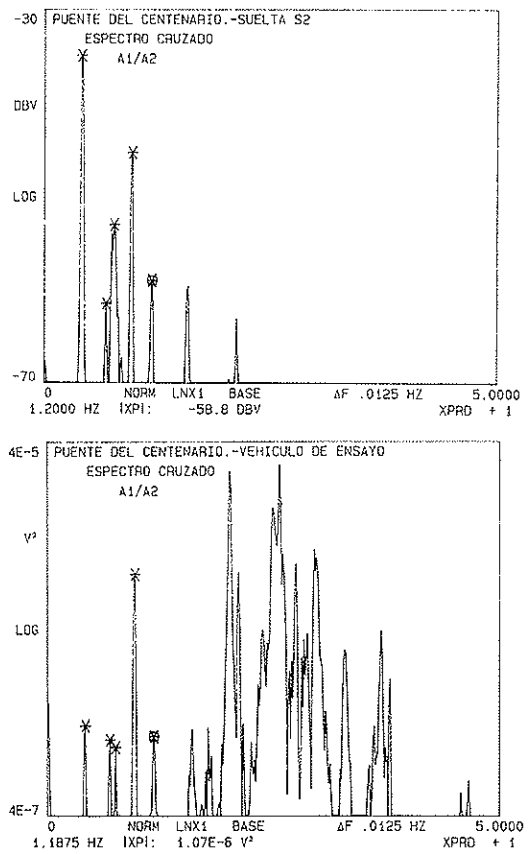


Fig. 13. Centenario: Ejemplos de análisis de frecuencia.

La máxima aceleración medida (0,026 g) se produce en una de las sueltas del peso, en la sección del centro de la luz.

B) Análisis de frecuencia

Ensayos de paso del vehículo de ensayo

En el caso de los pasos del vehículo de ensayo, los espectros finales se obtuvieron promediando los resultados de las cuatro pasadas realizadas.

Como ejemplo, se muestra, en la parte inferior de la figura 13, el espectro cruzado de las señales de aceleración de los puntos A1 y A2. Los espectros se han obtenido como promedio de varias pasadas del vehículo de ensayo.

Se observa una zona de frecuencias bajas, que corresponden a algunos de los primeros modos de vibración de la estructura; y una zona de frecuencias más altas, que se derivan de la vibración forzada impuesta por el vehículo cuando éste está situado sobre el tablero.

Una vez que el vehículo sale del puente, las frecuencias altas correspondientes a la vibración forzada se amortiguan rápidamente, quedando finalmente el puente oscilando según los modos de baja frecuencia.

Ensayos de suelta de peso

En los ensayos de suelta de peso, la amplitud de la contribución de los primeros modos de vibración de la estructura es mucho más importante, y el análisis puede realizarse con mayor claridad y precisión.

Los espectros se han obtenido promediando varias zonas de los registros, ofreciendo resultados totalmente similares en las dos sueltas realizadas. La parte superior de la figura 13 muestra uno de los análisis de frecuencia efectuados.

9. COMPARACION TEORIA/ENSAYO

9.1. Puente de Rande

Se disponía, en la época de los primeros ensayos, de un modelo numérico para el análisis del comportamiento dinámico de la estructura. La similitud entre los valores teóricos y experimentales de las frecuencias correspondientes a los dos modos anteriormente descritos estaba dentro del 10%.

9.2. Puente del Centenario

Se disponía de un modelo numérico, desarrollado por INTEMAC, para el análisis teórico del comportamiento dinámico de la estructura.

Teniendo en cuenta, fundamentalmente, los resultados procedentes de los ensayos de suelta de peso, las frecuencias obtenidas mediante el análi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

sis experimental se recogen en el cuadro siguiente, junto con las correspondientes frecuencias teóricas.

FRECUENCIAS PROPIAS

Modos	Frecuencias modales (Hz)	
	Teóricas	Experimentales
3	0,433	0,413
5	0,603	0,613
6	0,605	0,688
7	0,747	0,775
8	0,961	0,975
13	1,170	1,200

La figura 14 resume las formas modales y los valores teóricos y experimentales obtenidos.

La figura 15 es una cascada de espectros de frecuencia, obtenida durante una de las sueltas de peso, a partir de la señal de aceleración de uno de los puntos de medida, el A1. Los espectros de la parte inferior son los correspondientes al comienzo de la respuesta, y los de la zona superior son los obtenidos al cabo de un cierto tiempo de vibración, cuando la señal está próxima a extinguirse.

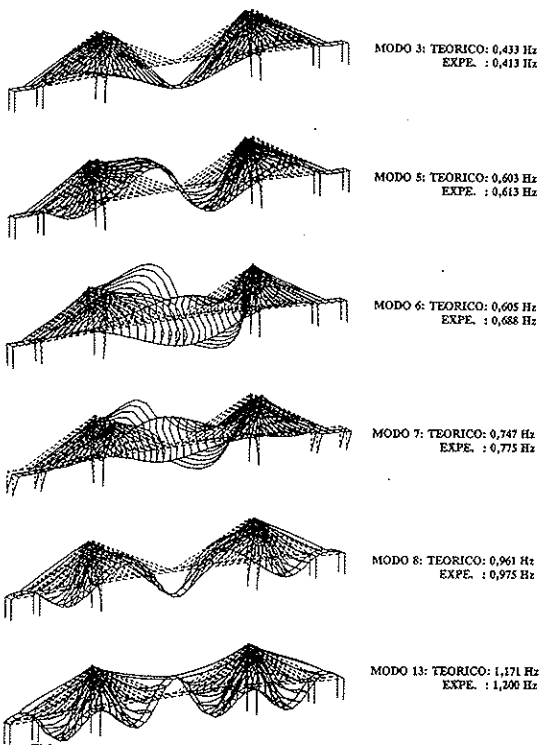


Fig. 14. Centenario: Comparación Teoría/Ensayo.

Se observa la persistencia de la señal como combinación de tres componentes modales a lo largo del tiempo, y que solamente al final del registro se amortigua la colaboración de los dos modos que acompañan al primero de flexión longitudinal.

10. AMORTIGUAMIENTO

Para la obtención experimental de los porcentajes de amortiguamiento respecto del amortiguamiento crítico, el proceso habitual es la deducción de los decrementos logarítmicos de algunas de las señales; aquéllas que mantienen con suficiente amplitud un estado de vibración libre amortiguada según, exclusivamente, uno de los modos de vibración, precisamente aquel para el que se desea obtener el amortiguamiento, y que en el caso de puentes suele ser el primer modo de flexión longitudinal del tablero.

La obtención del porcentaje de amortiguamiento a partir del decremento logarítmico, viene dada por la relación:

$$\delta = 2\,\pi\,\frac{\varepsilon}{\sqrt{1-\varepsilon^2}}$$

Siendo:

δ: Decremento logarítmico

$$\varepsilon = \frac{\text{Coef. amortiguamiento}}{\text{Coef. amort. crítico}}$$

Dados los valores pequeños de la relación ε entre el amortiguamiento existente y el crítico, la expresión anterior puede simplificarse así:

$$\delta \approx 2\,\pi\,\varepsilon$$

A) Puente de Rande

Dado que las señales procedentes de las sueltas de peso contenían, en mayor o menor grado, contribuciones de otros modos de vibración distintos del primero, fue preciso realizar un filtrado digital de las mismas, para aislar la componente exclusiva del modo fundamental y obtener, a partir de ellas, el decremento logarítmico por dos métodos distintos:

• Como relación entre amplitudes de picos sucesivos:

$$\delta = \frac{1}{n}\,Ln\frac{A_i}{A_{i+n}}$$

• Mediante ajuste de una exponencial decreciente a los picos sucesivos de la señal amortiguada.

Se obtuvieron así valores del decremento que oscilaban entre 0,014 y 0,021, correspondiendo los valores de 0,016 y 0,017 a las obtenciones con mejores indicadores estadísticos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

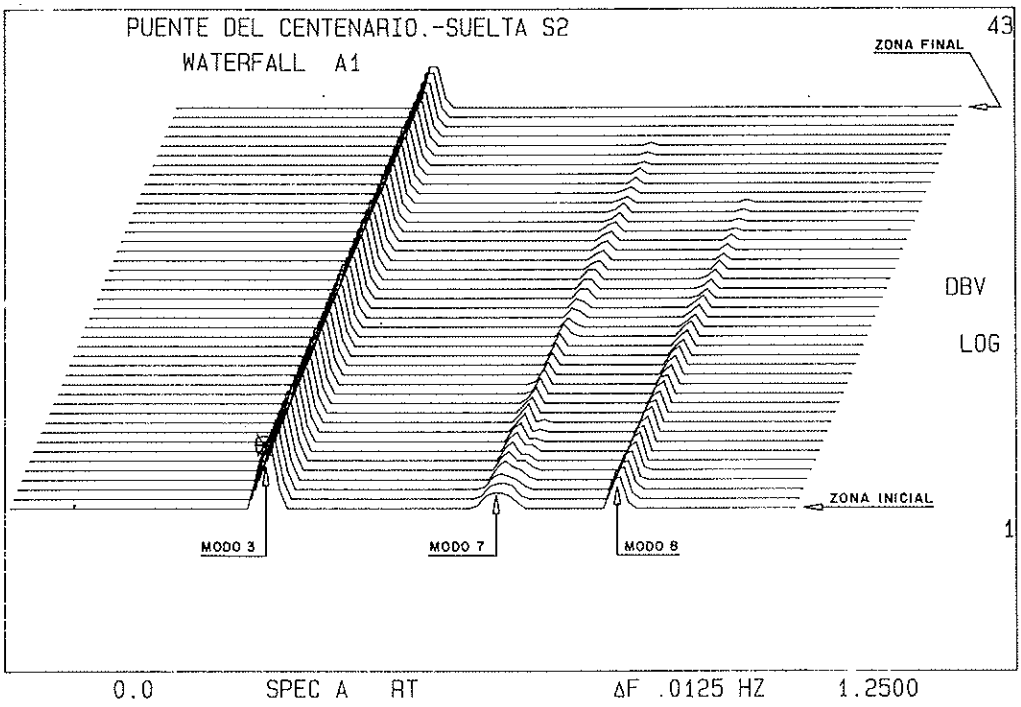


Fig. 15. Cascada de espectros en la suelta de peso.

Posteriormente, en los ensayos de 1992, se utilizó un método diferente para su obtención, trabajando en el dominio de la frecuencia y utilizando para ello el analizador de espectros. Se obtuvo así, para una de las sueltas de peso, un valor de 0,017, que coincide plenamente con los valores anteriores.

B) Puente del Centenario

Al igual que en el puente anterior, la vibración libre no se produce exclusivamente según el primer modo de flexión longitudinal del tablero. Para obviar el proceso de filtrado, se utilizó exclusivamente el procedimiento basado en la consideración de las amplitudes de sucesivos espectros de frecuencia obtenidos a medida que la señal se va amortiguando, es decir, de la cascada de espectros de la figura 15.

Los valores obtenidos para el decremento, según el modo de frecuencia 0,413 Hz (primer modo de flexión longitudinal) son, en las dos sueltas de peso: $\delta = 0{,}032$.

11. RESUMEN Y CONCLUSIONES

En el presente trabajo se describen los ensayos dinámicos de dos grandes estructuras de puentes atirantados: el puente de Rande y el puente del Centenario. En el primero de ellos, se realizaron dos análisis de su respuesta dinámica, obteniendo frecuencias propias de los primeros modos de vibración y el amortiguamiento según el modo fundamental. La variación de las frecuencias entre los dos ensayos, realizados con 14 años de diferencia, fue nula.

En el segundo puente, se obtuvieron, de forma análoga, frecuencias propias y amortiguamiento, observándose una buena correspondencia entre valores experimentados y teóricos.

Mientras que en los ensayos de paso de vehículos los modos de frecuencias superiores contribuyen en mayor grado en la respuesta, en la vibración producida por la suelta de peso es el primer modo de flexión del tablero el que participa en mayor proporción.

La comparación de los valores experimentales de las frecuencias propias, con los teóricos proporcionados por el Peticionario, ponen de manifiesto la gran similitud de los mismos.

A partir de los registros de suelta de peso, se ha obtenido también el decremento logarítmico, como medida de la capacidad de amortiguamiento de la estructura, resultando, para dicha magnitud, un valor de 0,032, en ambos ensayos.

AGRADECIMIENTOS

Para los ensayos del puente de Rande, en su primera fase, se contó con la colaboración de la empresa constructora Cubiertas y Tejados/MZOV, que construyó el dispositivo de suelta de peso y los bloques de hormigón. Autopistas del Atlántico facilitó el acceso al puente para los registros efectuados en 1992.

En el puente del Centenario, la UTE EPTISA-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

INTEMAC realizó el análisis teórico y construyó y accionó el sistema de suelta de peso.

RESUMEN

El comportamiento dinámico de puentes atirantados de gran luz es de fundamental importancia para la seguridad de la obra. La comprobación experimental de dicho comportamiento y su comparación con los cálculos teóricos, permite asegurar la certeza de las hipótesis de partida y supone la adquisición de valiosa información para futuros proyectos.

En el presente trabajo se describe la metodología puesta a punto, desde el año 1976, en el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX, para la realización de este tipo de ensayos y su aplicación a algunos de los grandes puentes atirantados construidos en España: Puente de Rande y Puente del Centenario. Se describen los dos ensayos dinámicos realizados en Rande, en 1978 y 1992, comprobándose la metodología de ensayo y los resultados de ambos ensayos; y se describe el análisis del comportamiento dinámico del Puente del Centenario, realizado en 1991.

SUMMARY

Two of the more representative stayed bridges: Puente de Rande and Puente del Centenario, have been tested dynamically for obtaining modes and damping. The excitation, instrumentation and analysis methodology is described. One of the bridges, the Rande bridge, have been tested two times with an interval of 14 years. Comparison of results in both experiments is described also.

* * *

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 25/11/2026

Cargas concentradas sobre macizos de hormigón en masa. Estudio experimental

Antonio González Sánchez, Dr. Arquitecto
Bernardo Perepérez Ventura, Dr. Arquitecto
Guillermo González Pérez, Dr. Arquitecto
Manuel Valcuende Paya, Arquitecto
Departamento de Construcciones Arquitectónicas.
E.T.S. Arquitectura de Valencia

I. INTRODUCCION

En la práctica de la Arquitectura y de la Ingeniería Civil, se presentan con cierta frecuencia soluciones constructivo-estructurales que se corresponden con el caso tipificado en el artículo 57 de la IEH-91 [4], **"Cargas Concentradas sobre Macizos de Hormigón".**

El término "Carga Concentrada", significa que la superficie a través de la cual se transmite la carga al hormigón no ocupa la totalidad de la sección de la pieza que la recibe.

Ejemplos típicos de cargas concentradas son las articulaciones en piezas de hormigón, las placas metálicas de anclaje para pilares de acero, los apoyos puntuales de cerchas o vigas de gran luz, el anclaje de los cables postesados en vigas de hormigón postesadas, etc.

Puede ocurrir que la placa de carga tenga la misma longitud que uno de los lados de la pieza de hormigón y menor anchura, con lo que se está ante un estado de cargas y tensiones plano; o puede que las dos dimensiones de la placa sean menores que las respectivas del macizo de hormigón, con lo que el estado tensional es tridimensional.

En todo caso, cuando se aplica una carga concentrada "F", en sentido ortogonal a su recta soporte hay tres zonas claramente diferenciadas [2]. Una primera, de altura pequeña, próxima al plano de contacto, que al estar rodeada por una fracción de material no cargado ejerce un efecto de zunchado, quedando dicha zona sometida a un estado de compresión biaxial o triaxial y, por lo tanto, aumentando la resistencia a compresión del hormigón frente a su resistencia a compresión simple. (Véase *Figura 1*).

A continuación, hay una segunda zona donde

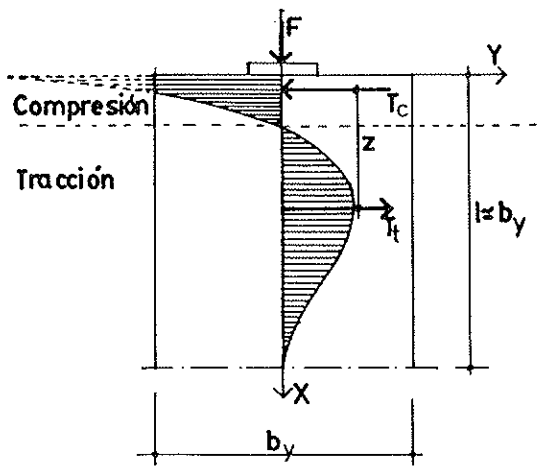


Fig. 1. Distribución de tensiones.

las tensiones transversales son de tracción y el hormigón se encuentra bajo un estado de tensiones tracción-compresión biaxial o triaxial. Finalmente, y una vez alejados suficientemente de la zona de perturbación, según el principio de Saint-Venant, ya son aplicables las hipótesis de la Resistencia de Materiales. Por consiguiente, en los casos de "Cargas Concentradas" se debe comprobar:

a) La tensión de contacto de compresión localizada, f_{cb}.

b) Las tensiones transversales de tracción realizando, en su caso, el cálculo de la armadura de tracción necesaria [7].

II. OBJETIVOS

Los objetivos con que se planteó el presente trabajo, que se incluye en un programa más

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

amplio que sirvieron para el desarrollo de una Tesis Doctoral [1], fueron:

a) Influencia del tamaño máximo del árido, del contenido en cemento y de la relación área cargada/área total, sobre el valor de la tensión de compresión localizada.

b) Análisis de qué resistencia del hormigón gobierna mejor el fenómeno de las Cargas Concentradas: la resistencia a compresión simple (f_c), o la resistencia a flexotracción (f_{ct}).

c) Elaboración de un modelo teórico de comprobación de la tensión de compresión localizada.

III. PLAN EXPERIMENTAL

En función de los objetivos marcados, el plan de trabajo consistió en la fabricación de seis tipos de hormigón, (A-10; A-25; B-10; B-25; C-10 y C-25 (1)), con las variables siguientes:

a) Tres contenidos en cemento: c = 300 Kg/m³, c = 350 Kg/m³ y c = 400 Kg/m³.

b) Dos tamaños máximos del árido: 10 mm y 25 mm.

c) Siete relaciones de área cargada/área total: 1; 0,8; 0,6; 0,4; 0,2; 0,08 y 0,04.

Para la determinación experimental de la resistencia a compresión localizada, se han utilizado probetas cilíndricas de 15 x 30 cm, en número de dos por ensayo. La resistencia a flexotracción se ha obtenido ensayando probetas de 10 x 10 x 40 cm, también en número de dos para cada variable.

La compactación de las probetas se ha realizado con la ayuda de una mesa vibrante. En todos los casos, la carga se ha aplicado sin excentricidad, a la edad de 28 días y habiendo mantenido las probetas un día en los moldes y los 27 días restantes en cámara de curado normalizada.

El plan experimental queda resumido en la Tabla 1.

(1) La letra indica el contenido en cemento (Tabla 1), y el número se corresponde con el tamaño máximo del árido utilizado.

IV. RESULTADOS

Los resultados medios de los ensayos se presentan en la Tabla 2, donde entre paréntesis se da el coeficiente de variación, en tanto por cien.

En todos los hormigones el tipo de rotura fue similar. Justo debajo de la placa que transmitía la carga concentrada se formaba un cono, cuya base coincidía perfectamente, en forma y dimensión, con la placa de carga, y posteriormente el cono, a modo de cuña, penetraba en la masa de hormigón circundante rompiendo éste por tracción en forma de gajos, tal y como se aprecia en la *Figura 2.*

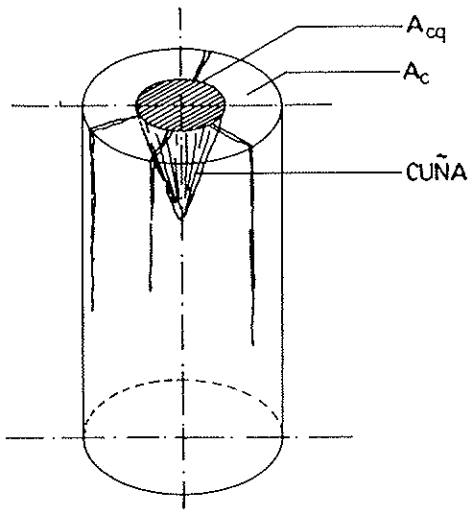


Fig. 2. Tipo de rotura.

TABLA 1

Resumen Plan Experimental

Tipo de hormigón	Tamaño máximo árido	Relación de áreas							Nº probetas 15 x 30	Nº probetas prismát.
		R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	R_6	R_7		
A 300 Kg/m³	10 mm	1	0,8	0,6	0,4	0,2	0,08	0,04	14	2
	25 mm	1	0,8	0,6	0,4	0,2	0,08	0,04	14	2
B 350 Kg/m³	10 mm	1	0,8	0,6	0,4	0,2	0,08	0,04	14	2
	25 mm	1	0,8	0,6	0,4	0,2	0,08	0,04	14	2
C 400 Kg/m³	10 mm	1	0,8	0,6	0,4	0,2	0,08	0,04	14	2
	25 mm	1	0,8	0,6	0,4	0,2	0,08	0,04	14	2

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

TABLA 2

Resultados Ensayos
Valores de las resistencias a compresión localizada (f_{cb}) y de la resistencia a flexotracción (f_{cf}) en Kp/cm².
La tensión de compresión localizada ha sido obtenida dividiendo la carga de rotura por el área cargada

Relación de Areas. R = (Area Cargad.)/ (Area Total)	Tipo de hormigón					
	A-10	A-25	B-10	B-25	C-10	C-25
$R_1 = 1$	259 (8,33)	259 (5,25)	308 (3,42)	286 (8,79)	317 (4,94)	291 (7,40)
$R_2 = 0{,}80$	303 (9,55)	323 (4,60)	353 (2,14)	322 (0,19)	351 (0,35)	327 (5,75)
$R_3 = 0{,}60$	347 (4,83)	332 (1,76)	373 (0,90)	360 (9,30)	386 (3,27)	420 (7,81)
$R_4 = 0{,}40$	407 (8,35)	384 (9,15)	402 (7,49)	403 (2,47)	436 (5,49)	457 (6,30)
$R_5 = 0{,}20$	547 (10,96)	490 (6,14)	519 (6,78)	534 (11,31)	632 (4,38)	595 (4,20)
$R_6 = 0{,}08$	1.041 (1,50)	981 (6,37)	1.133 (5,00)	901 (9,77)	1.017 (1,23)	1.073 (10,56)
$R_7 = 0{,}04$	1.694 (1,63)	1.616 (6,22)	1.684 (11,97)	1.872 (3,37)	1.711 (9,56)	1.938 (7,76)
Resistencia a Flexotracción	49 (6,52)	46 (6,43)	49 (10,17)	52 (4,09)	62 (3,34)	50 (2,12)

V. DISCUSION

V.1. Influencia del Tamaño Máximo del Arido

En las *Figuras 3, 4 y 5*, donde se ha dispuesto en ordenadas f_{cb} (Kp/cm²) y en abscisas el log R (para poder analizar así el comportamiento con los menores valores de R), se aprecia que el cambio del tamaño máximo del árido desde 10 mm hasta 25 mm, no tiene una influencia significativa (2).

V.2. Influencia del Contenido de Cemento

En las gráficas de las *Figuras 6 y 7*, construidas con el mismo criterio que las anteriores, se observa que la variación del contenido en cemento modifica el valor de la resistencia a compresión localizada, f_{cb}, en aproximadamente la misma magnitud para cualquier valor de R, aunque es un tema sobre el que convendría profundizar.

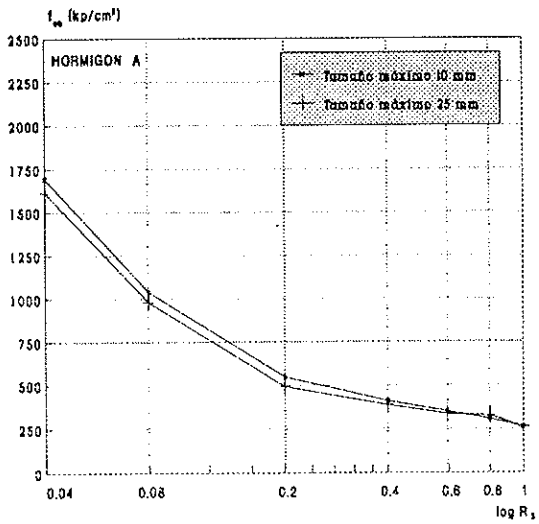


Fig. 3.

V.3. Influencia de la Relación de Areas

Como se desprende del análisis de las *Figuras 3, 4 y 5*, por un lado, o lo que es lo mismo, del conjunto de las gráficas de las *Figuras 6 y 7*, es la relación área cargada/área total el parámetro que más influye sobre el comportamiento del hormi-

(2) El resultado no parece ilógico. Es cierto que un mayor tamaño máximo del árido aumenta el volumen de la cuña de rotura y, por lo tanto, el área de agotamiento y la energía necesaria para que se produzca el mismo. Pero tal efecto debe verse posiblemente contrarrestado, al menos en parte, por la menor resistencia en la interfase árido-pasta de cemento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

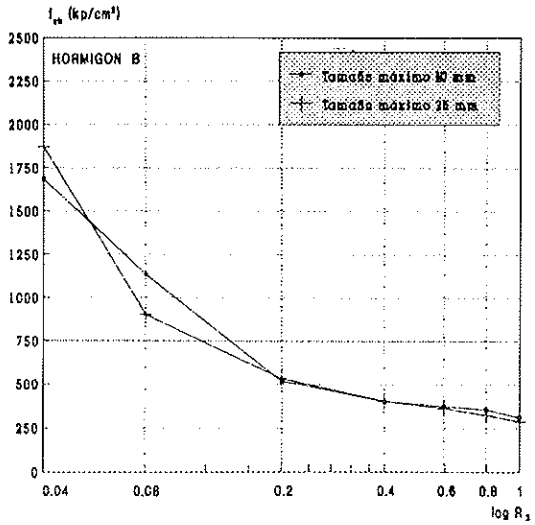


Fig. 4.

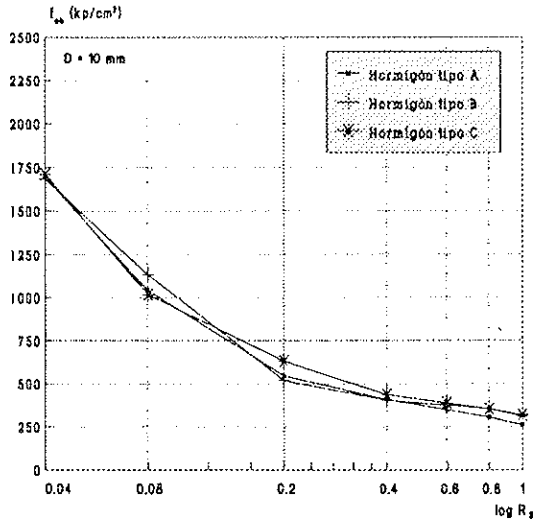


Fig. 6.

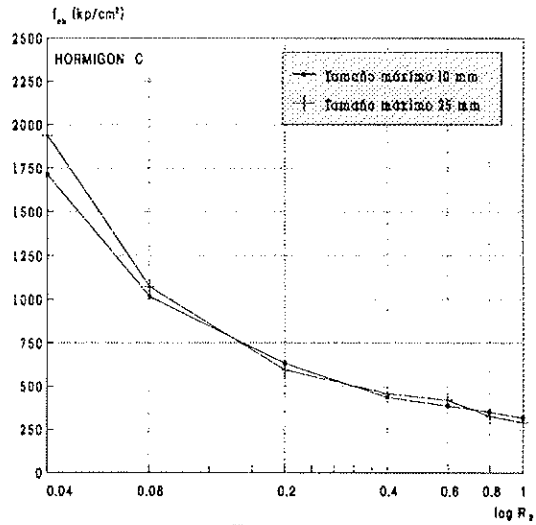


Fig. 5.

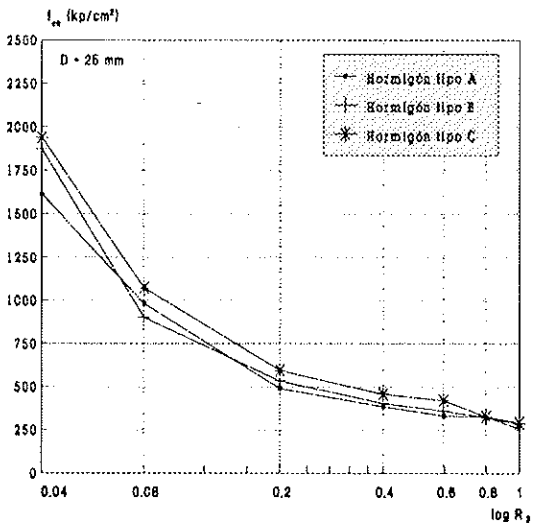


Fig. 7.

gón frente a "Cargas Concentradas". Es de destacar que a partir de relaciones de áreas menores que 0,60, es cuando esta variable empieza a ser verdaderamente significativa.

V.4. Influencia de la Resistencia a Compresión del Hormigón y de la Relación de Areas

En la Tabla 3, están reflejados los incrementos

TABLA 3

Valores de la relación f_{cb}/f_c

R	A-10	A-25	B-10	B-25	C-10	C-25
1	1	1	1	1	1	1
0,8	1,171	1,246	1,146	1,127	1,106	1,123
0,6	1,338	1,281	1,211	1,262	1,218	1,440
0,4	1,573	1,482	1,306	1,412	1,377	1,570
0,2	2,112	1,892	1,686	1,868	1,994	2,044
0,08	4,019	3,788	3,681	3,153	3,211	3,680
0,04	6,540	6,240	5,471	6,555	5,402	6,660

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

de resistencia a compresión localizada que se obtienen respecto de la relación de áreas 1/1.

Efectuando una regresión potencial con la totalidad de los valores recogidos en la *Tabla 3*, donde se aprecia la escasa influencia registrada al variar el tamaño máximo del árido o el contenido de cemento, se obtiene que:

$$f_{cb} = 0{,}95 \cdot f_c \cdot \left(\frac{A_c}{A_{cq}}\right)^{0{,}54} = 0{,}95 \cdot f_c \cdot \left(\frac{1}{R}\right)^{0{,}54} \quad \text{(Ec. 1)}$$

con un coeficiente de correlación, r = 0,983.

V.5. Influencia de la Resistencia a Tracción del Hormigón y de la Relación de Areas

En la *Tabla 4* se dan los valores de la relación f_{cb}/f_{cf}, para cada hormigón y valor de R. Con todos ellos, y efectuando como en el apartado anterior una regresión potencial, se obtiene:

$$f_{cb} = 5{,}33 \cdot f_{cf} \cdot \left(\frac{1}{R}\right)^{0{,}539} \quad \text{(Ec. 2)}$$

con r = 0,979.

