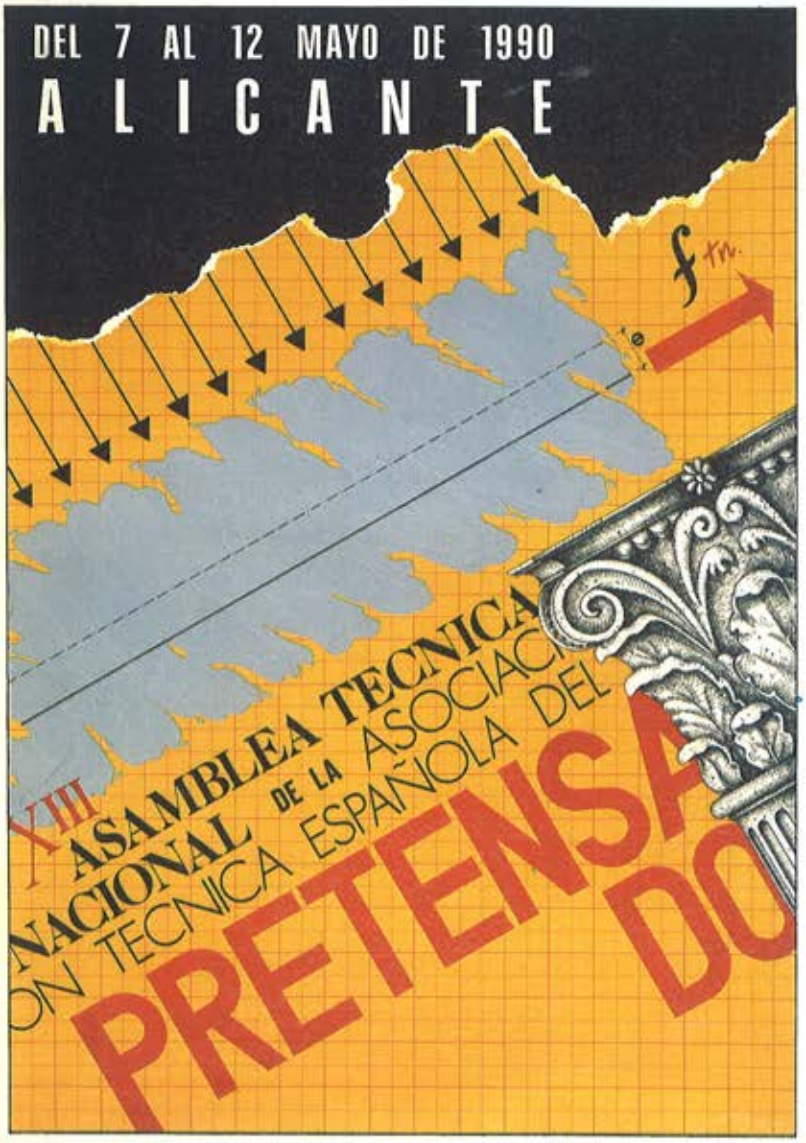
hormigón y ACERO

nº 176



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.)
APARTADO 19.002 - 28080 MADRID

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

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

ACEROS Y TECNOLOGIA PARA LA CONSTRUCCION, S.A. (ATECSA).-P.º de la Habana, 14. 28036 Madrid.
AGROMAN EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.—Raimundo Fernández Villaverde, 43. 28003 Madrid.
AGRUPACION DE FABRICANTES DE CEMENTO DE ESPAÑA "OFICEMENT".— José Abascal, 53, 1º. 28003 Madrid.
ALCAL.—Independencia, 4-4.º. 24001 León.
ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).-Orense, 10. 28020 Madrid.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.—Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.
BIGUETES, S.L.—Partida Altabix, s/n. 03000 Elche (Alicante).
CAMARA, S.A.—Apartado 180. 36080 Pontevedra.
CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.A.—Grijalba, 9. 28006 Madrid.
CEMENTOS MOLINS, S.A.—C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Viçenc dels Horts (Barcelona).
CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE OBRAS PUBLICAS (CEDEX). Gabinete de Información y Documentación.—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.
CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S.A., C.T.T., S.A.—Aribau, 185. 08021 Barcelona.
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.—Almagro, 42. 28010 Madrid.
COLEGIO DE INGENIEROS TECNICOS DE OBRAS PUBLICAS.—Miguel Angel, 16. 28010 Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.—Buen Pastor, n.º 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.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE MADRID. Biblioteca.—Barquillo, 12. 28004 Madrid.
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.—Federico Salmón, 13. 28016 Madrid.
CONSULTECO, S.L.—Pintor Lorenzo Casanova, 26. 03003 Alicante.
CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.—Ayala, 42. 28001 Madrid.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.—Orense, 81. 28020 Madrid.
EMESA-TREFILERIA, S.A.—Apartado 451. 15080 La Coruña.
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA, S.A. (AUXINI). Departamento Obras Especiales.—Padilla, 46. 28006 Madrid.
ENTRECANALES Y TAVORA, S.A. Biblioteca.—Juan de Mena, 8. 28014 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 15/12/2025

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO
INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION EDUARDO TORROJA
DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS

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

SERVICIO DE ESTUDIOS
ESPECIALES

hormigón y acero

n.º 176

3.er trimestre 1990

CUOTAS ANUALES

CATEGORIAS	ESPAÑA	EXTRANJERO
Miembros "Personales" (personas naturales)	6.000,– ptas.	45,– dólares
Miembros "Colectivos" (personas jurídicas)	15.000,– ptas.	100,– dólares
Miembros "Protectores" (personas naturales o jurídicas que deseen prestar una ayuda económica especial a la A.T.E.P.)	30.000,– ptas.	200,– dólares

Ni la Asociación ni el Instituto, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, se hacen responsables del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocinen su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

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

APARTADO 19.002 - 28080 MADRID - ☎ 302 04 40

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

hormigón y acero n. 176

índice

Págs.

457-0-152 **Ampliación de la ecuación del ángulo de las bielas de compresión, para el caso de cualquier inclinación de armadura de corte, en el método de la norma DIN 4227, parte 1** ..... 9 - 18
Agrandissement de l'équation de l'angle des bielles comprimées, pour le cas de quelque inclination des armatures transversales, dans la méthode de la Norme DIN 4227 - Part 1.
Extended equation of the compresion struts angle for the case of any inclination of shear reinforcement, according to the method of DIN 4227 - Part 1. Norm.
J. R. Colasanti

XIIIª Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P.
Comunicaciones presentadas al tema 1º "Investigaciones y estudios"

457-0-153 **Sistema de diseño asistido por ordenador, para el anteproyecto de puentes de carretera compuestos por tableros de vigas prefabricadas** ..... 19 - 23
Un système pour la conception assistée par ordinateur des ponts à poutres préfabriquées.
Computer aided design of highway bridges composed by precast girders.
J. R. Casas i Rius y A. C. Aparicio Bengoechea

457-0-154 **Deducción de las curvas de Wöhler de corrosión-fatiga de los aceros de pretensado a partir de la medida de la velocidad de crecimiento de fisuras** ..... 25 - 30
Prédiction des curves de Wöhler de corrosion-fatigue des aciers de précontraint à partir de la mesure de la vitesse de propagation des fissures.
Prediction of corrosion-fatigue Wöhler's curves of prestressing steel from crack growth rate measurements.
A. Martín Sanz; J. Llorca Martínez, y V. Sánchez-Galvez

457-2-38 **Algunos ejemplos de análisis no lineal de estructuras laminares de hormigón armado y pretensado** ..... 31 - 43
Quelques exemples d'analyse non linéaire des voiles minces en béton armé et précontraint.
Several examples of nonlinear analysis of reinforced and prestressed concrete shell estructures.
P. Roca y A. R. Marí

457-2-39 **Análisis no lineal y comportamiento hasta rotura de estructuras de hormigón pretensado con tendones no adherentes** ..... 45 - 56
Calcul non linéaire et comportément jusqu'à la rupture des structures en béton précontraint à armatures non adhérentes.
Nonlinear analysis and behaviour until rupture of unbonded prestressed concrete structures.
J. Murcia

457-5-23 **Estudio sobre la determinación experimental de los parámetros dinámicos en puentes, mediante métodos no convencionales** ..... 57 - 67
Une étude sur l'evaluation expérimentale des paramètres dynamiques des ponts par l'utilisation de techniques non conventionnelles.
An study on the experimental evaluation of dynamic parameters in bridges using non conventional techniques.
J. R. Casas i Rius y A. C. Aparicio Bengoechea

457-8-149 **Comportamiento en destesado de armadura activa. Parte II: Contrastación experimental** ..... 69 - 77
Comportement aprés détendre de l'armature active. Parte II: Verification expérimentale.
Behaviour of prestressing tendons after release. Parte II: Experimental verification.
X. Montobbio y A. Aguado

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Págs.

457-8-150 **Análisis de riesgo en las vigilancias del pretensado de centrales nucleares** ..... 79 - 86
Analyse des risques dans les surveillances du précontrainte des centrales nucléaires.
Risk analysis in post-tensioning system surveillance program of nuclear power plants.
J. J. Egozcue y A. Aguado

457-8-151 **Estudio experimental del comportamiento a flexión: Tensiones rasantes y deformaciones de forjados compuestos de chapa y hormigones normales o ligeros** .. 87 - 101
Étude expétimental du comportement á flexion: Contraintes de cisaillement et déformations, de planchers mixtes á toles profilés d'acier et bétons normals ou légers.
Experimental research on bending behaviour: Shear bond and deflection of slabs composed of sheet and normal or lightweight concrete.
J. Jordan de Urries

457-8-152 **Evaluación de la energía disipada en los apoyos, en el ensayo RILEM de medida de la energía de fractura del hormigón** ..... 103 - 110
La mesure de l'énergie de la rupture du béton avec l'essai RILEM: Étude de l'influence de l'energie dissipée dans les appuis.
RILEM test for evaluation of concrete fracture energy. A study of energy dissipation at the supports.
G. V. Guinea; J. Planas y M. Elices

457-8-153 **Comportamiento en servicio de estructuras de hormigón pretensado. Modelo teórico y contrastación experimental** ..... 111 - 121
Analyse en service des structures en béton précontraint. Modèle théorique et resultats expérimentaux.
Service analysis of prestressed concrete structures. Theoretical model and experimental results.
H. Corres y A. Pérez Caldentey

628-0-60 **Influencia del límite elástico en la susceptibilidad a la fragilización por hidrógeno de aceros de pretensado** ..... 123 - 133
Influence de la limite d'élasticité sur la fragilisation par l'hydrogene des aciers pour pré-contrainte.
Influence of yield strength on hydrogen embrittlement susceptibility of prestressing steels.
J. Toribio; A. Lancha y M. Elices

685-0-21 **Metodología de ensayo evaluadora de la capacidad protectora de pinturas para hormigón frente a la carbonatación** 135-139
Méthode de essai pour evaluer l'habilité protecteur contre le carbonatation des peintures pour béton.
Test methodology to evaluate the carbonation resistance of concrete coatings.
A. M. García Guillot; C. Andrade y C. Alonso

685-0-22 **Estudio térmico-tensional de grandes volúmenes de hormigón frente a la acción del calor de fraguado** 141-155
Distribution de la température et des contraintes dans les structures en béton au course de fabrication.
Temperature and stress distributions in massive concrete structurers due to heat of hydration.
E. Mirambell y F. Pujol.

685-0-23 **Permeabilidad del hormigón: Influencia de la dosificación y métodos de ensayo** ..... 157 - 164
Perméabilité du béton: Influence du dosage et méthodes d'essai.
Permeability of concrete: Influence of the mix design and test methods.
J. M. Gálligo Estévez y F. Rodríguez García

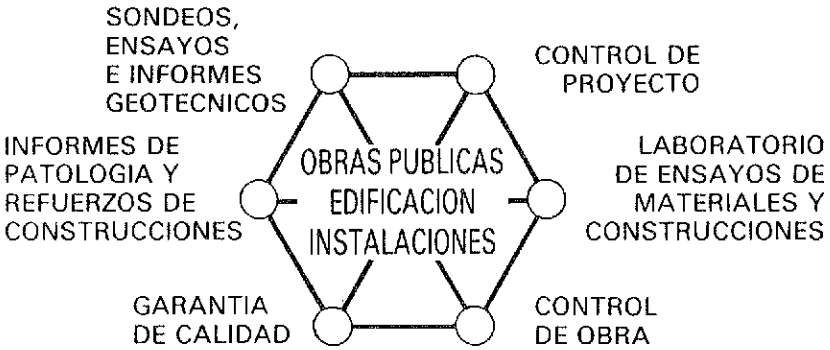
Portada Reproducción del Cartel anunciador de la XIII^{a} Asamblea Técnica Nacional, que obtuvo el primer premio en el Concurso al efecto celebrado.

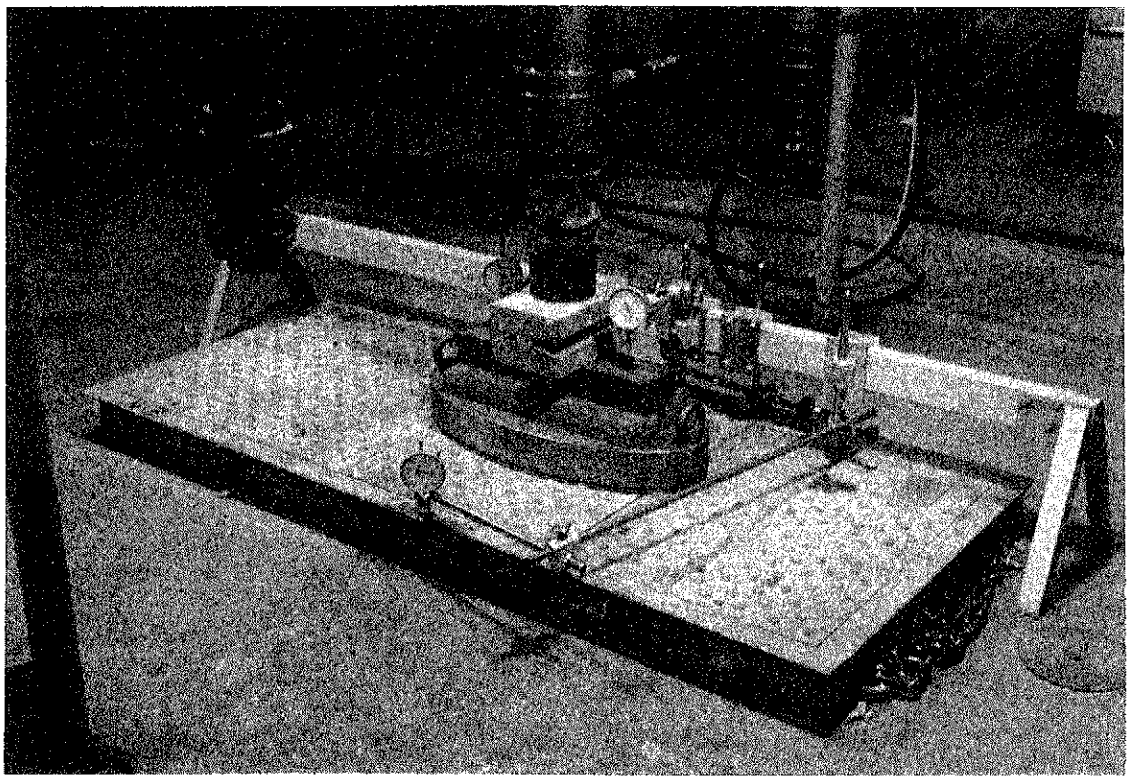
Autor: *José Luis Jara Leal*

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES





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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

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

ESPAÑA

AEPO, S.A.– Estudios y Proyectos.– Madrid
ALBISA, S.A.—Algeciras (Cádiz).
ASOCIACIO ENGINYERS INDUSTRIALS DE CATALUNYA.—Barcelona.
ASOCIACION DE LABORATORIOS HOMOLOGADOS DE LA COMUNIDAD VALENCIANA.—Valencia.
CASTRO HERMANOS, S.L.—Mislata (Valencia).
CENTRO DE ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS, S.A.—Oviedo.
CEYD TECNICA, S.A.– Oviedo
C.I.C., S.A.– Consultor de Ingeniería Civil, S.A.– Barcelona
CIISA "CONSLTING E INGENIERIA INT. S.A.".—La Coruña.
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Andalucía Oriental.—Málaga.
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Galicia.—La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.—La Coruña.
Ensayos.—Murcia.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS. Laboratorio de Ensayos.– Tarragona.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE ASTURIAS.– Oviedo.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE BALEARES.– Palma de Mallorca.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE VALENCIA.– Valencia.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.– Bilbao.
CONTROLEX.—Alicante.
CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.—Barcelona.
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIONES ARQUITECTONICAS.—Escuela Técnica Superior de Arquitectura.—Sevilla.
DIRECCION DE CARRETERAS Y TRANSPORTE. Diputación Foral de Guipúzcoa. San Sebastián.
DITECO, S.L.– Valencia .
E.E.P., S.A.– Elementos Estructurales Prefabricados, S.A.– Sant Fruitos de Bages (Barcelona)
ENAGA, S.A.– Pozuelo de Alarcón (Madrid).
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.– Alicante.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.– Barcelona.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Barcelona.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Madrid.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA. Biblioteca.—San Sebastián.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Sevilla.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS AGRONOMOS. Biblioteca.—Córdoba.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES. Departamento de Teoría de Estructuras. Universidad de Zaragoza.—Zaragoza.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TECNICA.—Castro de Elviña (La Coruña).
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA MINERA. Biblioteca.—León.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Burgos.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Córdoba.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA DE MANRESA.—Manresa (Barcelona).
ESTRUCTURAS Y ENCOFRADOS RETICULADOS, S.A.—Alicante.
EUROESTUDIOS, S.A.– Madrid.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.– Madrid.
FORJADOS DOL.– Esquivias (Toledo).
FUERZAS ELECTRICAS DE CATALUÑA, S.A.– Barcelona.
FUNDACION DE LOS FERROCARRILES ESPAÑOLES.—Madrid.
GIJON E HIJOS, S.A.—Motril (Granada).
GIRALDEZ OCAÑA CONTROL, S.L.—Chapela - Vigo (Pontevedra).
HORMADISA, S.L.—Puentecesures - Cordeiro (Pontevedra).
IDEAM, S.A.—Madrid.
INBADELCA, S.A.—Baracaldo (Vizcaya).
INDUSTRIAS VEYGA, S.A.—Tarrasa (Barcelona).