V.6. Comparación con otros modelos

Las ecuaciones obtenidas por regresión de potencia, tienen cierta similitud con alguno de los modelos propuestos por otros autores y diversas Normas y Códigos.

Así por ejemplo, la conclusión obtenida por Williams A. [5], que se puede resumir en la siguiente ecuación:

$$f_{cb} = 0{,}975 \cdot f_c \cdot \left(\frac{1}{R}\right)^{0{,}441} \quad \text{(Ec. 3)}$$

es, como se ve, muy similar a la que representa la "Ec (1)" obtenida.

E igual sucede si se compara con el modelo propuesto por Haagsma [6].

$$f_{cb} = 0{,}9 \cdot f_c \cdot \left(\frac{1}{R}\right)^{0{,}5} \quad \text{(Ec. 4)}$$

o con el modelo propuesto por la Norma Española EH-91 [4] y el Código Modelo 1990 [3].

$$f_{cb} = 1 \cdot f_c \cdot \left(\frac{1}{R}\right)^{0{,}5} \leq 3{,}3 \cdot f_c \quad \text{(Ec. 5)}$$

El mismo Williams A. [5], también propuso un modelo referido a la resistencia a tracción indirecta del hormgión, f_{ci}, (Ensayo Brasileño), que es el que sigue:

$$f_{cb} = 6{,}92 \cdot f_{ci} \cdot \left(\frac{1}{R}\right)^{0{,}47} \quad \text{(Ec. 6)}$$

Convirtiendo los valores experimentales de f_c obtenidos en este trabajo, en valores de f_{ci}, mediante la expresión:

$$f_{ci} = 0{,}3468 \cdot f_c^{0{,}7974} \quad \text{(Ec. 7)}$$

tomada de la referencia [8], y efectuando una regresión de potencia, se obtiene:

$$f_{cb} = 8{,}61 \cdot f_{ci} \cdot \left(\frac{1}{R}\right)^{0{,}54} \quad \text{(Ec. 8)}$$

que si bien es del mismo tipo que la propuesta por Williams [5] en la "Ec (6)", da valores de f_{cb} significativamente mayores. Obsérvese, por otro lado, que los exponentes de la "Ec (1)" y de la "Ec (2)" son prácticamente iguales.

En la *Figura 8*, se han representado los distintos modelos, en función de f_c.

TABLA 4

Valores de la relación f_{cb}/f_{cf}

R	A-10	A-25	B-10	B-25	C-10	C-25
1	5,294	5,695	6,260	5,501	5,132	5,805
0,8	6,201	7,099	7,178	6,203	5,680	6,522
0,6	7,084	7,299	7,584	6,943	6,253	8,370
0,4	8,328	8,442	8,183	7,771	7,068	9,130
0,2	11,179	10,778	10,560	10,278	10,230	11,869
0,08	21,277	21,570	23,050	17,340	16,684	21,411
0,04	34,643	35,530	34,266	36,060	27,730	38,676

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

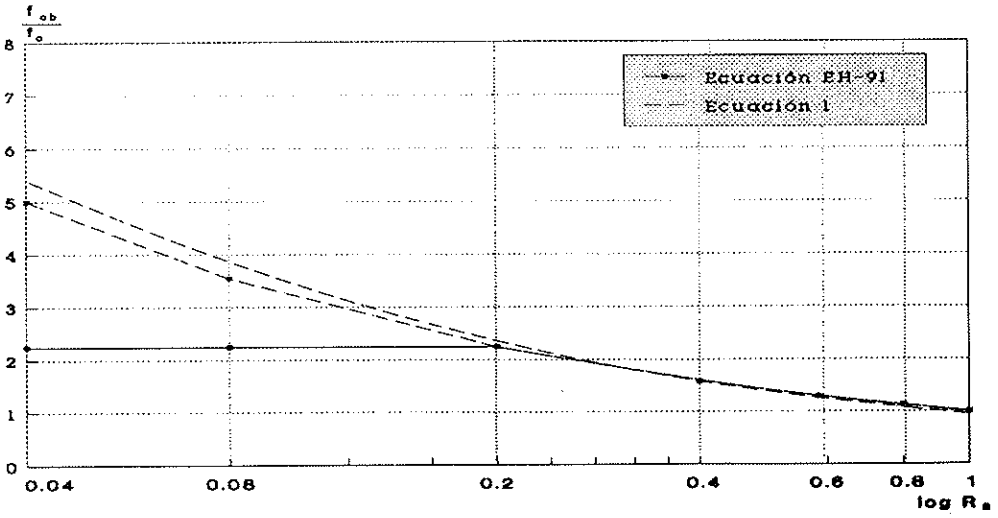


Fig. 8. Comparación de la Ecuación (1) y la IEH-91.

VI. Conclusiones

Con base en este trabajo, puede concluirse que:

1º) La influencia sobre la resistencia a compresión localizada en rotura "f_{cb}" del tamaño máximo del árido, ha resultado escasa, en especial para las relaciones de áreas habituales en la práctica.

2º) Dentro del rango de resistencias a compresión simple analizadas, ha resultado poco significativa la influencia de su variación respecto del valor correspondiente de la resistencia a compresión localizada f_{cb}.

3º) Analizados estadísticamente el conjunto de los resultados obtenidos para la resistencia a compresión localizada en rotura "f_{cb}", se ha elaborado un modelo que se puede resumir en la siguiente ecuación:

$$f_{cb} = 0{,}95 \cdot f_c \cdot \left(\frac{1}{R}\right)^{0.54}$$

con un coeficiente de correlación r = 0,983, expresión que concuerda con la propuesta por la IEH-91 [4] y por el Model Code CEB-FIP 1990 [3].

4º) Relacionada la resistencia a compresión localizada en rotura "f_{cb}" con la resistencia a flexotracción del hormigón "f_{cf}", se ha obtenido la ecuación siguiente:

$$f_{cb} = 5{,}33 \cdot f_{cf} \cdot \left(\frac{1}{R}\right)^{0.539}$$

con un coeficiente de correlación r = 0,979.

BIBLIOGRAFIA CITADA

[1] GONZALEZ SANCHEZ, ANTONIO.: *Cargas Concentradas sobre Macizos de Hormigón. Influencia de la resistencia a Tracción del Hormigón.* Tesis Doctoral. Director: D. Bernardo Perepérez Ventura. Alicante 1993.

[2] LEONHARDT, F. y MÖNNIG E.: *Estructuras de Hormigón Armado. Tomo II.* Librería El Ateneo Editorial. Buenos Aires. 1986. 2.ª Edición.

[3] COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (C.E.B.) AND FEDERATION INTERNATIONALE DE LA PRECONTRAINTE (FIP): *Bulletin D'Information Nº 203.* CEB-FIP. Model Code 1990. Final Draft, Chapters 1-5, July 1991.

[4] MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES. EH-91. *Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado. Artº nº 57. Cargas concentradas sobre macizos,* pág. 164-165. Ministerio de Obras Públicas y Transportes.Madrid, 1990.

[5] WILLIAMS A.. *The bearing capacity of concrete loaded over a limited area.* Wexham Springs. Cement and Concrete Association. Technical Report 526. Publication 42.526. August 1979, pág. 1-70.

[6] HAAGSMA T.: *The ultimate strength of unreinforced concrete specimens subjected to concentrated load.* Stevin Laboratory. Technische Hogeschool Delft. February 1969.

[7] COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (C.E.B.): *Anchorage Zones of Prestressed Concrete Members.* Bulletin D'Information Nº 181. State of the Art Report. Avril 1987.

[8] PEREPEREZ VENTURA, B.; BARBERA ORTEGA, E. Y OTROS: *Influencia de excentricidades de ensayo sobre la resistencia a tracción indirecta del hormigón por doble punzonamiento. Relaciones con otras resistencias.* Hormigón y Acero, nº 166. 1er Trimestre 1988.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

OTRAS REFERENCIAS

[1] GUYON, Y.: *Contraintes dans les pièces prismatiques soumises à des forces appliquées sur leurs bases, au voisinage de ces bases.* Publication, International Association for Bridge and Structural Engineering, (IABSE), Vol. 11, 1951. Pág. 165-226.

[2] SUNDARA RAJA IYENGAR K.T.: *Two-Dimensional Theories of Anchorage Zone Stresses in Post-Tensioned Pretressed Beams.* Journal of the American Concrete Institute. October 1962. Pág. 1.443-1.465.

[3] CHRISTODOULIDES, S.P.: *Three-Dimensional Investigation of the Stresses in the End Anchorages Blocks of a Pretressed Concrete Gantry Beam.* The Structural Engineer. Vol. 35. Nº 9. September, 1957. Pág. 349-356.

[4] DOUGLAS, D.J. AND TRAHAIR, N.S.: *An examination of the stresses in the anchorage zone of a post-tensioned pretressed concrete beam.* Magazine of Concrete Research. Vol. 12, Nº 34. March 1960. Pág. 9-18.

[5] YETTRAM, A.L. AND ROBBINS, K.: *Anchorage zone stresses in axially post-tensioned members of uniform rectangular section.* Magazine of Concrete Research. Vol. 21, N. 67. June 1969. Pág. 103-112.

[6] YETTRAM, A.L. AND ROBBINS, K.: *Anchorage zone stresses in post-tensioned uniform members with eccentric and multiple anchorages.* Magazine of Concrete Research. Vol. 22, Nº 73. December 1970. Pág. 209-218.

[7] FENWICH, R.C. AND LEE, S.C.: *Anchorage zones in prestressed concrete members.* Magazine of Concrete Research. Vol. 38. Nº 135, June 1986. Pág. 77-89.

[8] GERMAN COMMITTEE FOR REINFORCED CONCRETE: *Structural use of concrete: design and construction.* Köln, July 1988. DIN 1045.

[9] BRITISH STANDARDS INSTITUTION: *The structural use of concrete. Part 1: Design, materials and workmanship.* London, November 1972. Pág. 77. CP 110: Part 1.

[10] MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO: *EP-80. Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón Pretensado. Artº nº 57. Zonas de anclaje.* Pág. 274-279. Comisión Permanente del Hormigón. Madrid, 1979.

[11] MEYERHOF, G.G.: *The Bearing Capacity of Concrete and Rock.* Magazine of Concrete Research (London), V. 4, Nº 12, April 1953, pág. 107-116.

[12] SHELSON, WILLIAM: *Bearing Capacity of Concrete.* Journal of American Concrete Institute. November 1957, pág. 405-414.

[13] HYLAND, M.W. AND WAI-FAH CHEN: *Bearing Capacity of Concrete Blocks.* ACI Journal. Proceedings. Vol. 67. Nº 3. March, 1970. Pág. 228-236.

[14] SANAT KUMAR NIYOGI: *Bearing Strength of Concrete-Geometric Variations.* Journal of the Structural Division. Vol. 99. Nº ST7. July 1973. Pág. 1.471-1.490.

[15] SANAT KUMAR NIYOGI: *Concrete Bearing Strength-Support, Mix, Size Effect.* Journal of the Structural Division. Vol. 100. Nº ST8. August 1974. Pág. 1.685-1.702.

[16] SANAT KUMAR NIYOGI: *Bearing Strength of Reinforced Concrete Blocks.* Journal of the Structural Division. Vol. 101. Nº ST 5. May 1975. Pág. 1.125-1.137.

[17] TRINCH K.L. JACQUES ET CHENOT JEAN-MARIE: *Etude expérimentale de la résistance au poinconnement du béton léger non armé.* Annales de l'TBTP (Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics) nº 395. Juin 1981. Pág. 76-81.

[18] TRINCH K.L. JACQUES: *Résistance du Béton aux Forces Concentrés.* Annales de l'TBTP nº 439. Novembre 1985, pág. 98-120.

[19] TUNG AU AND DONALD L. BAIRD: *Bearing Capacity of Concrete Blocks.* Journal *of* the American Concrete Institute. March 1960, pág. 869-879.

[20] NEIL M. HAWKINS: *The Bearing Strength of Concrete Loaded Through Rigid Plates.* Magazine of Concrete Research. Vol. 20. Nº 62. March 1968. Pág. 31-40.

[21] NEIL M. HAWKINS: *The Bearing Strength of Concrete Loaded Through Flexible Plates.* Magazine of Concrete Research. Vol. 20. Nº 63. June 1968, pág. 95-102.

[22] NEIL M. HAWKINS: *"The Bearing Strength of Concrete for Strip Loadings.* Magazine of Concrete Research. Vol. 22. Nº 71. June 1970. Pág. 87-98.

[23] MUGURUMA H. AND OKAMOTO S.: *Study on bearing capacity of concrete.* Proceeding of the Eighth Japan Congress on testing materials non-metallic materials. March 1965.

[24] CHEN W.F. AND DRUCKER D.C.: *Bearing capacity of concrete blocks or rock.* Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Journal of the Engineering Mechanics Division. Vol. 95, Nº EM4. August 1969, pág. 955-978.

[25] CHEN W.F. AND COVARRUBIAS SERGIO: *Bearing capacity of concrete blocks.* Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Journal of the Engineering Mechanics Division. Vol. 97, Nº EM5. October 1971. Pág. 1.413-1.430.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

[26] SOCIETE DE DIFFUSION DES TECHNIQUES DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS: París 1989. Rules CC BA 89.

[27] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE: *Building code requirements for reinforced concrete.* (ACI 318-91). Chapter 10.

[28] ACI COMMITTEE 443: *Prestressed concrete bridge design.* Journal of the American Concrete Institute. Vol. 73, Nº 11. November 1976, pág. 597-612.

[29] PEREPEREZ VENTURA, B.; BARBERA ORTEGA, E. Y OTROS: *Experiencias del Laboratorio de la E.T.S. de Arquitectura de Valencia (España) en el Ensayo de Doble Punzonamiento.* E.T.S.A. Valencia.

[30] PEREPEREZ VENTURA, B.; BARBERA ORTEGA, E. Y OTROS: *La Resistencia a Tracción Indirecta del Hormigón por Doble Punzonamiento. Influencia del Tamaño Máximo del Arido y de la Excentricidad.* Informes de la Construcción. Vol. 37. Nº 374. Octubre 1985.

[31] CHEN WAI F., YUAN ROBERT L.: *Tensile Strength of Concrete: Double-Punch Test.* Journal of the Structural Division. August 1980. Pág. 1.673-1.693.

RESUMEN

En este trabajo se recogen los resultados de un estudio experimental sobre la resistencia del hormigón en masa bajo la acción de *"Cargas concentradas".*

Las variables que se han introducido han sido el contenido de cemento del hormigón, el tamaño máximo del árido y la relación entre el área cargada y el área total.

Con los resultados obtenidos, y mediante un análisis estadístico de regresión de potencia, se han elaborado dos modelos que predicen la resistencia a compresión localizada de un macizo de hormigón sometido a una carga concentrada y no excéntrica, en función, bien de la resistencia a compresión simple, bien de la resistencia a flexotracción del hormigón.

SUMMARY

The present work has been taken from results of an experimental study of the bearing strength of concrete under the action of a concentrate load.

The variables considered have been cement content of the concrete, maximun size of coarse aggregate and loaded area to total area ratio.

With the obtained results through a stadistic analysis of least-squares linear regression has turned out two predicted equation of bearing strength to localissed compression an unreinforced concrete under a centralised concentrated loading; bearing strength to cylinder cracking strength of concrete and bearing strength to flexural strength of concrete.

* * *



Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Incidencia de la grasa en un hormigón estructural

Antonio Aguado
Luis Agulló
Alberto Vives
E.T.S.I.C.C. y P. Barcelona

Luis Ubalde
y Victor Vives
Asociación Nuclear Ascó

1. INTRODUCCION

Los edificios de contención de distintas centrales nucleares españolas, entre las que se encuentran los correspondientes a los grupos I y II de la Central Nuclear de Ascó, son unas estructuras cilíndricas, con muros de 1,15 m de espesor. Las mismas están resueltas en hormigón pretensado, con armaduras postesas no adherentes. Estas armaduras están ubicadas en distintas familias de tendones (verticales, horizontales, cúpula) dentro de vainas flexibles. La protección de estas armaduras está encomendada a una grasa especial, inyectada después de la puesta en tensión de la armadura.

Por otro lado, la construcción de la pared vertical se hace mediante tongadas de anillos horizontales. Cada uno de estos anillos se suele hormigonar de una sola vez. El anillo de arranque, correspondiente a la zona tronco-cónica existente en la unión de los muros con la losa de cimentación, era de 3,10 m de altura. Esta gran masa de hormigón, hormigonada de una sola vez, unido a las propias características de las dosificaciones usualmente utilizadas, explican la aparición de pequeñas fisuras verticales, debidas a retracción, tal como se demuestra con posterioridad.

Una vez construida la estructura de hormigón, se enfilan los tendones y se pone en tensión la armadura activa, inyectando, posteriormente, la grasa. Durante esta operación, se reflejaron fugas en la pared exterior, a través de las vías de mayor permeabilidad (conexión entre vainas, juntas de construcción, coqueras). Una vez selladas estas vías principales, con el tiempo, la grasa puede manifestarse por las fisuras de retracción antes citadas.

Ante esta circunstancia, se ha estudiado la incidencia que la grasa podía tener en el hormigón y en las armaduras pasivas, como materiales independientes, y en el deterioro de las características mecánicas (resistencia frente a distintos esfuerzos, adherencia y otros) que se pudieran producir con el tiempo.

Los problemas químicos han sido abordados por el Instituto Químico de Sarriá (I.Q.S.), mientras que, los problemas físicos y mecánicos han sido desarrollados por el Departamento de Ingeniería de la Construcción de la Universidad Politécnica de Cataluña (U.P.C.). Con ello se pretendía hacer un análisis global del comportamiento estructural. Previamente, se estimó oportuno analizar las causas de las fisuras y la razón de ser de la manifestación de las manchas de grasa, principalmente en las fisuras verticales existentes en la pared exterior de la zona troncocónica.

Los objetivos del presente artículo son determinar la razón de la existencia de fugas de grasa en las fisuras verticales de la pared exterior de la zona troncocónica del edificio de contención, así como analizar, en base a distintos resultados experimentales, la incidencia que la grasa puede tener, en el tiempo, sobre distintas características del hormigón estructural.

Este trabajo se enmarca en un convenio de colaboración, suscrito entre A.N.A. y U.P.C., encaminado a la realización de un dictamen sobre la incidencia de la grasa filtrada por fisuras, sobre las características del hormigón, Aguado et al. (1993).

2. ANALISIS DE LA INFORMACION PREVIA

En el convenio citado con anterioridad, se requería, específicamente, un análisis de la situación del edificio de contención del grupo II. Ahora bien, entendemos es importante destacar

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

que al abordar un problema de comportamiento estructural, el mismo debe alcanzar a toda la estructura o estructuras realizadas en la misma época y/o de análogas características. Dado que ese es el caso del grupo I, el análisis, tanto de la documentación previa como de los estudios posteriores, ha abarcado los edificios de contención de los dos grupos de las citadas centrales, si bien haciendo un énfasis especial en el grupo II.

Este análisis se ha realizado atendiendo a los siguientes aspectos:

–*Materiales empleados y dosificaciones utilizadas*. Los resultados muestran que el hormigón empleado en la misma zona de ambos edificios tiene comportamientos mecánicos diferentes, tal como se muestra en la fig. 1. Las secuencias de hormigonado 735 y 740 del grupo II, dan resultados inferiores a los correspondientes al grupo I, si bien por encima del valor especificado. Ello es explicable ya que, estadísticamente, era posible hacer dicha reducción por una mayor cantidad de resultados que permitían buscar un ahorro económico. La secuencia de hormigonado 798 del grupo II tiene un comportamiento diferente al de las otras 4 secuencias referenciadas. Ello podría obedecer, no tanto a un cambio en la dosificación sino a un cambio en las características del cemento.

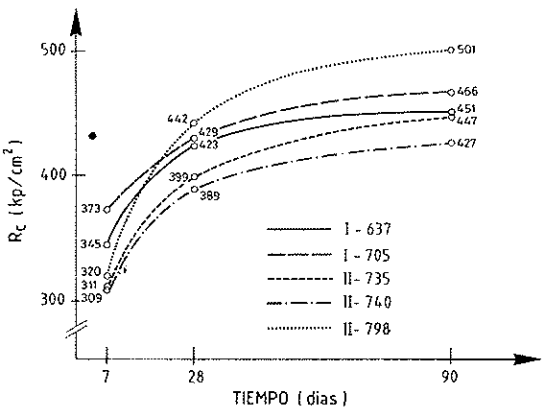


Fig. 1. Evolución de la resistencia a compresión con el tiempo, en los hormigones situados en la zona troncocónica. Grupos I y II.

–*Construcción*. El sistema de construcción seguido en ambos casos ha sido similar, siendo iguales los diseños geométricos de dicha zona. El hormigonado de dicha zona se hizo en dos tongadas, tal como muestra la fig. 2. Este hormigonado fue continuo hasta completar todo el perímetro.

–*La grasa y aspectos relacionados con su inyección y explotación*. Las grasas empleadas en ambos grupos cumplen las prescripciones requeridas, si bien eran de diferente procedencia. La inyección fue similar y durante esta operación se detectaron fugas. El camino seguido fue el que

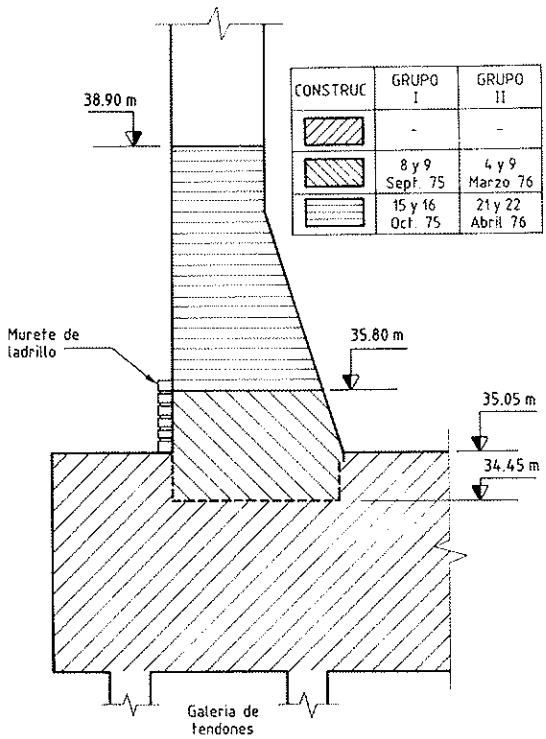


Fig. 2. Secuencia de hormigonado de la zona de arranque de las paredes, en los edificios de contención.

presentaba mayor permeabilidad: coqueras, conexión de una vaina, etc.

La armadura activa empleada se disponía en tendones correspondientes a distintas familias: 112 verticales, 132 horizontales y 84 en la cúpula, repartidos éstos en tres haces a 120º, anclados en una viga anillo en la parte superior del muro. Todos los tendones tienen la misma composición 37 T15 (Freyssinet).

La vaina utilizada es la convencional en obras de ingeniería civil en España. Dichas vainas están formadas por un arrollamiento helicoidal, conformado, de acero galvanizado. En los tendones verticales, en el primer tramo de vaina, situado entre la galería de tendones y la cota 35,80 m, se dispuso de un tubo metálico, tal como puede verse en la fig. 3.

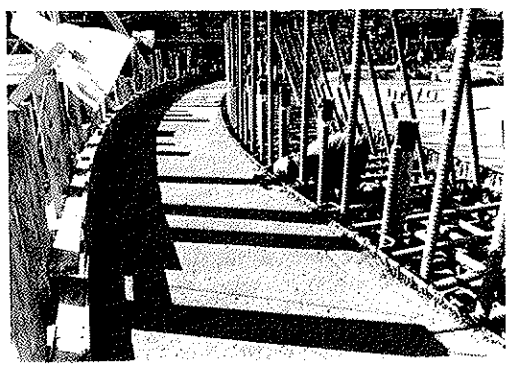


Fig. 3. Cajeado pared en zona 34,45 m y 35,05 m. Visualización vaina tendones verticales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Hay que llamar la atención de que es a partir de esta cota donde se aprecian las fugas actuales. Aparte de otros factores que se analizan con posterioridad, la primera zona de esta vaina vertical es impermeable, mientras que la situada a partir de la cota 35,80 m no es totalmente impermeable a los líquidos.

3. FISURACION EXISTENTE. ORIGEN DE LA MISMA

3.1. Hipótesis básica

La fisuración existente en la zona de estudio sigue, de forma mayoritaria, una dirección vertical, reflejándose las zonas de reducción de sección de hormigón debido a la existencia de las vainas. Ello se constata por la secuencia con que aparecen las fisuras (fig. 4).

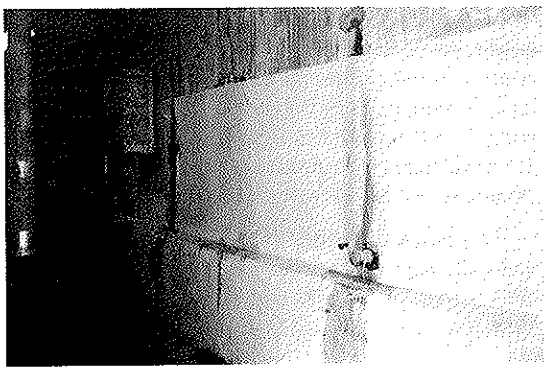


Fig. 4. Presencia de fisuras verticales, con carácter secuencial, en la pared exterior del edificio de contención. Grupo II.

De forma sistemática, se han venido haciendo levantamientos de las fisuras a partir de junio de 1988, fecha en la cual se procedió al pintado de la zona inferior de la pared exterior (fig. 4). Los levantamientos posteriores reflejan una lenta evolución del fenómeno tanto en número de fisuras como en extensión de las mismas. Ante esta situación cabe preguntarse si existían esas fisuras con anterioridad.

Tal como se ha dicho, no se tiene documentación específica sobre el tema, si bien en la propia estructura puedan verse fisuras marcadas con fechas anteriores a 1988. Así, en la fig. 5 se aprecia una fisura marcada con fecha XI-84 en el meridiano 155º del grupo II. Esta situación se constata tanto en el grupo II como en el grupo I.

Previsiblemente, estas fisuras han debido aparecer con anterioridad, correspondiendo prácticamente al periodo de construcción. La causa de las mismas sería la retracción del hormigón asociada al sistema de hormigonado continuo en cada anillo (no existencia de juntas verticales). Un factor que avala esta hipótesis es la secuencialidad de las



Fig. 5. Constatación de la existencia de fisuras, anterior a junio 1988, en el meridiano 155° de la pared exterior del Grupo II.

fisuras y la localización, reflejando la existencia de vainas (reducción de sección de hormigón). Así pues, si la retracción es la causa de la fisuración existente, debe responder, asimismo de forma satisfactoria, a preguntas tales como:

—¿Por qué son verticales y no de otro tipo?

—¿Por qué se localizan principalmente en la zona inferior?

—¿Se presentan también en el grupo I?

A estas preguntas, se intenta dar adecuada respuesta a continuación.

3.2. Fisuración vertical

La fisuración existente es mayoritariamente vertical y, tal como se ha dicho, se produce secuencialmente. La separación entre fisuras es de 1,10 m a 1,20 m, que corresponde a la distancia existente entre vainas verticales.

En base a la hipótesis enunciada, veamos si ello queda reflejado siguiendo la normativa española (MOPT, 1991) para el cálculo de la retracción. Para ello, vamos a tomar un anillo de 1 m de altura en todo el perímetro del edificio de contención. El hormigón, en estado fresco, tiene un grado de humedad próximo al 100%. Con posterioridad, el hormigón busca un equilibrio higrotérmico con el ambiente, pero debido a la inercia de aquél, este equilibrio es lento, pudiéndose señalar la existencia de dos zonas (fig. 6): una interior, con humedad bastante uniforme y elevada debido a la existencia de la camisa metálica (liner plate) (zona 2) y una exterior, con una humedad no uniforme y en el borde con la humedad ambiente (zona 1).

Según la EH-91 (MOPT, 1991), la retracción viene dada por la siguiente expresión:

$$\varepsilon_t = \beta\, \varepsilon_{01}\, \varepsilon_{02} \qquad [1]$$

Para el cálculo aproximado que se realiza, tomaremos, en la zona 1, una atmósfera con

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

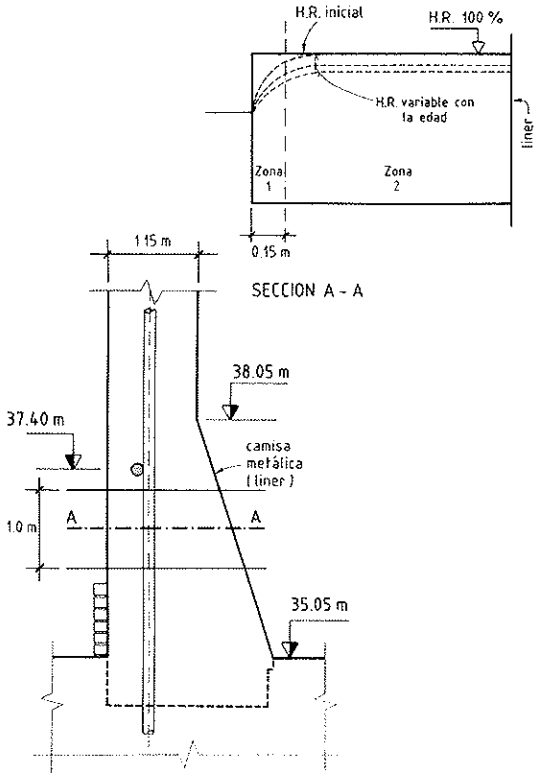


Fig. 6. Distribución de humedad relativa, con el tiempo, en la zona en estudio.

ambiente medio (70% H.R.); mientras que en la zona 2, la atmósfera será muy húmeda (90% H.R.). Esto permite obtener:

Zona 1:

$$\varepsilon_{01} = -32 \times 10^{-5} \quad \alpha = 1{,}5 \qquad [2]$$

Zona 2:

$$\varepsilon_{01} = -13 \times 10^{-5} \quad \alpha = 5{,}0 \qquad [3]$$

Para la determinación del espesor ficticio, tomaremos que la zona 1 tiene una sección de 1 m de alto por 0,15 de ancho (anchura de marcada variación de humedad. Véase fig. 6), mientras que la zona 2 tiene una sección de 1 m de alto por más de 1 m de ancho. El perímetro en contacto con la atmósfera en la zona 2, realmente es cero, si bien puede tomarse un porcentaje cualquiera (δ) de 1 m. Así pues, el espesor ficticio será:

Zona 1:

$$e = 1{,}5 \times \frac{2 \times 150 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm}}{1000 \text{ mm}} = 450 \text{ mm} \qquad [5]$$

Zona 2:

$$e = 5{,}0 \times \frac{2 \times 1000 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm}}{\delta \cdot 1000 \text{ mm}} \geq 1600 \text{ mm} \qquad [6]$$

Con estos espesores ficticios, entrando en la fig. 26.8.1 de la EH-91 se obtienen los siguientes valores de ε_{02}: $\varepsilon_{02} = 0{,}78$ (zona 1) y $\varepsilon_{02} = 0{,}70$ (zona 2). Por otro lado, considerando que la situación higrométrica reflejada (zona 1: 15 cm) se produce a los 6.000 días, lo cual es bastante razonable en base a otras experiencias (Bazant y Wittmann, 1982), el valor de β_t será igual a 0,96 en la zona 1 y a 0,78 en la zona 2.