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

INGENIERIA Y ECONOMIA DEL TRANSPORTE, S.A.– Centro de Documentación.– Madrid.
INGENIERIA FLORS, S.A.– Grao de Castellón.
INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIO DE CATALUNYA.—Barcelona.
INSTITUTO JUAN DE HERRERA.—Madrid.
INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO (IRYDA).—Madrid.
J. CASTRO MATELO, S.A.—Sigueiro (La Coruña).
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.– Consejería de Fomento.– Valladolid.
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.– Dirección General de Carreteras. Servicio de Gestión.– Valladolid.
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.– Servicio de Obras Públicas.– Avila
LA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION.—Santa Cruz de Tenerife.
LABORATORIO DE LA EDIFICACION.—Consejería de Obras Públicas.—Las Palmas de Gran Canaria.
LABORATORIO GEOCISA. Biblioteca.—Coslada (Madrid).
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.– Madrid.
LABORATORIOS DEL SURESTE. S.L.– El Palmar (Murcia).
LIBRERA RUBIÑOS.—Madrid.
LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).—Castellón de la Plana.
METALURGICA GALAICA, S.A.—Narón (La Coruña).
MINISTERIO DE DEFENSA. DIRECCION GENERAL DE INFRAESTRUCTURA.– Madrid.
MINISTERIO DE DEFENSA. DIRECCION DE INFRAESTRUCTURA DEL MANDO SUPERIOR DE APOYO LOGISTICO DEL EJERCITO.– Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS. DEMARCACION CASTILLA-LEON.– Valladolid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS, SERVICIO DE PUENTES Y ESTRUCTURAS.—Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO.—DIRECCION GENERAL PARA LA VIVIENDA Y ARQUITECTURA, SUBDIRECCION GENERAL DE NORMATIVA BASICA Y TECNOLOGICA.—Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO. SUBDIRECCION GENERAL DE INFORMES ECONOMICOS Y TECNOLOGIA.—Madrid.
POSTENSA, S.A.—Bilbao.
PRAINSA.—Barcelona.
PREBETONG CANARIAS, S.A.—Santa Cruz de Tenerife.
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 POUSA, S.A.—Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S.A. (HORTE).—Valladolid.
RODIO. CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A.—Madrid.
RUBIERA, S.A.—León.
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.—Barcelona.
SERVICIO TERRITORIAL DE CARRETERAS.—Gerona.
SESTRA, S.A.L.—Andoain (Guipúzcoa).
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.—Madrid.
SOCIEDAD ESPAÑOLA DE AUTOMOVILES DE TURISMO (SEAT). Biblioteca.—Barcelona.
SPANDECK CATALANA, S.A.—Barcelona.
TECHOS ESPECIALES PREFABRICADOS, S.A. (TEPSA).—Tarrasa (Barcelona).
TECNOS, GARANTIA DE CALIDAD, S.A.—Madrid.
TEJERIAS "LA COVADONGA".– Muriedas de Camargo (Cantabria).
TERRATEST, S.A.– Madrid.
TEXSA, S.A.– Barcelona.
TIGNUS, S.A.– Valencia.
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPSA).– Madrid
UNIVERSIDAD CASTILLA-LA MANCHA.– Albacete.
UNIVERSIDAD DE CADIZ.– Algeciras (Cádiz).
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA. Biblioteca Universitaria.– Santander.
UNIVERSIDAD DE OVIEDO. Biblioteca Universitaria.– Oviedo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

UNIVERSIDAD POLITECNICA. Hemeroteca.– Valencia.
UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID. Departamento de Mecánica de Medios Contínuos y Teoría de Estructuras. E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos.– Madrid.
VIGUETAS MUBEMI.– Torrente (Valencia).
VISANFER, S.A.– Totana (Murcia).

EXTRANJERO

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.—Sao Paulo (Brasil).
BIBLIOTECA DEL DIPARTIMENTO DI ENGEGNERIA STRUCTURALE.—Politécnico d'Torino: Torino (Italia).
CONSULAR. CONSULTORES ARGENTINOS ASOCIADOS.—Buenos Aires (Argentina).
CONSULBAIRES. INGENIEROS CONSULTORES, S.A.—Buenos Aires (Argentina).
LABORATORIO DE ENGENHARIA DE ANGOLA.—Luanda (República Popular de Angola).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU.—Lima (Perú).
SARET P.P.B. Cadre Technique.—Le Pontet (Francia).
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES.—Biblioteca Integrada de Economía, Ciencias e Ingeniería. Dpto. de Selección y Adquisiciones. Mérida (Venezuela).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE QUITO. Biblioteca.—Quito (Ecuador).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE VALPARAISO. Biblioteca Central.—Valparaíso (Chile).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO. Biblioteca.—Mayagüez (Puerto Rico).
UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA.—Biblioteca Central. Valparaíso (Chile).

MIEMBRO CORRESPONDIENTE

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

* * *

AVISO IMPORTANTE

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

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

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

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

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

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

1. CONDICIONES GENERALES

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

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

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

2. PRESENTACION DE ORIGINALES

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

2.1. Título

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

2.2. Resumen

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

2.3. Gráficos y figuras

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

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

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

2.4. Fotografías

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

2.5. Tablas y cuadros

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

2.6. Unidades

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

2.7. Fórmulas, letras griegas, subíndices y exponentes

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

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

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

2.8. Referencias bibliográficas

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

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

Referencias de artículos publicados en revistas

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

Referencias de libros

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

3. PRUEBAS DE IMPRENTA

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Ampliación de la ecuación del ángulo de las bielas de compresión, para el caso de cualquier inclinación de armaduras de corte, en el método de la norma DIN 4227, Parte 1

Jorge Raúl Colasanti
Ingeniero Civil
Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras
Rosario. Argentina

1. COMENTARIOS A LA EXPRESION ACTUAL DE LA tg θ:

Para calcular la armadura de corte, en hormigón pretensado, en las denominadas zonas "b", según la Norma DIN 4227 - Parte 1, se debe suponer una inclinación ficticia θ de las diagonales comprimidas, según la ecuación siguiente:

$$\text{tg}\ \theta = 1 - \frac{\Delta\tau}{\tau_{ou}} \geqq 0{,}40 \qquad (1)$$

donde $\Delta\tau$ es el 60% de ciertos valores de tablas (Tabla 9, renglón 50, de la citada Norma DIN) y τ_{ou} es la tensión de corte bajo cargas de rotura en estado II (fisurada).

De la ecuación (1) se desprende que tg $\theta < 1{,}0$; con lo que $\theta < 45^{o}$.

Leonhardt (véase [1] Ap. 18.4.2.2.) cuestiona esta ecuación, en virtud del hecho de que "se adjudica toda la disminución de esfuerzo de tracción por corte en el alma, a la menor inclinación de las bielas comprimidas, lo cual indudablemente es falso y conduce a interpretaciones erróneas y contradictorias con los resultados de ensayos; en especial donde las fisuras a 45º son inevitables, y la disminución del esfuerzo en el alma se debe exclusivamente a otros motivos (colaboración del cordón comprimido, trabazón de los agregados en las fisuras, efecto de perno de la armadura longitudinal). A pesar de ésto, el método ficticio propuesto en la ecuación (1) conduce, para estribos a 90º, a los mismos resultados que el Método Standard del CEB; pero para estribos o barras inclinadas conduce a valores sobredimensionados. Además de lo anterior, la norma no contempla el efecto favorable del pretensado en el corte". Se concluye mencionando la necesidad de una pronta corrección de la norma.

Kupfer (véase [2] Ap. 4.6) trata el tema de la fundamentación del valor de reducción $\Delta\tau$, y menciona, que "con vistas a la falta de resultados de ensayos en estructuras pretensadas con armadura de corte formada por estribos inclinados, se propuso incluir en la norma DIN 4227, un valor del $\Delta\tau$ que permitiese calcular una inclinación de bielas de compresión más aplanadas ($\theta < 45^{o}$), ya que el valor $\Delta\tau$ se dedujo, sobre todo, de los resultados de los ensayos de corte realizados en piezas estribadas a 90º". Se menciona que, para el caso de estribos a 90º, se obtienen los mismos resultados que los del Método Standard del CEB, cuando el factor $\beta_1 = (1 = \frac{M_o}{M_{sdu}})$, que tiene en cuenta la influencia de las fuerzas de compresión longitudinales (pretensado), se toma igual a 1,0:

$$Z_{s'} = T_{u'} \cdot \text{tg}\ \theta = \tau_{ou} \cdot b_0 \left(1 - \frac{\Delta\tau}{\tau_{ou}}\right) =$$

$$= (\tau_{ou} - \Delta\tau) \cdot b_0 = \frac{(Q_{bS,u} - \Delta Q)}{z}$$

Para el caso de estribos inclinados, el Método Standard del CEB proporciona valores menores que la DIN 4227:

$$Z_{S'CEB} = \frac{(\tau_{ou} - \Delta\tau^{CEB}) \cdot b_0}{(\text{sen}\ \beta + \cos\beta)} \qquad (2)$$

$$Z_{S'DIN} = \frac{\tau_{ou} \cdot b_0}{\text{sen}\ \beta\ (\text{cotg}\ \theta + \text{cotg}\ \beta)} \qquad (3)$$

El cociente entre la (2) y la (3) será:

$$\frac{Z_{S'CEB}}{Z_{S'DIN}} = \left(1 - \frac{\Delta\tau^{CEB}}{\tau_{ou}}\right) \cdot \frac{\text{cotg}\ \theta + \text{cotg}\ \beta}{1 + \text{cotg}\ \beta}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Pero: $$\operatorname{tg}\theta = 1 - \frac{\Delta\tau^{DIN}}{\tau_{ou}}$$

con lo cual

$$\frac{Z_{S'CEB}}{Z_{S'DIN}} = \left(1 - \frac{\Delta\tau^{CEB}}{\tau_{ou}}\right)\frac{\dfrac{\tau_{ou}}{(\tau_{ou} - \Delta\tau^{DIN}} + \operatorname{cotg}\beta}{1 + \operatorname{cotg}\beta}$$

Llegados a este punto, se debe hacer una aclaración que es la siguiente:

Los factores de reducción $\Delta\tau$ del CEB y de la DIN, no son exactamente iguales entre sí; siendo los primeros ligeramente superiores para una misma calidad de hormigón (véase [1]). En [2] se despreció esa diferencia, tomando $\Delta\tau^{CEB} = \Delta\tau^{DIN}\ \Delta\tau$; con lo cual:

$$\frac{Z_{S'CEB}}{Z_{S'DIN}} = 1 - \frac{\Delta\tau}{\tau_{ou}\,(1 + \operatorname{tg}\beta)} \qquad (4)$$

En la fig. (1) se muestra esta ecuación, para distintos valores de β. Nótese, por ejemplo, que para $\tau_{ou} = 1{,}4$ y $\beta = 45^{\circ}$ se obtiene una reducción de armadura de corte, según el CEB, del 30% respecto a la norma DIN. Los valores son coincidentes para $\beta = 90^{\circ}$.

Kordina (véase [3]) hace referencia a que "en estructuras pretensadas, los efectos portantes de corte no contemplados al aplicar la analogía clásica del reticulado, tales como: trabazón de los agregados en las fisuras, efecto de perno de las armaduras longitudinales e inclinación menor de las bielas comprimidas; que en conjunto conducen a un alivio de las fuerzas de tracción en las armaduras de corte, son considerados en la

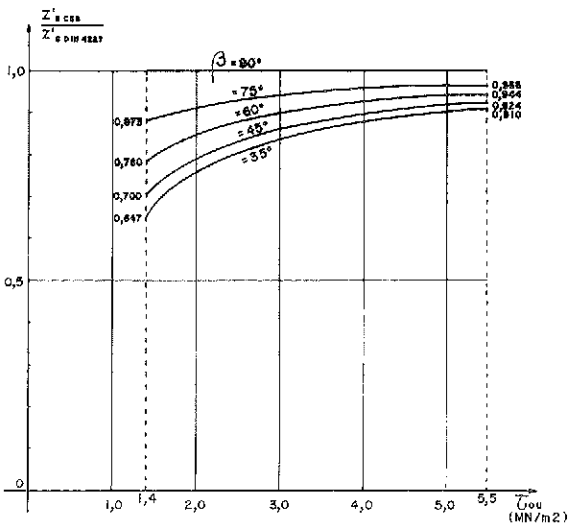


Fig. 1. Relación entre las fuerzas portantes de tracción por corte, para inclinación variable de estribos, entre CEB y DIN, en función de la tensión de corte τ_{ou}, para B-25, en MN/m^2. Ref. [2].

DIN 4227-Parte 1, exclusivamente a partir de una menor inclinación de las bielas comprimidas. Este "camino ficticio" conduce a una inclinación de bielas que no coincide ni con las fisuras de corte, ni con la inclinación real de las bielas. Asimismo, el valor de reducción $\Delta\tau$ depende en la norma, exclusivamente, de la resistencia del hormigón, lo que por otra parte no es cierto".

2. COMPROBACION FISICA DE LA ECUACION (1) PARA $\beta = 90^{\circ}$:

El análisis del equilibrio de fuerzas en una biela comprimida aislada, para el caso de estribos verticales a 90º puede verse en [4], y es el que se resume a continuación.

En el alma de una viga fuertemente perfilada, de hormigón armado(1), se forman en la zona de grandes tensiones de corte fisuras inclinadas, que en vigas de hormigón pretensado se distribuyen en forma más aplanada que a 45º. En la fig. 2 se representan las fuerzas que actúan en una biela de compresión limitada por dos fisuras inclinadas consecutivas. En el borde (cordón) inferior actúa, en primer lugar, la variación de fuerza de tracción por flexión ΔZ, estáticamente determinada, que en el caso de cordones paralelos a lo largo de la viga (brazo de palanca z constante); toma el valor $\Delta Z = Q \cdot a/z$. También actúa allí la fuerza de tracción de los estribos ($Z_{S'90} \cdot a$); donde "a" indica la separación entre fisuras en el sentido longitudinal de la viga, y $Z_{S'90}$ es la fuerza de tracción por unidad de longitud. La resultante R se obtiene por adición vectorial de estas dos fuerzas, para lo cual se supone que $|\Delta Z| > |Z_{S'90} \cdot a|$; de modo que la inclinación de la resultante R es menor que 45º.