En consecuencia, la deformación unitaria por retracción según la dirección vertical (meridiano) o la dirección horizontal (paralelos) será:

Zona 1:

$$\varepsilon_t = 0{,}96\ (-32\ 10^{-5}) \times 0{,}78 = = -23{,}96 \times 10^{-5} \qquad [7]$$

Zona 2:

$$\varepsilon_t = 0{,}78\ (-13\ 10^{-5}) \times 0{,}70 = = -7{,}1 \times 10^{-5} \qquad [8]$$

El tiempo transcurrido en la construcción de cada anillo de 3 m de altura del edificio de contención fue aproximadamente de 1 mes. Lógicamente, en dicho periodo se producirá un porcentaje de la retracción dada en las expresiones 7 y 8. Este porcentaje será mayor en la zona 1 que en la zona 2. Al dar continuidad a la estructura, estas deformaciones de retracción nos pueden producir tensiones por la hiperestaticidad de la misma.

De dichas deformaciones, las verticales serán menores que las horizontales, ya que parte de ellas se han producido con la estructura en configuración isostática según ese eje. En consecuencia, se tomará la situación más desfavorable correspondiente a un plano horizontal. Para ello tomamos un elemento ficticio, de 1 m de longitud, según un paralelo (horizontal) empotrado en sus extremos y le damos la retracción obtenida en las expresiones [7] y [8], lo cual, conducirá a las siguientes tensiones:

$$\varepsilon_{retr.} = \varepsilon_{tens.} = \frac{N}{AE} = \frac{\sigma}{E} \Rightarrow \sigma = \varepsilon_{tens.} \cdot E \qquad [9]$$

tomando un valor de E = 350.000 kg/cm² (valor razonable y comprobado en ensayos), se obtendrán tensiones de tracción en el hormigón de valor:

Zona 1:

$$\sigma_t = 83{,}86 \text{ kp/cm}^2 \qquad [10]$$

Zona 2:

$$\sigma_t = 24{,}85 \text{ kp/cm}^2 \qquad [11]$$

El valor de la tensión de tracción en la zona 1 supera, muy probablemente, el valor de la resistencia del hormigón a tracción a la edad citada (6.000 días). De ser cierto, se producirá una fisuración perpendicular a la dirección de la tensión, esto es, se fisurará según la dirección vertical.

Si bien el planteamiento realizado significa un cálculo aproximado y en consecuencia, algunos

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

valores pueden ser diferentes al hacer un cálculo más preciso (compatibilidad de deformaciones entre zonas 1 y 2, etc.), hay que resaltar el valor conceptual del mismo. Así, independientemente del cálculo, el planteamiento refleja que:

—La fisuración debe ser principalmente vertical.

—Las fisuras pueden tener un comportamiento evolutivo. Se marcarán siempre que, para una edad determinada, las tensiones originadas por la retracción, por razón de la hiperestaticidad de la estructura, sean mayores que la respuesta del hormigón (resistencia tracción) a dicha edad.

El hecho de que la fisuración refleja la existencia de los tendones es fruto de que, en dichas secciones verticales, existe una reducción de la sección del hormigón (dimensión de la vaina 15 cm) y en consecuencia un incremento de las tensiones, dentro del esquema simplificado utilizado.

3.3. Localización en la zona inferior

La altura y localización de la fisura es otro aspecto que se debe reseñar. Como puede verse en la fig. 4, las fisuras se ubican mayoritariamente por debajo de la cota 39 m. Esto se explica por el hecho de que, a partir de la cota 37,40 m, se ubica el primer tendón horizontal. Las tensiones de compresión que transmiten estos primeros tendones horizontales en la zona troncocónica es inferior a la que transmiten con posterioridad en el resto de la pared. Ello es debido, por un lado, a que el área de hormigón en la zona troncocónica es mayor, y por otro lado, a que las pérdidas de pretensado en dichos tendones serán mayores.

Así pues, alcanzada una cota en la que se puede considerar un comportamiento uniforme, las tensiones de compresión contrarrestan las tensiones de tracción anteriores. En el caso de que la fisura se hubiese producido antes de la puesta en tensión de la armadura activa, con la puesta en tensión, la fisura se cerraría, haciéndola prácticamente inapreciable a simple vista a poca distancia y no visible desde la cota 35,05 m desde la cual una persona puede caminar.

Dentro del modelo simplificado desarrollado con anterioridad, cabe plantearse cuál es la deformación unitaria de retracción que puede originar la fisuración. Así, en la zona 1, si una deformación $\varepsilon_t = -23{,}96 \times 10^{-5}$ conduce a tensiones de 83,36 kp/cm² y se considera que la resistencia a tracción del hormigón a esa edad es alrededor de 50 kp/cm², la deformación que origina la fisuración es

$$\varepsilon_{t\,fis} = -14{,}37 \times 10^{-5} \qquad [12]$$

El acortamiento total que tendría el diámetro exterior (ϕ = 42,30 m) del edificio de contención será

$$\Delta\ell = \varepsilon_t \, \pi \, \phi_{ext.} = 1{,}91 \text{ cm} \qquad [13]$$

Si consideramos la hipótesis de que se presenta una fisura vertical por cada tendón y que el acortamiento total será el número de fisuras por la anchura de cada una se obtiene:

$$\text{Anchura fisura} = \frac{\Delta\ell}{\text{nº tendones}} = \frac{1{,}91 \text{ cm}}{112} = 0{,}17 \text{ mm} \qquad [14]$$

Este valor está totalmente en línea con los anchos de fisuras registrados (menor a 0,2 mm en la mayoría de los casos). Esta anchura de fisura irá, lógicamente, disminuyendo hacia el interior de la sección, pudiéndose situar los anchos de fisura desde la vaina vertical hasta el paramento exterior en valores de 0,02 mm a 0,1 mm. Estos valores serán utilizados posteriormente para determinar la permeabilidad de la zona fisurada.

3.4. Diferencias y similitudes entre los grupos I y II

Del análisis de la documentación no parecen deducirse significativas diferencias entre el grupo I y el grupo II, en lo que hace referencia al sistema de construcción y a las condiciones ambientales y de explotación. Luego, la diferencia en el número de fisuras con pérdidas de grasa que se presentan entre el grupo I y II (es menor este número en el grupo I) hay que buscarlas, fundamentalmente, en distintos comportamientos del hormigón. Asimismo, en estas diferencias podría influir algún aspecto secundario de construcción o de diseño, si bien de éstos no se tiene constancia.

Por lo mostrado en la fig. 1, los hormigones dispuestos entre las cotas 35,05 m y 38,90 m del grupo I (Secuencia I–705) y del grupo II (Secuencia II–798) tienen un comportamiento diferente. En primer lugar, se ve que la resistencia a compresión media, a 7 días, es superior en el grupo I (R_{cm} = 373 kp/cm²) que en el grupo II (R_{cm} = 320 kp/cm²). Esto, lógicamente influye en la respuesta del hormigón a tracción, debiendo ser menor para esa edad, en el hormigón del grupo II que en el grupo I.

Si se toma en ambos grupos la relación de la resistencia a compresión a una edad genérica respecto a la correspondiente a 28 días, se obtienen los resultados mostrados en la tabla 1.

Tabla 1

Relación de la resistencia a compresión, a distintas edades, respecto a la de 28 días

Grupo/Secuencia	R_{c7}/R_{c28}	R_{c28}/R_{c28}	R_{c90}/R_{c28}
I–705	0,864	1,0	1,086
II–798	0,723	1,0	1,133

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

En ella puede verse que la cinética de la reacción es más rápida en el grupo I que en el grupo II. Ello puede obedecer a diferencias en la propia composición química del cemento, o bien, a diferencias físicas del mismo, debido a un distinto grado de finura. Con los datos disponibles, sólo queda la posibilidad de resaltar que esas diferencias de la resistencia a compresión y de la cinética, señalan la existencia de hormigones diferentes, lo cual, lógicamente, se debe traducir en una diferente retracción, siendo mayor en el hormigón del grupo II a la luz de la fisuración existente.

4. CONSIDERACIONES SOBRE LA GRASA Y SU INTERACION CON EL HORMIGON Y LA ARMADURA

4.1. Resultados previos

Tal como se ha dicho, la grasa empleada para la inyección fue de distinta marca en cada uno de los grupos, si bien de similares características técnicas, cumpliendo ambas los requisitos exigidos en proyecto. De entre entos requisitos hay uno que puede resultar interesante cara a la penetración de la grasa por las fisuras. Este requisito hace referencia a que la separación de aceite debe ser, como máximo, 3% en peso, para una temperatura de 37ºC.

Hay que llamar la atención respecto a que dicha temperatura puede alcanzarse, en ciertas circunstancias de servicio, en la zona de vainas verticales, expuestas a la radiación solar en verano, Aguado et al. (1988).

Durante la inyección se produjeron distintos incidentes: fugas hacia vainas vacias (1 caso en cada grupo), fugas al paramento exterior por la junta de construcción y otras vías, fugas al paramento interior a través de coqueras con deformación de la camisa metálica (liner plate) (tendones H–21 y 27 del grupo I). Todos estos casos evidencian que las fugas se produjeron por vías de alta permeabilidad, no manifestándose en vías de menor permeabilidad como sería el caso de las fisuras. En cualquier caso, todos estos efectos ponen de manifiesto que las vainas no son totalmente estancas, pudiendo, en ciertas situaciones, producirse fugas a través de ellas. Con posterioridad a producirse estas fugas, las mismas fueron reparadas sellando las fisuras con mortero sin retracción.

Con respecto a la presión de inyección, ésta fue diferente en cada tipo de familia de tendones. Así en los tendones horizontales, la presión básicamente fue de 2 Kp/cm^2 para el grupo I y 2,8 Kp/cm^2 para el grupo II; mientras que la presión para los tendones verticales y de cúpula, en ambos grupos fue de 7 Kp/cm^2 y 3,8 Kp/cm^2, respectivamente.

Por otra parte, en el transcurso de la explotación de los dos grupos, se han detectado fugas de grasa en el paramento exterior, localizadas en las fisuras estudiadas en el apartado anterior. Estas fugas, debido a la mayor fisuración, son más numerosas en el Grupo II.

Consecuencia de esta situación, en 1988 se realizó un sellado de las fisuras más importantes. Una inspección realizada un año después de la reparación (junio 1989), mostró la existencia de grasa en distintas fisuras, evaluándose las pérdidas de grasa, que eran recogidas en bolsas de plástico adheridas a la pared (Fig. 4). La estimación de estas pérdidas, por año, va desde 0,75 litros/año, hasta en un único caso, a 4 litros/año.

Las variaciones climáticas estacionales, lógicamente, influyen sobre la temperatura de la grasa, modificando su viscosidad, lo cual, facilita los movimientos por gravedad entre los huecos que quedan por la contracción que la grasa tiene al solidificar. Ello, lógicamente, es más acentuado en los tendones verticales.

De todo lo anteriormente expuesto se desprende que las mayores presiones interiores dentro de los tendones, deberán producirse, a igualdad de otros factores, en la parte inferior de los tendones verticales. En consecuencia, las mayores fugas se situarán en dicha zona, por donde la vaina deja de ser estanca (≅ Cota 35,50 m), existen fisuras de retracción y no existen tendones horizontales. (El 1er tendón horizontal se situa en la cota 37,40 m).

4.2. Ensayos de interacción

Cara a conocer las características actuales de la grasa y la interacción de las mismas con el hormigón y la armadura, se han realizado distintas tomas de muestras, las cuales han sido ensayadas por el Instituto Químico de Sarriá (I.Q.S.), en Barcelona.

Los resultados actuales de la grasa (I.Q.S., 1993) presentan valores dentro de los límites prescritos en proyecto y son similares a los obtenidos en la etapa de construcción. Así pues, la grasa parece no haber sufrido alteraciones que pudieran incidir negativamente en el hormigón y la armadura. No obstante, se ha hecho una serie de ensayos con este objetivo, forzando las condiciones de agresividad a través de diferentes contenidos de agua en la grasa. Los contenidos de agua han sido: 0% (sin agua), 10% (límite máximo permitido por la normativa vigente) y 12% (valor superior al límite máximo permitido).

Para estos ensayos se han utilizado probetas cilíndricas de hormigón, resultantes de testigos de la propia estructura, de 4,5 cm de diámetro y 2,5 cm de altura y trozos de barras de acero correspondiente a la armadura pasiva, de 3 cm de diámetro y 5 cm de longitud, una de cuyas caras se

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

pule especularmente. Estas probetas estaban en contacto con la grasa emulsionada con el agua (según los distintos valores utilizados para éste). Todo ello, en cada uno de los ensayos, se introducía en un recipiente estanco, con una presión de 5 kg y una temperatura de 45ºC. La duración de estos ensayos fue de 9 meses, en períodos seguidos de 1 mes, tras los cuales se hacían distintas determinaciones, las cuales se realizaron siempre en la misma zona; por ejemplo, para las probetas de acero, se tomaba un círculo de 2 mm de diámetro. En base a estas condiciones de trabajo, los resultados obtenidos permiten señalar que:

–Las probetas de acero en contacto con la grasa y en ausencia de agua, permanecen inalteradas.

–Las probetas de acero en contacto con grasa que contiene un 10% de agua, presentan una corrosión superficial poco importante y que se va extendiendo a lo largo de toda la superficie pulida. Esta corrosión observada no produce alteraciones en las propiedades del acero ensayado.

–Las probetas de acero al carbono en contacto con grasa que contiene un 12% de agua, presentan un número escaso de picaduras relativamente pequeñas y de profundidad no superior a 10 µm. Dichas picaduras evolucionan muy ligeramente, a lo largo del tiempo, en número y en profundidad.

–La superficie lateral (oxidada) de las probetas de acero al carbono, que han estado en contacto con grasa cuyo contenido en agua es del 10% y 12%, permanece inalterada y presenta el mismo aspecto visual que en su estado inicial.

–En la superficie exterior de las probetas de hormigón, no se aprecian cambios significativos respecto su estado inicial.

5. EVALUACION ESTRUCTURAL

5.1. Inspección visual

Después de lo dicho anteriormente es preciso conocer cual es la incidencia que dicha grasa tiene en la estructura. Con este fin, se extrajeron testigos superficiales (entre armadura pasiva y cara exterior) de zonas fisuradas, con presencia de grasa y, en zonas no fisuradas, muy próximas a las anteriores. Con ello se pretende demostrar la no existencia de flujo transversal (según tangentes al perímetro) sino que el flujo es predominadamente radial, en los planos verticales de fisuras.

Los ensayos realizados en los distintos testigos correspondientes al grupo II (9 testigos de 100 mm de diámetro y 4 testigos de 150 mm de diámetro), han sido: permeabilidad al aire y al agua, porosidad, densidad, absorción, reflexión de luz y difractometría; mientras que sobre la estructura se han hecho estimaciones acerca de la permeabilidad frente a la grasa en hormigón no fisurado y en fisuras.

Una observación previa de estas muestras, desde distintos ángulos: frontal, lateral y dorsal, permite hacer diversos comentarios tanto del hormigón como del conjunto. (A manera de ejemplo, en la fig. 7 se muestran los testigos correspondientes al meridiano 151º). Estos comentarios son:

–El árido del hormigón parece, mayoritariamente, rodado.

–Los tamaños máximos parecen menores, en porcentaje, que en la dosificación. Ello puede ser debido a que la gran densidad de armadura pasiva existente, próxima al paramento exterior, actuaba, en cierta medida, como tamiz de paso durante el hormigonado.

–Las interfases entre mortero y árido parecen satisfactorias.

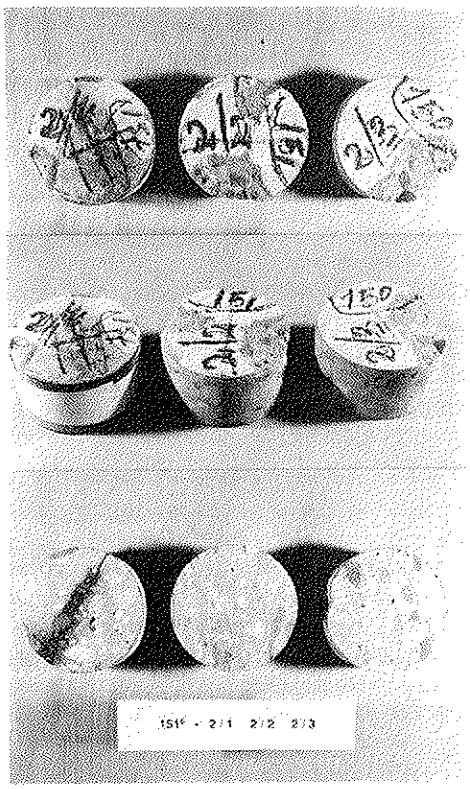


Fig. 7. Vista frontal, lateral y dorsal de los testigos, en el meridiano 151°.

–En algunos testigos, existe una cierta porosidad accesible y visible. Ello puede ser debido a que el hormigón existente entre la armadura y el enconfrado no podia ser vibrado y, en consecuencia, quedaba cierto aire ocluido, que es el que se observa.

–En general, todos los testigos tienen una piel (capa más exterior y que estuvo en contacto con el encofrado metálico) rica en finos y compacta (pocos poros en relación con lo que se observa en el interior de algunos de ellos).

–La mancha de grasa en el interior de los testi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

gos fisurados, no sobrepasa, en ningún caso, la profundidad de 1 cm alrededor del labio de fisura en la cara interior.

Las inspecciones visuales realizadas a las paredes exteriores de ambos edificios de contención, mostraban la fisuración vertical ya descrita. Una vez extraidos los testigos, en la estructura se observaba sólo la presencia de grasa en aquellos que atravesaban fisuras, no observándose ningún tipo de mancha en aquellos que no atravesaban fisuras. Esta situación general puede observarse en el caso concreto de los testigos del meridiano 155º, recogidos en la fig. 5 anteriormente presentada.

5.2. Resultados de los ensayos sobre testigos

En lo que sigue, se presentan los resultados de los ensayos citados sobre las probetas testigos de hormigón. Dichos ensayos fueron realizados en el laboratorio de Tecnología de Estructuras de la E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, de la U.P.C.

Permeabilidad al aire y al agua

Una vez realizados los distintos tipos de ensayos, los restos resultantes de algunos de los testigos se cortaban según un plano perpendicular al plano de la superficie. En dicho plano, recién obtenido, se vertía fenolftaleina, con el fin de observar la existencia o no de cambio de coloración.

En todos los casos se observó que la profundidad de carbonatación era pequeña (menor a 1 cm). Esto muestra que el hormigón es poco permeable al aire y ello puede ser debido, por un lado, a unas condiciones ambientales no muy agresivas, y por otro lado, a la existencia de una capa de protección, ya sea natural, hormigón rico en pasta en el paramento, ya sea artificial, capa de pintura.

Los ensayos de permeabilidad al agua fueron realizados en el Laboratorio de Materiales de E.T.S. Ingenieros Caminos, Canales y Puertos, de la U.P.C. Los mismos se realizaron en las muestras de testigos no fisurados de cada meridiano de toma. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla 2.

En esta tabla, puede observarse que se trabajó con dos presiones diferentes (5 y 10 kp/cm^2). Ello fue motivado por el significativo resultado de la primera serie, realizada con una presión de 10 kp/cm^2. Por ello, en la 2ª serie se redujo la presión, con el fin de analizar la posible influencia de la misma.

Las probetas testigo estaban unidas al anillo de ensayo mediante un mortero de resina epoxi. Una vez realizado el ensayo, se sacaban las probetas y

Tabla 2

Resultados del ensayo de permeabilidad al agua

Meridiano (en grados)	Muestra	Presión (ml/24 h.)	Caudal (ml/24 h.)	k x 10^{-8} (m/s)
163º	1/2	10	75	6,14
	1/3	10	52	4,96
151º	2/2	10	346	28,32
	2/3	5	24	3,93
123º	3/2	5	3	0,49
	3/3	5	4	0,65

se realizaba un ensayo de tracción directa para obtener un plano de rotura. En él se podía observar que todo el plano estaba húmedo, es decir, no existían trayectorias preferentes, tanto en el interior de la probeta como por un efecto borde en la unión. Sólo en una probeta (151º 2/2) apareció una humedad al poco de comenzar el ensayo, siguiendo lo que podría marcar una dirección predominante (fisura). Con posterioridad, el agua la atravesó toda.

Para la determinación de la permeabilidad, k, se ha seguido la ley de Darcy de flujo en régimen laminar, la cual establece:

$$Q = A \cdot k \cdot \frac{H}{L} \qquad [15]$$

donde:
Q : es el caudal en m^3/s
A : es el área en m^2
S : es la altura en agua en m.
L : es la longitud de probeta en m.
k : es un parámetro característico del material y del líquido.

Para el cálculo de la permeabilidad, k, de las probetas, cuyos resultados se presentan en la tabla 2, se ha considerado: el caudal y la altura de agua presentados en dicha tabla, así como un diámetro de 9 cm y una altura de 4,5 cm.

Los resultados de la permeabilidad frente al agua, reflejan que el hormigón de los testigos parece un hormigón algo más permeable de lo que es habitual. Estos valores se sitúan entre 10^{-9} y 10^{-11} m/seg. Una posible explicación de este comportamiento es la porosidad observada, tal como se ha dicho con anterioridad.

Más adelante se mostrarán las determinaciones de la permeabilidad frente a la grasa, mediante cálculos estimativos, partiendo de las medidas registradas en la propia estructura, y se hará un análisis comparativo entre la permeabilidad al agua y a la grasa.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Tabla 3

Resultados de la porosidad de muestras de distintos testigos

Meridiano	Muestra	P1	P2	P3	γV_r	γV_p	% P_{real}
163ºC	1/1	433,58	444,17	260,90	183,27	10,59	5,78
	1/2	238,23	250,61	148,30	102,31	12,38	12,10
	1/3	203,06	211,30	126,10	85,52	8,56	10,01
151ºC	2/1	384,20	393,73	232,80	160,93	9,53	5,92
	2/2	229,36	238,11	142,10	96,01	8,75	9,11
	2/3	197,95	205,95	122,90	83,05	8,00	9,63
123ºC	3/1	401,56	413,10	242,30	170,70	11,54	6,76
	3/2	307,94	321,07	190,01	131,06	13,13	10,02
	3/3	233,50	243,50	144,70	98,65	9,85	9,98
160ºC	1	1890	1940	1160	780	50	6,41
159ºC	2	1630	1680	1010	670	50	7,46
14ºC	2'	1530	1580	930	650	50	7,69
17ºC	3	1970	2030	1210	820	60	7,31

Porosidad

La porosidad se ha determinado mediante dos técnicas diferentes, en distintas muestras. Estas técnicas, básicamente, realizan las siguientes determinaciones:

Técnica 1: a) Saturación de la muestra al vacío, después de 1 hora, b) Determinación de peso saturado, superficie seca, c) Determinación de peso hidrostático, d) Secado de la muestra a 60ºC, hasta peso constante.

Técnica 2: a) Inmersión en agua, hasta peso constante, determinando el mismo, b) Determinación de peso saturado, superficie seca, c) Secado de la muestra a 105ºC, hasta peso constante.

En la tabla 3 se presentan los resultados obtenidos para las diversas muestras ensayadas, siendo P1 el peso seco (en gramos), P2 el peso saturado, superficie seca (en gramos), P3 el peso hidrostático (en gramos), $\gamma V_r = P_2 - P_3$ (en gramos) y $\gamma V_p = P_2 - P_1$ (en gramos).

Los resultados muestran que cuanto mayor es la muestra (en peso) la dispersión es menor, lo cual es lógico. Los valores reflejados señalan un hormigón algo más poroso de lo que es usual en hormigones de similares prestaciones mecánicas. Esta mayor porosidad, se ha constatado visualmente en algunos de los testigos, la cual puede ser debida a la dificultad de compactar el hormigón ubicado entre la armadura y el paramento exterior. Por otro lado, los resultados no reflejan diferencias significativas respecto a la ubicación de la muestra, lo que responde a una uniformidad del hormigón colocado.

Densidad y coeficiente de absorción

La determinación de la densidad se ha hecho de acuerdo con la norma UNE 83-312-90. Por su parte, el coeficiente de absorción del hormigón se determina mediante una extrapolación de la técnica presentada por la UNE 83-133-90 para árido fino. Los valores obtenidos deben estudiarse de forma relativa y no considerarlos como valores absolutos. Estos resultados se presentan en la tabla 4, en donde los valores de cada variable se han obtenido de acuerdo con las fórmulas siguientes:

—Densidad de la muestra saturada (en t/m³):

$$\rho_{sat} = \frac{P_2}{V}$$

—Densidad de la muestra seca (en t/m³):

$$\rho_{seca} = \frac{P_1}{V}$$

—Coeficiente de absorción de agua:

$$A_b = \frac{P_2 - P_1}{P_1} \times 100 \text{ (en \%)}$$

—Volumen muestra irregular:

$$V = \frac{P_2 - P_3}{\rho_w}$$

donde: P_1, P_2, P_3 tienen el significado dado anteriormente y, ρ_w es la densidad del agua (se ha tomado $\rho_w = 1$ t/m³).

Los resultados obtenidos, dados en la tabla 4, permiten hacer distintas consideraciones:

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Tabla 4
Resultados de la densidad de las muestras secas y saturadas, y del coeficiente de absorción

Meridiano	Muestra	V	ρ_{sat}	ρ_{seca}	Absorción
163ºC	1/1	183,27	2,42	2,36	2,44
	1/2	102,25	2,45	2,33	5,19
	1/3	85,52	2,47	2,37	4,21
151ºC	2/1	160,93	2,44	2,38	2,48
	2/2	96,01	2,48	2,39	3,81
	2/3	83,05	2,47	2,38	4,04
123ºC	3/1	170,70	2,42	2,35	2,87
	3/2	131,06	2,44	2,35	4,26
	3/3	98,65	2,46	2,36	4,21
160ºC	1	780	2,48	2,42	4,97
159ºC	2	670	2,50	2,43	3,06
14ºC	2'	650	2,43	2,35	3,26
17ºC	3	820	2,47	2,40	3,04

—La menor absorción de las muestras 1/1 (163ºC), 2/1 (159ºC) y 3/1 (123ºC), correspondientes a testigos en zona fisurada, puede ser debido a que parte de los poros de estas muestras estén colmatadas con grasa.

—Los resultados de la densidad de la muestra saturada y de la muestra seca están dentro de lo que era esperable para este tipo de hormigón.

—Algún resultado que muestra una cierta desviación sobre el valor medio de su grupo, tiene una clara correspondencia con la porosidad obtenida, y el aspecto exterior del testigo.

—El tamaño de la muestra influye un poco en los resultados de la densidad saturada y de la densidad seca, obtenidos para cada muestra.

—Los valores obtenidos pertenecen a un mismo tipo de hormigón. Las pequeñas diferencias observadas pueden responder a las diferencias de compactación que se pueden producir en obra.

Reflexión luz y difracción de rayos X

Si bien una vista dorsal de los testigos permite observar la extensión de la grasa en zonas próximas a los labios de la fisura (véase fig. 7), se prefirió complementar esta observación con una técnica alternativa, a fin de acotar con precisión la zona con grasa. Para ello, se utilizó una técnica de fluorescencia. Colocada la probeta en cámara oscura, era iluminada con una luz negra de 15 vatios. La grasa, al tener una longitud de onda diferente que el hormigón, se refleja de distinta forma y se marca con buena definición la zona impregnada de grasa.

En algunas de las probetas pudo observarse que la extensión de la zona impregnada con grasa era menor de 1 cm. Esta impregnación corresponde con un periodo de tiempo en el entorno de los 12 años. De las observaciones de este ensayo, se desprende que, prácticamente, no exite flujo transversal de grasa, sino que el flujo es a través de la fisura, lo cual es lógico debido a las diferencias de permeabilidad entre un hormigón con una fisura y sin dicha fisura.

Asimismo, se utilizó, de forma complementaria, la técnica de difractometría de rayos X, con el fin de observar si existían diferencias entre las distintas muestras (fisuradas o no) de una misma sección.

En primer lugar, cabe señalar que esta técnica no es adecuada para estudiar este problema, ya que la grasa no tiene espectro (ni material cristalino ⇒ picos, ni seudocristalino ⇒ lomas). En consecuencia, el resultado de las 9 muestras fue el mismo. No obstante, aportó otros resultados interesantes como es el hecho de detectar la existencia de cemento sin hidratar.

Los difractogramas también reflejaron la existencia de áridos de tipo carbonatos (calcita y dolomita) y del tipo silício (cuarzos, feldespatos, ...). Asimismo, hay una cierta cantidad de moscovita.

5.3. Resultados sobre la estructura

Permeabilidad frente a la grasa

Como se ha dicho con anterioridad, la ley de Darcy es aplicable a un régimen de filtración estacionario o permanente, es decir, definitivamente

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

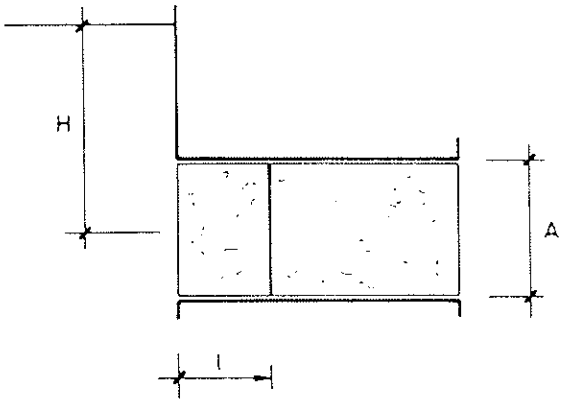


Fig. 8. Profundidad de penetración.

establecido. Ahora bien, cuando la permeabilidad del material es muy pequeña, el régimen estacionario puede tardar mucho tiempo en establecerse. Cabe entonces preguntarse ¿Cómo avanza y cuál es la profundidad saturada en cada instante?

Este es un movimiento no permanente, lento o muy lento. Por ello, puede estudiarse, en cada instante, con un movimiento permanente, en el que es aplicable la ley de Darcy, obteniéndose una expresión simple para la profundidad de penetración en función del tiempo.