En el borde superior (véase fig. 3.a) (zona de compresión) actúan las fuerzas de compresión inclinadas D_l y D_r y la fuerza de tracción de los estribos ($Z_{S'} \cdot a$). En este caso se supone que la fuerza D_r está más aplanada y es de mayor magnitud que D_l.(2) La componente vertical de cualquiera de estas dos fuerzas representa el término ΔQ buscado (la parte del esfuerzo de corte que es tomada a nivel del cordón superior).

Es de hacerse notar que, en forma similar para lo que sucede con ΔZ, en el borde superior la diferencia entre las componentes horizontales de las fuerzas D_l y D_r resulta ser un término ΔD (no indicado en el gráfico), que es igual a ΔZ pero de

(1) Se trata de una viga con fuertes alas y suficiente altura, donde se puede despreciar, en primera instancia, el efecto de trabazón de los agregados en las fisuras, frente a la colaboración del cordón comprimido.

(2) La suposición es correcta, pues se trata del apoyo extremo izquierdo de la viga.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

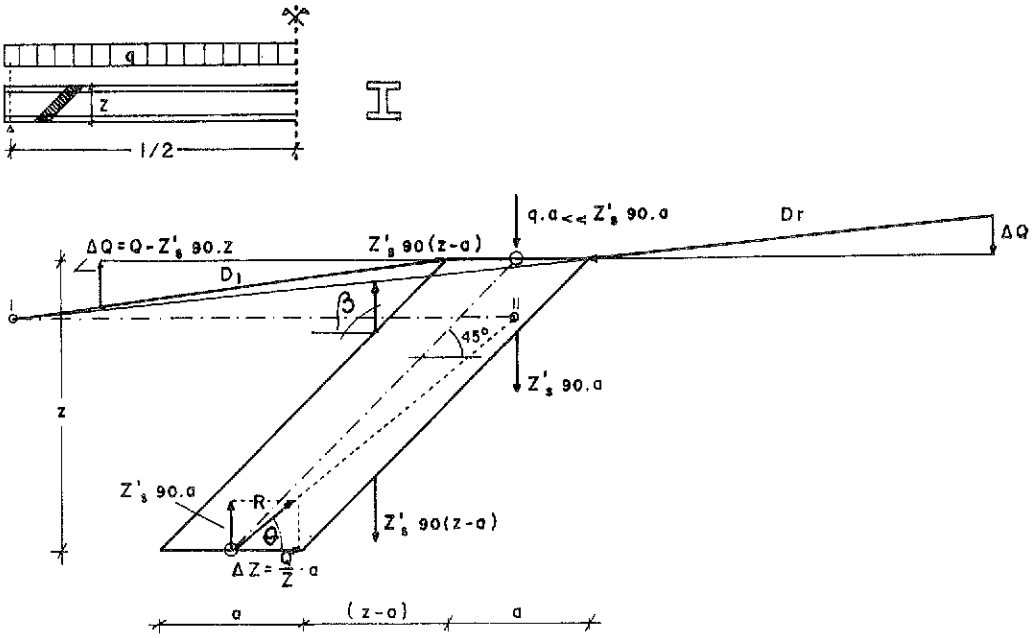


Fig. 2. Diagrama de fuerzas en la biela comprimida, para estribos verticales, a 90º. Ref.: [4].

sentido opuesto; entonces $\Delta D = \Delta Z = Q \cdot a/z$.

Si se desprecian las fuerzas debidas al efecto de trabazón de los agregados en las fisuras, y también las debidas al efecto de perno de la armadura longitudinal[3]; y al mismo tiempo se supone despreciable la acción de la fuerza q·a, lo cual es admisible en vigas delgadas; se puede plantear el equilibrio del conjunto, el que, para ser satisfecho, requiere que se verifique:

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{Q - \Delta Q}{Q} = 1 - \frac{\Delta Q}{Q} = 1 - \frac{\Delta \tau}{\tau}$$

que reproduce la ecuación (1).

3. EXTENSION DE LA ECUACION (1) PARA CUALQUIER INCLINACION DE ESTRIBOS

Aunque el Método Standard del CEB se aproxima bastante bien a los resultados de ensayos, con pequeña dispersión de valores (véase ref. [3]), también es motivo de cuestionamientos a causa que resulta insatisfactorio, desde el punto de vista del modelo físico, tomar $\theta = 45º = \text{cte}$.

A continuación se efectúa una propuesta de mejoramiento de la ecuación (1), que permite contemplar la influencia de la inclinación β de las armaduras de corte, en la idea de que esta propuesta es válida en tanto se mantenga el actual esquema ficticio de cálculo descrito en el punto 1.

Resulta de interés contemplar la incidencia de este factor β, por dos motivos fundamentales:

a) Cuando se utilizan estribos inclinados, y se supone que la colaboración ΔQ en la absorción de esfuerzo de corte es de la misma magnitud que para estribos verticales [comparar figs. (2) y (3)], resulta ser la resultante R más pequeña y simultáneamente más aplanada que para estribos verticales. Por lo tanto, en el caso de despreciarse los efectos de trabazón de los agregados en las fisuras y de perno de la armadura longitudinal, resulta sumamente beneficiada la capacidad portante al corte con respecto a la rotura posible por compresión secundaria de bielas. Para verificación de este hecho, resulta imprescindible la realización de ensayos con armaduras de corte inclinadas (véase ref. [4]).

b) Debido a que faltan ensayos con armaduras inclinadas, especialmente en las zonas de tensiones de corte medias y bajas, precisamente donde el valor de $\Delta\tau$ resulta más importante; en la norma DIN 4227 - Parte I se decidió adoptar tg θ según la ecuación (1), que corresponde a etribos verticales, también para estribos inclinados; dado que de esa forma se sabía que se estaba del lado seguro. Por lo tanto se deduce que la influencia de β sobre tg θ existe y no está adecuadamente contemplada.

En la figura 3a) se representa el esquema de

(3) La colaboración del efecto de perno es mínima al alcanzarse el estado límite último; y por lo tanto despreciable frente a las restantes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

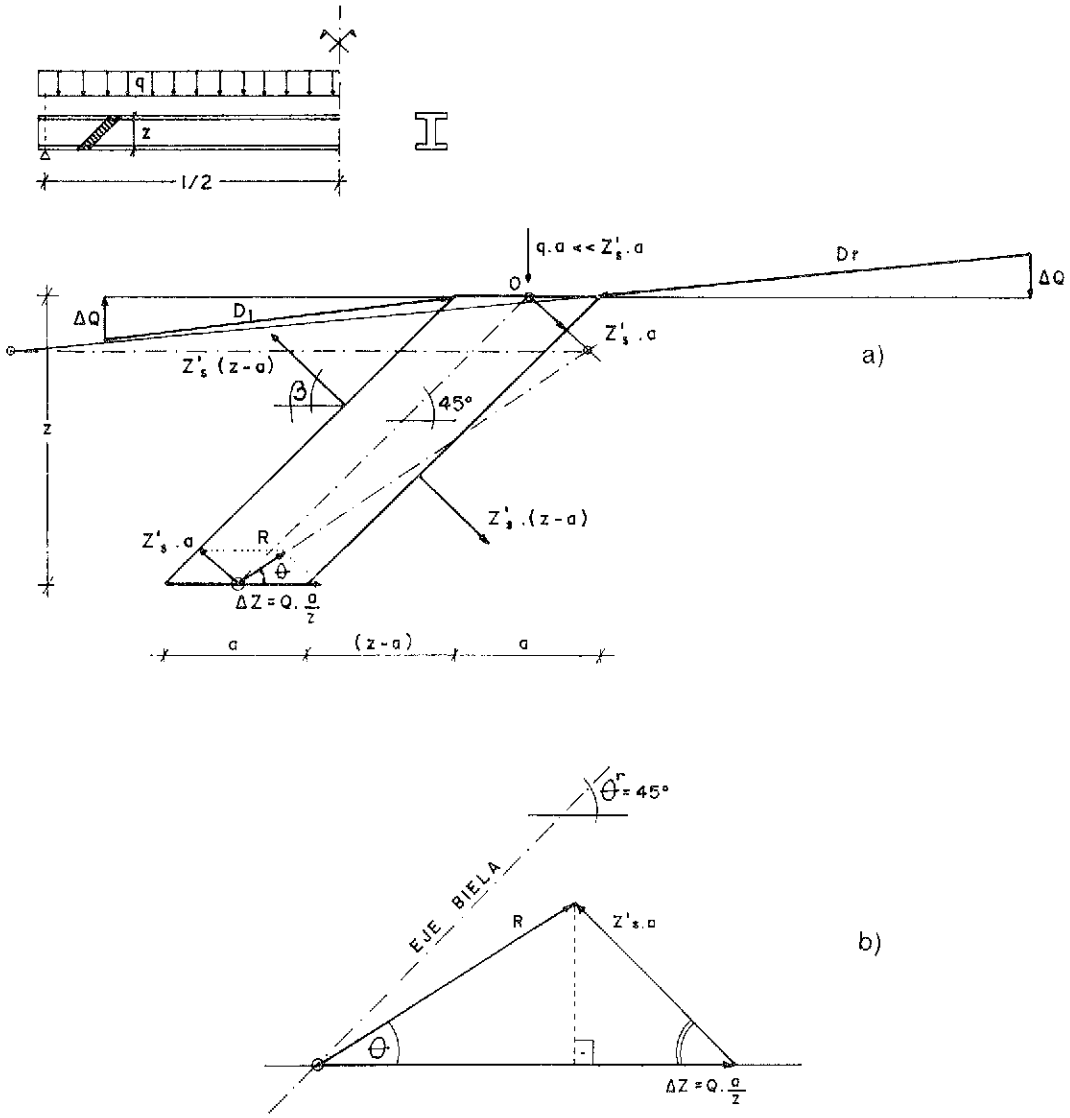


Fig. 3. Diagrama de fuerzas en la biela comprimida, para cualquier inclinación β de estribos.

fuerzas actuante sobre una biela comprimida aislada, para el caso de estribos con una inclinación β cualquiera.

El esquema de fuerzas es básicamente similar al anterior, por lo que no merece otros comentarios.

Analizando el equilibrio de fuerzas en el nudo inferior (Fig. 3.b).

$$R \cdot \cos\theta + Zs' \cdot a \cdot \cos\beta = Q \cdot \frac{a}{z} \qquad (5)$$

$$R = \left(\frac{Q}{z} - Zs' \cdot \cos\beta\right) \cdot \frac{a}{\cos\theta} \qquad (6)$$

Además,

$$\operatorname{sen}\theta = Zs' \cdot a \cdot \frac{\operatorname{sen}\beta}{R}$$

con lo que:

$$R = Zs' \cdot a \frac{\operatorname{sen}\beta}{\operatorname{sen}\theta} \qquad (7)$$

De las ecuaciones (6) y (7) resulta ser:

$$\operatorname{tg}\theta = Zs' \cdot \frac{\operatorname{sen}\beta}{(Q/z) - Zs' \cdot \cos\beta} \qquad (8)$$

A continuación, planteando el equilibrio de momentos respecto al punto O, tenemos:

$$Zs' \cdot a\,(\operatorname{sen}\beta + \cos\beta)\,z - Q \cdot a \cdot z/z + \Delta Q \cdot a = 0$$

De donde resulta:

$$Zs' = \frac{(Q - \Delta Q)}{z\,(\operatorname{sen}\beta + \cos\beta)} \qquad (9)$$

Reemplazando en la ecuación (8), y luego de algunas transformaciones, se tiene:

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

$$\text{tg}\ \theta = \frac{(Q - \Delta Q)\ \text{sen}\ \beta}{Q\ .\ \text{sen}\ \beta + \Delta Q\ .\ \cos\ .\ \beta} \qquad (10)$$

donde, dividiendo por bo . z en numerador y denominador se tiene:

$$\text{tg}\ \theta = \frac{(\tau - \Delta\tau)\ .\ \text{sen}\ \beta}{\tau\ .\ \text{sen}\ \beta + \Delta\tau\ .\ \cos\ \beta} \qquad (11)$$

que es la nueva ecuación buscada.

La ecuación (11) anterior, para el caso $\beta = 90º$ resulta ser la misma ecuación (1) de la norma, con lo cual se comprueba que la (11) contiene a la (1) como caso particular.

Resulta interesante observar la variación dada en la (11), en un gráfico. Para ello se construyó el gráfico de la Fig. (4).

En este gráfico se consideró $\Delta\tau = \Delta\tau^{DIN}$, del mismo modo que para estribos verticales a 90º. Correspondería verificar, a través de ensayos, si el valor $\Delta\tau$ es constante o también es función de β.

Se indican en la figura dos límites verticales en líneas de trazos. A la izquierda el límite inferior corresponde al valor $\tau_{0,12}$u, dado en la tabla 9, renglón 50 de la norma DIN ($\tau_{0,12}$, del hormigón armado, mayorado por 1,75). A la derecha, el otro límite corresponde al límite superior de tensiones de corte, dado por el valor $\tau_{0,3}$ u de la tabla 9, renglón 56 de la norma DIN ($\tau_{0,3}$ del hormigón armado, mayorado por 1,75).

Se indica también en el gráfico, el límite horizontal correspondiente a la expresión del mínimo valor de la tg $\theta = 0,40$. Al respecto cabe aclarar que, prácticamente, no tiene sentido permitir valores menores que ése, pues los casos de tensiones menores que el valor $\tau_{0,12}$, u (valores a la izquierda del límite vertical dado por $\tau_{0,12}$, u en el gráfico), se cubren siempre con las armaduras mínimas reglamentarias. Para B-25 corresponde u = 0,14%, por ejemplo.

Se desprende de la Fig. (4) que para un ángulo θ dado, la disposición de armaduras de corte inclinadas otorga una mayor capacidad portante de corte τ_{ou}, que para estribos a 90º. Visto de otra forma, para una tensión de corte dada, las inclinaciones de bielas comprimidas θ son menores para estribos inclinados que para estribos verticales a 90º. Obsérvese que, en algunos casos, la reducción de la tg θ es importante, especialmente para tensiones bajas.

Por otra parte, si se tiene en cuenta que cuando se disponen armaduras de corte inclinadas, se alivia considerablemente la solicitación de las bielas comprimidas, permitiendo una ampliación del límite $\tau_{0,3}$, u, no tenida en cuenta actualmente, se concluye que el uso de armaduras de corte inclinadas se justifica plenamente en la faz resistente del problema (véase [11]). En la faz económica, debe tenerse en

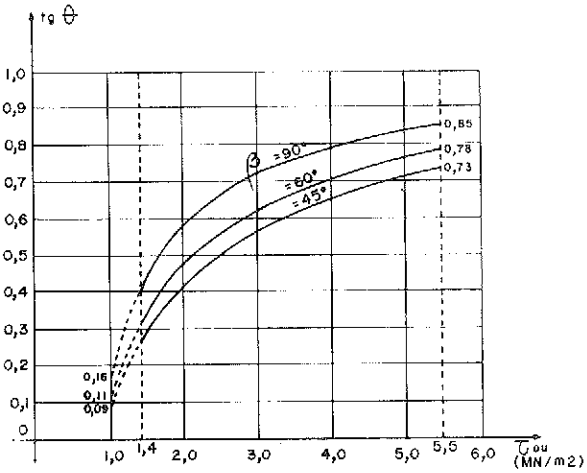


Fig. 4. Variación de la tg θ, en función de τ_{ou}, para distinta inclinación β, de estribos, para B-25.

cuenta la mayor longitud de las barras inclinadas, frente a su mayor separación. Se puede ver el tratamiento de este punto, con mayor detalle, en el apartado 7 siguiente. Restaría analizar la influencia de la mano de obra en cada caso.