Si se considera una muestra de material bajo una carga media H, en cada instante t se tendrá una profundidad saturada ℓ (fig. 8), un gradiente hidráulico H/ℓ y, aplicando la ley de Darcy, una velocidad media de filtración V.

$$V = k \frac{H}{\ell} \qquad [16]$$

Esta velocidad media será, asimismo, la velocidad de avance de la línea de saturación. Por tanto, en cada instante se tiene

$$d\ell = V\, dt \qquad [17]$$

Combinando las dos ecuaciones [16] y [17] se obtiene la ecuación diferencial de saturación:

$$d\ell = k \frac{H}{\ell}\, dt \Rightarrow \ell\, d\ell = k\, H\, dt \qquad [18]$$

en la que, si se estima H constante en el tiempo y se integra, considerando que para $t = 0$, $\ell = 0$, se obtiene

$$\frac{\ell^2}{2} = k\, H\, t \Rightarrow \ell = \sqrt{2\, k\, H\, t} \qquad [19]$$

o bien, si desconocemos la permeabilidad:

$$k = \frac{\ell^2}{2\, H\, t} \qquad [20]$$

Estas expresiones, tal como señala Neville (1990), son admitidas para la filtración a través del hormigón. Para la estructura que nos ocupa, los valores de las variables de la expresión [19] son:

ℓ = longitud de penetración = 0,01 m (1 cm), a 5 cm del paramento, tal como se ha visto en los testigos.

t = tiempo. Se considera un valor medio de 12 años.

H = altura de carga. En la zona inferior de la pared (en cota 37 m) y en la fibra correspondiente a la ubicación de la vaina vertical, será:

$$H = \frac{P_{myec.}}{\gamma_{grasa}} + z = \frac{7\ Kp/cm^2}{0{,}9\ kp/m^3} + 50\ m = 127{,}7\ m \qquad [21]$$

Si consideramos una distribución lineal de la presión y que la presión en el borde es cero (la grasa no sale en chorro), la presión correspondiente a 5 cm del paramento será:

$$H = \frac{5\ cm \times 127{,}7\ m}{57{,}5\ cm} = 11{,}10\ m \qquad [22]$$

Introduciendo este valor en la expresión [20], se obtiene una permeabilidad del hormigón frente a la grasa, de valor $k = 1{,}19 \times 10^{-14}$ m/seg. Este resultado muestra que el hormigón es menos permeable a la grasa que al agua, lo cual es lógico debido a la diferente viscosidad y estructura de ambos fluidos (agua y grasa). El orden de magnitud resulta asimismo razonable.

Ahora bien, si consideramos la hipótesis de que esta permeabilidad se mantiene en todo el espesor de la pared, lo cual se situaría en el lado conservador (ya que como se ha dicho, la zona próxima a paramentos será algo más permeable), es posible determinar la profundidad de penetración existente en fibras situadas en la zona de la vaina vertical (57,5 cm del paramento exterior). Esta penetración viene dada por la expresión [19], en la que se sustituyen los valores obtenidos:

$$\ell = \sqrt{2 \times 1{,}19 \cdot 10^{-14}\ m/s \cdot 127{,}7\ m \times 12\ años} = 3{,}4\ cm \qquad [23]$$

Este resultado refleja que la profundidad de penetración de la grasa en el hormigón situado en el borde de la fisura, a unos 57,5 cm del paramento, sería de 3,4 cm en la hipótesis más desfavorable. En la realidad, la profundidad de penetración se situará entre 1 cm y 3,4 cm.

Con la ecuación [20] antes planteada se puede hacer una determinación, a *grosso modo*, de la permeabilidad localizada en la fisura. En este caso, se tomarán los siguientes valores: R = 0,50 m, H = 127,7 m y t se estudian dos tiempos, 1 año y 10 años. Este tiempo implica lo que tardaría la grasa en recorrer los 50 cm de fisura (entre vaina vertical y paramento). Sustituyendo estos valores en la expresión citada [20], se obtiene:

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

$$t: \quad 1 \text{ año} \rightarrow k_{fis.} = 3{,}1 \times 10^{-11} \text{ m/seg} \qquad [24]$$

$$t: 10 \text{ años} \rightarrow k_{fis.} = 3{,}1 \times 10^{-12} \text{ m/seg} \qquad [25]$$

De estos valores, el más próximo a la realidad será el correspondiente a 1 año. Hay que recordar, tal como se ha dicho, que aproximadamente a los 8 años de la inyección, se procedió a un sellado de fisuras por las que aparecía grasa, y esta actuación correspondió a una medida de mantenimiento, esto es, muy probablemente, la grasa habría salido anteriormente a esa fecha.

De todas estas consideraciones, puede verse que la permeabilidad de la grasa por la fisura es del orden de 1000 veces superior a la permeabilidad por el hormigón no fisurado. Ello responde, a los pequeños anchos de fisura que existen en la longitud fisurada, que podría situarse entre 0,02 mm y 0,2 mm, y a la mayor viscosidad de la grasa en relación al agua.

Así pues, se concluye que las fisuras representan un camino preferencial para el flujo de la grasa hacia el exterior, impregnándose de grasa sólo las zonas de hormigón no fisurado, limítrofes con los labios de la fisura, en un espesor menor a 2 cm.

Interacción grasa-armadura-hormigón

La posibilidad de aparecer grasa en los paramentos exteriores de un edificio de contención es un hecho conocido y aceptado en los reglamentos de explotación. Así, en la Guía Regulatoria 1.35 Revisión 3 de U.S.N.R.C. (1990), se refleja esta posibilidad poniendo límites a las pérdidas que pueden producirse. Si en las vigilancias se obtienen resultados dentro de dichos límites (apartado 7, de dicha guía) no se requiere informe justificativo alguno, mientras que si se supera debe reflejarse dicha situación, sin prejuzgar su situación técnica.

Como se ha visto anteriormente, la grasa penetra poco en el hormigón, y este comportamiento es muy localizado, si bien debemos conocer cual es su incidencia. El Comité 515 del ACI (1985), señala que productos petrolíferos son inócuos al hormigón endurecido y, de hecho, los numerosos pavimentos de hormigón existentes con tráfico, prácticamente no presentan problemas por esta causa. Ello ha llevado a que el hormigón es un material utilizado para construcción de estructuras para almacenamiento de petróleo. Numerosos ejemplos de esta situación se encuentran en el Mar del Norte [Onablolu, (1989a y b)].

Esta estabilidad, en condiciones normales, se debe a que no existen reacciones químicas entre los componentes del hormigón y la grasa que degraden el hormigón endurecido. Sin embargo, sí puede existir un efecto físico, esto es, la grasa a presión puede rellenar y colmatar los poros existentes más superficiales.

Este hecho, en un ensayo para obtener la resistencia a compresión, puede tener un efecto positivo al aumentar, en cierta medida, el área y, por otro lado, puede tener un efecto negativo, al ejercer una presión transversal sobre los puentes de unión. Este comportamiento es de muy difícil cuantificación, ya que, previsiblemente, su influencia es muy pequeña y puede venir encubierta por la propia dispersión de las variaciones en componentes, procesos de fabricación y ensayo.

El hormigón en la zona en estudio dentro del edificio de contención, tenía una edad aproximada de 3 ó 4 años al inyectar la grasa en las vainas. Por otro lado, la temperatura media del hormigón se situaría, normalmente, por debajo de 40ºC. De lo expuesto cabe decir que la grasa no influye en la resistencia a compresión del hormigón dispuesto en la estructura.

Al analizar la resistencia a tracción del hormigón, podría decirse algo similar a lo expuesto para la resistencia a compresión. En cualquier caso, la posible influencia es muy pequeña para la estructura que nos ocupa, cuyo trabajo es fundamentalmente a compresión.

Donde se podría reflejar conceptualmente una influencia mayor de la grasa es en aquellos modos de rotura en los que el fenómeno del engranamiento tiene una gran incidencia, por ejemplo, en ensayos de corte directo. Ello podría ser debido a un posible efecto de lubricación de las superficies correspondientes a los labios de fisuras. Dada la simetría radial existente en la estructura de contención, este modo de rotura se entiende que no es factible y, en consecuencia, su consideración para las estructuras en estudio es inexistente.

De todas estas consideraciones expuestas, puede resumirse que, para este caso, el hormigón y la grasa son compatibles, no siendo cuantificable (no existen o es despreciable) la influencia de la grasa en las características físicas, químicas y mecánicas del hormigón.

Ahora bien, si la grasa no presenta problemas al hormigón, cabe plantearse otras preguntas tales como:

—¿Tiene influencia sobre la armadura pasiva?

—¿Cómo incide en la adherencia entre hormigón y acero?

Para responder a la primera pregunta, hay que tener presente que la grasa se inyecta para proteger de la corrosión la armadura activa que trabaja bajo niveles elevados de tensión. Ahora bien, en el caso de la armadura pasiva, que trabaja a tensiones mucho menores, es poco probable que tenga efectos negativos sobre la misma.

Por otro lado, la grasa proviene, tal como se ha dicho, de las vainas verticales (presiones mayores). En estas vainas, no es probable que exista

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

agua dentro de ellas ya que por gravedad habría caido. Por ello, el contenido de agua en la grasa que sale al exterior y que podría estar en contacto con la armadura pasiva es muy bajo (próximo al 0%), y tal como reflejan los estudios del I.Q.S. presentados anteriormente, no influyen en la corrosión de las armaduras.

Para responder a la segunda pregunta, hay que recordar que la grasa que llega a las fisuras es la correspondiente a la empleada en la inyección. Con ello, se quiere expresar que la adherencia entre hormigón y acero, se ha establecido, previamente, por los efectos de adhesión, rozamiento y acuñamiento entre ambos.

La grasa, tal como se ha visto, sólo penetra, en un pequeño espesor, en la zona de hormigón sin fisuras. Transversalmente, la armadura pasiva puede verse como un árido más, si bien, en este caso, de un tamaño máximo mayor que el empleado. Si la barra es vertical, la adherencia es buena, debido a que, por razones hidráulicas, el hormigón rodea bien la barra. Para estas barras, el efecto de la grasa sobre las barras puede considerarse igual a cero (no evaluable).

Si las barras están dispuestas horizontalmente, en la parte inferior de las mismas puede existir una pequeña zona de peor adherencia, debido al mayor cúmulo de lechada y a la exudación existente. En esa zona, muy localizada, la grasa podría tener una mayor penetración. Ahora bien, debido a la baja permeabilidad y a la alta viscosidad de la grasa, esa mayor penetración se podría evaluar en 1ó 2 cm más. En consecuencia, dado que sólo afectaría a una pequeña longitud y en una pequeña parte de la sección transversal, puede considerarse despreciable la influencia de la grasa en la adherencia entre el hormigón y las barras de la armadura pasiva.

6. CONCLUSION

De los trabajos presentados en este artículo, pueden extraerse las siguientes conclusiones principales:

—La retracción del hormigón es la causa principal de la fisuración vertical existente en la pared exterior, entre las cotas 35,80 y 37,40 m. La diferencia del número de fisuras entre el grupo I y el grupo II, obedece a las diferentes características observadas del hormigón.

—La fuga de grasa por dichas fisuras obedece a que las vainas no son estancas, se sellaron en construcción vías más permeables (coqueras, juntas de hormigonado, conexión vainas) y la presión en dicha zona de las vainas verticales es la mayor presión a la que está sometida la grasa en todos los tendones.

—La grasa no incide sobre las características químicas del hormigón y de forma pequeña sobre las características físicas (densidad saturada, densidad seca, absorción) debido a la muy baja permeabilidad del hormigón frente a la grasa (en este caso, del orden de 10^{-14} m/s).

—La permeabilidad de las fisuras frente a la grasa es significativamente mayor (del orden de 10^{3}) de la correspondiente por zona no fisurada. Ello explica que el flujo de grasa se produzca por las fisuras y no por el hormigón no fisurado. En éste, la penetración es pequeña (del orden de 1 cm en zona de paramento, tal como se observa visualmente, y en los otros ensayos realizados (reflexión luz, difracción, porosidad, otros). En consecuencia, cabe señalar que no existe flujo por el hormigón no fisurado.

—La presencia de agua en la grasa, dentro de los límites permitidos (menor del 10%) refleja una corrosión superficial en la armadura, poco importante, y que no incide en las propiedades del acero. Hay que tener presente que, en las vainas verticales, la probabilidad de agua emulsionada en la grasa es muy baja.

—A efectos estructurales, cabe señalar que la influencia de la grasa sobre la adherencia hormigón y acero es despreciable, tal como se ha visto, y que para la forma de trabajo de la estructura, la grasa no tiene ninguna repercusión. Esto es, no tiene incidencia sobre la integridad estructural.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren manifestar su agradecimiento a la Asociación Nuclear Ascó (A.N.A.) y a los técnicos de explotación de los dos grupos, por las facilidades dadas en la realización del trabajo.

REFERENCIAS

A.C.I. (1985). "A Guide to the Use of Waterproofing, Dampproofing, Protective and Decorative Barrier Systems for Concrete". ACI 515.IR-79 Revised 1985. American Concrete Institute.

AGUADO, A., EGOZCUE, J.J., VELASCO, J.M., VIVES, A. y MIRAMBELL, E. (1988). "El pretensado y su vigilancia en centrales nucleares." Servicio de publicaciones E.T.S.I.C.C.P.–U.P.C. Barcelona. ES020-1988. 224 pág.

AGUADO, A., AGULLO, L. y VIVES,. A. (1993). "Dictamen sobre la incidencia de la grasa filtrada por fisuras, sobre las características del hormigón." Convenio entre A.N.A. y U.P.C. (C-1887). Marzo.

BAZANT, Z.P., WITTMANN, F.H. (1982). "Creep and Shrinkage in Concrete Structures." John Wiley & Sons.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

I.Q.S. (1993). "Ensayos de la grasa relleno y de la interacción entre grasa-hormigón-acero." Informe I + D 93/4303074 para A.N.A. 8 pág.

M.O.P.T. (1991). "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado." Comisión Permanente del Hormigón. Ministerio de Obras Públicas y Transportes.

NEVILLE, A.M. (1990). "Properties of Concrete." Pitman Publishing Limited. London.

ONABLOLU, O.A. (1989a). "Some Properties of Crude Oil-Sooked Concrete. Part. I. Exposure at Ambient Temperature." ACI Materials Journal, Vol. 86, Nº 2, American Concrete Institute, March-April.

ONABLOLU, O.A. (1989b). "Some Properties of Cruce Oil-Sooked Concrete. Part I. Exposure at Ambient Temperature." ACI Materials Journal, Vol. 86, Nº 3, American Concrete Institute, May-June.

U.S.N.R.C. (1990). "In service Inspection of Ungrouted Tendons in Prestressed Concrete Containments". Regulatory Guide 1.35. Revision 3. July 1990. U.S. Nuclear Regulatory Commission.

RESUMEN

Una solución frecuentemente empleada en edificios de contención de centrales nucleares es el hormigón pretensado con armaduras postesas. Para la protección de las mismas se realiza una inyección de mortero de cemento (solución usual en Francia) o bien grasas (solución usual en EE.UU. y en España). Además, las grasas empleadas son sometidas, previamente, a exhaustivas pruebas, con el fin de garantizar la compatibilidad de las mismas con el acero y el hormigón. Por otro lado, las vainas empleadas no son totalmente estancas, por lo que se pueden producir fugas al exterior, si encuentran camino para ello. Este suele venir dado por las fisuras de retracción o de otro tipo, que puedan presentarse en dichas estructuras.

Este panorama, similar en numerosos edificios de contención, se presenta en los correspondientes a los grupos I y II de la central nuclear de Ascó, si bien con una intensidad diferente entre ellos.

El presente artículo tiene por objeto presentar los resultados de los trabajos realizados cara a definir el origen de las pequeñas manchas de grasa evidenciadas en el exterior de la pared de dichos edificios, así como analizar la incidencia estructural que dicha grasa puede tener a lo largo de la vida útil de estas estructuras.

SUMMARY

For containment buildings of nuclear power plants, prestressed concrete with unbonded tendons is generally used. For protecting it, a grout that has been previously tested is used. These tests show that there are no interaction problems with the steel and concrete. On the other hand, the ducts are not totally impermeable and consequently, a stain could be produced on the external wall of the containment if the grout finds a way out (for example, through cracks produced by skrinkage). This has occurred in the containment groups I and II of the Ascó Nuclear Power Plant.

The objective of this paper is to present the results of studies to demonstrate the sources of the cracking that has occurred in the structure and to analyze the influence of the grouting on the structural concrete of these buildings

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Hormigonado en condiciones meteorológicas adversas: Estudio de los accidentes ocurridos durante el hormigonado de un tablero postesado

Adolfo Delibes Liniers
Jaime Fernández Gómez
Miguel A. Acon Robleña
INTEMAC

1. INTRODUCCION

Durante el hormigonado del tablero del puente postesado O.F.-7.1, del Corredor Txoriherri-Borua, en Vizcaya, se produjeron anomalías y defectos que hacían necesario un estudio y análisis detallado, no sólo para comprobar su seguridad o la necesidad de refuerzo, sino para decidir cómo proseguir con el proceso constructivo:

¿Cuándo y cómo aplicar el pretensado?

¿Cómo comprobar la posibilidad de descimbrado?

De acuerdo con la Direción de obra, se decidió basar el estudio en la extracción de testigos de hormigón, desde la cara superior del tablero, descartando la posibilidad de hacerlo desde la cara inferior y la de realizar Ensayos No Destructivos.

Como complemento, se realizaría un análisis teórico de la seguridad y un control muy cuidadoso del tesado, además de una inspección visual detallada, tras el desencofrado.

Se habían producido dos incidencias casi simultáneas: hundimiento del encofrado perdido de los aligeramientos de sección circular, y lluvias intensas no previstas. En consecuencia, se desorganizó el plan de vertido y compactación del hormigón, dando lugar a la presunta aparición de determinados defectos, como juntas "frías", faltas de compacidad o deslavado del hormigón.

Se trata de un tablero de hormigón pretensado, con dos vanos de 35,00 m de luz y apoyo intermedio, esviado, sobre dos pilas de sección circular. La sección del tablero tiene 1,50 m de canto total, y cuatro aligeramientos circulares de 1,10 m de diámetro (figura nº 1).

2. DESCRIPCION DE LOS INCIDENTES DE HORMIGONADO

El hormigonado comenzó, a las 8 h del viernes 23 de Abril de 1993, por el Estribo 1 (inferior, lado Derio) avanzando hacia el apoyo central a sección completa. A las 11 horas, se produce el hundimiento parcial del encofrado perdido de los dos aligeramientos del lado exterior, afectando a una longitud de unos 4 m. A las 15 horas, se produce el hundimiento casi completo de dichos encofrados perdidos, en los dos aligeramientos centrales, a una distancia aproximada de 6,00 a 10,00 m del eje de apoyo central. Simultáneamente, se producen lluvias intensas, entre las 14,30 y las 20,00 horas. En consecuencia, se interrumpe el programa de hormigonado, decidiéndose continuar en sentido ascendente, hacia el Estribo 2 (superior, lado Bilbao), hormigonando por tongadas en lugar de a sección completa.

Pudieron producirse dos tipos de junta "fría", más o menos imprevistos:

—Junta inclinada según la caída del hormigón, en la zona en que cambia el proceso del hormigonado.

—Juntas sensiblemente horizontales, en la segunda fase del vertido.

Dadas las incidencias anteriores, existía el riesgo de que aparecieran otros defectos:

—Deslavado del hormigón, producido por las lluvias.

—Faltas de compacidad, producidas por los movimientos del hormigón en estado plástico y el temor a aplicar una compactación enérgica.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

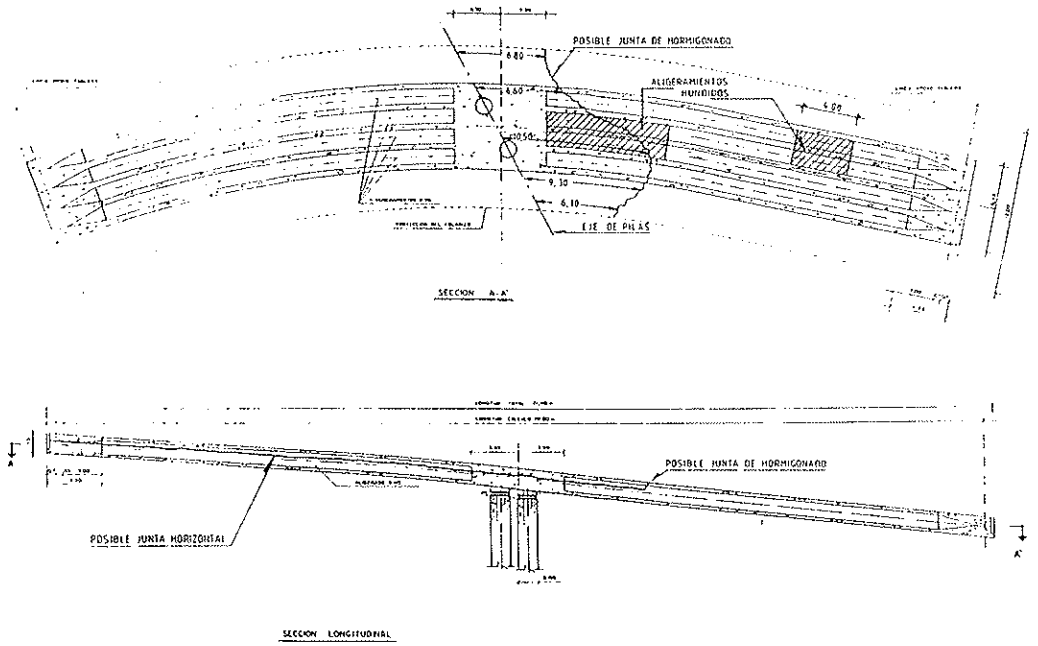


Fig. 1 (a). Definición geométrica de las juntas efectuadas en el hormigonado.

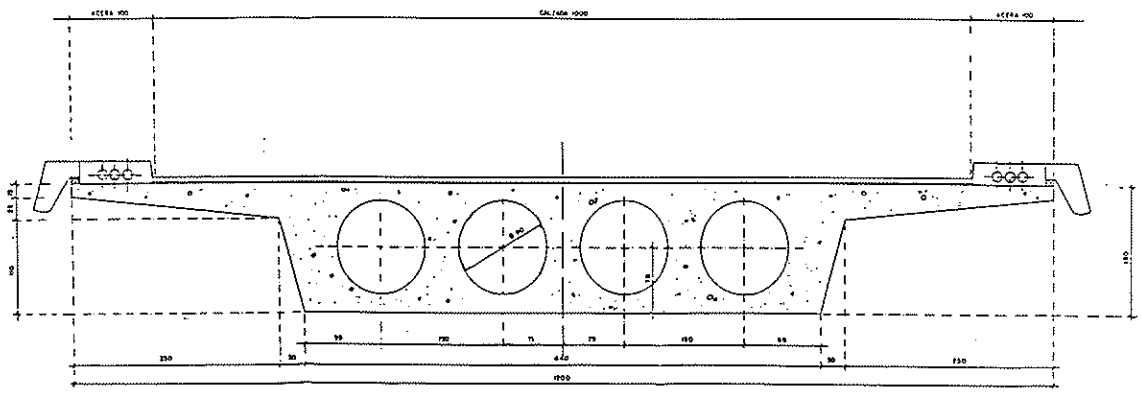


Fig. 1 (b). Sección transversal.

3. INVESTIGACION DE LOS POSIBLES DAÑOS

3.1. Ensayos de caracterización del hormigón del tablero

Los ensayos realizados para la caracterización del hormigón del tablero, consisten en la extracción, tallado, refrentado y ensayo a compresión, con determinación del módulo de deformación longitudinal, de 21 probetas de 100 mm de diámetro, procedentes de 9 testigos. La figura 2 describe la posición de los testigos:

a) *Zonas de centro de vanos 1 y 2.* Se extraen 6 testigos, de 400 mm de longitud aproximada, de los que se obtienen 12 probetas.

b) *Zona de riostra sobre apoyo intermedio.*. Se extraen, en la riostra sin aligeramentos y evitando los tendones de pretensado, 3 testigos, de 1350 mm de longitud aproximada, obteniendo 3 probetas de cada uno.

Los testigos se obtienen tras el replanteo, con sonda magnética, de la armadura pasiva. Se tallan según UNE 83302 y se conservan al aire, a 19ºC y 44% HR, permitiendo su secado antes del ensayo a compresión, según UNE 83303 y 83304. Previamente, se determina el módulo de deformación, de acuerdo con ASTM C469, aplicando dos ciclos de carga, hasta el 40% de la rotura, y midiendo las deformaciones, en dos generatrices, sobre una longitud inicial de 110 mm.

Los resultados del ensayo a compresión se corrigen en función de las características de las probetas-testigo, para hacerlos equivalentes a los de probetas moldeadas (Cuadros nºs 1 y 2). La edad de ensayo fué de 30-31 días.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

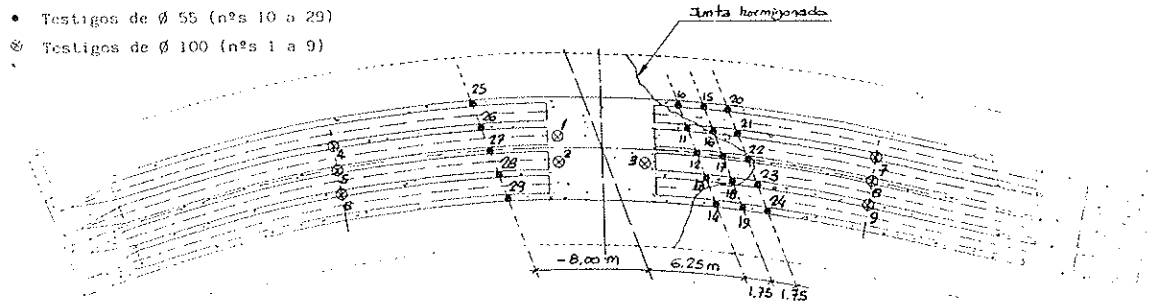


Fig. 2. Situación de los puntos de extracción.

CUADRO Nº 1

Ensayos mecánicos. Resultados obtenidos

Testigo Nº	Profundidad (cm) (1)	Resistencia a Compresión (Kp/cm²)	Módulo de deformación (Kp/cm²)
1-1	10	521	333.300
1-2	83	519	315.700
1-3	110	475	325.500
2-1	8	581	356.100
2-2	45	564	336.000
2-3	110	543	323.000
3-1	12	440	317.300
3-2	40	511	350.200
3-3	80	587	341.500
4-1	5	553	377.200
4-2	25	502	330.700
5-1	6	534	317.300
5-2	25	509	320.500
6-1	6	545	318.100
6-2	25	574	381.500
7-1	9	516	326.500
7-2	25	506	320.300
8-1	10	460	295.200
8-2	30	466	305.900
9-1	10	495	343.000
9-2	30	501	323.400

(1): Respecto de la cara superior del tablero.

NOTA: Por otro lado, hemos dispuesto de los datos de control en obra del hormigón. El cemento empleado tiene las características habituales en este tipo de obras. Los ensayos de hormigón, realizados a 28 días de edad, ofrecen una comprobación (al menos cualitativa, pues las altas resistencias impidieron en muchos casos alcanzar la rotura) de los datos anteriores. Véase el Cuadro nº 3.

CUADRO Nº 3

Resultados del Autocontrol

Comprobaciones	Nº de series de 3 probetas	Tensión de rotura (Kp/cm²) (1)	
		Mínima	Máxima
Rotura	3	446	472
Carga máx. sin alcanzar la rotura	15	> 462	—

(1): Media de una serie de 3 probetas de la misma muestra, fabricadas en O.F.-7.1. el 23.04.1993.

Los datos anteriores no evidencian síntomas de segregación de vertido o deslavado del hormigón, aunque este aspecto se analiza de nuevo más adelante.

Aunque el volumen de hormigón colocado es grande, las consideraciones anteriores y la rapidez del hormigonado, permiten juzgar el hormigón del tablero como un solo lote de control, suficientemente uniforme, del que existen N = 21 + 18 = = 39 determinaciones o comprobaciones.

Así, su resistencia característica estimada, correspondiente al fractil del 5%, puede fijarse en:

$$f_{est} = 450 \text{ Kp/cm}^2$$

que es el valor adoptado en las comprobaciones de cálculo y supera ampliamente la especificación del proyecto ($f_{ck} = 350$ Kp/cm²).

CUADRO Nº 2

Resumen de Resultados

Zona de Extracción	Número de Ensayos	Resistencia a Compresión (Kp/cm²)		Módulo de Deformación (Kp/cm²)	
		Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
Viga Riostra	9	440	587	315.700	356.100
Vano Superior	6	502	574	317.300	381.500
Vano Inferior	6	460	516	295.200	343.000
Resumen	21	440	587	295.200	381.500

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

3.2. Ensayos de reconocimiento de zonas alteradas

Además de los ensayos anteriores sobre testigos ø 100 mm, se han extraido 20 testigos ø 55 mm, para estudiar la disposición, rugosidad, posible deslavado y defectos de compacidad en las zonas más conflictivas del tablero. Se designan con los números 10 a 29, en la figura 2 anterior. Tienen una longitud limitada a 450-700 mm, para evitar daños a las vainas de pretensado.

Sobre la totalidad de los 29 testigos, se han realizado las siguientes determinaciones:

a) Caracterización de las posibles juntas "frías" e inspección de defectos.

b) Faltas de compacidad o deslavado, determinando la densidad, porosidad y absorción de agua, según ASTM C 642, en zonas alteradas del testigo.

c) Caracterización de la densidad, porosidad y absorción de agua, según ASTM C 642, en zonas sanas del testigo.

Estos datos permiten valorar la importancia de los defectos de hormigonado, pues pueden juzgarse de la forma siguiente (Véase la figura 3).

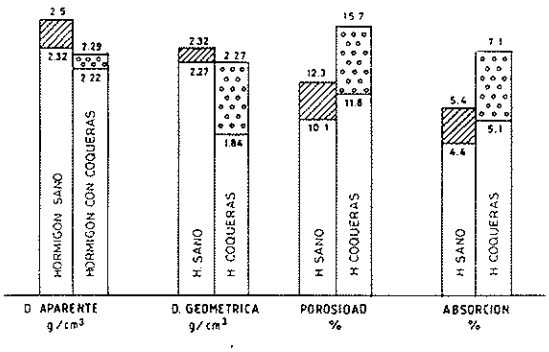


Fig. 3. Resumen de ensayos físicos.

—Densidad aparente: 2,5-2,32 en hormigón sano y 2,22-2,29 en probetas con coqueras.

—Densidad geométrica: 2,27-2,32 en hormigón sano y 1,84-2,27 en probetas con coqueras.

—Porosidad: 10,1-12,3 en hormigón sano y 11,8-15,7 en probetas con coqueras.

—Absorción: 4,4-5,4 en hormigón sano y 5,1-7,1 en probetas con coqueras.