4. COMPARACION DE LA ECUACION PROPUESTA CON LA DEL CEB:

De acuerdo con lo visto en el punto 1, resulta que si se divide la ecuación (2) por la (3), se obtiene:

$$\frac{Zs'_{CEB}}{Zs'_{DIN}} = \left(1 - \frac{\Delta\tau^{CEB}}{\tau_{ou}}\right) \frac{\text{cotg}\ \theta + \text{cotg}\ \beta}{1 + \text{cotg}\ \beta} \qquad (12)$$

y si ahora se reemplaza tg θ por el valor hallado en la ec. (11), resulta:

$$\frac{Zs'_{CEB}}{Zs'_{DIN}} = \left(1 - \frac{\Delta\tau^{CEB}}{\tau_{ou}}\right) . \frac{(\tau_{ou}\ \text{sen}\ \beta + \Delta\tau^{DIN} \cos\beta)}{(\tau_{ou} - \Delta\tau^{DIN})\ \text{sen}\beta} + \text{cotg}\ \beta}{1 + \text{cotg}\ \beta} =$$

$$= 1,0;\ \text{para todo}\ \beta$$

De lo cual se deduce que la aplicación de la ecuación (11) proporciona valores idénticos a los obtenidos por el Método Standard del CEB, cuando se toma el coeficiente $\beta_1 = (1 + \frac{Mo}{Msdu})$ igual a 1,0. Además, como ya se mencionó en el apartado 2 anterior, se ha considerado $\Delta\tau^{CEB} = \Delta\tau^{DIN}$.

5. OTRAS CONSIDERACIONES

El método de cálculo de las armaduras de corte, propuesto en la DIN 4227-Parte 1, se

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

basa en la clásica analogía del reticulado, con la única variante de adoptar un ángulo θ diferente de 45º para la inclinación de las bielas de compresión.

Según se muestra en la Fig. (5), se obtiene entonces una fuerza de tracción por corte, Zs', que debe ser tomada por la armadura de corte, de valor:

$$Zs' = \frac{Zs}{c} = \frac{Q_{bS,u}}{c \,.\, \text{sen}\,\beta} = \frac{1}{z\,(\text{cotg}\,\theta + \text{cotg}\,\beta)} \,.$$

$$.\ \frac{Q_{bS,u}}{\text{sen}\,\beta} = \frac{Q_{bS,u} \,.\, \text{sen}\,\beta}{z \,.\, \text{sen}\,(\theta + \beta)}$$

Esta ecuación, para los casos particulares: $\beta = 90º$ y $\beta = 45º$, toma las formas siguientes:

$$\beta = 90º;\ Zs'90 = \frac{Q_{bS,u}}{z \,.\, \text{cotg}\,\theta}\ ;$$

con lo que: $$As'90 = \frac{Zs'90}{\sigma_{su}} = \frac{Q_{bS,u}}{z \,.\, \text{cotg}\,\theta \,.\, \sigma_{su}} \qquad (13)$$

$$\beta = 45º;\ Zs'45 = \frac{Q_{bS,u} \,.\, \sqrt{2}}{z\,(1 + \text{cotg}\,\beta)}\ ;$$

con lo que: $$As'45 = \frac{Zs'45}{\sigma_{su}} = \frac{Q_{bS,u} \,.\, \sqrt{2}}{z \,.\, (1 + \text{cotg}\,\beta) \,.\, \sigma_{su}} \qquad (14)$$

Según el método de la norma, el ángulo ficticio θ debe ser tal que verifique la ecuación (1). De este modo, y teniendo presente que $Q_{bS,u} = bo \,.\, z \,.\, \tau_{ou}$, las ecuaciones (13) y (14) toman las formas siguientes:

$$As'90 = \frac{Q_{bS,u} \,.\, (\tau_{ou} - \Delta\tau)}{z \,.\, \tau_{ou} \,.\, \sigma_{su}} = \frac{bo \,.\, (\tau_{ou} - \Delta\tau)}{\sigma_{su}} \qquad (15)$$

$$As'45 = \frac{Q_{bS,u} \,.\, (\tau_{ou} - \Delta\tau) \,.\, \sqrt{2}}{z\,(2 \,.\, \tau_{ou} - \Delta\tau) \,.\, \sigma_{su}} = \frac{\tau_{ou} \,.\, bo \,.\, (\tau_{ou} - \Delta\tau) \,.\, \sqrt{2}}{(2 \,.\, \tau_{ou} - \Delta\tau) \,.\, \sigma_{su}} \qquad (16)$$

Se debe tener presente que éstas son armaduras de corte por unidad de longitud de viga. Sería razonable entonces pensar que, como mínimo, la relación $\frac{As'45}{As'90}$ debería ser igual a $\frac{\sqrt{2}}{2}$, que en la comparación de (15) y (16) no resulta ser así.

La razón para ello debe buscarse en la ecuación (1) que no contempla la influencia de armaduras de corte inclinadas.

Esto sí se da en otros reglamentos, como el CEB-FIP 78 y el EUROCODE, donde la relación expresada se cumple.

Lo expuesto equivale a decir que se comete

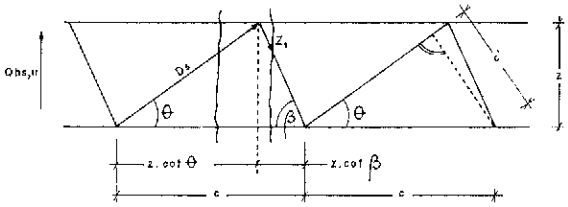


Fig. 5. Esquema del reticulado análogo.

un "error de aplicación del método de la norma", cuando se toman estribos a 45º, disponiéndolos con una separación de 1,41 veces la separación que surge de haberlos calculado como estribos a 90º.

Si en lugar de la (1), se aplicase a las (13) y (14) la ecuación (11) hallada, se obtendría:

$$As'90 = \frac{Q_{bS,u} \,.\, (\tau_{ou} - \Delta\tau)}{z \,.\, \tau_{ou} \,.\, \sigma_{su}} = \frac{bo \,.\, (\tau_{ou} - \Delta\tau)}{\sigma_{su}} \qquad (17) - (15)$$

$$As'45 = \frac{Q_{bS,u} \,.\, (\tau_{ou} - \Delta\tau) \,.\, \sqrt{2}}{z \,.\, 2 \,.\, \tau_{ou} \,.\, \sigma_{su}} = \frac{bo \,.\, (\tau_{ou} - \Delta\tau) \,.\, \sqrt{2}}{2 \,.\, \sigma_{su}} = \frac{\sqrt{2}}{2} \,.\, As'90 \qquad (18)$$

donde, entonces, sí se cumple la relación prevista entre ambas.

Este análisis muestra claramente el error que se comete al manejar la (1), para el caso de inclinaciones de armadura de corte distintas de 90º.

6. GENERALIZACION DE LA ECUACION PROPUESTA, INCLUYENDO EL EFECTO DE TRABAZON EN LAS FISURAS:

En la Fig. (6) se presenta la biela comprimida aislada, bajo las cargas actuantes en ella, en donde se incluyen las fuerzas originadas por el efecto de trabazón de los agregados, según lo explicitado en [2], [4], [5] y [6].

Del equilibrio de fuerzas en el cordón inferior, puede extraerse que:

$$\text{tg}\,\theta = Zs' \,.\, \frac{\text{sen}\,\beta}{(Q/z) - Zs' \,.\, \cos\beta}$$

ecuación que coincide con la (8).

Por equilibrio de momentos respecto al punto 0, se obtiene:

$$Zs' \,.\, a\,(\text{sen}\,\beta + \cos\beta) \,.\, z - Q \,.\, a \,.\, z/z + \Delta Q_i \,.\, a\ l + \tau_r \,.\, z \,.\, \sqrt{2} \,.\, b_o \,.\, a/\sqrt{2} - \sigma_r \,.\, z \,.\, \sqrt{2} \,.\, b_o \,.\, a\,\sqrt{2} = 0$$

de donde:

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

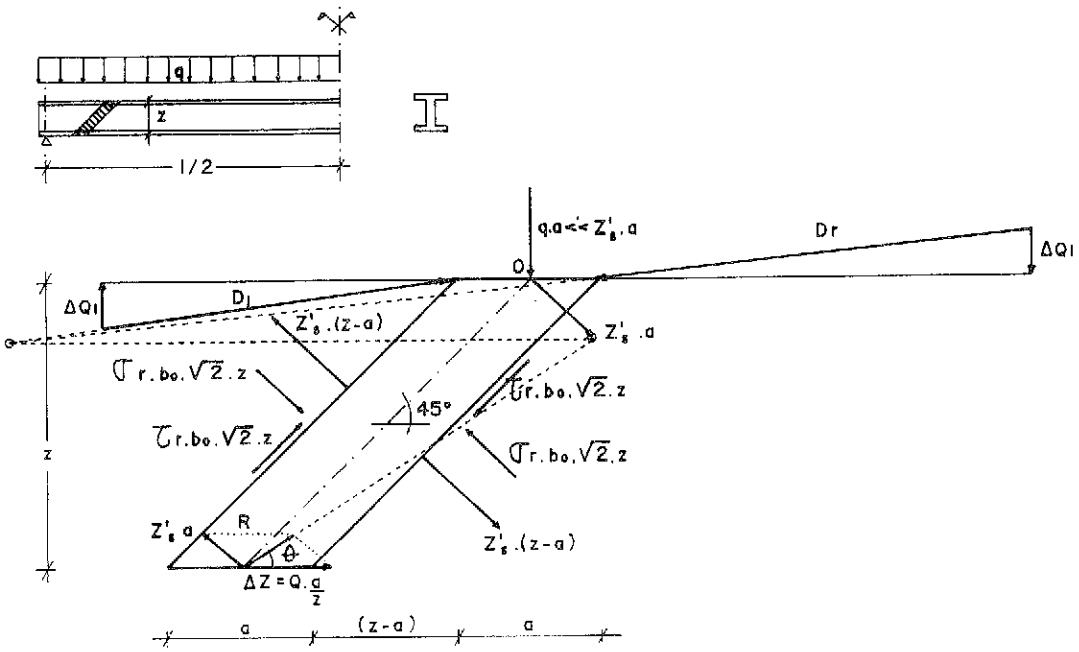


Fig. 6. Diagrama de fuerzas, incluyendo el efecto de trabazón.

$$Zs' = \frac{Q - [\Delta Q_1 + (\tau_r - \sigma_r) \cdot b_o \cdot z]}{z\,(\text{sen}\,\beta + \cos\beta)} \qquad (19)$$

En la ecuación (19), llamando $\Delta Q = \Delta Q_1 + (\tau_r - \sigma_r) \cdot b_o \cdot z$, se obtiene la misma ecuación (9). (20)

Finalmente, reemplazando la (19) en la (8), y dividiendo ambos miembros por $b_o \cdot z$, se obtiene la ecuación para θ buscada, que es análoga a la (11), sólo que en lugar del término $\Delta\tau$ se debe introducir $\Delta\tau = \Delta\tau_1 + (\tau_r - \sigma_r)$ (21)

donde $\Delta\tau_1 = \dfrac{\Delta Q_1}{b_o \cdot z}$

La expresión es:

$$\text{tg}\,\theta = \frac{(\tau - [\Delta\tau_1 + (\tau_r - \sigma_r)]) \cdot \text{sen}\,\beta}{\tau \cdot \text{sen}\,\beta + [\Delta\tau_1 + (\tau_r - \sigma_r)]) \cdot \cos\beta} \qquad (22)$$

Esta es la expresión generalizada pra tg θ, cuando se incluye, separadamente, el efecto de trabazón de los agregados en las fisuras y además la inclinación β de las armaduras de corte.

Los valores de τ_r y σ_r pueden tomarse de trabajos de Walraven, o de Deschner-Kupfer, entre otros. Existen gráficos donde se puede leer directamente la diferencia $(\tau_r - \sigma_r)$ necesaria en la ecuación (22).

Restan por verificarse los valores de $\Delta\tau_1$ a través de ensayos que habría que realizar, como ya se mencionó en el apartado 3.

7. ANALISIS COMPARATIVO ECONOMICO DE LAS DOS DISPOSICIONES DE ESTRIBOS:

Se presenta a continuación un análisis comparativo, desde el punto de vista económico, entre las disposiciones de armaduras de corte formadas por estribos de dos ramas dispuestos a 45º y a 90º.

Se debe mencionar que cuando se utilizan estribos inclinados y se compara el consumo de hierro de éstos, con relación a los estribos verticales, se obtiene un ahorro de hierro relativo en los estribos inclinados, en todas aquellas partes del estribo que no modifican su longitud al ser dispuestos en forma inclinada; entendiéndose con esto, básicamente, las ramas horizontales superior e inferior, pero también los ganchos extremos del estribo, que sirven de atadura.

Resulta importante aclarar, entonces, que en el presente análisis se adoptarán los siguientes valores:

—Recubrimientos verticales: 2 . 2,5 cm = 5,0 cm.

—Recubrimientos horizontales: 2 . 2,0 cm = 4,0 cm.

—Ganchos extremos: 2 . 5,0 cm = 10,0 cm.

Se comienza el análisis estableciendo las longitudes de estribos en cada caso.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Estas son:

$le90 = 2 . (d - 5{,}0\ cm) + 2 . (b - 4{,}0\ cm) + 10{,}0\ cm$; de donde: $le90 = 2\ (d + b - 4{,}0\ cm)$

$le45 = 2 . \sqrt{2} . (d - 5{,}0\ cm) + 2 . (b - 4{,}0\ cm) + 10{,}0\ cm$; de donde: $le45 = 2 . (\sqrt{2}\, d + b - 6{,}0\ cm)$

en donde se aplicaron los supuestos enunciados anteriormente.

Las ecuaciones (13) y (14) anteriores, representan secciones de armaduras de corte por unidad de longitud de viga. Si se multiplican las mismas por sus longitudes respectivas, y por el peso específico del hierro, γ_h, se pueden obtener consumos de hierro, en peso, para cada disposición de armaduras, y que pueden ser comparados, pues ambos se dan por unidad de longitud de viga. Resulta ser entonces:

$$G'90 = \frac{Q_{bS.u}}{z . \cot g\, \theta^{90} . \sigma_{su}} . 2 . (d + b - 0{,}04) . \gamma_h \qquad (23)$$

$$G'45 = \frac{Q_{bS.u} . \sqrt{2}}{z . (1 + \cot g\, \theta^{45}) . \sigma_{su}} . 2\ (+ \sqrt{2} . d + b - 0{,}06) . \gamma_h \qquad (24)$$

Efectuando el cociente (24): (23), se obtiene:

$$\frac{G'45}{G'90} = \frac{\sqrt{2} . \cot g\, \theta^{90} (\sqrt{2} . d + b - 0{,}06)}{(1 + \cot g . \theta^{45}) . (d + b - 0{,}04)} \qquad (25)$$

En la Fig. (7) se muestra esta relación para distintos valores del cociente $\frac{d}{b}$. Se presentan curvas para el caso de tomar: $\cot g\, \theta^{45} = \cot g\, \theta^{90} = \cot g\, \theta = \frac{\tau_{ou}}{\tau_{ou} - \Delta\tau}$; o sea, de acuerdo a la ecuación (1) de la norma; y para el caso de utilizar la ecuación (11) hallada.

En el primer caso, el cociente $\frac{G'45}{G'90}$ no se puede independizar de los términos τ_{ou} y $\Delta\tau$, siendo entonces función de la calidad del hormigón y de la tensión de corte última actuante. La ecuación (25) toma la forma siguiente:

$$\frac{G'45}{G'90} = \frac{(\sqrt{2}\, d + b - 0{,}06) . 2\, \tau_{ou}}{(d + b - 0{,}04) . \sqrt{2} . (2\, \tau_{ou} - \Delta\tau)} \qquad (26)$$

Se eligió entonces un hormigón de clase B-25, como ya se había hecho anteriormente.