Además, puede deducirse que la presencia de juntas no perjudica a los parámetros determinados. Finalmente, debe indicarse que, sólamente en los testigos 11 y 28, se observaron los efectos locales de un posible deslavado del hormigón, con densidades más o menos elevadas y, sin embargo, porosidad y absorción análogas a las de las porciones de testigos con coqueras. (Por otro lado, se observa un cierto "efecto escala" en los ensayos, con resultados de porosidad y absorción de agua ligeramente más favorables para los testigos de mayor diámetro –ø 100 mm–. Este hecho no afecta, sin embargo, a las consideraciones anteriores).

3.3. Comprobaciones de seguridad

Las hipótesis de cálculo se deducen de los planteamientos y datos anteriormente expuestos, así como de la documentación de proyecto:

a) Materiales

—Resistencia del hormigón, $f_{cest} = 450$ Kp/cm².

—Armaduras pasivas AEH 500 S, $f_{yk} = 5.100$ Kp/cm².

—Armaduras activas, $f_{yk} = 170$ Kp/mm², $f_{max.k} = 190$ Kp/cm².

—Coeficientes de seguridad, $\gamma_c = 1,5$, $\gamma_s = 1,15$.

—Módulo de deformación del hormigón, $E_c = 331.300$ Kp/cm² (Valor medio deducido de los ensayos).

b) Acciones

–Pavimento: 200 Kp/m².

–Bordillos y acera: 630 Kp/m, en cada borde.

—Imposta: 340 Kp/m, en cada borde.

—Barandilla: 50 Kp/m, en cada borde.

—Sobrecarga uniforme: 400 Kp/m².

—Sobrecarga móvil: carro compuesto por seis cargas puntuales, de 10 t, distribuidas en tres ejes a 1,5 m, con separación entre nudos de 2,0 m.

—Peso propio: 2,3 t/m³, en función de los resultados de ensayo. Este valor, que es algo inferior a 2,5 t/m³, adoptado como valor habitual, se aplica también a las zonas defectuosamente compactadas, incluidos los rellenos accidentales de alveolos, donde el hormigón es menos denso.

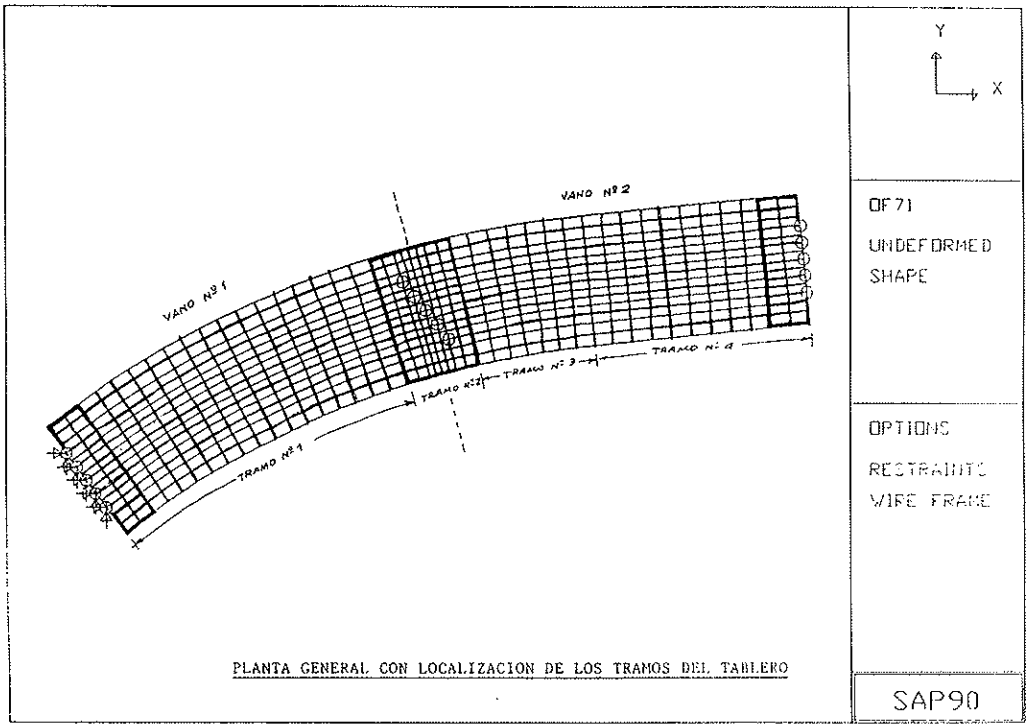
—Pretensado permanente: según los datos de proyecto.

—Coeficientes de mayoración: $\gamma_f = 1,6$ para todas las acciones, excepto $\gamma_p = 1,0$ para el pretensado.

c) Alteraciones y defectos

—Exceso de hormigón, *hipótesis 1:* 21 m³, de

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



PLANTA GENERAL CON LOCALIZACION DE LOS TRAMOS DEL TABLERO

Fig. 4.

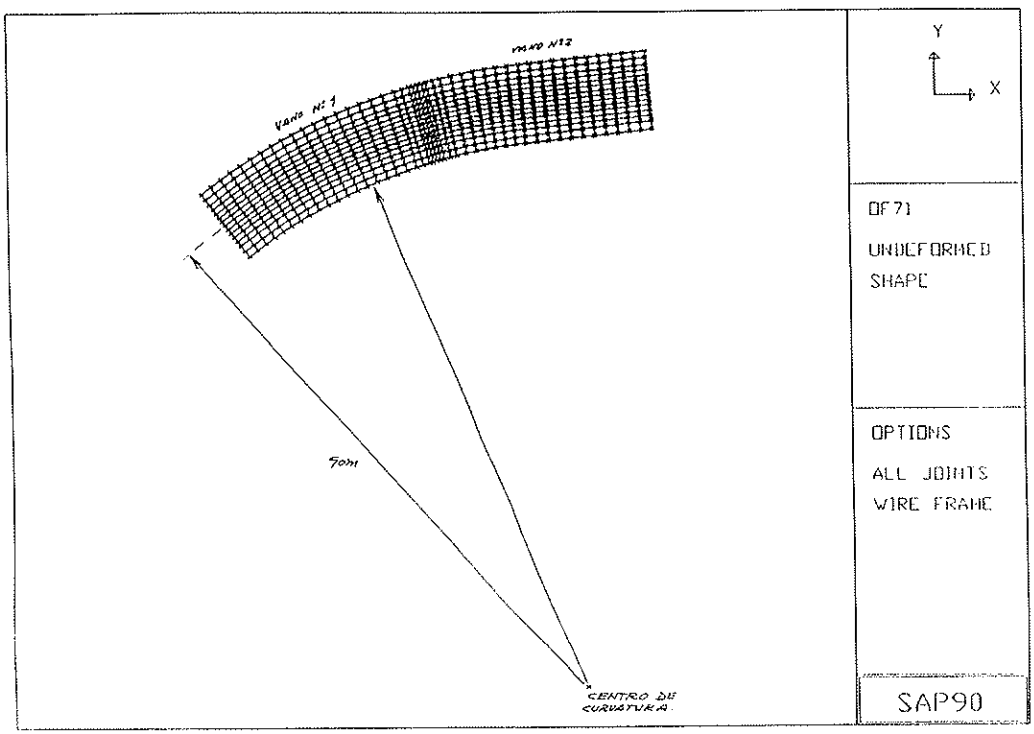


Fig. 5.

los que 8 m³ se concentran en los dos alveolos centrales del vano inferior y junto a la viga riostra, repartidos en 9,5 m de longitud.

—Exceso de hormigón, *hipótesis 2:* 21 m³, que corresponden a:

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

- 1,6 cm de sobreespesor general, según datos del Peticionario.
- 12 m³, como hipótesis 1, pero repartidos en 6,5 m de longitud.
- Resto en otras zonas.

—Junta de hormigonado horizontal, a 0,60-0,70 m de profundidad en el vano superior y los 9 m próximos al apoyo central del vano inferior.

—Coqueras y defectos de compacidad: se ha supuesto, como hipótesis más desfavorable, que dos de los cinco nervios de la sección presentan una disminución de resistencia (o de volumen, en la zona más desfavorable) del 50%.

Los cálculos de ordenador se han realizado tras modelizar el tablero mediante un emparrillado formado por un sistema de vigas longitudinales (7 en zonas de vano y 14 en zonas macizadas de apoyo) y otro de vigas transversales, con un conjunto de elementos-placa, de rigidez muy pequeña, que facilitan la consideración de cargas repartidas. En las figuras 4 y 5 se representa el tablero en planta, con la localización de zonas macizas (recuadradas) y la discretización efectuada.

El condicionante que en principio tendría una mayor repercusión en las condiciones de seguridad del tablero, sería la capacidad a esfuerzo cortante de la sección transversal del tablero en la zona del extremo del vano más próximo al apoyo central, esto es, la zona en que, por hundimiento o deformación de los encofrados de los aligeramientos y a causa de la existencia de una junta horizontal de hormigonado y coqueras en los nervios entre alveolos, resultara claramente cuestionada la contribución de la sección de hormigón a la capacidad frente a esfuerzo cortante de la pieza.

La verificación de seguridad a esfuerzo cortante correspondiente a la comprobación de agotamiento por compreción oblicua del alma, ha resultado satisfactoria, teniendo en cuenta incluso tan sólo la colaboración de las almas laterales. La comprobación de agotamiento por tracción del alma, ha proporcionado igualmente resultados aceptables. Finalmente, para considerar el caso de existencia de una junta de hormigonado horizontal afectando a todos los nervios entre alveolos y laterales, se ha verificado el estado límite de corte-fricción en dicha junta.

Como conclusión de las comprobaciones de

CUADRO Nº 4

Resumen de Partes de Tesado
(Control de Alargamiento)

Familia	Tendón (Cables nº)	Alargamiento (mm) (1)		
		Calculado	Medido	Desviación
Tendones 1	11	353	359	+ 6
	12	"	362	+ 9
	13	"	361	+ 8
	14	"	360	+ 7
	15	"	357	+ 4
	16	"	355	+ 2
	17	"	363	+ 10
	18	"	367	+ 14
	19	"	354	+ 1
	20	"	360	+ 7
Tendones 2	1	353	363	+ 10
	2	"	348	− 5
	3	"	350	− 3
	4	"	354	+ 1
	5	"	365	+ 12
	6	"	360	+ 7
	7	"	362	+ 9
	8	"	359	+ 6
	9	"	367	+ 14
	10	"	364	+ 11
Media	—	353	361	+ 8

(1): Se indica el alargamiento total, al final de la etapa controlada (Fase 8,75%), sumando los obtenidos en ambos extremos de cada tendón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

cálculo, se establece lo siguiente:

—Las condiciones de seguridad a flexión, nominales, no han sufrido disminuciones inadmisibles a causa de las alteraciones detectadas en las prospecciones y ensayos llevados a cabo.

—Las condiciones de seguridad a esfuerzo cortante, asimismo, no han sufrido disminuciones inadmisibles. Dichas alteraciones se han idealizado del lado de la seguridad, suponiendo la existencia de una junta de hormigonado afectando a la totalidad de los nervios entre alveolos de la sección del tablero, y con una disminución en un 50% en el ancho de la sección transversal de los nervios entre alveolos centrales.

3.4. Control del pretensado

El pretensado se aplicó una vez inspeccionados y ensayados los testigos y tras desencofrar los costeros en las zonas alteradas, para poder observar los posibles defectos. Aún así, se limitó inicialmente al 75% de la carga de pretensado inicial prevista.

A fin de asegurar que durante esta aplicación no se producían daños o anomalías, la operación fue supervisada por un técnico de INTEMAC y programada, de acuerdo con VSL, para realizarla de forma lenta y progresiva.

Se dispusieron comparadores de 0,01 mm de apreciación, para registrar las contraflechas posibles así como detectar el posible despegue del tablero y la cimbra, circunstancia que no pudo observarse a ese nivel de pretensado.

En el Cuadro nº 4 se resumen los datos del control de alargamientos. Los resultados ofrecen una desviación casi despreciable respecto de los calculados según datos de proyecto (error medio de 8 mm, en más). En ningún caso se supera una desviación de 14 mm, equivalente al 2% del alargamiento teórico.

Posteriormente, una vez realizadas las comprobaciones de cálculo, se procedió a aplicar el escalón final de carga de pretensado, hasta el 100% de la prevista en proyecto.

4. CONCLUSIONES

De acuerdo con los resultados obtenidos en las inspecciones, estudio de la documentación recibida, ensayo de testigos de hormigón, comprobaciones de cálculo y control del pretensado del tablero, pudieron establecerse las conclusiones que siguen.

1º) La resistencia característica estimada del hormigón del tablero es superior a la especificada en proyecto y alcanza 450 Kp/cm².

2º) Las alteraciones locales provocadas por los incidentes ocurridos durante el hormigonado, han podido ser analizadas con precisión razonable.

3º) Con los datos anteriores se han realizado comprobaciones de seguridad del tablero, en situaciones nominal y alterada, que conducen a poder aceptar los resultados obtenidos.

4º) Las posibles incertidumbres, por eventual aparición de defectos en zonas no estudiadas, se consideran reducidas. En cualquier caso, los datos obtenidos durante la aplicación del pretensado coinciden muy aproximadamente con los de proyecto, sin que se hayan producido anormalidades de interés. Ello representa una garantía adicional del aceptable comportamiento del tablero.

Tras finalizar el desencofrado, se realizaron reparaciones locales de dos zonas con coqueras detectadas por la cara inferior del tablero.

RESUMEN

Durante el hormigonado del tablero postesado de un viaducto de dos vanos de 35 m de luz, en las proximidades de Bilbao, se produjeron diversos accidentes:

—Hundimiento de algunos encofrados de los aligeramientos, de chapa desplegada.

—Necesidad de modificar el plan de hormigonado, dejando "juntas frías" imprevistas.

—Posible deslavado del hormigón, provocado por las intensas lluvias, de carácter primaveral, que además condicionaron los dos accidentes anteriores.

Esta comunicación presenta los resultados de la investigación llevada a cabo para diagnosticar y analizar los posibles daños, así como las soluciones dadas a aspectos decisivos para la seguridad del tablero, durante el proceso cnstructivo y a largo plazo:

—Modificación del plan de pretensado.
—Modificación del programa de descimbrado.
—Seguridad a Corte-Rasante.
—Seguridad global del tablero.

SUMMARY

When placing concrete on a two 35 m lenght span bridge deck, near Bilbao, several accidents ocurred:

—Colapse of the internal forms made with spanded metal.

–Interruption of the placing process and formation of "cold-joints".

—Possibility of alteration of fresh concrete due to water action.

The study here described deals with the following problems:

—Time of tensioning and tensioning operations.
—Minimum period before striking.
—Shear at the interfaces.
—Safety factor of the whole deck.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Simposio Internacional sobre "El hormigón a través de las fronteras" 22 al 25 de junio de 1994

Este Simposio dará a conocer a los participantes los últimos avances logrados en la tecnología del hormigón y las teorías y experiencias relacionadas con proyectos a escala internacional, por ejemplo, los proyectos de grandes puentes y túneles en Europa.

El Simposio está orgaizado por la Asociación Danesa del Hormigón, en colaboración con el Instituto Danés del Hormigón y patrocinada por el ACI.

Con ocasión de este Simposio, la Comisión Europea celebrará, durante 2 días (20 y 21 de junio), una Jornada en la que se expondrán todos los proyectos de investigación que actualmente tiene financiados la Brite-EuRam. A la sesión final de esta Jornada titulada "Estado del Arte y actuales tendencias en la tecnología de la construcción" están invitados los participantes en el Simposio Internacional sobre "El hormigón a través de las fronteras".

En este Simposio se presentarán, al menos, 20 de los proyectos Brite/EuRam y Eureka.

Se presentarán Comunicaciones sobre todos los aspectos relacionados con el uso del hormigón en proyectos de grandes estructuras, incluyendo ponencias sobre:

- Infraestructura.
- El hormigón y el medio ambiente.
- Aseguramiento de la calidad.
- El concepto de "vida útil" de las estructuras.
- Patrocinio de la EU a los trabajos de investigación sobre hormigón.
- Temas de actualidad.

Los textos de todas las Comunicaciones se incluirán en los "Proceedings" que se entregarán a los interesados, al inicio del Simposio, en el momento de formalizar su inscripción.

El idioma oficial del Simposio será el inglés y en él intervendrán profesionales de los países del Este y Oeste de Europa, y de América, Asia y Australia. Después de cada Comunicación se abrirá un coloquio para su discusión.

En el último día del Simposio se hará una visita al "Gran Cinturón de Enlace", constituido por una carretera de 23 Km y una línea de ferrocarril que cruza el canal entre el Mar Báltico y el Mar del Norte. Podrán visitarse: un puente colgante que es el de mayor luz libre del mundo, otro puente construido a base de elementos prefabricados de hormigón y un túnel doble recubierto con paneles prefabricados. En el momento de la visita, habrá partes ya terminadas y otras todavía en fase de construcción.

El Simposio ofrece la oportunidad de conocer las actuales tecnologías constructivas, aprender la experiencia práctica de otros países y conocer figuras destacadas relacionadas con los últimos avances de la tecnología del hormigón.

El Simposio se celebrará en el SAS H.C. Andersen Hotel, Odense (Dinamarca), cuya dirección es:

Claus Bergs Gade 7, Dk-5000
Odense C, Dinamarca
Tel.: (+45) 66 14 78 00
Fax: (+45) 66 14 78 90

Los interesados en recibir información suplementaria, deberán ponerse en contacto con la Secretaría del Simposio, dirigiéndose al:

Danish Concrete Institute
Datavej 36, DK-3460 Birkerød, Denmark
Tel.: (+ 45) 45 82 32 33
Fax: (+ 45) 45 82 32 34

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Estados límites últimos de puentes mixtos de sección en cajón: Influencia de los problemas de inestabilidad de chapas metálicas delgadas

Francisco Millanes Mato
Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P.

Javier Pascual Santos
Miguel Angel Delgado Núñez
Ingenieros de Caminos, C. y P.

1. INTRODUCCION

El control de capacidad portante de las estructuras metálicas se halla seriamente afectado por los problemas de inestabilidad de chapas o elementos resistentes, que pueden producir el agotamiento prematuro de las mismas sin que sea posible que lleguen a desarrollarse las reservas resistentes, elásticas o plásticas, de las secciones y/o del conjunto de la estructura.

El concepto de "Clases de Secciones Transversales" pretende integrar los problemas de inestabilidad local o abolladura de chapas comprimidas, en las condiciones de resistencia última a flexión y/o compresión, de secciones y/o elementos metálicos.

Las secciones se agrupan en cuatro Clases, en función de su mayor o menor aptitud, considerando el fenómeno de inestabilidad local de las zonas comprimidas de chapa, para desarrollar los momentos elásticos o plásticos de agotamiento de la sección, así como la posible formación y desarrollo del número necesario de rótulas plásticas hasta convertir la estructura en un mecanismo, sin que dichos fenómenos de inestabilidad produzcan el agotamiento prematuro de las capacidades resistentes de la sección y/o estructura.

Al nivel actual de conocimiento de las estructuras metálicas, podemos decir que las condiciones de esbeltez se hallan hoy en día bien establecidas, avaladas por multitud de estudios teóricos y experimentales, que han permitido establecer unos criterios de análisis y dimensionamiento, sensiblemente homogéneos entre las diferentes normativas, haciendo posible superar los criterios clásicos de rigidización basados en la teoría lineal de la inestabilidad, que no solamente no permiten aprovechar la respuesta post-crítica de las chapas delgadas bajo solicitaciones normales y tangenciales, sino que proporcionan unos coeficientes reales de seguridad un tanto oscilantes o aleatorios, como ya señalaba Massonnet en 1969. Las modernas teorías de comportamiento post-crítico de paneles permiten aproximar de forma muy precisa el nivel real de la reserva post-crítica de las chapas, en función de la esbeltez de las mismas, el tipo de ley de tensiones que las solicita, las condiciones de vinculación de los bordes del panel, así como las imperfecciones geométricas y los niveles de tensiones residuales esperables.

En contraste con esta consistencia teórica y normativa en el campo metálico, no existen hoy en día criterios de esbeltez que permitan clasificar el tipo de control y, por tanto, el dimensionamiento de estructuras mixtas según una óptica coherente que permita tener en cuenta la "especificidad" y versatilidad de dicha tipología en su aplicación al ámbito de los puentes.

Esta falta de consistencia en algunos tratamientos puede, en algunos casos, crear el riesgo de peligrosas extrapolaciones poco controladas. En este sentido, una diferencia esencial entre los sistemas metálicos y mixtos reside en la presencia de la losa de hormigón conectada a las almas metálicas. En los sistemas metálicos, los nuevos métodos de análisis, basados en la consideración de la resistencia post-crítica de las almas, permiten diseñar secciones muy esbeltas sin rigidizadores longitudinales, en las que el efecto resistente de la reserva post-crítica del alma se traduce, fundamentalmente, más que en su propia aportación, en permitir poner en juego toda la capacidad portante de las alas, sin que la abolladura del alma suponga el colapso prematuro de la pieza. En secciones mixtas, debido a la mayor estabilidad y capacidad portante de las cabezas de hormigón, el efecto se acentúa. Para aprovechar correctamente la capacidad resistente de las secciones mixtas, es preciso poner en juego la totalidad de las reservas resistentes de la losa comprimida de hormigón, cuya capacidad mecánica suele, asimismo, obligar a plastificar el ala y parte inferior del alma traccio-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

nadas. La capacidad post-crítica del alma comprimida, entre dos alas compactas, debe permitir aprovechar las capacidades de éstas sin que la posible abolladura de alguna zona del alma detenga el análisis. Lo mismo sucede en las zonas de flexión negativa, diseñadas con doble acción mixta. A diferencia de las estructuras metálicas, cuyo factor de forma no es significativo, el análisis de las secciones mixtas debe poner en juego la resistencia de la sección en fases elastoplásticas, alcanzando factores de forma entre 1,20 y 1,40.

Por otro lado, el carácter evolutivo del montaje de secciones mixtas, en las que el estado de esfuerzos de servicio se obtiene por suma de estados tensionales sobre subsecciones parciales, impide, una vez formalizada la sección mixta, plantear un criterio de control en estados límites últimos basado en las distribuciones elásticas de servicio mayoradas, análogo a los criterios clásicos de tensiones admisibles ya abandonados en las modernas normativas. El nivel de seguridad real de la sección sólo puede obtenerse, según la filosofía de los estados límites, mediante un análisis elastoplástico de la misma, con las limitaciones de deformaciones que se estime oportuno adoptar, en el que las solicitaciones de montaje, y los posibles estados de autotensión por deformaciones impuestas se consideran como presolicitaciones elásticas iniciales.

En este sentido, el caso de las secciones mixtas pretensadas resulta todavía más evidente, ya que la respuesta elastoplástica no lineal, por fisuración de la losa y posterior plastificación de la armadura previamente tesada, impide plantear un control en agotamiento basado en las leyes elásticas de esfuerzos, análogamente a lo que sucede en hormigón pretensado.

Como consecuencia del carácter evolutivo y no lineal ya citado, la situación de estabilidad del alma, en fases avanzadas de carga, resulta más favorable de la que se derivaría del análisis elástico. Lo mismo ocurre con los posibles rigidizadores longitudinales de alma, cuyo nivel de compresiones mejora en fases elastoplásticas avanzadas, permitiendo sustanciales ahorros respecto a los dimensionamientos propios de los sistemas metálicos. Todo ello aconseja profundizar en esta problemática, con objeto de establecer criterios específicos de rigidización para paneles de alma de secciones mixtas.

Por último, es necesario resaltar que la mayor parte de las normativas de estructuras mixtas se limitan al campo de la edificación, o extrapolan, al caso de los puentes, criterios y resultados de estudios o ensayos realizados sobre tipologías propias de aquel campo. Si bien esto puede ser válido para el caso de dinteles continuos de doble viga mixta, de sección constante, no resulta generalizable al caso de tableros de puente de sección cajón o de cantos e inercias variables, muy habituales en nuestro país, donde las exigencias de redistribución plástica de las leyes elásticas son mucho más moderadas.

El presente trabajo supone un primer acercamiento al comportamiento resistente de las secciones mixtas, en un intento de llegar a conclusiones prácticas de dimensionamiento, con especial atención a los problemas de inestabilidad de los paneles metálicos de chapa delgada, en línea con los criterios ya expuestos por el Autor, en las jornadas sobre puentes mixtos recientemente celebradas en Barcelona, y otras comunicaciones anteriores.

2. DESCRIPCION DEL MODELO ELASTOPLASTICO PROPUESTO PARA LA CONSIDERACION DE LOS PROBLEMAS DE INESTABILIDAD DE CHAPAS, EN EL CONTROL EN AGOTAMIENTO DE SECCIONES MIXTAS

La idea básica del modelo propuesto consiste en incluir los efectos de segundo orden debidos al comportamiento post-crítico de chapas y a la no linealidad de la respuesta de los rigidizadores de ala y alma comprimidos, dentro de un análisis elastoplástico de la sección mixta, lo que permite obtener las leyes M-χ aparentes, incluyendo fenómenos de inestabilidad local, desde los estados elásticos de servicio hasta el agotamiento de la sección, que se produce al alcanzarse las deformaciones últimas admisibles en alguno de los elementos de la misma. De esta forma puede llegar a deducirse, con total garantía, la solicitación de agotamiento real de la sección.

El modelo que hemos desarrollado se basa en el concepto de "ancho eficaz", que es el más generalmente admitido y que resulta perfectamente adaptable al caso que nos ocupa, como luego desarrollaremos.

Pasamos seguidamente a describir las características principales del modelo desarrollado:

I) HIPOTESIS BASICAS DEL MODELO ELASTOPLASTICO

a) Se estudia la respuesta elastoplática a través de las leyes M-χ de secciones mixtas sometidas a esfuerzos normales: axiles y flectores.

b) La interacción con los esfuerzos tangentes, se aborda independientemente mediante los diagramas aproximados de interacción $M_u - V_u - N_u$, de secciones compactas o esbeltas, con consideración de la respuesta post-crítica, preconizados por el EC3 y las últimas recomendaciones del ECCS.

c) Se supone que las secciones se mantienen planas, no considerando el posible deslizamiento

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

de la conexión. Hipótesis cuya validez se garantizará mediante el adecuado dimensionamiento de dicha conexión.

d) En las zonas comprimidas de hormigón, en las armaduras activas o pasivas y en las zonas metálicas traccionadas, se adoptarán los diagramas $\sigma-\varepsilon$ habituales del cálculo elastoplástico ordinario que luego se describirán.

e) En las zonas de chapa de acero comprimidas de almas, con y sin rigidizadores, se adoptarán los criterios de anchos eficaces definidos por el ECCS, en función de los niveles máximos de compresión de cada panel, en cada etapa de carga.

f) En las zonas de chapa de alas comprimidas rigidizadas, se adoptarán los criterios de anchos eficaces, asociados a cada rigidizador, definidos por el ECCS, según el modelo de viga-columna, en función de los niveles máximos de compresión de cada etapa de carga y del grado de restricción existente en los paneles.

g) En el caso de alas metálicas de fondo de cajón de puentes, con doble acción mixta, podrá suponerse que la existencia de conectadores suficientemente próximos establecen condiciones de sección compacta. Alternativamente, se podrán considerar como paneles esbeltos entre rigidizadores, con condiciones de empotramiento en los bordes, a la hora de estimar la K_σ crítica ideal de abolladura de la chapa comprimida.

h) Las secciones eficaces se obtendrán, iterativamente, a partir de las condiciones de esbeltez definidas por la posición de la fibra neutra elastoplástica y por los niveles máximos de compresión, en cada etapa de carga.

i) Las deformaciones últimas de las armaduras, hormigón y acero estructural traccionado o comprimido, se definirán más adelante.

j) Los problemas derivados de la propia deformación de 2º orden de los rigidizadores comprimidos se independizarán de este modelo.

k) El modelo permite incorporar procesos de montaje evolutivos, con solicitaciones actuando sobre subsecciones parciales de la sección mixta total, acumulando los planos de deformación parcial en cada uno de los elementos afectados por cada caso de carga.

l) Se permite considerar presolicitaciones elásticas, auto-equilibradas, como consecuencia de los efectos térmicos o de retracción.

m) Las respuestas elastoplásticas de las secciones se pueden analizar a t_0 o t_∞. En este caso, el tratamiento de la fluencia bajo cargas permanentes se aborda mediante el método de los "coeficientes de equivalencia aparentes". El análisis elastoplástico a t_∞, se realiza a partir de leyes elastoplásticas diferidas en el hormigón, obtenidas por una afinidad de valor $\left[1 + \frac{M_{cp}}{M_{tot}} \cdot \varphi_\infty \right]$.

n) El modelo permite la consideración del "tension stiffening" del hormigón traccionado entre fisuras, según la aproximación luego descrita.

ñ) El programa estimará, en cada momento, el plano de deformaciones de la sección que permite obtener el equilibrio con los esfuerzos M-N de cada etapa de cálculo. El agotamiento de sección se producirá en el momento en que dicho plano de deformaciones supere las deformaciones últimas en algún material, luego definidas.

o) Se desprecia la deformación por cortante, tanto de las alas como de las almas de la sección mixta. El efecto del arrastre de cortante en las alas metálicas y los de hormigón se trata, de modo simplificado, acudiendo al concepto de ancho eficaz, para el que, en nuestro modelo, se adopta un valor único, tanto para fases de servicio como de agotamiento.

p) Se supone una solicitación, sobre el conjunto de la sección mixta, monótona creciente, a partir del estado de presolicitaciones elásticas, el cual, a su vez, puede tener el mismo signo, o contrario, que el incremento de solicitación.

II) DIAGRAMAS TENSION-DEFORMACION DE LOS MATERIALES. DEFORMACIONES ULTIMAS

II.1. Acero estructural

a) Elementos comprimidos de acero

Se adopta un diagrama birrectilíneo, con una tensión máxima, f_y/γ_a, y una deformación máxima, ε_{su}. (Fig. 1).

El valor de ε_{su} se establece, por el usuario, en cada caso, considerándose como valores de referencia: $\varepsilon_{su} = \varepsilon_{lim}$.

S. compactas.

$\varepsilon_{lim} \simeq 4{,}4\ \varepsilon_y \simeq 0{,}50\%$, lo que equivale, aproximadamente, a $3{,}3\ \varepsilon_y$; para $f_y = 3600$ kp/cm^2.

S. semicompactas y esbeltas, sin rigidizadores:

$\varepsilon_{lim} \simeq 2{,}0\ \varepsilon_y \simeq 0{,}25\%$, lo que equivale, aproximadamente, a $1{,}5\ \varepsilon_y$; y para $f_y = 3600$ kp/cm^2.

S. esbeltas rigidizadas o con riesgo de inestabilidad lateral:

En caso de querer introducir la influencia de una rotura previa del acero comprimido por pandeo lateral del ala o pandeo de rigidizadores comprimidos, el diagrama se limitará, como hemos visto, por el usuario, a la rama lineal, con una tensión máxima de valor:

$\sigma_{sc\,red} = f_y \cdot \chi/\gamma_a$, siendo χ el coeficiente reductor de pandeo lateral del ala, o como viga-columna, en rigidizadores de alas, establecido en el EC3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

b) Elementos de acero traccionados

Se adopta un diagrama birrectilíneo, análogo al anterior, y limitado a una deformación última del orden de:

ε_{su} = 2,5%, aspecto que se analizará más adelante.

II.2. Armaduras pasivas

Se adopta un diagrama birrectilíneo, análogo al del acero estructural, y limitado por las deformaciones máximas admisibles en el hormigón circundante: (fig. 1)

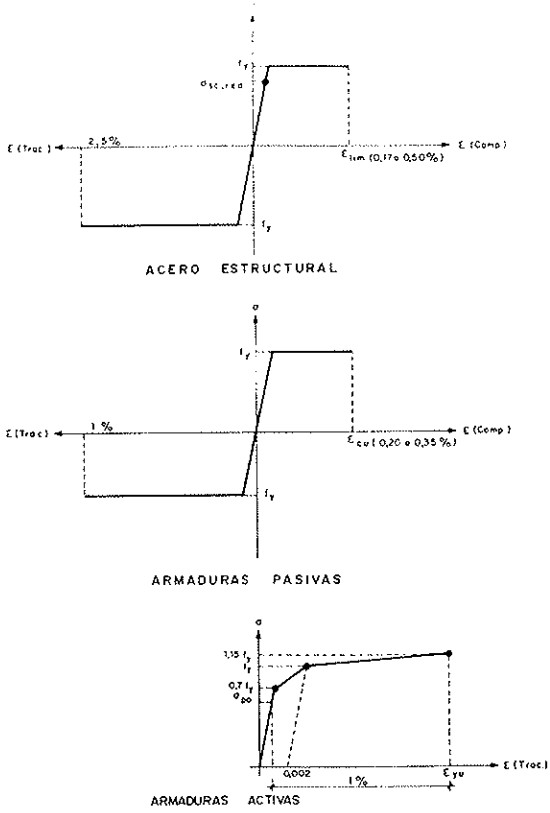


Fig. 1. Leyes esquematicas σ-ε de los materiales.

compresión: $\varepsilon_{yu} = \varepsilon_{cu}$

tracción: ε_{yu} = 1%, por limitación de abertura de fisuras.

II.3. Armaduras activas

Se adopta el diagrama trilineal, establecido por la EP, que aproxima la respuesta del acero activo, con consideración de una cierta pendiente de endurecimiento por deformación. Se adoptan, como deformaciones máximas, las del hormigón circundante: (fig. 1)

compresión: no resulta operativa

tracción: $\varepsilon_{yu} = 1\% + \varepsilon_{yo}$, siendo ε_{yo} la tensión de la armadura activa en el estado de neutralización.

II.4. Hormigón

Dado que se va a trabajar con leyes M–χ, resulta necesario adoptar un diagrama σ–ε del hormigón que aproxime correcta y simultáneamente: (fig. 2)

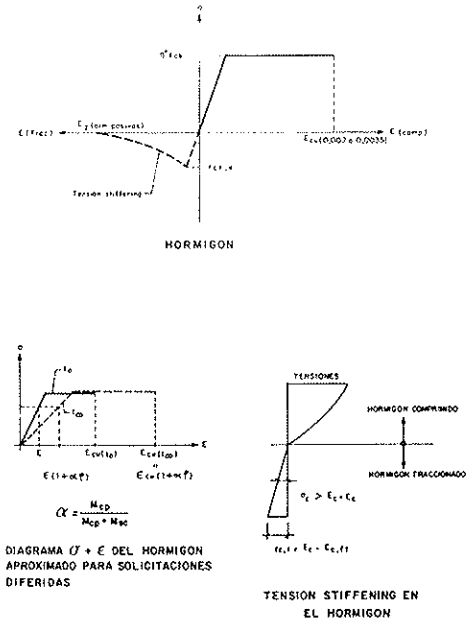


Fig. 2. Leyes esquematicas σ-ε de los materiales.

—el módulo de elasticidad, E'_c, bajo cargas de servicio;

—el volumen de compresiones, en la situación de agotamiento.

El diagrama parábola rectángulo no resulta adecuado ya que, si bien es ampliamente aceptado para reproducir la situación de agotamiento, proporciona valores excesivamente bajos de E'_c, en fases de servicio.

Así pues, adoptaremos un diagrama bilineal corregido, en el que se fija, por el usuario, el valor de E'_c para los análisis en servicio, y el modelo ajusta, convenientemente, un valor ideal del coeficiente de cansancio, η, para igualar los volúmenes de compresiones de dicho diagrama corregido y del parábola-rectángulo en fase de agotamiento.

Se obtiene así:

$$\eta^* = \frac{E'_c \cdot \varepsilon'_{cu}}{f_c} - \sqrt{\left[\frac{E'_c \cdot \varepsilon'_{cu}}{f_c} - 1{,}3762\right] \frac{E'_c \cdot \varepsilon'_{cu}}{f_c}}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

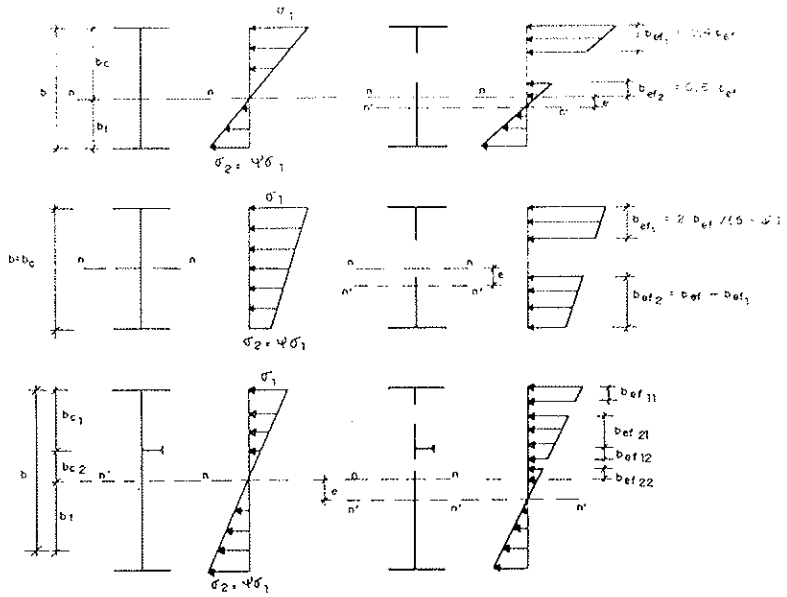


Fig. 3. Esquema de asignación de anchos eficaces de alma.

Suponiendo $\varepsilon'_{cu} = 0{,}0035$, se obtienen valores η^* comprendidos entre 0,75 y 0,80, según el tipo de hormigón.

Como deformaciones últimas se adoptan:

Compresión: $\varepsilon'_{cu} = 0{,}002$ a $0{,}0035$, según el esquema de pivotes de la EH

Tracción: $\varepsilon_{cu} = f_{ct,k}/\gamma_c$

Este diagrama de hormigón traccionado, sólo se considerará si el usuario desea incorporar la consideración del "tensión stiffening". En caso contrario, se tomará:

$$f_{ct,k} = \varepsilon_{cu} \text{ (tracción)} = 0. \text{ (Fig. 2).}$$

III. ANCHOS EFICACES REDUCIDOS DE ALMAS

Para representar la respuesta post-crítica del alma se adoptarán los criterios de anchos eficaces establecidos por las últimas recomendaciones del ECCS (fig. 3).

Sea un alma, rigidizada o no, compuesta por una serie de paneles, limitados por las alas superior e inferior y los rigidizadores longitudinales.

En cada panel elemental, tendremos un plano de deformaciones limitado por los valores ε_1 y ε_2, siendo $\varepsilon_1 < \varepsilon_2$, es decir, ε_1 será la deformación máxima de compresión, con valor algebraico negativo.

Se tiene:

$\psi = \dfrac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} = 1{,}0$	compresión simple
entre 0,0 y 1,0	compresión compuesta
entre -1,0 y 0,0	flexocompresión
$-1{,}0$	compresión simple
entre $-\infty$ y $-1{,}0$	flexotracción.

$$\alpha = a/b_p$$

siendo:

a = separación entre rigidizadores transversales.
b_p = altura del panel.

La tensión crítica ideal de abolladura del panel será:

$$\sigma_{crit,i} = k_\sigma \cdot 0{,}9 \cdot E \cdot (t_w/b_p)^2$$

siendo t_w el espesor de chapa del panel y k_σ igual a:

$8{,}2/(1{,}05 + \psi)$	para $\psi > 0$ y $\alpha \geq 1$
$(\alpha + 1/\alpha)^2\ [2{,}05/(1{,}05 + \psi)]$	para $\psi > 0$ y $\alpha < 1$
$7{,}81 - 6{,}29\ \psi + 9{,}78\ \psi^2$	para $0 \geq \psi > -1$
$5{,}98\ (1 - \psi)^2$	para $-1 > \psi$

La esbeltez adimensional del panel, se definirá en función del nivel de compresión máxima $\sigma_{max} = E_s \cdot \varepsilon_1$, en cada fase de carga:

$$\lambda_p = \sqrt{|\sigma_{max}|/\sigma_{crit,i}}$$

El ancho eficaz se estimará según la expresión propuesta por P. Dubas:

$$\rho = [1 - 0{,}05\ (3 + \psi)/\lambda_p]/\lambda_p \leq 1;$$

tomando $\psi \geq -3$

$$b_{efp} = \rho \cdot b_p$$

Esta expresión permite obtener, en el caso de paneles flectados, una mayor aproximación que la propuesta de Winter incluida en el EC3:

$$\rho = [1 - 0{,}22/\lambda_p]/\lambda_p,$$

establecida para paneles uniformemente comprimidos.

El ancho eficaz del panel, se distribuye entre los bordes superior e inferior, adyacentes en las zonas rigidizadas, según:

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

$$b_{efp1} = b_{efp} \cdot 2/(5 - \psi) \geq 0{,}4\ b_{efp}$$

$$b_{efp2} = b_{efp} - b_{efp1} \leq 0{,}6\ b_{efp}$$

Se ha controlado la consistencia de estos criterios con los límites de secciones semicompactas y esbeltas, clases 3 y 4, establecidos en el EC3, obteniéndose el siguiente resultado: (fig. 4)

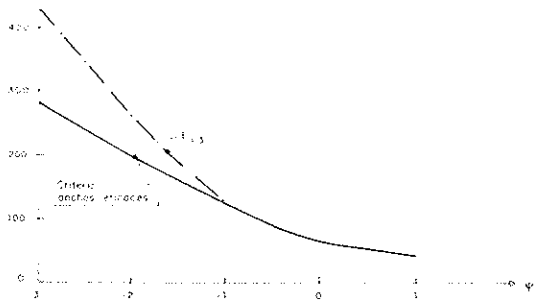


Fig. 4. Comparación entre criterios de anchos eficaces y límites de clase 3 en el eurocódigo 3.

El ámbito de paneles comprimidos en rango elastoplástico, no queda abordado por el EC3 ni, lógicamente, por los estudios realizados en estructuras metálicas, donde la limitación de tensión en las alas, en secciones esbeltas, no plantea la necesidad de estudiar la reserva post-crítica en fase elastoplástica.

En nuestro modelo, tenemos la necesidad de cubrir este dominio, que puede afectar a paneles de alma adyacentes a losas de hormigón plastificadas. Dado que el ε_{cu} del hormigón es relativamente bajo, hemos comparado los límites de dimensión del panel metálico de almas, establecidos para Clase 2 en el EC3 y EC4, es decir, aquéllos que permiten obtener el $M_{plástico}$, obteniéndose:

$$b_{per} \leq = \rho \cdot t_w \cdot \varepsilon\ ;$$

siendo ρ función de la extensión de la zona plastificada del alma a compresión: $\alpha = \dfrac{b_{comprimida}}{b_{panel\ alma}}$

α	**Estado alma**	ρ
1,0	Compresión simple	38,0
0,9	Flexocompresión	38,4
0,8	Flexocompresión	38,8
0,7	Flexocompresión	39,4
0,6	Flexocompresión	41,0
0,5	Flexión pura	41,5
< 0,5	Flexotracción	41,5

Es decir, de forma aproximada, puede suponerse un ancho eficaz, en rango plástico, equivalente a dos franjas de [20 t_w ε] adyacentes al borde comprimido del panel del alma y a la fibra neutra plástica, situación análoga a la prevista en el EC3 y EC4 para asimilar el cálculo de la resistencia de secciones de Clase 3 con alas de Clase 1 ó 2, a un cálculo plástico típico de Clase 2, con el alma eficaz reducida según el criterio expuesto.

Nuestro modelo lo extiende al caso de almas de Clase 4, ya que la resistencia a flexión de la sección se garantiza en función de las capacidades a compresión del ala compacta y a tracción de la zona metálica bajo la fibra neutra.

En estos casos de almas plastificadas a compresión, se adoptan los anchos eficaces de [20 $t_w \cdot \varepsilon$], en función de la esbeltez del panel de alma, con independencia de la presencia de rigidizadores, cuya influencia no se considera.

IV. ANCHOS EFICACES REDUCIDOS DE ALAS COMPRIMIDAS

Se utilizará la aproximación de la viga columna, con anchos eficaces de ala asociados a cada rigidizador.

Según el modelo del ECCS (fig. 5):

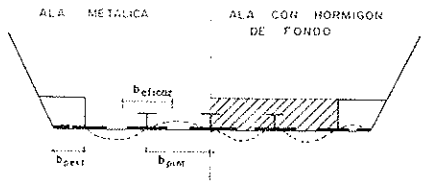


Fig. 5. Anchos eficaces alas comprimidas.

$$A_{eficaz\ ala} = \Sigma\ b_{pi} \cdot S_{ci}$$

$$S_{ci} = (0{,}9 + 0{,}1\ \lambda_v) / (\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda_v})$$

para $\lambda_v \leq 0{,}52$, adoptándose:

$$(0{,}9 + 0{,}1\ \lambda_v) = 0{,}975, \quad \text{si} \quad 0{,}52 \leq \lambda_v \leq 0{,}75$$

$S_{ci} = 1$, para $\lambda_v < 0{,}52$, y siendo:

$$\varphi + 0{,}5\ (1 + \beta\ (\lambda_v - 0{,}54) + \lambda_v)$$

$\beta = 0{,}26$, en paneles restringidos
0,56,en paneles no restringidos.

En el caso de hormigón de fondo, se tomará $S_{ci} = 1$, si se disponen puntos de conexión suficientemente próximos para considerar el ala como compacta (sep. rig. $\leq 22\ t_f \cdot \varepsilon$).

En caso contrario, se impondrá una forma de abolladura del panel entre rigidizadores, con giro coaccionado en los bordes: $\lambda_v = \dfrac{\lambda_v}{1{,}32}$, siendo:

$$1{,}32 = \sqrt{\frac{K_\sigma\ (\text{panel comprimido articulado})}{K_\sigma\ (\text{panel comprimido empotrado})}} =$$

$$= \sqrt{\frac{6{,}97}{4{,}00}}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

3. DESCRIPCION DEL MODELO PROPUESTO PARA EL CONTROL DEL NIVEL ADMISIBLE DE REDISTRIBUCIONES EN DINTELES MIXTOS CONTINUOS

Describiremos primero, brevemente, el algoritmo de resolución del programa que permite obtener las leyes de M–ψ a nivel de sección, para pasar, más adelante, a describir el análisis elastoplástico a nivel de estructura.

I) DIAGRAMAS M–ψ ELASTOPLASTICOS DE LAS SECCIONES MIXTAS

El diagrama ΔM–$\Delta\chi$ que obtiene el programa, representará los incrementos de curvatura que experimenta la sección mixta, bajo los incrementos de momento exterior, a partir del estado previo de presolicitaciones elásticas que se defina.

Supondremos la sección total descompuesta en una serie de secciones parciales, 'k', con un material asociado, 'm_k'. Las diferentes secciones: hormigones, aceros estructurales, armaduras activas y pasivas, se suponen asimiladas a rectángulos, a los cuales se les asignan los siguientes datos:

Datos geométricos: ancho (b_k), canto (h_k), ordenadas de las fibras superior e inferior (y_{sk}, y_{ik}).

Datos resistentes: f_{ck} y f_{tk} (resistencias a compresión y tracción).

Datos deformativos: E_{ik} (módulos de deformación de los diagramas σ - ε, bi o trilineales).

ε_{uck} y ε_{utk} (deformaciones últimas del material a compresión y tracción).

Predeformaciones elásticas al nivel del c.d.g. de la sección parcial:

$$\varepsilon_{ok}\ ,\ \chi_{ok}$$

Los pasos básicos que hay que seguir son:

1. Obtención, mediante un algoritmo de cálculo elástico, con inclusión de la posible fisuración, del estado de predeformaciones elásticas [ε_{ok} , χ_{ok}], en cada sección parcial, bajo la actuación de los estados de presolicitación y/o flectores exteriores solicitantes.

2. Estimación de una posición de la fibra neutra, y_n, del plano de incremento de deformaciones sobre la sección total, que produzca el agotamiento de la misma.

3. Obtención, para dicha posición de la fibra neutra, del $\Delta\chi$ que produce el agotamiento de la sección, por alcanzarse la deformación última del material de alguna fibra:

$$\Delta\chi_u = \text{mínimo}\left[\frac{\varepsilon_{utk} - \varepsilon_{ok} - \chi_{ok}\,(y_{gk} - y_{yk})}{(y_n - y_{yk})}\right]$$

$y_{yk} = y_{sk}$ (f. sup.) ó y_{ik} (f. inf.)

4. Obtenida $\Delta\chi_u$, se calculan las deformaciones finales en cada fibra de la sección:

$$\varepsilon_{yk} = \varepsilon_{ok} + \chi_{ok}\,(y_{gk} - y_{yk}) + \Delta\chi_u\,(y_n - y_{yk})$$

5. A partir de las leyes σ - ε de los materiales, obtención de las tensiones en cada fibra:

$$\varepsilon_{yk} \rightarrow \sigma_{yk}$$

6. En las zonas de acero comprimido de alma o ala, y en función del plano de deformaciones de la sección parcial, se controlarán las condiciones de estabilidad de paneles, asignándose los anchos eficaces correspondientes y anulando la σ de las zonas de chapa eliminadas por abolladura.

7. Obtención del esfuerzo axil sobre la sección, por integración de las tensiones σ en cada sección parcial:

8. Si N # 0, se vuelve a iterar con una nueva posición de la fibra neutra del plano de incremento de deformaciones, y_n, volviendo al punto 3.

$$N = \sum_k \int_{yik}^{y_{sk}} \sigma_{yk} \cdot b_k \cdot dy$$

9. Si N = 0, obtención del momento flector total sobre la sección:

$$M_u = \sum_k \int_{yik}^{y_{sk}} \sigma_{yk} \cdot b_k \cdot y_{yk} \cdot dy$$

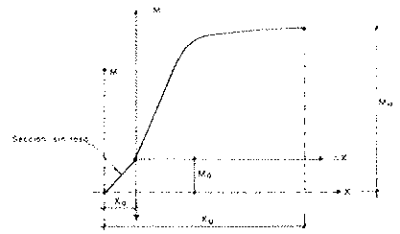
Este M_u obtenido, será el momento total resistente de la sección, suma a su vez de M_o (momento exterior de las presolicitaciones elásticas) y del ΔM_u (incremento de flector exterior sobre la sección mixta).

II) Cálculo elastoplático de esfuerzos en el dilten continuo

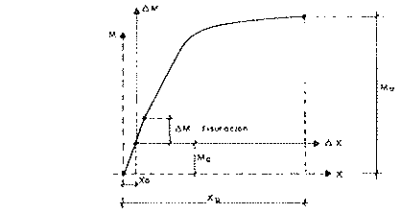
Las leyes ΔM-$\Delta\chi$ así obtenidas para cada sección del tablero mixto, pueden aproximarse con suficiente precisión por leyes de tipo bi o trilineal de la forma indicada en la fig. 6.

Mediante la asimilación de las leyes M-χ de las secciones de forma bi o trilineal, el análisis de esfuerzos se simplifica notablemente, pudiendo abordarse, de forma sencilla, a partir de una serie de cálculos lineales incrementales, con las rigideces tangentes de las secciones mixtas entre cada punto de quiebro de las leyes poligonales.

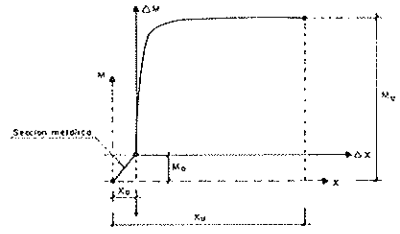
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



LEY M-X DE SECCIONES MIXTAS ARMADAS A FLEXION NEGATIVA



LEY M-X DE SECCIONES MIXTAS PRETENSADAS A FLEXION NEGATIVA



LEY M-X DE SECCIONES MIXTAS A FLEXION POSITIVA

Fig. 6. Formas aproximadas leyes M χ

Mediante un programa de pre y post-proceso, adaptado a un programa de cálculo lineal matricial ordinario, es posible el control automático de los sucesivos incrementos de cargas que permiten alcanzar el siguiente punto de quiebro, en la primera sección afectada por un cambio de rigidez, y proceder así, de forma automática, hasta alcanzar el M_u de colapso de alguna sección crítica.

El origen del cálculo será un estado de presolicitación elástica sobre la sección mixta, suma del peso propio aplicado evolutivamente sobre las secciones parciales aplicadas, de la carga muerta aplicada sobre la sección mixta y un posible estado de presolicitaciones por pretensado o deformaciones impuestas, suma del estado isostático de autotensión y de los esfuerzos hiperestáticos asociados:

Momento exterior actuante sobre cada sección:

$$M_o(x) = \sum_i M_{ppi}(x) + M_{cM}(x) + M_{hip}(x)$$

(Pretensado o Def. Impuestas)

Solicitación sobre la sección mixta:

$$S_o(x) = S\,[M_o(x)] + S(x)\ \text{(Pret. Isost.)} + S(x)$$

(Autotensión por Def. Impuestas)

Curvatura sobre la sección mixta:

$$\chi_o(x) = \chi\,[S_o(x)]$$

A partir de dicho estado se aplicará una hipótesis de sobrecargas monótonamente crecientes, $\gamma\, Q_{sc}$, cuyo coeficiente de amplificación se irá aumentando incrementalmente según el proceso antes descrito, hasta que se alcance el M_u de la primera sección crítica:

$$M_u(x) = M_o(x) + M(x)\,(\gamma\, Q_{sc})$$

Se podría asimismo obtener un coeficiente global único de seguridad frente a los niveles totales de carga permanente más sobrecargas, operando, de forma análoga, a partir de un incremento de carga monótono creciente, de valor:

$$[\gamma\, Q_{sc} + (\gamma - 1)\, Q_{cp}]$$

$M_u(x) = M_o(x) + M(x)\,[\gamma\, Q_{sc} + (\gamma - 1)\, Q_{cp}]$, incluyendo en $M_o(x)$ los valores no ponderados, antes expuestos, de las cargas permanentes y las posibles deformaciones impuestas, que podrían a su vez afectarse de ciertos coeficientes reducidos de mayoración, para estudiar su influencia en M_u.

4. APLICACION AL CASO DE DOS PUENTES MIXTOS REALES

4.1. Análisis de la capacidad elastoplástica de las secciones de los puentes

Como aplicación del modelo y reflexiones expuestas, y como base de partida para la orientación de las futuras líneas de trabajo, se han estudiado dos ejemplos que permiten deducir la respuesta elastoplástica de secciones y tablero mixtos, desde la fase elástica de servicio hasta la carga de colapso de la estructura.

Se han escogido dos casos correspondientes a puentes reales mixtos, proyectados por el Autor, que permiten estudiar las condiciones de distribución de luces y, principalmente, de la influencia del canto en las condiciones de esbeltez de las almas, en la respuesta elastoplástica de la estructura y la incidencia sobre ella de los fenómenos de inestabilidad.

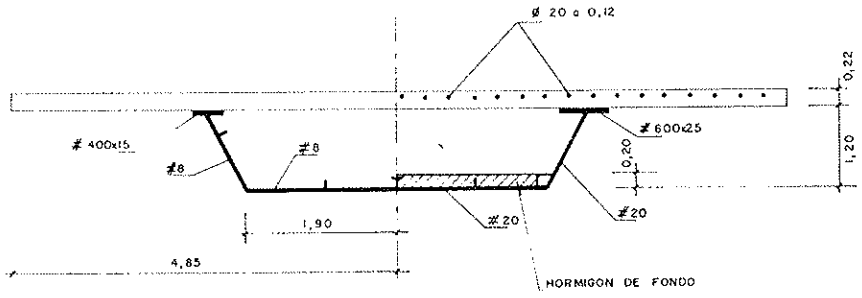
Ambas estructuras son:

Paso Superior sobre la Autovía de Sagunto a Gilet, con luces de 16+40+16 m y canto constante de 1,42 m, lo que supone una esbeltez de 1/28. (Fig. 7).

Viaducto sobre el río Turia, en Valencia, con luces 40+3x60+40 m y canto variable entre 2,0 m (L/30) en centro de vano y 3,0 m (L/20) en apoyos. (Fig. 8).

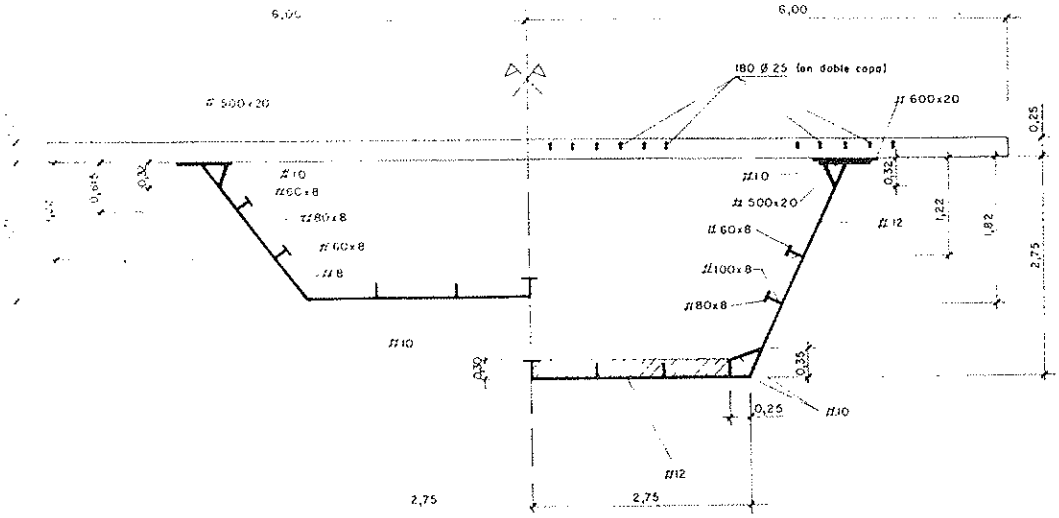
Ambos se proyectan en solución con doble acción mixta y losa armada en apoyos, aunque estudiaremos comparativamente su respuesta en

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Seccion centro vano Seccion de apoyos

Fig. 7. Puente en Sagunto. Luces 16 + 40 + 16. C/L 1/28.



Sección Centro Vano Sección de apoyos

Fig. 8. Puente sobre el Río Turia en Valencia. Luces: 40 + 60 + 60 + 60 + 40
C/L = l/20 (apoyos) / l/30 (c. vanos).

caso de soluciones pretensadas o con doble acción mixta.

Dado que en muchos casos se obtenían respuestas semejantes, limitaremos la exposición de resultados que sigue a aquellos casos estudiados que permiten extraer conclusiones significativas diferenciadas. Resumimos seguidamente dichos casos:

A) PUENTE DE SAGUNTO

1. Obtención de la respuesta elastoplástica de la sección de centro de vano. Influencia del tipo de montaje.

2. Obtención de la respuesta elastoplástica de la sección de apoyos, en solución armada. Influencia del tipo de montaje.

3. Comparación de la respuesta elastoplástica de la sección de apoyos, entre las soluciones armada y pretensada.

4. Incluencia de los efectos térmicos isostáticos e hiperestáticos, a nivel de sección y estructura.

5. Controles de inestabilidad de almas, en servicio y agotamiento.

6. Respuesta elastoplástica comparativa con el caso de secciones metálicas, con almas con y sin rigidizadores. Influencia en la capacidad resistente, ductilidad y anchos eficaces.

7. Influencia de las condiciones de simple y doble acción mixta en apoyos, sobre la capacidad resistente y ductilidad de las secciones mixtas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

B) PUENTE SOBRE EL RIO TURIA

1. Obtención de la respuesta elastoplástica de la sección de centro de vano. Contraste con el caso A.1).

2. Obtención de la respuesta elastoplástica de la sección de apoyos. Contraste con el caso A.2).

3. Influencia del dimensionamiento de las capacidades mecánicas de las alas traccionadas y comprimidas, en la capacidad resistente, ductilidad y forma de colapso de la sección de apoyos.

4. Evolución de los esfuerzos en los rigidizadores longitudinales de alma de la sección de centro de vano, desde la carga de servicio hasta el colapso.

5. Evolución de los esfuerzos en los rigidizadores longitudinales y las condiciones de estabilidad del alma, en la sección de apoyos, desde la carga de servicio hasta el colapso. Influencia del tipo de dimensionamiento y forma de colapso.

Se resumen a continuación los resultados referentes a los análisis anteriores, para cada puente.

PUENTE DE SAGUNTO

1.* Las secciones a flexión positiva presentan su solicitación más desfavorable, frente a problemas de inestabilidad de almas, en fases de servicio, ya que el rápido ascenso de la fibra neutra del alma, desde su posición en la fase metálica, a lo largo de la respuesta elastoplástica de la sección total, y el efecto de las redistribuciones tensionales que se desarrollan, producen un rápido y drástico descenso de la altura comprimida del panel del alma, con congelación e incluso descenso de los niveles máximos de compresión en la misma. En el momento del colapso, todo el perfil metálico aparece traccionado (figuras 9 y 10);

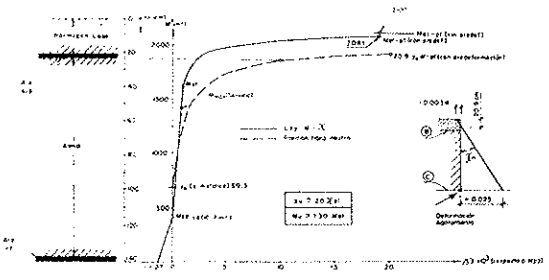


Fig. 9. Sagunto c. vano: Ley M-X. Oscilación F. Neutra.