En el segundo caso, se debe tomar: $\cot g\, \theta^{45} = \frac{\tau_{ou} + \Delta\tau}{\tau_{ou} - \Delta\tau}$; y: $\cot g\, \theta^{90} = \frac{\tau_{ou}}{\tau_{ou} - \Delta\tau}$. La ecuación (25) toma la forma siguiente:

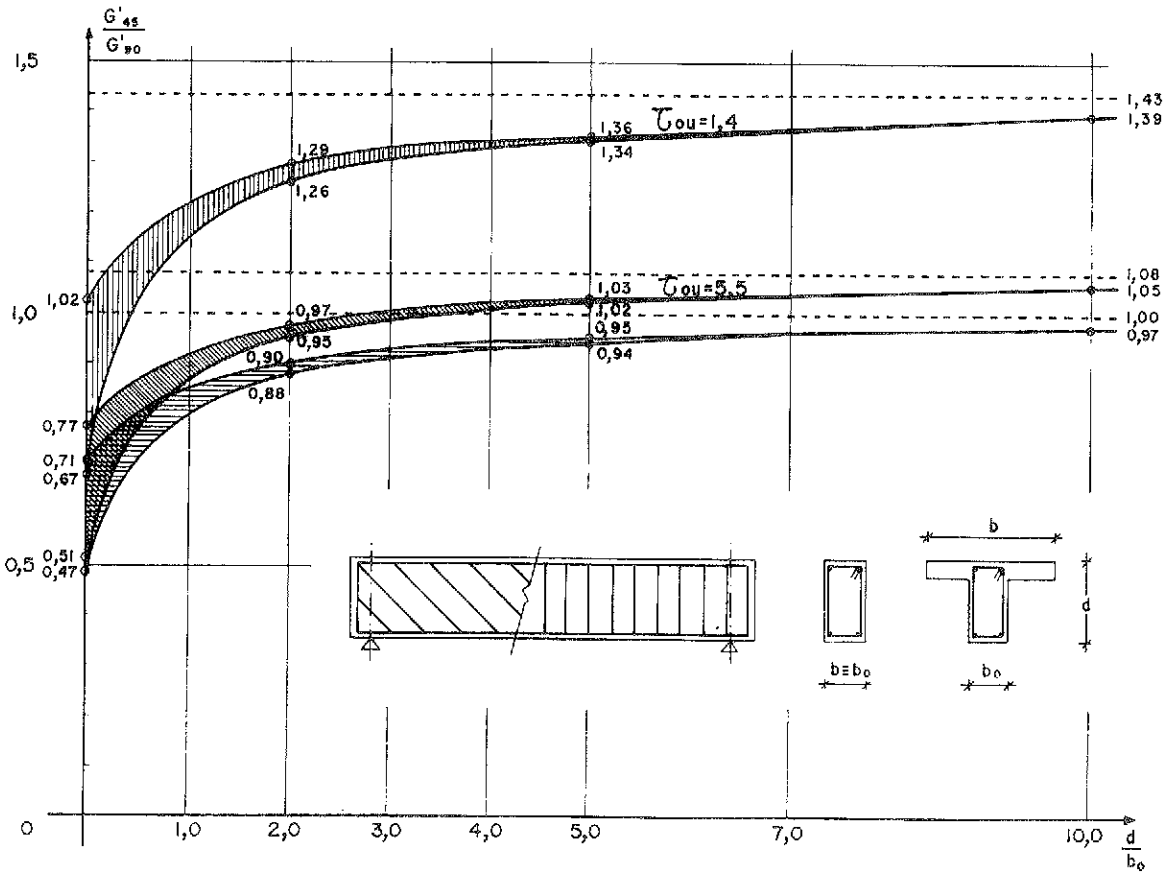


Fig. 7. Comparación de consumos de armadura de corte, para disposiciones de estribos a 45º y 90º.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

$$\frac{G'45}{G'90} = \frac{(\sqrt{2} \cdot d + b - 0{,}06)}{(d + b - 0{,}04) \cdot \sqrt{2}} \qquad (27)$$

En virtud de que existen términos de valor fijo en las ecuaciones (26) y (27), aparecen en las gráficas zonas sombreadas para tener en cuenta la incidencia de dichos valores fijos. La curva límite superior de las zonas sombreadas, corresponde a vigas de grandes dimensiones, donde los valores fijos pueden ser despreciados; y el límite inferior corresponde a vigas de muy pequeñas dimensiones, donde dichos términos fijos juegan un papel importante.

Del gráfico se desprende claramente la magnitud de la economía real que se obtiene en el consumo de hierro de estribos, al disponer los mismos en forma inclinada, en este caso a 45°; justificándose plenamente en el caso de relaciones d/b pequeñas. Para los casos de relaciones d/b usuales (2 a 5), la economía oscila entre el 10 y el 5% para vigas grandes; o entre el 12 y el 6% para vigas pequeñas.

Por otra parte, en la figura se visualiza la diferencia notable con que las ecuaciones (1) y (11) enfrentan el mismo problema. Esta diferencia es mayor para tensiones de corte últimas, τ_{ou}, de bajas a medianas. Para altas tensiones de corte últimas, la diferencia en los resultados entre ambas ecuaciones es menor.

8. CONCLUSIONES

La expresión para tg θ ha merecido numerosas críticas por parte de diferentes autores, que solicitan, entre otras mejoras, una ampliación de esa ecuación para contemplar los casos de distribución de armaduras de corte inclinadas.

Con vistas a mantener la filosofía de diseño de las armaduras de corte propuesta en la DIN 4227 - Parte 1; es decir, incluir en el valor de la tg θ todos los efectos que, a causa de la colaboración del hormigón, contribuyen en la acción portante al corte, se propone una modificación de la ecuación para la tg θ, dada en el apartado 12.4.2 de la norma, para generalizarla, con miras a incluir los efectos de trabazón de los agregados e inclinación cualquiera de las armaduras de corte [Ecuaciones presentadas como (11) y (22)].

Queda pendiente la realización de ensayos con armaduras de corte inclinadas, para verificar fehacientemente las fórmulas propuestas y, al mismo tiempo, comprobar la exactitud del valor $\Delta\tau$ en esos ensayos.

Conviene recordar, en este momento, un párrafo de la ref. [7], donde se señala que "Los resultados obtenidos para una inclinación de estribos $\beta = 45^{\circ}$, muestran una influencia favorable de los estribos inclinados sobre la inclinación del campo de compresión. Resulta entonces factible despejar la discrepancia, actualmente existente cara al dimensionado de una armadura de corte inclinada, entre el concepto de la DIN 4227 y el método del valor de reducción del CEB. No obstante, deberían llevarse a cabo todavía más ensayos sobre vigas con armaduras de corte inclinadas, para asegurar los resultados teóricos ganados, sobre todo en la zona de solicitaciones de corte bajas y medias, en donde el valor de reducción ocasiona una fuerte disminución de la armadura de corte".

Se presentan para la investigación, además, las siguientes cuestiones:

a) El desarrollo realizado corresponde a las denominadas zonas "b" de la viga, quedando por verse aún el tratamiento que debe darse a las zonas "a".

b) Queda por resolver el caso del ángulo θ que debe adoptarse cuando se tiene una combinación de armaduras de corte con distintas inclinaciones.

9. BIBLIOGRAFIA

[1] Leonhardt F.: Vorlesungen über Massivbau. Teil 5. Spannbeton. Año 1980. Springer Verlag.

[2] Kupfer H. y otros: Verband beratender Ingenieure. V.B.I. Teilweise Vorspannung. Berlín. Ernst u. Sohn. 1986.

[3] Kordina K. y Hegger, J.: Zur Schubtragfähigkeit von Stahlbeton- u. Spannbetonbalken Beton- u. Stahlbetonbau 1/1987. Págs. 5 a 9.

[4] Kupfer H. y Hochreither, H.: Bemmesung auf Schub nach DIN 4227 - Teil I. Berichte der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Baustatik. Arbeitstagungen 4/1979. Freudenstadt. Braunlage 1979.

[5] Kupfer H., Mang R. y Karavesyroglou, M.: Zur Analyse des Schubtragverhaltens von Stahlbeton- und Spannbetonträgern unter Berucksichtigung der Riβverzahnung Informe V de los trabajos de investigación de la Escuela de Hormigón de la TU. Munich. Dic. 1983. Págs. 137 a 140.

[6] Dashner F. y Kupfer H.: Schubkraftübertragung in Rissen von Normal- und Leichtbeton. Informe V de los trabajos de investigación de la Escuela de Hormigón de la TU. Munich. Dic. 1983. Págs. 141 a 143.

[7] Kirmair, H. y Grasser, E.: Das Schubtragverhalten schlanker Stahlbeton. Theoretische und experimentelle Untersuchungen für Leicht- und Normalbeton. Informe VI de los trabajos de investigación de la Escuela de Hormigón de la TU. Munich. Dic. 1988. Págs. 96 a 99.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

[8] DIN 4227 - Parte I. Spannbeton Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter und voller Vorspannung. Edición de julio de 1988.

[9] Código Modelo CEB-FIP: Normas para estructuras de Hormigón Armado y Pretensado. Edición 1978.

[10] Kupfer, H.: Bemessung von Spannbetonbauteilen. Capítulo 9. Beton Kalender. 1989. Editorial Ernst & Sohn.

[11] Lippoth W. y Rahlwes U.: Erläuterungen zu DIN 4227. Abschnitt 12. Heft 320 de la Comisión Alemana del Hormigón Armado. 1980. Editorial Ernst & Sohn.

RESUMEN

Para calcular la armadura de corte, en hormigón pretensado, en las denominadas zonas "b", según la Norma DIN 4227 - Parte 1, se debe suponer una inclinación ficticia θ de las diagonales comprimidas, dada por:

$$\operatorname{tg} \theta = 1 - \frac{\Delta\tau}{\tau_{ou}} \geq 0{,}40$$

donde $\Delta\tau$ es el 60% de ciertos valores de tablas (Tabla 9, renglón 50, de la citada Norma DIN), y τ_{ou} es la tensión de corte bajo cargas de rotura en estado II (fisurada).

Se propone una modificación de dicha ecuación para contemplar el efecto favorable que tiene la disposición de armaduras de corte inclinadas, aspecto que no es tenido en cuenta actualmente. La nueva ecuación hallada se compara con la del CEB, obteniéndose una coincidencia total entre ambas. La formulación se extiende para incluir separadamente el efecto de trabazón de los agregados en las fisuras de corte.

Se comparan económicamente entre sí, las disposiciones de estribos a 45º y a 90º.

SUMMARY

The dimensioning of shear according to DIN 4227 - Parte 1 go from a ficticious angle of the compresion struts (see eq. (1)), that was established from tests over beams with vertical stirrups, and it is well known that it gives conservative values when using inclined shear reinforcements. Such a situation is most evident at low shear stresses.

An analysis of the equilibrium of all acting forces on the inclined strut gives a new extended formulae to calculate a more accurate but still ficticious angle θ of the inclined struts, taking account of any angle of shear reinforcements. The comparison between the proposed formulae and that from the CEB-Standard-Method which in the present shows a great divergence of values, is very good.

An economic comparison between 45º and 90º shear reinforcements is made.

* * *

Salón Internacional de la Instrumentación y Automatización Industrial "METROMATICA'91"

La IV edición de este Salón, va a celebrarse durante los días 13 al 17 de noviembre de 1991, en las instalaciones de la Feria de Zaragoza.

La primera edición se celebró en el año 85. Hasta esa fecha no existía en España ninguna Feria exclusivamente dedicada a la automatización y control industrial.

El Salón nació para dar una respuesta comercial y técnica a las necesidades industriales españolas en el campo de la automática y de la instrumentación.

A lo largo de las tres ediciones ya celebradas se ha afianzado su impacto en el ámbito industrial, ya que todos los sectores de producción encuentran su respuesta en METROMATICA.

Los que deseen recibir mayor información sobre el particular, deberán dirigirse a:

METROMATICA'91
Feria de Zaragoza
Apartado 108
E-50080 ZARAGOZA

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

COMUNICACIONES PRESENTADAS A LA XIII
ASAMBLEA TECNICA NACIONAL DE LA A.T.E.P.

457-0-153

Tema 1º: "Investigaciones y estudios"

"Sistema de diseño asistido por ordenador, para el anteproyecto de puentes de carretera compuestos por tableros de vigas prefabricadas"

Joan Ramón Casas i Rius
Angel C. Aparicio Bengoechea
Departamento de Ingeniería de la Construcción
Universitat Politécnica de Catalunya. Barcelona

1. INTRODUCCION

La necesidad de adecuar las distintas reglamentaciones relativas al proyecto y verificación de puentes de los Estados miembros de la Comunidad Económica Europea a una futura Reglamentación común a todos ellos, plantea, en primer lugar, la pregunta de en qué bases debe apoyarse tal Reglamentación, así como en qué manera van a verse afectados cada uno de los Estados Miembros por la decisión de un cambio, por ejemplo, en el tren de cargas de cálculo o en los coeficientes de seguridad, etc... Por todo ello, el Servicio de Puentes y Estructuras de la Dirección General de Carreteras del M.O.P.U. encargó, mediante Convenio, a la Cátedra de Puentes de la Universidad Politécnica de Catalunya, la realización de un sistema informático para el anteproyecto de puentes de carretera compuesto por tableros de vigas prefabricadas, que debía considerar:

–La posibilidad de utilizar un tren de cargas distinto al actual.

–La evaluación de las mediciones de los materiales y presupuesto para cada anteproyecto concreto. Además, y como alternativa, debía poder consultarse una Base de Datos para el contraste de resultados.

–La posibilidad de variar los criterios de verificación y dimensionamiento empleados para los materiales, conforme lo haga la normativa reguladora.

Para dar respuesta a estos aspectos se ha planteado un sistema de diseño asistido, que permita un nivel de definición del anteproyecto, suficiente para poder proceder a una evaluación económica suficientemente aproximada.

Como criterio general se ha pretendido dar una estructura modular al paquete informático, en la idea de que cada módulo pueda funcionar enlazado con todos los anteriores o de forma independiente. Cada uno de estos módulos procede al diseño de uno de los elementos estructurales o funcionales del puente. De esta manera se puede proceder al anteproyecto de un puente completo o al de alguna de sus partes (tablero, pilas, etc...), pudiendo, además, modificarse cada una de ellas por separado.

Los módulos de que consta el programa son los siguientes:

–Módulo de gestión de Base de Datos para puentes en general.
–Módulo de Hipótesis.
–Módulo de diseño de tableros de vigas prefabricadas.
–Módulo de diseño de juntas y aparatos de apoyo.
–Módulo de diseño de pilas de puentes de vigas, con alturas de hasta 40 m.
–Módulo de diseño de estribos.
–Módulo de diseño de cimentaciones.
-Módulo de mediciones de materiales y medios auxiliares.
–Módulo de análisis de sensibilidad de presupuestos.

2. DESCRIPCION

Procederemos, a continuación, a una descripción muy resumida de cada uno de los módulos del programa.

2.1. Base de datos

Se trata de un módulo dividido a su vez en dos submódulos:

a) El primero, permite la creación y gestión de la base de datos, a partir de una serie de fichas de vaciado de proyectos, relativas a:

1) Datos generales y de identificación del puente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

2) Tablero (incluye aparatos de apoyo y superestructura).
3) Pilas.
4) Cimentación de pilas.
5) Estribos (incluye su cimentación).

En cada uno de estos elementos se considera también una medición de las unidades de obra más significativas.

Este submódulo es autoexplicativo y permite las siguientes opciones:

1) Introducir nuevos registros.
2) Editar/modificar registros.
3) Borrar registros.
4) Imprimir.
5) Seleccionar registros.
6) Abandonar el programa.

b) El segundo submódulo permite la definición de un anteproyecto nuevo, basado en los puentes archivados en la Base de Datos, tanto desde el punto de vista geométrico (dimensiones) como económico (medición y presupuesto), partiendo de unos datos funcionales básicos.

2.2. Hipótesis

En este módulo se realiza la opción inicial referente a:

1) Definición del tren de cargas con el que se va a diseñar el puente. Básicamente, se definen 2 tipos de tren de cargas, según sea análogo al español o se halle compuesto por una sobrecarga en aceras más una serie de cargas por carril de tráfico.

2) Definición de las calidades de los materiales y de los coeficientes de seguridad de todos y cada uno de los elementos constructivos posibles.

3) Definición de los criterios de verificación según una determinada Instrucción o Código adoptado.

Este planteamiento permite, para cada puente, o para una serie de puentes, definir un tren de cargas de cálculo, unas calidades de materiales y unos criterios de verificación, pudiendo llegarse a la definición de los mismos, geométrica y económicamente.

La opción de cambio de hipótesis es muy simple y permite reproyectar el puente o serie de puentes, evaluando nuevamente la repercusión geométrica y económica que tiene en los mismos la adopción de distintos condicionamientos de proyecto.