* las secciones de centro de vano presentan una respuesta muy dúctil, pudiendo el ala traccionada desarrollar unos elevados alargamientos que permiten alcanzar χ_u del orden de 20 veces las $\chi_{elásticas}$. La capacidad portante de la sección, así como la posición de la fibra neutra en fase elastoplástica resultan, por tanto, prácticamente insensibles a las presolicitaciones elásticas de montaje, efectos de autotensión, etc;

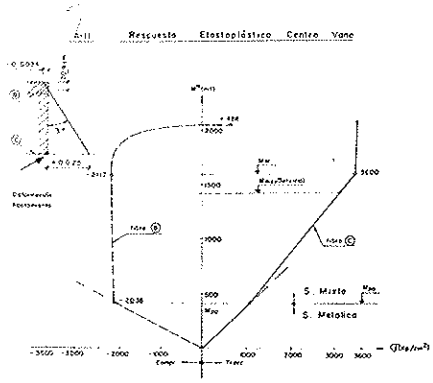


Fig. 10. Sagunto c. vano. Tensiones.

* en este caso, ha servido el control de la inestabilidad del alma, con un coeficiente de seguridad 1,0 bajo cargas de servicio, para evitar cualquier tipo de inicio de abolladura del alma en fase elastoplástica, hasta llegar a la situación claramente plástica en agotamiento;

* esta respuesta permite dimensionar la subestructura metálica permitiendo alcanzar un alto nivel de tracciones en el ala inferior, bajo cargas de servicio, alrededor del 85 al 90% de su límite elástico, y dimensionando el ala superior, únicamente por condiciones de seguridad, como sección metálica, en fase de montaje, y de estabilidad del panel superior de alma, en situación de servicio;

* ello permite forzar la capacidad mecánica a tracción del ala, lo que unido al montaje apeado que la solicita más severamente, facilita las condiciones de ductilidad de dicha sección, que precisan del colapso por tracción del ala inferior. El diagrama M–χ resulta prácticamente bilineal, con una rama horizontal muy tendida, lo que garantiza alcanzar $M_u \simeq M_{pl}$ sin forzar excesivamente la curvatura de la sección. La transición entre las fases elástica y plástica se produce rápidamente, en un codo de fuerte curvatura del diagrama M–χ, que representa la puesta en juego de la colaboración a tracción del alma metálica, una vez plastificada el ala. El factor de forma oscila entre 1,25 (comienzo de la plastificación) y 1,30 ($M_{plástico\ total}$ con $\varepsilon_u \simeq 25‰$), lo que reduce los niveles de exigencia de adaptación plástica en apoyos, para alcanzar un $M_u \simeq M_{plástico}/1{,}05$.

2. Las secciones a flexión negativa, figuras 11 y 12, presentan una respuesta menos marcada, donde las dimensiones de la zona comprimida del alma pueden variar algo a lo largo

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

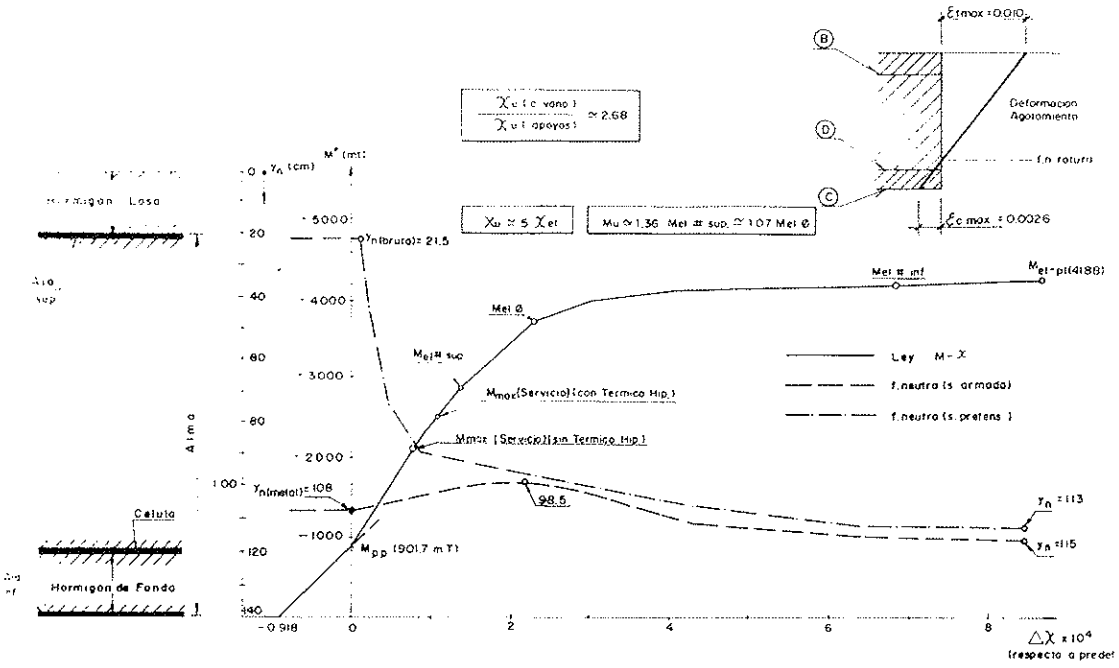


Fig. 11. Sagunto apoyos: Ley M-X / oscilación F.Neutra. Soluciones armada / pretensada.

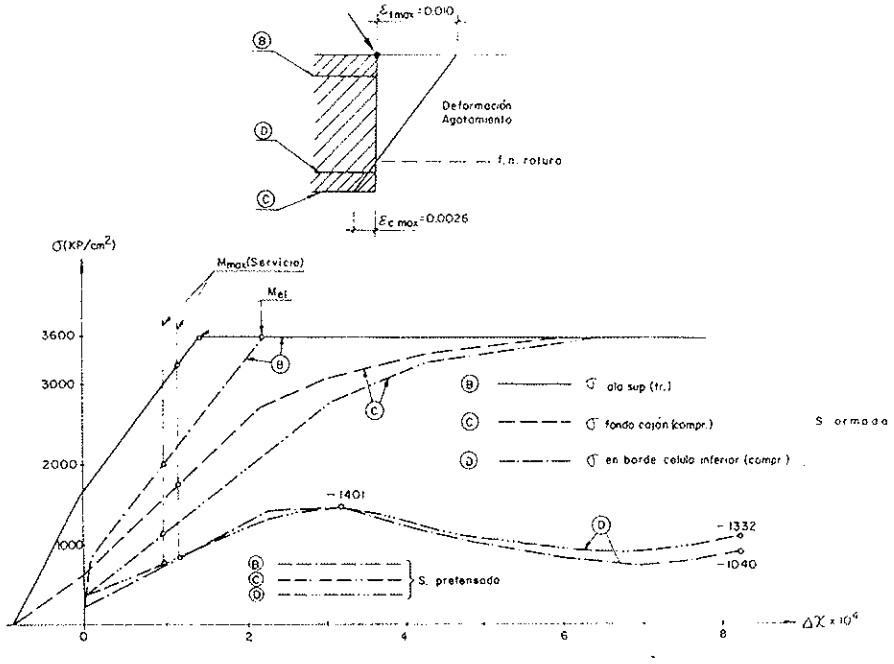


Fig. 12. Sagunto apoyos: Tensiones soluciones armada / pretensada.

de la fase elastoplástica, aumentando o disminuyendo ligeramente dicha zona. Los niveles de compresión máxima en el alma pueden crecer algo, también, frente a los valores elásticos;

* dicha variación es muy sensible al tipo de rotura de la sección, como se verá en el puente sobre el Turia, por agotamiento a tracción o compresión, función de los niveles de armadura pasiva dispuestos en la losa, siendo por tanto preciso un control elastoplástico en M-χ que permita controlar su incidencia sobre la estabilidad del alma;

* en cualquier caso, la limitación de compresión última en el hormigón, permite mantener los niveles de deformación del acero de alma

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

en valores inferiores o próximos al límite elástico del acero, sin forzar apenas la plastificación de éste;

* en este caso, tampoco se han detectado problemas de inicio de abolladura precrítica en fases elastoplásticas, pudiéndose contar con la colaboración eficaz de la totalidad del alma a flexión negativa. En este sentido, la célula inferior desempeña un papel fundamental, creando un núcleo compacto en los 0,25 m inferiores del alma que permite plastificar el acero sin arrastrar problemas de estabilidad en el resto del alma;

* la ductilidad de la sección se reduce sensiblemente frente al caso de centro de vano pues, suponiendo en ambos casos un dimensionamiento que asegure la rotura por compresión del hormigón, la deformación última de la armadura traccionada es del 1%, frente al 2,5% que se permite al acero estructural. En cualquier caso, se obtiene una χ_u del orden 5 veces la $\chi_{elástica}$ que plastifica la platabanda superior, y 2,9 veces la que plastifica las armaduras, e inicia la curvatura de la ley M-χ, valor que garantiza, en cualquier caso, la suficiente ductilidad plástica en apoyos para permitir importantes redistribuciones en el tablero.

* El factor de forma de la sección es elevado, del orden de 1,36, frente al M_{el} que plastifica la platabanda superior, el cual, debido al montaje no apeado, y a las exigencias de armadura pasiva por condiciones de fisuración, se produce bastante antes de que se alcance el M_{el} que plastifica la armadura pasiva por condiciones de fisuración, respecto al cual el factor de forma se reduce al 1,05. Este $M_{el}\phi$ marca el comienzo de la zona tendida del diagrama M-χ, que permite poner en juego el resto de la colaboración del alma traccionada, todavía no plastificada;

* conviene, finalmente, señalar que en este tipo de secciones con doble acción mixta, el inicio de la no linealidad de la ley M-χ se produce antes de alcanzar el M_{el}#sup, como consecuencia del rápido inicio de la respuesta elastoplástica de la losa de hormigón de fondo, ya bastante solicitada a causa del montaje no apeado. En cambio, la chapa de acero de fondo sólo entra en plasticidad en las proximidades del colapso de sección:

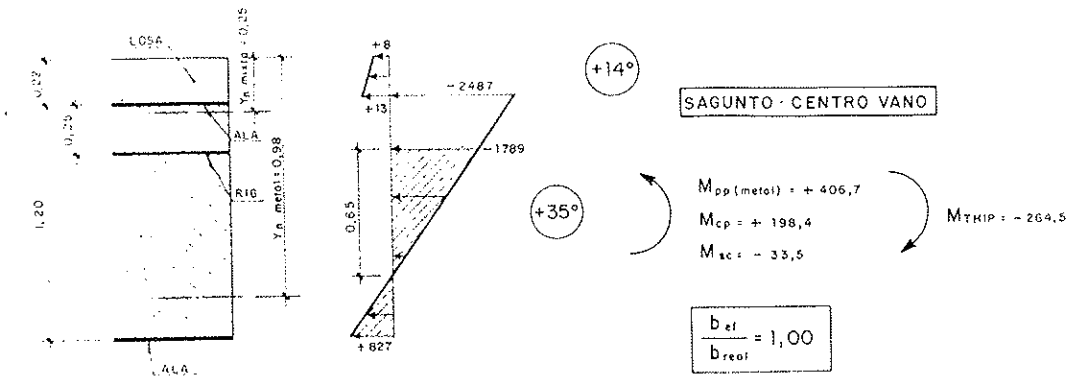
$\varepsilon_y \cong 0{,}17\% \cong \varepsilon_{cu} \cong 0{,}20$ a $0{,}28\%$ (f. neutra fuera de la losa)

3. En las figuras 11 y 12, para la sección de apoyos, se compara la respuesta elastoplástica de la solución armada con la de una sección pretensada equivalente, en la que se ha sustituido la armadura pasiva, por activa de la misma capacidad mecánica. Los momentos últimos de agotamiento plástico de ambas secciones son, pues, análogos.

4. Se ha controlado la incidencia sobre la capacidad portante de las secciones mixtas de estados previos de auto tensión debidos a efectos térmicos diferenciales entre acero y hormigón.

En soluciones mixtas armadas, con montaje no apeado, los efectos de fluencia se reducen a las cargas muertas, siendo de pequeña entidad y, en parte disipados por la fisuración de la zona de apoyos. En cuanto a la retracción, sus efectos isostáticos e hiperestáticos oscilan entre el 30 y 40% de los debidos a los térmicos.

5. El estado tensional en la sección de orig térmico debe, en cambio, considerarse siempre para el control de la seguridad en servicio al inicio de la abolladura, ya que, el calentamiento diferencial del acero supone una comprensión uniforme



SITUACION PESIMA PARA LA ABOLLADURA DEL ALMA
[C. Permanente + Sobrecarga negativa + Calentamiento]

Fig. 13. Control abolladura en servicio de los paneles de alma de centro vano.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

en el ala y almas, del orden de 300 a 500 kp/cm². que no sólo aumenta el nivel de compresiones en los paneles que se van a controlar, sino que incrementa a su vez, sensiblemente, la extensión de la zona comprimida.

6. En la figura 14 se representa la respuesta elastoplástica de la subsección metálica de centro de vano, frente a los flectores positivos, incluyendo su respuesta post-crítica.

Se constata cómo la ley M - χ es prácticamente lineal hasta alcanzar el M_u, por llegarse al límite elástico ε_y de las platabandas comprimidas, supuestas perfectamente arriostradas frente a fenómenos de inestabilidad lateral.

7. Para la sección de apoyo, la respuesta elastoplástica de secciones con simple y doble acción mixta de igual capacidad resistente. Para ello, se han sustituido los 0,20 m de hormigón H250 por un incremento de 1 cm en el espesor de la chapa de fondo, que se ha rigidizado con unas dimensiones de paneles del orden de 26 t_w ($\lambda \cong 0{,}56$), próxi-

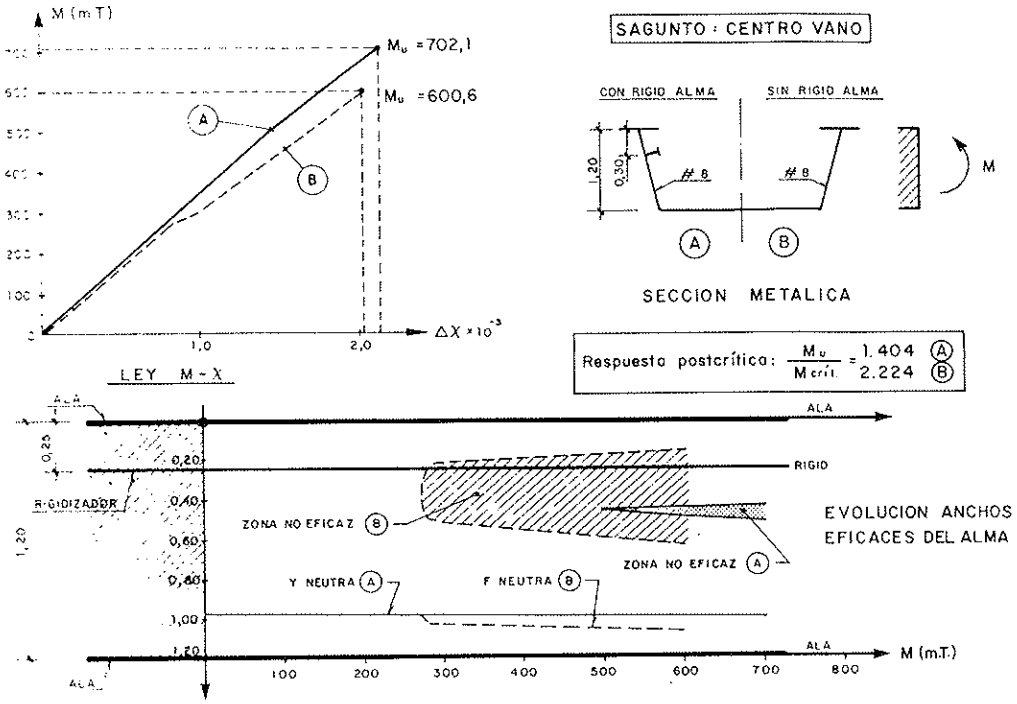


Fig. 14. Respuesta elastoplástica S. metálica C. vano.

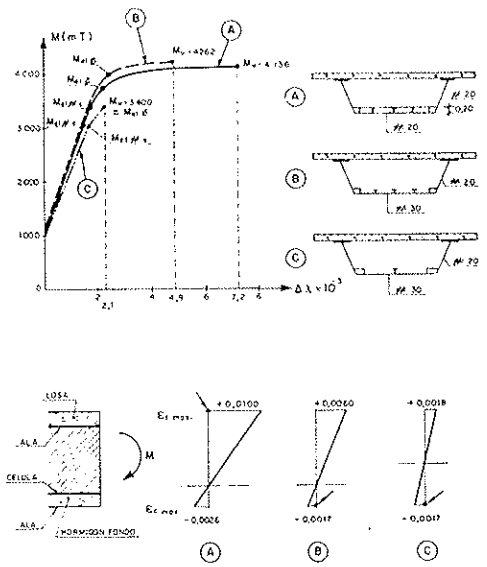


Fig. 15. Respuesta elastoplástica de secciones de apoyo con simple y doble acción mixta.

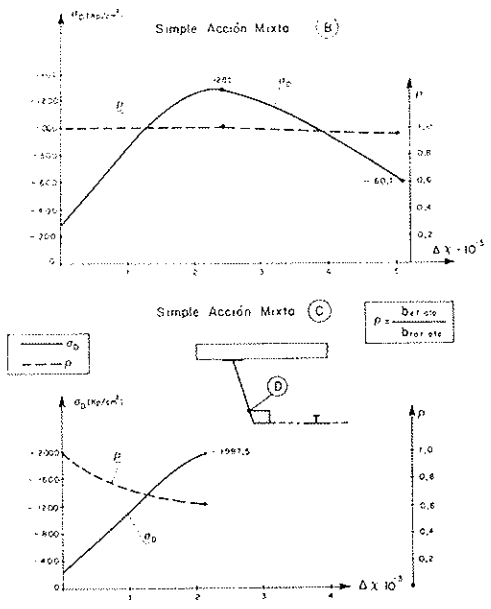


Fig. 16. Ancho eficaz del ala inferior y máxima compresión del alma en secciones con simple acción mixta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

mas a la situación de panel compacto ($\lambda \leq 0{,}52$). (Figuras 15 y 16).

El $M_{último}$ de la sección básicamente no cambia, pero existen importantes diferencias frente al caso de secciones de doble acción mixta:

* la rotura se produce por deformación límite ($\varepsilon_u = \varepsilon_y = 0{,}17\%$) en el fondo de cajón metálico.

* como consecuencia, la ley M-χ presenta una fuerte pérdida de ductilidad obteniéndose:

$$\chi_u \cong 2{,}8\ \chi_{el\ sup} \cong 2{,}3\ \chi_{elo}$$
$$(5{,}0) \qquad (3{,}4)$$

(entre paréntesis, los valores con doble acción mixta)

$$M_u \cong 1{,}25\ M_{el\ sup} \cong 1{,}06\ M_{elo}$$
$$(1{,}36) \qquad (1{,}05)$$

* En definitiva, el comportamiento de las secciones mixtas con alas comprimidas fuertemente rigidizadas, puede presentar respuestas no muy lejanas a las secciones con doble acción mixta, siempre que plastifiquen las zonas traccionadas en agotamiento.

PUENTE SOBRE EL RIO TURIA EN VALENCIA

En este caso, se trata de un puente con un canto de 2,0 m en centro de vano, 3,0 m en apoyos, y chapas muy delgadas:

– # 10 en alas y # 8 en almas, de centro de vano;

– # 12 en alas y almas, de apoyos.

1. A pesar de la diferencia de canto respecto al puente de Sagunto, la respuesta elastoplástica de las secciones de centro de vano (figs. 17 y 18), con montaje no apeado, presenta idénticas características a las ya vistas en las figs. 9 y 10, con los mismos niveles de ductilidad, insensibilidad a las predeformaciones elásticas, fibra neutra prácticamente adyacente a la platabanda superior, y todo el perfil metálico traccionado en agotamiento por deformación límite del ala inferior.

2. La respuesta elastoplástica de la sección de apoyos, incluida en las figs. 19 y 20, presenta, en cambio, sensibles diferencias respecto al puente de Sagunto (figs. 11 y 12):

–respuesta prácticamente lineal, con apenas rama plástica horizontal;

–mínima ductilidad;

–a diferencia del puente de Sagunto, la primera plastificación metálica se produce en la chapa de fondo, y posteriormente en la platabanda superior, alcanzándose prácticamente la plastificación de las armaduras en el momento del colapso.

–este comportamiento casi lineal de la respuesta elastoplástica de la sección, presenta características análogas a las ya vistas en el apartado anterior para las secciones con simple acción mixta débilmente rigidizadas:

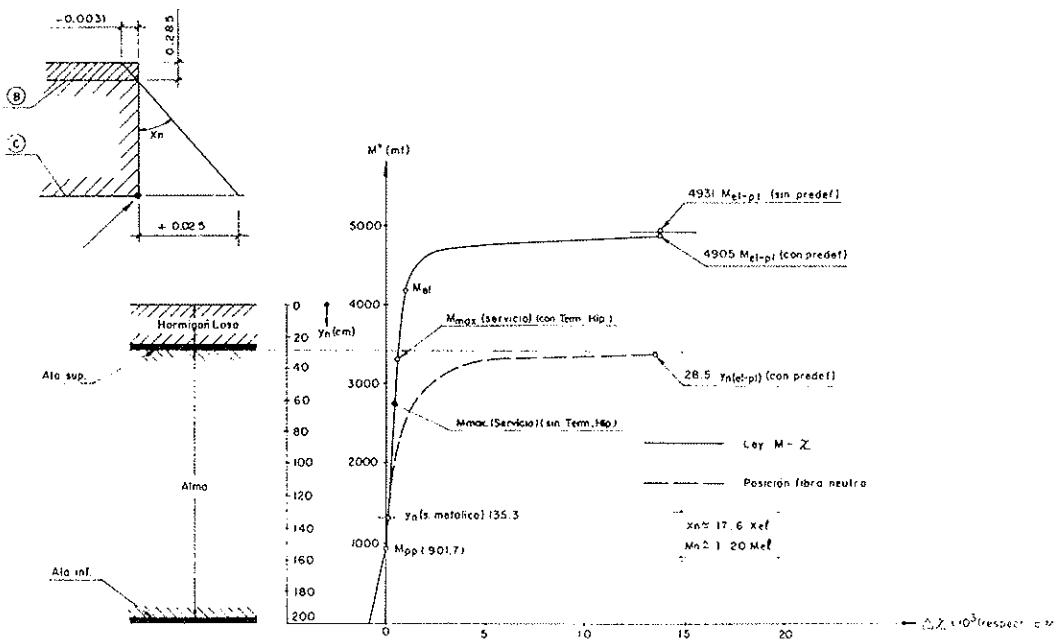


Fig. 17. Puente Turia. Centro vano: Ley M-X oscilación F. neutra.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

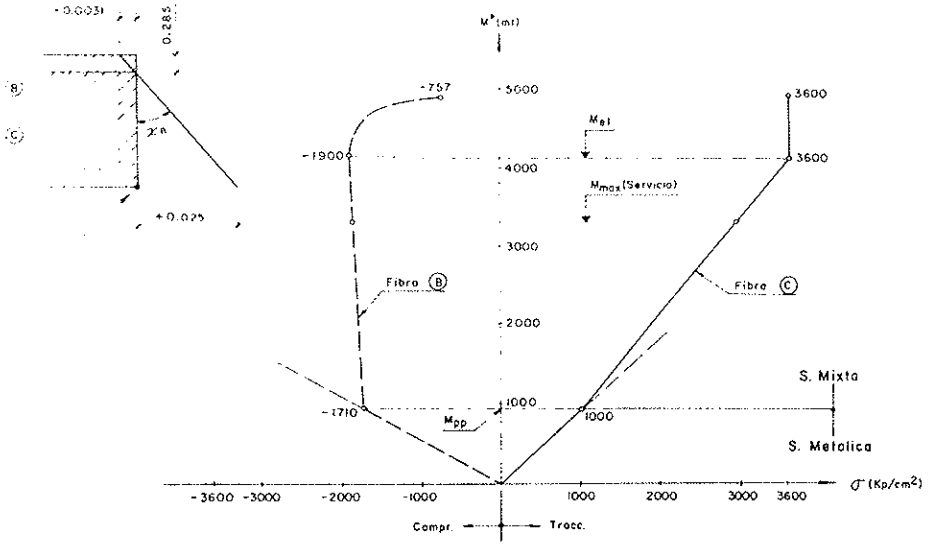


Fig. 18. Puente Turia. Centro vano: Tensiones.

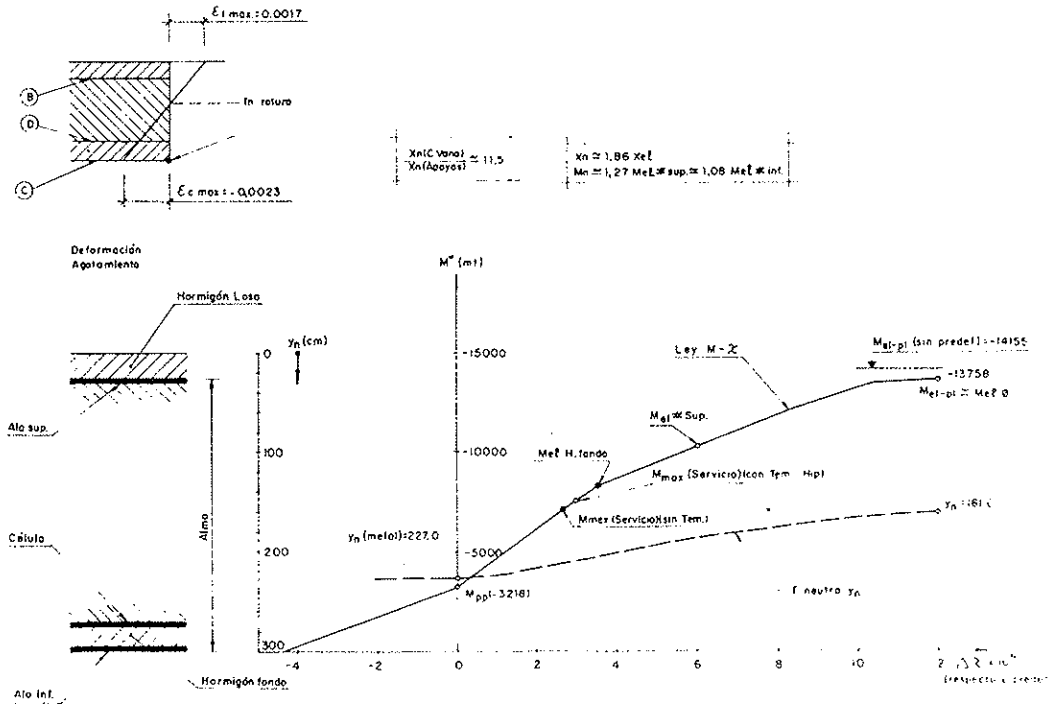


Fig. 19. Río Turia. Apoyo: Ley M-X. Oscilación neutra.

- Poca ductilidad.
- Trayectoria elastoplástica de la fibra neutra hacia la platabanda superior.
- Incremento continuo de las compresiones en la parte inferior del alma.
- Las condiciones de estabilidad del alma empeoran con el incremento de la carga.
- Rotura por compresión del hormigón inferior.

–si bien las condiciones de doble acción mixta aseguran una garantía de inestabilidad de la capacidad de la sección frente a los problemas de abolladura crítica de paneles de alma y alas, está claro que esta sección ha perdido gran parte de las ventajas que se tenían en la sección de apoyos de Sagunto.

3. Se confirma cómo en las secciones de flexión negativa, el dimensionamiento infracrítico de las capacidades mecánicas del ala traccionada, platabanda y principalmente armaduras, resulta una condición esencial para mejorar sensiblemente las condiciones de ductilidad y, por tanto, la

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

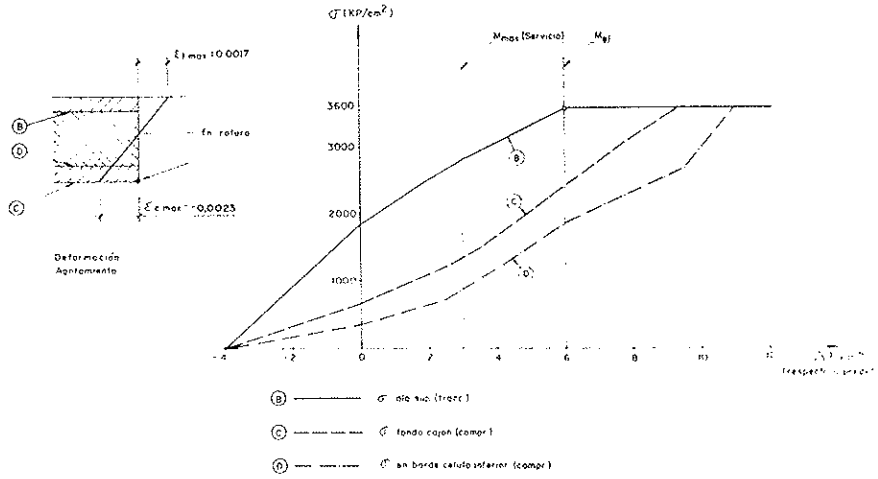


Fig. 20. Río Turia. Apoyo: Tensiones.

capacidad resistente de dinteles mixtos continuos.

4. Los criterios habituales de resistencia y rigidez de los rigidizadores están universalmente establecidos en función de su forma de trabajo en estructuras metálicas. Parece clara la posibilidad de reducir los coeficientes de seguridad en los controles resistentes, así como las exigencias de rigidez, por lo menos las relativas a los coeficientes de mayoración establecidos sobre las rigideces óptimas evaluadas por la teoría clásica.

5. En secciones con colapso por insuficiencia de la capacidad mecánica del ala comprimida, la fibra neutra asciende a medida que aumenta la carga, la extensión de zona comprimida del alma aumenta y las tensiones máximas en el panel inferior y en los rigidizadores que lo limitan, crecen monótonamente hasta el colapso de la sección, momento en el que pueden aparecer incluso ciertas plastificaciones en la zona baja del alma.

Si la armadura superior plastifica, la respuesta mejora sensiblemente, alcanzándose el estado pésimo de compresiones en el alma y rigidizadores, aproximadamente en el momento en que se produce dicha plastificación, a partir del cual la fibra neutra desciende ligeramente, así como los niveles de compresión en la zona inferior del alma, análogamente a lo ya visto en el puente de Sagunto.

4.2. Análisis de la capacidad portante elastoplástica de los tableros mixtos. Control del nivel de redistribuciones

El estudio se ha realizado para las dos hipótesis de carga que condicionan el dimensionamiento de las secciones de centro de vano y de apoyos. La evolución de esfuerzos en las secciones viene dada por (fig. 21):

$$M(x) = [M_{pp}(x) + M_{cM}(x)] + \gamma [M_{sup}(x)]$$

Las leyes M–χ obtenidas en los apartados anteriores se han aproximado mediante leyes trilineales. (Figs. 22 y 23).