2.3. Tableros

Se consideran tableros formados por vigas prefabricadas en taller o en obra, de luces inferiores a los 45 metros y anchuras de plataforma comprendidas entre 8 y 16,75 metros.

El módulo se halla estructurado a partir de una entrada de datos generales que definen la obra en su conjunto y una serie de datos particulares referentes a cada vano, mediante los cuales queda definido geométricamente el tablero. Con estos datos de entrada dados por el usuario, se procede al diseño del tablero de vigas prefabricadas.

a) Datos generales

a.1) Datos geométricos:

– Número de vanos del puente.
– Anchura total del tablero.

a.2) Datos de superestructura:

Anchura de aceras.
– Anchura de calzada.
– Espesor del pavimento.
– Tipo de superestructura: Se ha considerado una serie de 3 detalles de borde tipo, aunque el usuario puede introducir otra superestructura distinta, definiendo:

1) Peso por metro lineal de la superestructura (sin pavimento).
2) Precio por metro lineal de la superestructura (sin pavimento).

b) Datos particulares

Para cada uno de los vanos se deben introducir:

1) Luz del vano.
2) Esviaje en apoyos.
3) Radio en planta, en el apoyo.

A partir de la definición geométrica de la plataforma vial, se presenta al usuario la posibilidad de un diseño basado en la utilización de vigas prefabricadas en taller o en obra. Dado el rango de luces a partir del cual resulta interesante plantearse un esquema de prefabricación en obra, se considera la posibilidad de su utilización, únicamente, a partir de luces superiores a los 15 metros.

A. Vigas prefabricadas en taller

Se ha pedido documentación a varios prefabricadores de ámbito nacional, introduciéndose los catálogos proporcionados por los mismos, directamente en archivos creados al efecto. El programa propone soluciones de tableros posibles, en un rango continuo de luces y anchuras de plataforma, a partir de las soluciones discretas proporcionadas por los catálogos. Escogida una solución:

1) Define la viga geométricamente (croquis en pantalla).
2) Dibuja la viga a escala (en pantalla).
3) Define el tablero geométricamente (croquis en pantalla).

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

4) Dibuja la sección transversal a escala (en pantalla).

B. Vigas prefabricadas en obra

La secuencia de diseño es la siguiente:

1) Diseño previo

Se procede a un diseño geométrico inicial, según el siguiente esquema:

1.1) Diseño del tablero

Se adopta como criterio el no utilizar diafragmas en las secciones de vano y contemplar su posible colocación únicamente en las de apoyo, con lo cual se procede a:

–Elección del número de vigas.
–Elección del tipo de losa entre vigas (superior o adosada).
–Definición del canto del tablero.

1.2) Diseño de la viga

Se siguen criterios distintos, según que la losa sea superior o adosada.

2) Análisis estructural

De acuerdo con los resultados del diseño previo, se procede a la verificación de las tensiones normales de flexión longitudinal y tangenciales por cortante, en las secciones críticas, validándose o modificándose el diseño geométrico previo y deduciéndose de dicho análisis una cuantía de armadura tanto activa como pasiva.

Dentro de este módulo se procede también al diseño de los diafragmas en las secciones de apoyo, en el caso de que sean estructuralmente necesarios o que una futura maniobra de levantamiento del tablero aconseje su colocación. Para ello, se procede a la evaluación de los esfuerzos horizontales transversales de viento, sismo y fuerza centrífuga, combinados en la forma más desfavorable. Los diafragmas se dimensionan para hacer frente a las solicitaciones producidas por el levantamiento del tablero en vacío.

2.4. Juntas y aparatos de apoyo

Este módulo no requiere la entrada de ningún dato adicional por parte del usuario, cuando se parte de un tablero ya diseñado en el módulo anterior.

Como criterio general de diseño de estos elementos, se ha utilizado el de encadenar hasta un máximo de tres vanos mediante *losas de continuidad*, constituyendo tableros semicontinuos, en la idea de suprimir, en lo posible, las juntas de calzada. Esta decisión, evidentemente, condiciona el tipo de aparatos de apoyo y juntas que pueden emplearse.

La losa de continuidad se dimensiona teniendo en cuenta:

1) Las acciones directas sobre la propia losa de continuidad, debidas tanto al peso propio y carga permanente como a la sobrecarga repartida y puntual.

2) Las acciones en los vanos adyacentes a la losa de continuidad. Entre ellas se encuentran dos tipos de acciones que requieren un análisis por separado:

2.1) Desplazamientos y giros impuestos en los extremos de las losas por deformación de los vanos ante la acción de las lobrecargas de explotación, así como de las acciones térmicas.

2.2) Movimientos impuestos debidos a cargas en vanos adyacentes que producen redistribución de esfuerzos por fluencia: peso propio de las vigas, peso propio de la losa y pretensado con sus pérdidas.

Por lo que se refiere a los aparatos de apoyo, el encadenado entre vanos da lugar a que se contemplen las siguientes tipologías: Neopreno zunchado-teflón unidireccional, neopreno zunchado y neopreno zunchado con dispositivo antideslizante. Este módulo proporciona, como resultado, la solución completa en cuanto a los aparatos de apoyo que corresponde utilizar.

2.5. Pilas

Este módulo está estructurado a partir de una entrada de datos generales relativos a las características geométricas de las pilas, así como de los datos provenientes de los módulos anteriores.

a) Datos generales

Básicamente, la altura de la rasante hasta la cara superior de la cimentación en cada pila. La altura máxima queda limitada a los 40 metros, si bien existe también una altura mínima por condiciones de gálibo, que depende, también, del canto total del tablero.

b) Datos provenientes de otros módulos

–Luces de los vanos, radios y esviajes en apoyos.
–Anchura de la plataforma.
–Tipología de las vigas.
–Número de vigas en cada vano y separaciones.
–Canto total del tablero.
–Reacciones sobre las pilas.

Las dos tipologías posibles de pila son la pila pórtico y la pila martillo, en función de la altura máxima de la rasante. En el primer caso, los fustes son siempre circulares macizos; mientras que en el segundo, se contempla la posibilidad de un fuste circular, macizo o hueco, o de un fuste rectangular hueco.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

En todos los casos, a partir de un diseño geométrico previo, se procede a una verificación estructural y dimensionamiento de la armadura pasiva para cada elemento de la pila (fuste y capitel).

2.6. Estribos

Este módulo, además de los valores provenientes de los otros módulos, requiere la entrada, por parte del usuario, de unos datos generales adicionales:

–Tipología del estribo: abierto, cerrado con muro frontal, cerrado con contrafuertes, estribo flotante sobre terraplén o estribo florante sobre un macizo de tierra armada.

–Tipo de cimentación: superficial o profunda.

–Características del terreno de cimentación.

–Situación del nivel freático.

–Altura del estribo.

–Altura de tierras sobre la puntera.

–Posibilidad de disponer losa de transición.

–Posibilidad de realizar un cajeado lateral.

En todos los casos, el programa procede a una propuesta de cimentación por zapata o mediante pilotes. La cimentación por pilotes se efectúa teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

1) *Estribos cerrados:* Se dispone un encepado corrido y se calculan las distintas soluciones para todos los diámetros de pilotes, permitiendo escoger al usuario la solución deseada.

2) *Estribos abiertos:* Se dispone un encepado bajo cada fuste y se calculan las soluciones que dan un número de 2 ó 4 pilotes bajo cada fuste, permitiéndose la elección al usuario. Los encepados se arriostran convenientemente.

En el caso del estribo abierto se ofrecen tres distintas variaciones de canto para los fustes, mientras que en el cerrado con muro frontal se presenta también la posibilidad de escoger entre un muro de canto constante o de canto variable, prevaleciendo en ambos casos el criterio de diseño de que dicho muro no precise armadura de cortante.

En lo que hace referencia a las aletas, se han considerado 2 tipologías:

1) *Aletas o muros en vuelta:* Son compatibles con todas las tipologías de estribos definidas, en función de la cual deben darse unos datos de entrada u otros. En el caso de estribos abiertos y flotantes, las aletas serán siempre en voladizo, mientras que en el caso de estribos cerrados, si dicho voladizo es excesivo, se adopta la tipología de muro en vuelta, que puede estar cimentado sobre la propia cimentación del estribo o necesitar una cimentación independiente.

2) *Aletas en prolongación recta o en quiebro:* Sólo se contempla su utilización en el caso de estribos cerrados.

2.7. Cimentaciones

Este módulo hace referencia exclusivamente a la cimentación de las pilas, estando resuelta la de los estribos en el módulo anterior. Los datos que se requieren son:

–Existencia o no de cauce.
–Existencia de nivel freático.
–Altura de tierra sobre zapata o encepado.

En el caso de que exista un cauce, y a partir de los datos de caudal máximo y geometría del lecho, se calcula si se produce o no desbordamiento, ante lo cual se da la opción de modificar caudal y velocidad o la geometría del lecho del río. Asimismo, también se calcula la altura de agua que se alcanzará en cada pila, lo cual nos será útil para evaluar la importancia de la socavación.

Los procedimientos constructivos que se pueden elegir son: Península artificial o cimentación con cajones.

El usuario puede escoger entre tres tipos de cimentaciones: superficial, semiprofunda o profunda. La cimentación profunda puede resolverse con pilotes encepados (para pilas pórtico o pilas martillo) o con elementos aislados (pila-pilote) para las pilas pórtico. En todos los casos, se procede también a la medición de todas las unidades de obra, para su posterior utilización en el módulo de presupuesto.

2.8. Mediciones y presupuestos

Este módulo está estructurado en dos submódulos:

1) Mediciones.
2) Presupuesto.

En el submódulo de mediciones se recogen las cuantías de las distintas unidades de obra que se han ido generando en los otros módulos (tableros, pilas, ...).

El módulo tiene en cuenta la posibilidad de que el usuario desee realizar modificaciones en las mediciones, de cara a conocer la influencia que la modificación porcentual, en una determinada medición, pueda tener en el presupuesto final de la obra, en la idea de contar con una herramienta que permita un análisis de sensibilidad de presupuestos.

En lo referente al submódulo del presupuesto, los datos necesarios para la elaboración del mismo, aparte de las mediciones y cuadros de precios que llegan de otros módulos, son:

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

a) Tipo de encofrado de la losa superior.

b) Medio de colocación de las vigas prefabricadas.

c) Tipo de encofrado utilizado en los fustes de las pilas.

d) Tipo de cimbra utilizado en los capiteles de las pilas.

De acuerdo con el submódulo de mediciones, y la estructura modular de todo el programa, el presupuesto total se desglosa en una serie de presupuestos parciales, para cada elemento del puente, haciéndose al final un cuadro resumen de presupuestos.

Asimismo, existe la posibilidad de la modificación en los precios unitarios, que queda reflejada automáticamente en el presupuesto, lo cual permite realizar un análisis de sensibilidad de presupuesto por variación de precios.

2.9. Cuadro de precios

De cara a dar respuesta al requisito de que el sistema de diseño automático sea una herramienta útil en la cuantificación y comparación económica de distintas soluciones, se ha estimado oportuno la introducción de un módulo específico para el cuadro de precios.

Este módulo se estructura en tres submódulos:

1) Cuadro de precios actual (visualización): Permite conocer cuales son los precios unitarios que se están teniendo en cuenta en las distintas unidades de obra.

2) Modificación cuadro de precios para el puente en estudio.

3) Modificación cuadro de precios permanente del programa.

2.10. Grabación y recuperación de puentes

Se halla estructurado en tres submódulos:

1) *Submódulo principal:* Es independiente del resto de módulos del programa. Gestiona las funciones de grabación y recuperación de puentes, cambios de nombre, borrados, etc...

Las opciones de este submódulo son:

a) Puente nuevo.
b) Puente existente.
c) Guardar puente.
d) Recuperar puente.
e) Borrar puente.
f) Cambio de nombre.

2) *Submódulos secundarios:* Si el puente activo es un puente recuperado, estos submódulos tienen como función gestionar los datos de dicho puente.

Los datos que debían ser introducidos en el caso de un puente nuevo, serán visualizados en el caso de uno existente, permitiendo su modificación.

3. AGRADECIMIENTOS

La realización de este sistema de diseño asistido ha sido financiado por el Servicio de Puentes y Estructuras de la Dirección General de Carreteras del MOPU mediante Convenio TC-748 con la Universidad Politécnica de Catalunya.

4. EQUIPO COLABORADOR

Juntamente con los firmantes, han colaborado en los aspectos de programación e instalación de los distintos módulos, los Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos Gonzalo Ramos Schneider, Francisco Pujol Alonso y Pedro Díez Mejía.

RESUMEN

En el artículo se presentan los criterios y esquemas seguidos en la elaboración de un paquete informático para el anteproyecto de puentes de vigas prefabricadas, pensado para dar respuesta a una serie de necesidades, fundamentalmente centradas en la modificación del tren de cargas y códigos de verificación y su repercusión económica en un caso concreto, de manera rápida y con aproximación suficiente. Se describen, de forma resumida, los distintos módulos de que consta el programa informático, así como sus principales funciones.

SUMMARY

In the paper the most important guidelines and criteria used in the elaboration of a software package for the computer aided design of highway bridges composed by precast girders are presented. They take into account the possible modifications concerning the live-load model, the specifications and regulations stated in codes and the materials in order to evaluate in a fast and accurate way the economical influence of these modifications in a particular bridge. The design of the bridge is accurate enough to have a very good approximation of its cost.

The software package is a modular one. Each module works in a linked way with other modules or in an independent way. The main modules are the following:

1) Data Base Management Module.

2) Hypothesis module: live loads, materials, etc.

3) Superestructure design module: slab + girders.

4) Joints and bearings design module.

5) Piers design module (maximum pier heigth is 40 m).

6) Abutments design module.

7) Piers foundation design module.

8) Cost evaluation module: materials measurement and prices.

9) Cost sensitivity module.

The main characteristics of each module are described in the paper.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

III Congreso Nacional de Ingeniería

Durante los días 10 al 14 de junio de 1991 y organizado por el Instituto de Ingeniería de España, se va a celebrar el III Congreso Nacional de Ingeniería, en el Palacio de Congresos de Madrid.

El lema del Congreso "Técnica y sociedad en el umbral del siglo XXI", el enunciado de sus objetivos y el contenido de sus ponencias, hacen prever que estas reuniones habrán de constituir un auténtico acontecimiento profesional e intelectual, con amplia repercusión en la sociedad.

S.M. el Rey Juan Carlos I ha aceptado la Presidencia de Honor de este III Congreso.

Los objetivos que se persiguen pueden resumirse así:

—Facilitar la articulación e integración de la ingeniería española en la sociedad.

—Recuperar y potenciar el papel de la técnica como elemento cultural fundamental en una sociedad moderna.

—Propiciar un foro de discusión sobre la situación de la ingeniería española más allá de 1992.

En una época como la presente en que la ingeniería, es decir, el paso del conocimiento científico al hecho tecnológico, dispone de herramientas que permiten no sólo resolver problemas antes inabordables, sino proponer soluciones óptimas a los mismos, se da la paradoja de que grandes cuestiones que, a priori, deberían tener soluciones apoyadas en el desarrollo tecnológico, no sólo no se resuelven sino que se agravan progresivamente: producción insuficiente de alimentos, desertización, desastres ecológicos.

Por ello, no es de extrañar que el progreso técnico suscite reacciones radicalmente opuestas: de una parte, la que se puede denominar "tecnocrática" (afirmación incondicional, sin analizar consecuencias) y, por otro lado, la que algunos describen como "fundamentalista": oposición al fenómeno prediciendo consecuencias desastrosas y remitiéndose a unos supuestos "valores superiores".

Ante la esterilidad final de ambas posturas, los ingenieros, sin arrogarse la exclusiva, se ven comprometidos a presentar a la sociedad una alternativa equilibrada. "Profundizar" en esa "tercera vía" es el objetivo básico que anima al Instituto de Ingeniería de España al convocar, preparar y difundir su III Congreso Nacional de Ingeniería.

En un terreno más concreto, las ponencias y debates del Congreso se articularán en torno a algunas de las cuestiones que más preocupan a las sociedades avanzadas al encarar el nuevo siglo, como son los dilemas tecnología/ecología, nuevas tecnologías/actividades industriales convencionales, o la incidencia de los avances técnicos en la evolución del empleo.

Son hoy muchas las personas que, en un análisis quizá superficial, consideran culpable al progreso técnico, y en particular a los ingenieros, de cualquier deterioro o degradación medioambiental. Sin entrar en posibles refutaciones de ese análisis, lo que resulta evidente es que sin el concurso de los profesionales no será posible frenar esa degradación, y mucho menos confrarrestar las consecuencias de los deterioros ya producidos.

También son muchos los que identifican, en un debate público no organizado pero sí generalizado, el desarrollo de nuevas tecnologías con la destrucción de puestos de trabajo. Es otro tema que debe ser enfocado con "óptica de gran alcance" y que en el III Congreso de Ingeniería encontrará un adecuado entorno de discusión.

Dentro ya del terreno profesional, quizá la falsa disyuntiva entre las nuevas tecnologías y las actividades convencionales (dicho de otro modo, electrónica, informática, biogenética como determinantes de la extinción o el declive de actividades como siderurgia, minería, construcción civil o naval, cirugía, etc.) encontrará en el Congreso los argumentos que expliquen su propia falacia.

Se espera poder debatir entre 150 y 200 Comunicaciones que, aparte de ser presentadas en resumen en las Sesiones de Trabajo del Congreso, serán también publicadas en los Libros del III Congreso Nacional de Ingeniería.

Actualmente, ya está abierto el período de preinscripción de Congresistas.

Los interesados deberán dirigirse a:

Instituto de la Ingeniería de España
General Arrando, 38
28013 MADRID
Teléfono: (91) 319 67 97

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Dedución de las curvas de Wöhler de corrosión-fatiga de los aceros de pretensado a partir de la medida de la velocidad de crecimiento de fisuras

A. Martín Sanz,
J. Llorca Martínez,
V. Sánchez-Gálvez
Departamento de Ciencia de Materiales
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid

1. INTRODUCCION

En los últimos años, el hormigón pretensado se ha utilizado con frecuencia en estructuras sometidas a acciones dinámicas importantes (puentes de ferrocarril, puentes atirantados, edificios de contención de reactores nucleares, etc.). En estas situaciones, la resistencia a la fatiga del hormigón pretensado puede ser el factor crítico de diseño. Durante mucho tiempo se supuso que el comportamiento en fatiga del hormigón pretensado venía limitado por el hormigón y se prestó poca atención a las armaduras activas, aceptándose que la amplitud de la oscilación de tensiones era muy inferior a los valores que podían ocasionar la rotura del acero. Posteriormente, se descubrió que esta hipótesis podía dejar del lado de la inseguridad en aquellas situaciones en que una sobrecarga aislada pueda producir la fisuración del recubrimiento de la armadura y la fuerza de pretensado no sea suficiente para cerrar las grietas. En estas circunstancias, el elemento crítico de la sección es el acero de pretensado (1-4), que está sometido a esfuerzos cíclicos y además puede verse atacado por iones nocivos que lleguen hasta su superficie a través de las grietas abiertas en el hormigón. El fenómeno de rotura del acero bajo cargas cíclicas en un ambiente agresivo se conoce con el nombre de corrosión-fatiga y el conocimiento del comportamiento del acero de pretensado en corrosión-fatiga es por tanto un factor de gran importancia en estructuras pretensadas de alta responsabilidad.

En general, las normas existentes de cálculo en fatiga de estructuras de hormigón se basan en la utilización de curvas de Wöhler (5-9) o curvas S-N, en las que para cada valor de la amplitud de tensiones aplicada (S inicial de "stress") se determina experimentalmente el número N de ciclos hasta la rotura. A su vez, una curva de Wöhler depende del nivel mínimo de tensiones, por lo que determinar el comportamiento en fatiga completo de un acero de pretensado exige hallar una familia de curvas, cada una de las cuales implica realizar un número elevado de ensayos de larga duración, ya que el fenómeno presenta una gran dispersión y exige utilizar técnicas estadísticas (10, 11). Se trata por tanto de un procedimiento experimental largo y costoso, que en el caso de la corrosión-fatiga se alarga aún más por cuanto este fenómeno depende además del medio ambiente y de la frecuencia de la oscilación de cargas (12, 13). En resumen, puede afirmarse que la determinación experimental directa de las curvas de Wöhler completas de corrosión-fatiga de un acero de pretensado es un procedimiento prácticamente inviable. El método lógico que se debe seguir es la deducción de las curvas de Wöhler, es decir, del número de ciclos hasta la rotura para una amplitud de tensiones dada, a partir de la medida de velocidades de crecimiento de fisuras. Este procedimiento, que es de hecho el que se utiliza extensamente con otros materiales, es el que se ha seguido en la investigación que se presenta en este artículo.

2. METODO DE CALCULO

El método de cálculo de la vida en corrosión-fatiga de los aceros de pretensado sigue el modelo desarrollado anteriormente por los autores (14). Se supone que no existe periodo de iniciación de fisuras, es decir, que los defectos

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

existentes en el material comienzan a propagarse desde el primer ciclo de cargas. Esta hipótesis ha sido utilizada con éxito para predecir el límite de fatiga y la vida en fatiga del acero de pretensado en el aire (15), por lo que es razonable suponer que seguirá siendo válida en un ambiente agresivo.

Así pues, el número de ciclos hasta la rotura, N, se calcula determinando el número de ciclos necesario para propagar una fisura, desde un defecto superficial existente en el acero hasta el tamaño crítico:

$$N = Nmf + Np \qquad (1)$$

donde Nmf es el número de ciclos necesarios para propagar una microfisura (defectos menores de un cierto tamaño) hasta una cierta profundidad intermedia a_t y Np es el número de ciclos precisos para propagar una fisura desde la profundidad a_t hasta la profundidad crítica a_c, para la cual se rompe el alambre bajo la tensión máxima aplicada en un ciclo, σ_{max}.

La profundidad crítica, a_c, se calcula a partir del valor de la tensión máxima, σ_{max}, y de la tenacidad de fractura, Kc, del material, con la ecuación implícita siguiente:

$$Kc = \sigma_{max} \sqrt{\pi a_c}\, M\,(a/D) \qquad (2)$$

donde M (a/D) es un factor adimensional dependiente de la relación entre la profundidad de la fisura a y el diámetro del alambre D, que puede encontrarse en la bibliografía (16). El valor de la tenacidad de fractura del acero, Kc, utilizado en los cálculos es de 85 MPa $\sqrt{m}$, que es un valor medio obtenido para alambres de pretensado rotos por fatiga en agua de mar.

Los valores de Nmf y Np se obtienen integrando las velocidades de crecimiento de microfisuras y fisuras, respectivamente, que vienen dadas por las expresiones siguientes:

$$\frac{da}{dN} = C_1\,(\Delta K)^{m_1} \qquad (3)$$

$$\frac{da}{dN} = C_2\,(\Delta K)^{m_2} \qquad (4)$$

donde da/dN es la propagación de la fisura en un ciclo, ΔK es la amplitud de oscilación del factor de intensidad de tensiones y los coeficientes C_1, m_1, C_2 y m_2 son parámetros empíricos que dependen del medio agresivo, de la amplitud de tensiones y de la frecuencia. La función ΔK, denominada oscilación del factor de intensidad de tensiones, se obtiene para fisuras largas (ecuación 4) con una expresión similar a la ecuación 2:

$$\Delta K = \Delta\sigma \sqrt{\pi a}\, M\,(a/D) \qquad (5)$$

donde $\Delta\sigma$ es la oscilación de la tensión aplicada en un ciclo. Introduciendo la expresión 5 en las ecuaciones 3 y 4 y conocidos los valores de los parámetros C_1, m_1, C_2 y m_2, se pueden integrar para determinar los números de ciclos Nmf y Np, en función de la profundidad del defecto inicial a_0 y de la profundidad crítica a_c. La profundidad intermedia a_t para la que se pasa de microfisuras a fisuras grandes se obtiene por intersección de las dos ecuaciones 3 y 4 y depende de la amplitud de tensiones y de la frecuencia.

Así pues, todos los datos necesarios para el cálculo son conocidos o pueden hallarse (parámetros C_1, m_1, C_2, m_2) con ensayos de velocidad de crecimiento del defecto inicial a_0. Debido al ataque químico que sufren las superficies de fractura, es muy difícil medir el tamaño de estos defectos una vez finalizado el ensayo. Un amplio estudio sobre alambres de pretensado sometidos a fatiga en el aire (17) ha mostrado que los defectos superficiales iniciales presentan profundidades entre 30 y 60 μm y factores de forma (a/c) entre 0,1 y 0,5. Por tanto, estos serán los valores que se utilizarán en el cálculo para deducir las curvas de Wöhler que, en consecuencia, dejarán de ser curvas para convertirse en bandas limitadas por los valores extremos de los tamaños de los defectos. Este hecho explica la dispersión inherente al comportamiento de fatiga y corrosión-fatiga de los aceros de pretensado y la necesidad de utilizar técnicas estadísticas para el cálculo con un cierto nivel de confianza.

3. ENSAYOS DE CORROSION-FATIGA

Con el fin de contrastar el método de cálculo propuesto y determinar las curvas de Wöhler de los aceros de pretensado en corrosión-fatiga, se ha llevado a cabo un extenso programa de ensayos de corrosión-fatiga sobre alambres de acero de pretensado.

El material utilizado en los ensayos es un acero trefilado y envejecido, de producción comercial, en forma de alambres de 7 mm de diámetro. La composición química del acero y sus propiedades mecánicas se muestran en la tabla I.

TABLA I

Composición química y propiedades mecánicas del acero utilizado en los ensayos

C (%)	0,82	Módulo de elast.	204,4 GPa
Mn (%)	0,60	Límite elástico	1,43 GPa
Si (%)	0,18	Tensión de rotura	1,67 GPa
P (%)	0,010	Alargamiento	
S (%)	0,024	bajo carga máx.	5,80%
		Estricción	28%
N (%)	0,007		
Fe (%)	Resto		

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

El medio agresivo utilizado fue agua de mar artificial, preparada de acuerdo con la norma ASTM-D-1141 (18), con pH = 8,2 a temperatura ambiente y potencial libre de corrosión.

La elección de este medio se justifica, por cuanto muchas estructuras de hormigón pretensado de alta responsabilidad están situadas junto al mar y, en todo caso, el ión cloruro es uno de los más activos para promover la fisuración del acero y puede aparecer en la superficie del hormigón por múltiples causas, incluso en estructuras alejadas de la costa.

Se han realizado ensayos de velocidad de crecimiento de fisuras, tanto con fisuras largas como con microfisuras, y se han efectuado también ensayos de corrosión-fatiga con alambres lisos, hasta rotura, para contrastar los resultados con las predicciones del modelo.

El estudio de la propagación de fisuras por corrosión-fatiga se ha realizado utilizando muestras prefisuradas por fatiga. Las probetas tenían 7 mm de diámetro y 37 cm de longitud. La superficie fué lijada hasta un tamaño de grano de 600 y a continuación se practicó una entalla lateral, mediante corte con un disco de diamante, hasta una profundidad aproximada de 1 mm. Finalmente, se creció una fisura de fatiga a 10 Hz hasta una profundidad total aproximada de 1,5 mm. Las probetas prefisuradas se ensayaron a fatiga en agua de mar artificial, midiéndose la velocidad de crecimiento de la fisura da/dN por el método de la variación de la rigidez de la probeta, utilizándose un extensómetro dinámico sujeto a los labios de la entalla. Los ensayos se han realizado a potencial libre de corrosión (≅ 700 mV respecto del electrodo de calomelanos saturado) con una onda de tensiones sinusoidal, de amplitud distinta de unos ensayos a otros (constante para cada ensayo) y a dos frecuencias distintas, 10 y 1 Hz. Se ha utilizado en los ensayos una relación de tensiones R de 0,5 ($R = \sigma_{min}/\sigma_{max}$).

Para estudiar la propagación de microfisuras se ensayan probetas lisas. La superficie de las muestras se lija y desengrasa y se somete a un laminado superficial que introduce tensiones residuales de compresión en toda la superficie, a excepción de una zona de unos 2 cm de longitud en la que se pretende que se generan las microfisuras. A continuación, toda la superficie, salvo los 2 cm citados, se recubre con una pintura protectora para garantizar que el medio agresivo sólo ataque en la región desprotegida. Las probetas se someten a fatiga, en agua de mar artificial, con onda de tensiones sinusoidal, relación de tensiones R = 0,5 y frecuencias de 10 y 1 Hz.

Se han empleado en los ensayos tres valores de la oscilación de tensiones, 700, 600 y 550 MPa. Para cada frecuencia y oscilación de tensiones, se han realizado varios ensayos, deteniendo cada uno de ellos tras un número de ciclos diferente, con el fin de hallar la relación profundidad de microfisuras frente a número de ciclos. Con objeto de medir la profundidad del defecto inicial y de la microfisura generada, tras detener cada ensayo, las probetas fueron sumergidas en nitrógeno líquido y rotas a tracción. Finalmente, se observaron las superficies de rotura al microscópio electrónico de barrido para medir las profundidades de los defectos inicial y final del ensayo.

Los resultados de todos los ensayos se muestran en las figuras 1 y 2, para frecuencias de 10 y 1 Hz, respectivamente. Las figuras muestran la velocidad de crecimiento de fisuras largas y de microfisuras, en función de la oscilación del factor de intensidad de tensiones ΔK. Esta función fue determinada para fisuras largas con la ecuación 5, mientras que para las microfisuras, cuando eran de tamaño inferior a 250 μm, se utilizaron los resultados de Newman y Raju para una microfisura semielíptica superficial (19), mientras que para tamaños mayores se empleó la expresión obtenida por Astiz (20). En el cálculo se utilizó, como profundidad de fisura, el valor medio entre la profundidad del defecto inicial y de la microfisura final.

Como puede verse en las figuras 1 y 2, las microfisuras presentan velocidades de propagación mayores que las fisuras largas, para iguales valores de la oscilación del factor de intensidad de tensiones ΔK. Esta diferencia va disminuyendo al aumentar ΔK hasta llegar a un punto en que se funden los comportamientos de ambas (punto que define la fisura intermedia de profundidad a_i). Se observa también que la relación

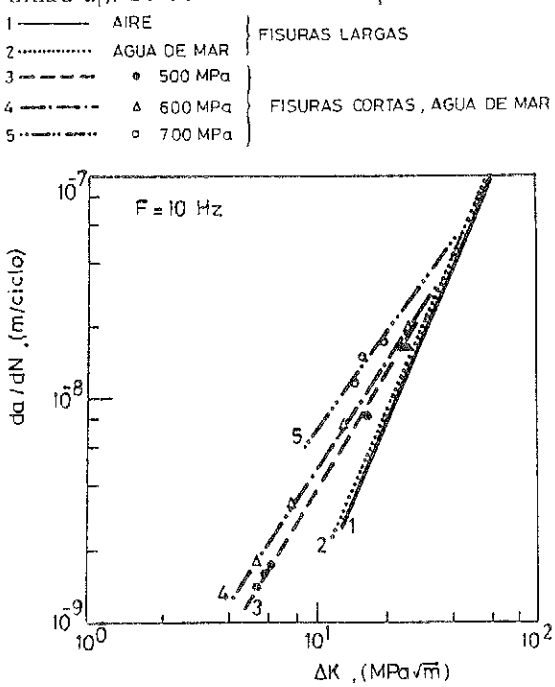


Fig. 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

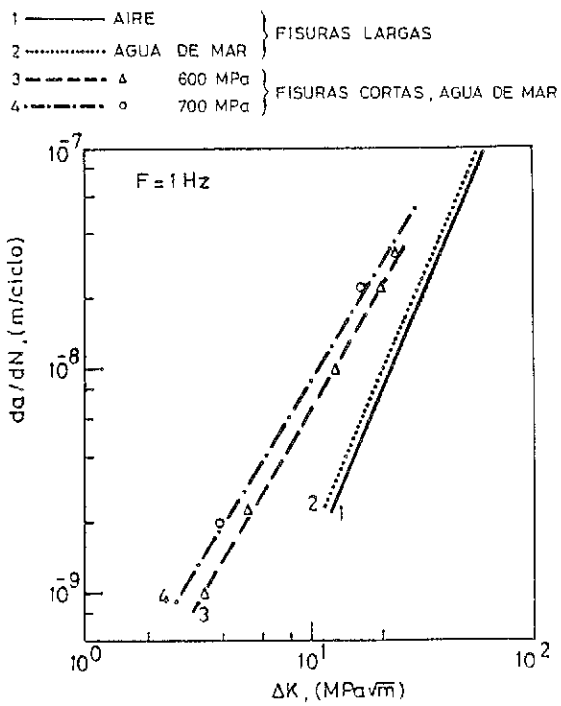


Fig. 2.

entre da/dN y ΔK es lineal en escala bilogarítmica, confirmando la validez de las expresiones 3 y 4. Mientras que para fisuras largas dicha relación sólo depende de la frecuencia, en el caso de las microfisuras, la relación depende también de la amplitud de tensiones aplicada.