A continuación, se resumen los resultados más significativos para ambos puentes:

A) PUENTE DE SAGUNTO

A.1. Hipótesis de Máxima Flexión Positiva

Los coeficientes de seguridad global del dimensionamiento realizado a partir de las leyes elásticas de esfuerzos [E/E_p] son (fig. 24):

$\gamma_g = 1{,}77$ (sin térmico), que equivale a $\gamma_{sc} = 2{,}60$ estimado.

$\gamma_g = 1{,}50$ (con térmico).

El análisis elastoplástico [E_p/E_p] ha permitido obtener:

$\gamma_g = 2{,}02$ ($\Delta \simeq 14\%$), que equivale al $\gamma_{sc} = 3{,}10$ estimado.

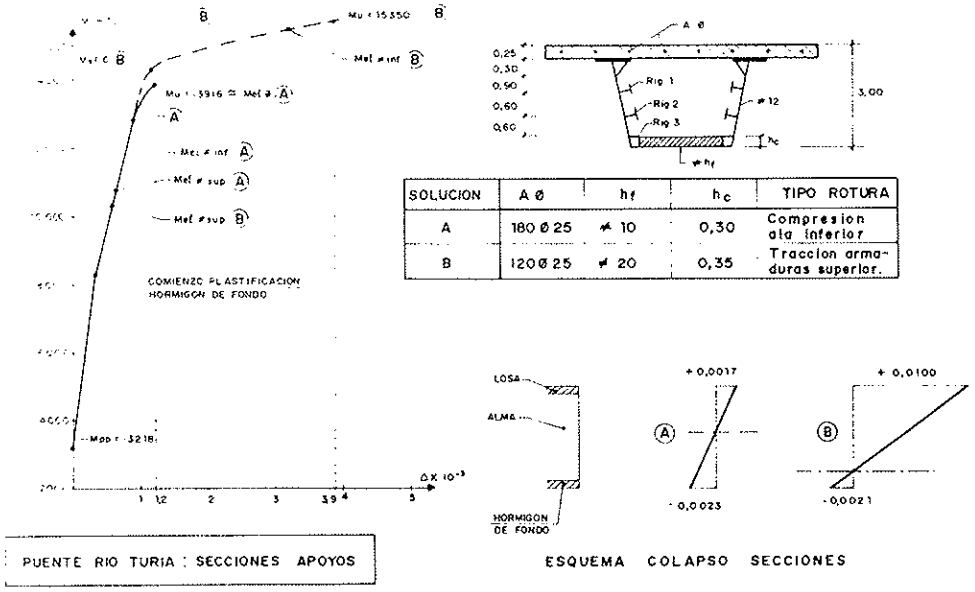
A pesar de no cumplir con las limitaciones de la SIA, si limitáramos la rotura de la pieza al momento de alcanzarse la plastificación de las armaduras de apoyo, sin considerar la rama dúctil de la ley M–χ en dicho apoyo, tendríamos:

$\gamma_g = 1{,}91$ ($\Delta \simeq 8\%$), que equivale al $\gamma_{sc} = \gamma_s = 2{,}88$ estimado.

Así pues, el dintel mixto calculado cuenta con un margen resistente apreciable, por encima del que se obtiene a partir de las leyes elásticas de esfuerzos, y cálculos resistentes elastoplásticos de las secciones [$E - E_p$], en incluso [$E - P$], suponiendo que [M_{up}/M_{uEP}] sea del orden del 5%.

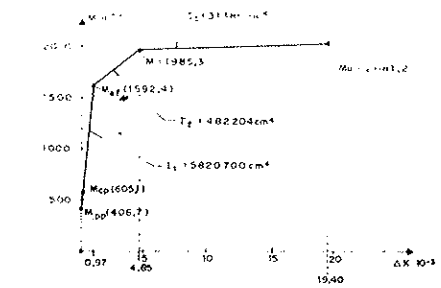
El hecho de producirse el colapso en la sección de apoyos, inicialmente sorprendente, sólo es

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



SOLUCION	A Ø	h_f	h_c	TIPO ROTURA
A	180 Ø 25	≠ 10	0,30	Compresion ala inferior
B	120 Ø 25	≠ 20	0,35	Traccion armaduras superior.

Fig. 21. Influencia del tipo de rotura de la sección de apoyo en las Leyes M-X.



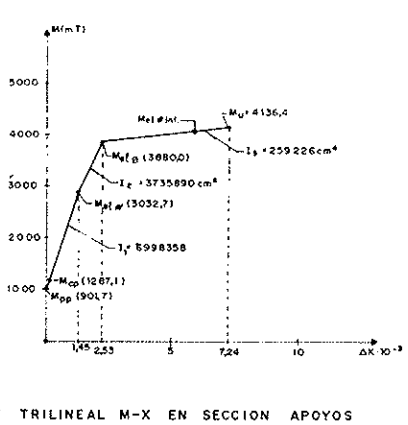
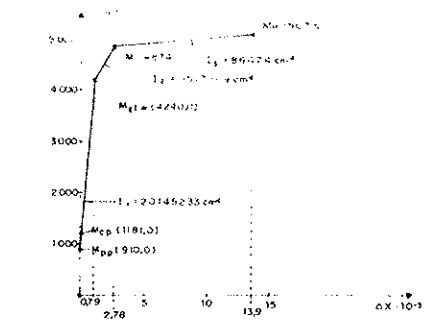


Fig. 22. Aproximación trilineal puente Sagunto.



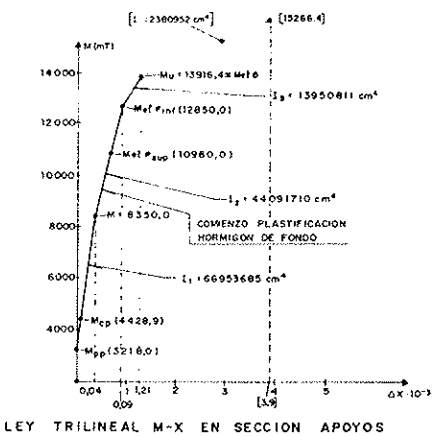


Fig. 23. Aproximación trilineal puente sobre El Turia.

debido a la elevadísima ductilidad que nuestro modelo introduce en las zonas de flexión positiva, al adoptar un $\varepsilon_{cu} = 2{,}5\%$, a tracción. La rama elastoplástica final de la ley M–χ es casi horizontal, por lo que el Momento final máximo en la sección de centro de vano apenas varía entre $\gamma_s = 2{,}86$ y $\gamma_s = 3{,}10$, valores ambos superiores a $\gamma_{cl} = 2{,}60$, permitiendo así alcanzar prácticamente el colapso simultáneo en centro de vano y apoyos.

Finalmente, destacar que la limitación del análisis a un cálculo elástico de esfuerzos y capacidades resistentes de secciones [E/E], hubiera limitado el Momento último a:

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

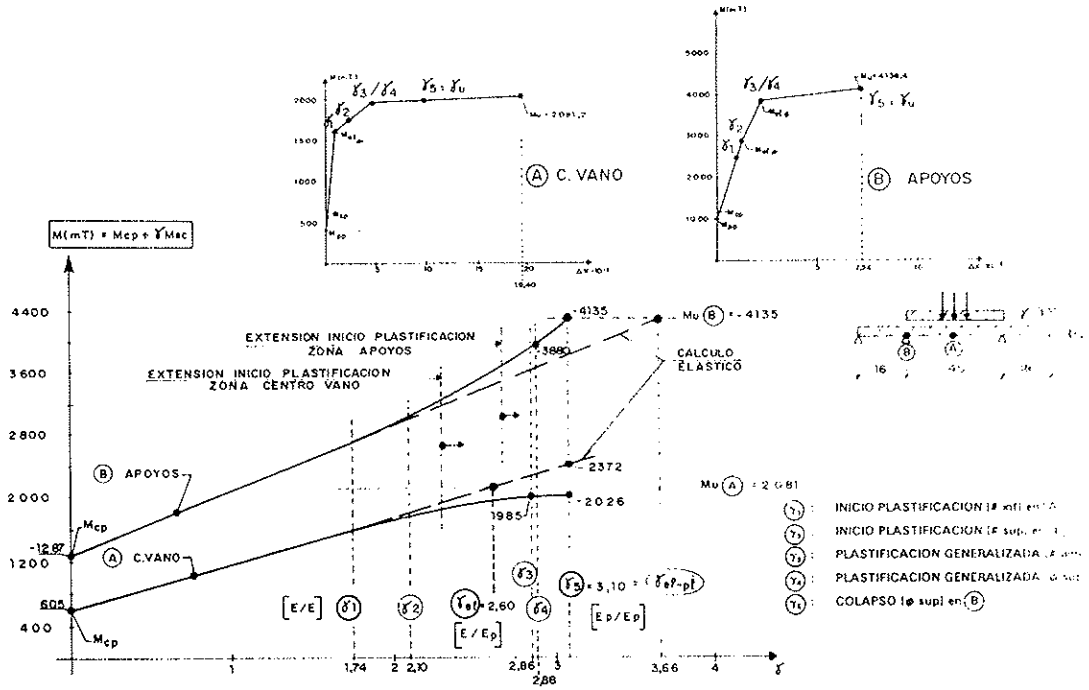


Fig. 24. Puente de Sagunto: Análisis elastoplástico máxima flexión positiva.

M_u (cv) = $M_{uc\#}$ = 1592,4 → $\gamma_{sc} = \gamma_1$ = 1,74, lo que supone un γ_g = 1,36, es decir, aproximadamente un 67% del cálculo [E_p/E_p] y un 76% del cálculo [E/E_p], resultando muy penalizado por el montaje no apeado.

A.2. Hipótesis de Máxima Flexión Negativa

Los momentos últimos a flexión negativa aparecen muy elevados como consecuencia, por un lado, de la consideración efectuada en el dimen-

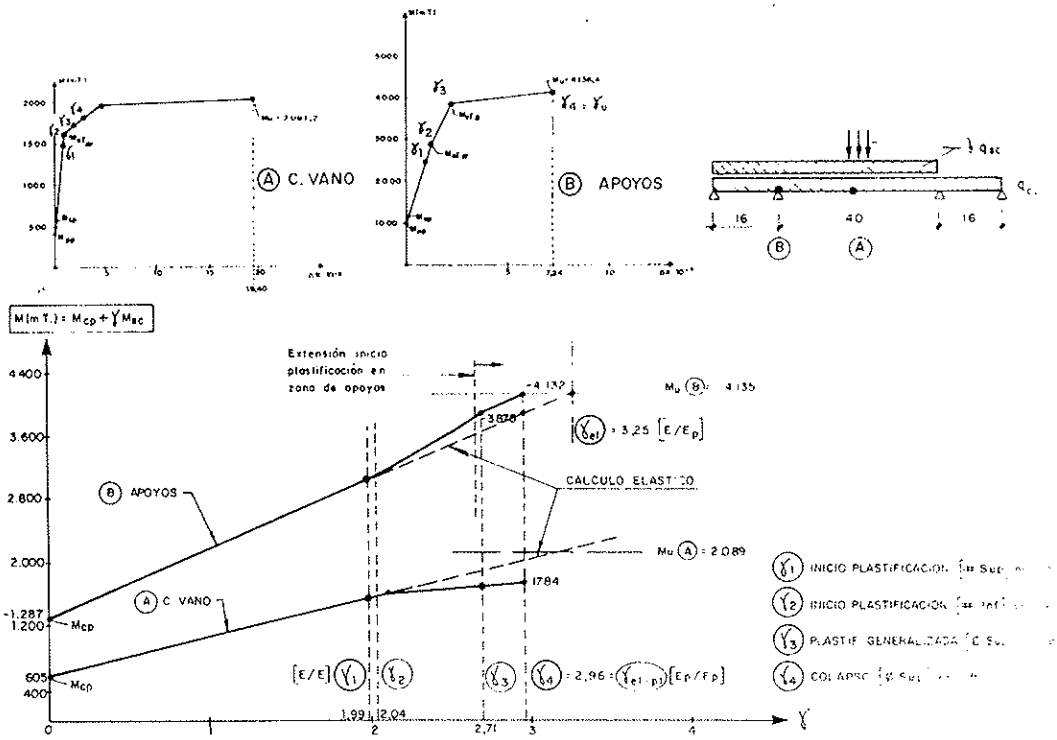


Fig. 25. Puente de Sagunto: Análisis elastoplástico máxima flexión negativa.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

sionamiento de los esfuerzos térmicos, afectados de un $\gamma_T = 1{,}20$, y, por otra parte, por la reducción, de aproximadamente el 5%, adoptado por el control elastoplástico de la interacción flector/cortante.

El coeficiente de seguridad global realizado, a partir de las leyes elásticas de esfuerzos [E/E_p], es: (fig. 25)

$\gamma_g = 1{,}91$ (sin térmico), que equivale al $\gamma_{sc} = 3{,}25$, estimado

$\gamma_g = 1{,}70$ (con térmico) (1,62, con interacción M/V).

El análisis elastoplástico realizado [E_p/E_p] ha permitido obtener:

$\gamma_g = 1{,}79$ (Δ (–6%)), que equivale al $\gamma_{sc} = 2{,}96$ estimado, es decir una reducción ligera, respecto al [E/E_p], como consecuencia del efecto penalizador de las flexiones negativas que genera la mayor flexibilidad del mecanismo resistente ménsula, unido a la mayor pérdida de rigidez de las secciones a flexión positiva, muy solicitadas por el montaje no apeado, frente al efecto de retención de las armaduras de losa de apoyo, que sólo entran en juego bajo las acciones sobre estructura terminada. Efectos que, en este caso, se acentúan por la igualdad de hipótesis de carga críticas que produce esta distribución de luces, y que acentúa la respuesta anelástica en centro de vano. En cualquier caso, la reducción es muy ligera, inferior al 5 %, y compensa claramente la limitación del cálculo tipo [E/E] que obtiene:

$\gamma_g = 1{,}40$, equivalente al $\gamma_{sc} = \gamma_1 = 1{,}99$, que produce la plastificación del ala superior en apoyos.

$M_u = M_{ucal} = -3033$ mt, es decir, un 78% de la carga última real estimada por el análisis [E_p/E_p].

B. PUENTE SOBRE EL RIO TURIA

B.1. Hipótesis de Máxima Flexión Positiva

Los coeficientes de seguridad globales de la sección de centro vano del dimensionamiento realizado a partir de las leyes elásticas de esfuerzos [E/E_p], son: (fig. 26)

$\gamma_g = 1{,}60$ (con térmico)
$\gamma_g = 1{,}86$ (sin térmico).

El análisis elastoplástico [E_p/E_p] ha permitido obtener:

$\gamma_g = 2{,}02$ ($\Delta \simeq 8{,}5\%$), que equivale al $\gamma_{sc} = 2{,}805$ estimado.

Resulta interesante destacar, cómo, a diferenca del puente anterior, las secciones de apoyos se encuentran prácticamente en fase elástica (salvo una plastificación del hormigón inferior y la fisuración de la losa superior), lo cual es debido a la ya comentada falta de concomitancia entre flexiones pésimas positivas y negativas, e introduce directamente el margen adicional de seguridad del cálculo elastoplástico de esfuerzos, respecto al elástico, a medida que rotulamos la sección de positivos sin variar la inercia de negativos.

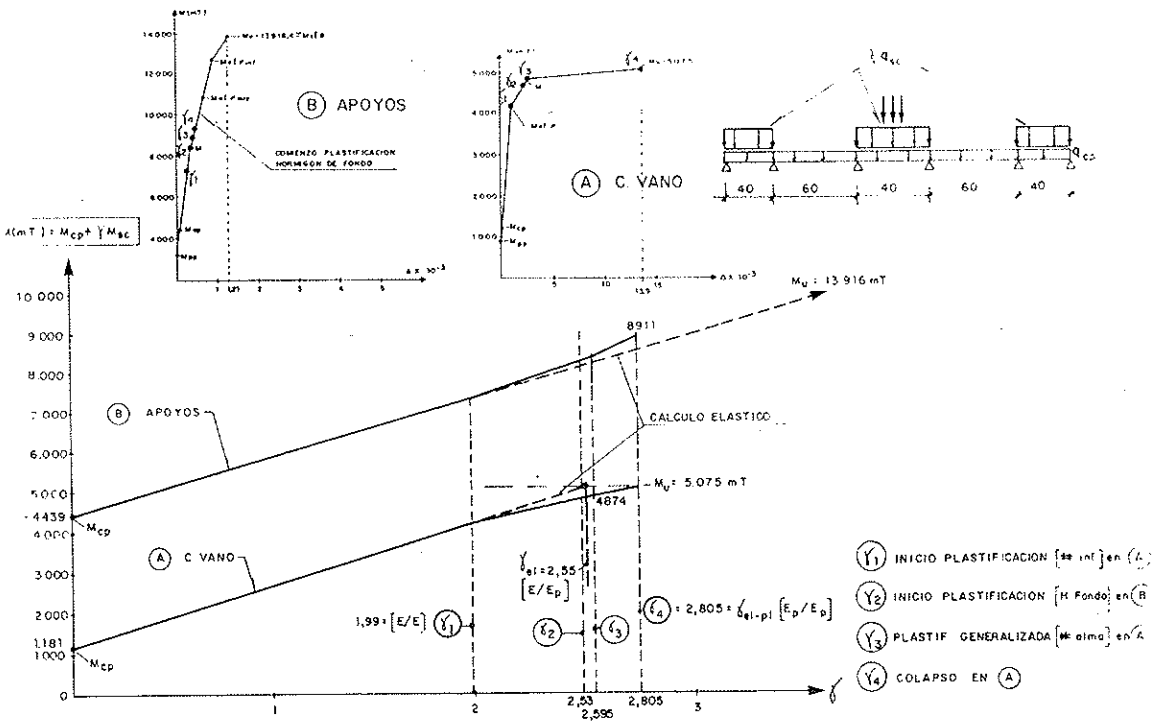


Fig. 26. Puente río Turia: Análisis elastoplástico máxima flexión positiva.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

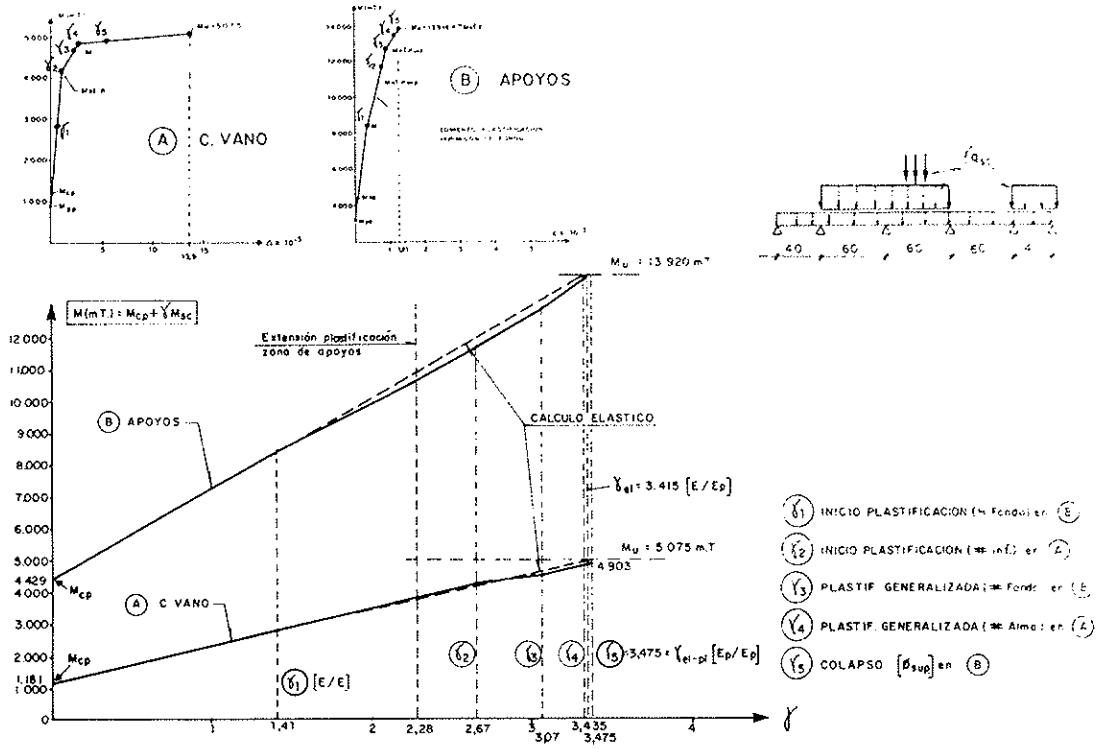


Fig. 27. Puente río Turia: Análisis elastoplástico máxima flexión negativa.

Finalmente, de haber limitado la capacidad resistente de la sección a la primera plastificación, se habría obtenido un valor:

M_u = 4240,0 mt, que supone un γ_g = 1,55 (sin térmico), y un 76% del obtenido con el cálculo [E_p/E_p].

B.2. Hipótesis de Flexión Negativa

El coeficiente de seguridad global obtenido, a partir de las leyes elásticas de esfuerzos [E/E_p] es: (fig. 27)

γ_g = 1,82 (con térmico)

γ_g = 1,91 (sin térmico), que se reducen a 1,68 y 1,77, respectivamente, al considerar la interacción con cortante, valores altos debido a la existencia de armadura pasiva por control de fisuración.

El análisis elastoplástico realizado ha permitido obtener γ_g = 1,95, que equivale al γ_{sc} = 3,475 estimado.

Se observa, entonces, una gran similitud en este caso entre el cálculo elástico [E/E_p] y elastoplástico [E_p/E_p] de esfuerzos, dado el carácter aproximadamente lineal de la ley M–χ en pilas, debido al agotamiento de las chapas inferiores comprimidas sin llegar a poner en juego la ductilidad de las armaduras traccionadas.

Por último, resta indicar que un cálculo [E/E] hubiera limitado el momento último, M_u, a un valor de 10980 mt, correspondiente a la plastificación de las alas superiores, que proporciona un γ_g = 1,52 (sin térmico), es decir, un 78% de la carga última real estimada con el análisis [E_p/E_p].

5. CONCLUSIONES PRACTICAS PARA EL CONTROL DE ESTRUCTURAS MIXTAS DE PUENTES, SEGUN LOS ESTADOS LIMITES

Resumiremos seguidamente las principales conclusiones prácticas:

* Los métodos de análisis de esfuerzos y resistencia de secciones, limitados al cálculo elástico a nivel de sección y estructura [EE], generalmente preconizados en el caso de estructuras de puentes continuos, resultan en general conservadores, con niveles de seguridad variables, muy sensibles al tipo de análisis realizado. En cualquier caso, resultan claramente insuficientes y restrictivos, pudiendo limitar arbitrariamente el campo de utilización de las estructuras mixtas, cuya capacidad de redistribución de esfuerzos en las zonas metálicas próximas al hormigón es muy elevada, estando generalmente mejor condicionadas que las estructuras metálicas y con mayor reserva de respuesta frente a los fenómenos de inestabilidad.

* La clasificación de secciones debe basarse en la posición de la fibra neutra plástica, utilizándose la fibra neutra elástica únicamente para establecer la frontera entre las clases 3 y 4. No obstante, en el caso de secciones de puentes mixtos con sub-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

secciones metálicas esbeltas, el carácter compacto o plástico de las secciones en agotamiento, no debe eximir de un control adicional de las condiciones de estabilidad de las chapas de alma bajo cargas de servicio, con el fin de prevenir problemas de fatiga por respiro del alma, o cambios bruscos de la configuración de equilibrio de ésta. Al final de este apartado volveremos sobre este tema.

* No parecen existir razones, en muchos de los casos, que impidan abordar el control en agotamiento de dichas estructuras mediante métodos [E/E_p], (elásticos de esfuerzos y elastoplásticos de control de secciones), que, por otro lado, ya estaban preconizados con carácter absolutamente general en el Draft del EC4 de 1985, y en una publicación anterior de un Draft del Código Modelo para la construcción mixta, de la ECCS, en 1981. Dicho control podrá hacerse utilizando programas elastoplásticos de control de secciones que permitan reflejar la respuesta en M–χ de la sección mixta, incluyendo las predeformaciones en fase de montaje sobre sección metálica sola, controlando los anchos eficaces de los paneles de alma y ala en fases pre y post–crítica, en función de las σ de compresión mayoradas y los niveles de deformación máxima de las zonas comprimidas de alma y ala, así como en su caso, los diagramas "aparentes" axil-deformación de los posibles rigidizadores, junto con los anchos eficaces de chapa adyacentes, situados en zonas comprimidas.

* Los métodos [E/P], con controles plásticos a nivel de sección, no pueden en cambio admitirse sin las correspondientes garantías de ductilidad de las secciones de centro de vano, por problemas de aplastamiento del hormigón, así como de la capacidad de redistribución de momentos hacia los apoyos sin que se produzca la inestabilidad de las secciones esbeltas a flexión negativa, en el caso de simple acción mixta o el propio aplastamiento del hormigón inferior en secciones con doble acción mixta.

* El análisis plástico de la capacidad resistente de una sección de centro de vano, y en las de apoyos con doble acción mixta, no sólo exige, en efecto, asegurar su carácter compacto frente a problemas de inestabilidad de chapas comprimidas, sino también controlar asimismo que la sección desarrolle su capacidad plástica antes del aplastamiento del hormigón comprimido. Un posible criterio consiste en verificar que la fibra neutra plástica se halla por encima en centro de vano, y por debajo en apoyos, de la cota que permite alcanzar la deformación última del hormigón a compresión y el límite elástico del acero inferior a tracción.

* En el caso de puentes continuos de sección con canto variable, o con canto constante, en las que el dimensionamiento de espesores de chapa y armadura de flexión negativa acomoda con suficiente aproximación las capacidades resistentes de las secciones críticas a las envolventes mayoradas de esfuerzos elásticos, el control de las secciones de centro de vano puede abordarse por métodos [E/P] o bien [E/E_p], aunque la sección de apoyos sea esbelta, y se controle por métodos [EE]. No obstante, la capacidad portante de la estructura a flexión positiva resulta muy sensible a la ductilidad de la sección de apoyos. Si ésta es de simple acción mixta y rompe por compresión o inestabilidad del ala inferior, los momentos resistentes de la sección de centro de vano, independientemente de su carácter compacto, deben reducirse ligeramente:

- –si se estiman con el método rígido plástico, dividiéndolos por un coeficiente del orden de 1,07 y 1,10;
- –si se estiman mediante el método elastoplástico, limitando la deformación última del acero traccionado a un valor del orden de: 0,7 a 1%, en vez del 2,5% válido para secciones con doble acción mixta, o bien, aplicando el coeficiente reductor ya mencionado para el método rigidoplástico.

En aquellos casos de tableros con pocos cambios de sección, en los que no se cumple la condición anterior, el control [E/P] de la sección de centro de vano exige un control adicional de la ductilidad de la sección de apoyo, que garantice la rotación necesaria para alcanzar el M^+_u en centro de vano.

* En las secciones de apoyo, el grado de ductilidad y los problemas de inestabilidad de chapas de alma y fondo de cajones, resultan muy sensibles al dimensionamiento de las capacidades mecánicas de las cabezas comprimidas (chapa y, eventualmente, hormigón de fondo de cajón), y traccionadas (armaduras activas o pasivas y platabanda superior). El dimensionamiento de ambas debe, lógicamente, tender a que la rotura se produzca al alcanzarse las deformaciones últimas en el acero traccionado.

* En el caso de secciones mixtas pretensadas, el control resistente de las secciones debe, obligatoriamente, abordarse mediante métodos elastoplásticos, ya que la ausencia de linealidad de las leyes σ–ε o M–χ, en fase elastoplástica, una vez producida la fisuración del hormigón, impiden cualquier tipo de control en agotamiento basado en las leyes elásticas de tensiones.

* En caso de estructuras mixtas con montaje evolutivo no apeado, es preceptivo el control en servicio y agotamiento de las subsecciones metálicas durante el montaje, con los coeficientes de seguridad que se estimen convenientes, según los criterios de las Normativas estrictamente metálicas.

* El control elastoplástico de las leyes M–χ de las secciones mixtas permite, asimismo, establecer los niveles máximos de compresión de los

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

rigidizadores longitudinales de alma. Su dimensionamiento puede abordarse según los modernos criterios de rigidez y resistencia del ámbito metálico, aunque tal y como se ha visto en los ejemplos estudiados, en el caso de secciones mixtas de centro de vano, y en el de secciones de apoyo que agoten por plastificación de las armaduras traccionadas, las mejorías en las condiciones de compresión de los paneles en estados avanzados de carga permiten, sin problemas, rebajar las exigencias resistentes de rigidez propias del ámbito metálico.

* El problema de la interacción del cortante y flector M* – V* en agotamiento, puede tratarse según los modelos rígido-plásticos o elastoplásticos utilizados en la teoría metálica o, en su caso, con ayuda de los distintos diagramas simplificados de interacción en agotamiento propuestos por las modernas normativas, con consideración de los problemas de resistencia post-crítica en el caso de secciones metálicas esbeltas, siendo preciso, en cualquier caso, profundizar en la validez de los criterios aproximados propuestos para secciones esbeltas en el rango

$$M_t < M^* < M_u$$

siendo:

M_t = momento resistido por la sección ideal sin almas.

M_u = momento último, en ausencia de cortante, de la sección esbelta, incluyendo resistencia post-crítica.

RESUMEN

Las modernas teorías de inestabilidad de chapas metálicas delgadas, permiten el adecuado control y dimensionamiento de puentes metálicos. Su aplicabilidad al campo de los puentes mixtos presenta en cambio serias lagunas e insuficiencias, que impiden un correcto aprovechamiento de estos sistemas.

Este trabajo presenta un modelo de análisis elastoplástico de puentes mixtos que incluye el efecto de los fenómenos de inestabilidad de chapas en la capacidad resistente de puentes mixtos continuos construidos evolutivamente.

Su aplicación a dos casos reales, permite visualizar la problemática expuesta.

SUMMARY

Modern theories of thin steel plates taking into account second order effects allow the analysis and design of steel bridges. However, additional considerations are required by composite bridges, which serviceability and safety against collapse are not adequately guaranted by these methods.

A general elastoplastic model to obtain the ultimate strength of continuous composite bridges is developed, considering instability effects in failure mechanisms.

Two actual bridges are studied in this way, which is succint approach to the problem.

* * *

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 25/11/2026

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.
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).
TECPRESA, S.A.–Velázquez, 105. 28006 Madrid.
TREFILERIAS QUIJANO, S.A.–Fábrica de Forjas de Buelna. 39400 Los Corrales de Buelna (Cantabria).
TRENZAS Y CABLES, S.L. (TYC, S.L.).–Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (Barcelona).
VSL IBERICA, S.A.–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 25/11/2026



asociación técnica
española del pretensado

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026