4. DEDUCCIÓN DE LAS CURVAS DE WÖHLER

Utilizando los resultados experimentales de ensayos de propagación de fisuras, ya puede emplearse el modelo desarrollado para integrar las expresiones 3 y 4 y deducir el número de ciclos hasta rotura para cada valor de la amplitud de tensiones aplicada y cada frecuencia.

Como ya se indicó, el único parámetro desconocido es la profundidad del defecto inicial a_0 que genera la fisura crítica. En consecuencia, se deducen las curvas de Wöhler para valores de a_0 comprendidos entre 30 y 60 μm y factores de forma (a/c) entre 0,1 y 0,5, suponiéndose que, en la mayoría de las situaciones, los defectos reales tendrán tamaños comprendidos entre dichos límites.

Los resultados del cálculo se muestran en las figuras 3 y 4, para las dos frecuencias utilizadas en los ensayos, incluyendo también los resultados experimentales de ensayos de corrosión-fatiga de aceros de pretensado sobre muestras lisas. Puede comprobarse que todos los resultados experimentales se sitúan dentro de la banda teórica que predice el modelo para los tamaños del defecto inicial supuestos. Se observa también que el comportamiento frente a corrosión-fatiga (al igual que para fatiga en el aire) depende fuertemente del tamaño de los defectos superficiales, reduciéndose a la mitad, aproximadamente, el número de ciclos a rotura, cuando existen defectos de 60 μm de profundidad, con relación al caso en que los mayores defectos fuesen de 30 μm. Este hecho explica la gran dispersión que se encuentra experimentalmente en ensayos de corrosión-fatiga, ya que variará el tamaño del mayor defecto superficial de una probeta a otra, y la necesidad de utilizar técnicas estadísticas para predecir el comportamiento de un tendón real con un cierto nivel de confianza. Por otro lado, se deduce que la mejora del comportamiento en corrosión-fatiga de los aceros de pretensado debe dirigirse hacia la reducción del tamaño y profundidad de los defectos superficiales inducidos durante los procesos de fabricación del acero.

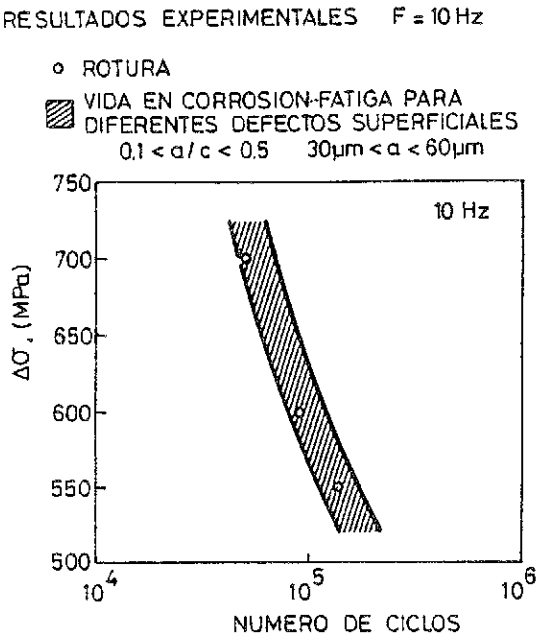


Fig. 3.

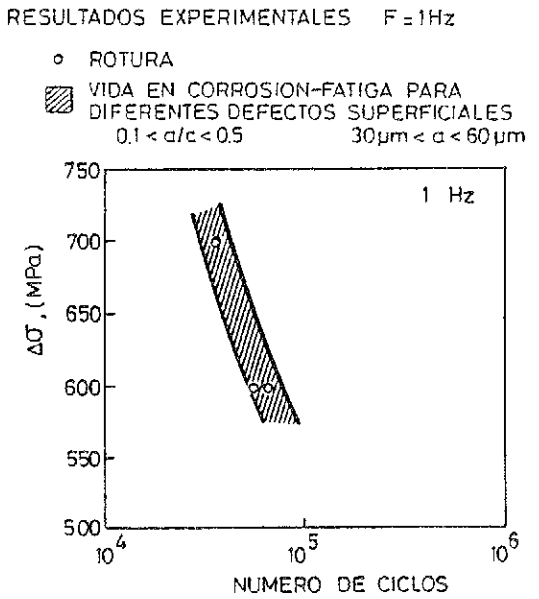


Fig. 4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

5. CONCLUSIONES

En este trabajo se presenta un método de cálculo que permite deducir la vida en corrosión-fatiga de alambres de acero de pretensado, a partir de medidas de crecimiento de fisuras.

Se han realizado ensayos de medida de propagación de fisuras en aceros de pretensado, en agua de mar artificial, a potencial libre de corrosión, relación de tensiones R = 0,5 y frecuencias de 1 y 10 Hz. Se han determinado las velocidades de propagación de fisuras largas y de microfisuras.

A partir de los datos extraidos de los ensayos, se ha utilizado el modelo para deducir las curvas de Wöhler del acero de pretensado en corrosión-fatiga. Los resultados del cálculo concuerdan bien con los resultados experimentales de ensayos de corrosión-fatiga en alambres lisos.

Los resultados obtenidos muestran la gran importancia que tienen los defectos superficiales en el comportamiento frente a corrosión-fatiga de los aceros de pretensado. La mejora del comportamiento debe conducir a una reducción del tamaño y profundidad de dichos defectos.

BIBLIOGRAFIA

1. SANCHEZ-GALVEZ, V. y LLORCA, J. (1985). "Método de cálculo en fatiga de secciones de hormigón pretensado". Hormigón y Acero, 154, pp. 211-216.

2. PAEZ, A. (1985). "La fatiga en vigas de hormigón pretensado". Hormigón y Acero, 156, pp. 169-214.

3. FREY, B. y THÜRLIMANN, B. (1983). "Ermüdungsversuche an stahlbetonbalken mit und ohne schubbewehrung" Bericht 7801-1. Institut fur Banstatik und Konstruktion. ETH Zurich.

4. ABELES, P.W., BROWN, E.I. and HU, C.H. (1973). "Fatigue resistance of underreinforced prestressed beams subjected to different stress ranges. Miner's hypothesis". American Concrete Institute. Atlantic City.

5. UNE 36-465 (1986). "Armaduras de hormigón pretensado. Ensayo de fatiga a la tracción". IRANOR. Madrid.

6. WAAGARD, K. (1982). "Veritas fatigue design recommendations for offshore concrete structures". Der Norske Veritas. Oslo.

7. CEB-FIP (1978). "Model Code for Concrete Structures". Bulletin d'Information 124-125. Paris.

8. RILEM (1979). "Essai de fatigue sur armatures de précontrainte" RPC-8. París.

9. FERNANDEZ, A., ESSLINGER, V. y BELZUNCE, J. (1985). "Propuesta de norma para ensayos de fatiga de armaduras activas y pasivas". Hormigón y Acero, 158, pp. 135-144.

10. CASTILLO, E., FERNANDEZ, A., ESSLINGER, V. y THÜRLIMANN, B. (1985). "Statistical model for fatigue analysis of wires, strands and cables" IABSE, pp. 82-85.

11. BIRKENMAIER, N. y NARAYANAN, R. (1983). "Fatigue resistance of large high tensile stay tendons". Fatigue of Steel and Concrete Structures. IABSE Lausanne, pp. 663-672.

12. SANCHEZ-GALVEZ, V. y MARTIN, A. (1987). "Corrosión Fatigue of steels for prestressing concrete". 10th International Congress on Metallic Corrosion. Madras, India, pp. 1491-1497.

13. MARTIN, A. y SANCHEZ-GALVEZ, V. (1988). "Environmentally assisted fatigue crack growth in high strength eutectoid cold drawn steels. British Corrosion Journal. Vol. 23, nº 2, pp. 96-101.

14. LLORCA, J. y SANCHEZ-GALVEZ, V. (1989). "Fatigue limit and fatigue life prediction in high strength cold drawn eutectoid steel wires". Fatigue and Fracture of Engineering Materials and Structures, Vol. 12, nº 1, pp. 31-45.

15. LLORCA, J. y SANCHEZ-GALVEZ, V. (1988). "Vida en fatiga de alambres de acero de pretensado". Hormigón y Acero, 168, pp. 111-120.

16. VALIENTE, A., SANCHEZ-GALVEZ, V. y ELICES, M. (1984). "On fatigue cracking in prestressing steel wires". Advances in Fracture Research. ICF6, pp. 2143-2151.

17. LLORCA, J. (1986). "Iniciación y propagación de fisuras por fatiga en alambres de acero de pretensado". Tesis Doctoral. Escuela de Ingenieros de Caminos. Universidad Politécnica de Madrid.

18. ASTM (1980). "Standard specification for substitute ocean water". D-1141. ASTM, Philadelphia. U.S.A.

19. NEWMAN, J.C. y RAJU, I.S. (1981). "An empirical stress-intensity factor equation for the surface crack" Engineering Fracture Mechanics, 15, pp. 185-192.

20. ASTIZ, M.A. (1986). "An incompatible singular elastic element for two and three dimensional crack problems". International Journal of Fracture, 31, pp. 105-124.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

RESUMEN

La determinación experimental directa de las curvas de Wöhler de corrosión-fatiga de los aceros de pretensado, implica un número muy elevado de ensayos de larga duración, por lo que resulta un procedimiento prácticamente inviable.

En consecuencia, se pensó en deducir las curvas de Wöhler de corrosión-fatiga de aceros de pretensado, mediante integración numérica, a partir de resultados experimentales de velocidad de propagación de fisuras.

Se utiliza el método de Llorca y Sánchez-Gálvez para integrar numéricamente las velocidades de propagación obtenidas y deducir el número de ciclos a rotura en función de la amplitud de tensiones.

Las curvas de Wöhler deducidas muestran un buen acuerdo con los resultados experimentales de ensayos de corrosión-fatiga en probetas lisas y pueden utilizarse en el cálculo de la comprobación de la seguridad frente a fatiga de estructuras pretensadas sometidas a esfuerzos cíclicos en ambientes agresivos.

SUMMARY

Corrosion-fatigue Wöhler's curves obtention of prestressing steels by direct experimental measurement requires a high number of long duration tests, thus being an impractical approach.

Therefore, a new method for deriving corrosion-fatigue Wöhler's curves by numerical integration of crack growth rate data in prestressing steels was envisaged.

Llorca and Sánchez-Gálvez method was used for numerical integration of experimental crack growth rates to derive the number of cycles to rupture as a function of the stress range.

Wöhler's curves obtained show a good agreement with experimental results of corrosion-fatigue tests on smooth samples and can be used for fatigue calculation of prestressed structures subjected to cyclic loading in agressive environments.

* * *

Convocatoria premios CONSTRUMAT'91

El Instituto de Tecnología de la Construcción de Cataluña, nos comunica que ha convocado la III edición de los Premios CONSTRUMAT, con motivo de la celebración del Salón Internacional de la Construcción, CONSTRUMAT'91. Se encarga de la organización técnica el Instituto de Tecnología de la Construcción de Cataluña-ITEC, con el patrocinio del Departamento de Política Territorial y Obras Públicas de la Generalidad de Cataluña.

Los criterios básicos de los premios son:

1. La innovación, la racionalización tecnológica y la calidad constructiva que se demuestran sobre todo en dos aspectos:

a) Las obras construidas en función de la tecnología empleada y de la racionalidad y la calidad.

b) Los procesos y los productos industriales expuestos en el Salón Internacional CONSTRUMAT, en función de sus características cualitativas, que tendrán que permitir que las obras que los usen, mejoren aquella cualidad y racionalidad.

2. Se debe de considerar también, que la divulgación de los conocimientos, de las características y de las incidencias que para la sociedad y la calidad de vida tienen la innovación, la racionalidad tecnológica y la calidad, tanto de las obras como de los procesos y productos que se aplican, se deben estimular mediante estos premios, otorgando uno al mejor trabajo de divulgación periodística.

3. Se centrará el ámbito de incidencia a todo el territorio español como proyección y aportación hecha desde Cataluña. Así pues, se premiarán las obras y trabajos realizados en el Estado español y los procesos y productos presentados en el Salón, independientemente del origen de su producción o promoción.

4. Tanto las obras como los productos y procesos, serán seleccionados por organismos que tengan implantación en todo el Estado español y que representen colectivos profesionales y empresariales del sector de la construcción, relacionados directamente con el objeto de cada premio.

—Premio a la mejor obra de Ingeniería Civil.
—Premio a la mejor obra de Edificación de Nueva Planta.
—Premio a la mejor labor continuada de Periodismo.
—Premio al mejor Producto Industrial expuesto en CONSTRUMAT'91.
—Premo al mejor Proceso Constructivo expuesto en CONSTRUMAT'91.

Quienes opten a los premios presentarán sus propuestas a la Secretaría Técnica de los Premios, Instituto de Tecnología de la Construcción de Cataluña-ITEC, calle Wellington, 19. 08018 Barcelona.

La entrega de los premios se realizará en la cena que se celebrará en el Hotel Ritz, el día y la hora de la cual se anunciará próximamente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Algunos ejemplos de análisis no lineal de estructuras laminares de hormigón armado y pretensado

P. Roca
Ing. de Caminos, C. y P.
Profesor de la E.T.S.E.C.C.P. Barcelona
A.R. Marí
Ing. de Caminos, C. y P.
Catedrático Dpto. Ing. Construcción. E.T.S.E.C.C.P. Barcelona

INTRODUCCION Y OBJETIVOS

Por sus características geométricas, las láminas de hormigón armado se hallan entre las estructuras más interesantes y atractivas desde un punto de vista estructural y arquitectónico. Pero son precisamente tales características (importantes esbelteces, reducidos espesores, curvatura) las que determinan que su comportamiento estructural resulte especialmente sensible a muchos de los efectos de origen mecánico o cinemático que en general se asocian al concepto de "no linealidad".

Como consecuencia, el uso de los métodos convencionales de proyecto y cálculo a menudo resulta insuficiente en su aplicación a estructuras laminares de hormigón, produciéndose una cierta incertidumbre acerca de su comportamiento real y, en definitiva, acerca de su verdadera seguridad a corto y largo plazo.

De entre los efectos de no linealidad por el material, la posible fisuración del hormigón puede considerarse especialmente condicionante para el comportamiento de estas estructuras. Por una parte, el uso de espesores muy pequeños lleva a que se dispongan, en general, reducidos recubrimientos para la armadura, lo cual agudiza el riesgo de pérdida de seguridad estructural por corrosión de la armadura. Por otra parte, la fisuración, al modificar la posición de la fibra neutra en la sección, puede generar esfuerzos de flexión que desvirtuen la forma de trabajo de lámina.

El óptimo comportamiento de las láminas se debe, principalmente, a su propia geometría. Por ello, una imperfección geométrica, o simplemente la propia deformación de la estructura sometida a unas solicitaciones externas, puede provocar importantes mermas de capacidad portante por efectos de no linealidad geométrica, o incluso inestabilidad. La fluencia, al amplificar de forma progresiva la alteración de la geometría inicial, introduce un factor de riesgo a medio o largo plazo.

En el pasado, el diseño de láminas de hormigón se apoyaba frecuentemente en la experimentación de modelos a escala. Actualmente, con el advenimiento de las modernas técnicas de simulación numérica y la generalización del ordenador digital, es posible sustituir, hasta cierto punto, algunos campos de la experimentación por técnicas de simulación numérica, dando lugar a procesos o estudios mucho menos costosos y en general más versátiles. Si bien este extremo puede considerarse, en principio, muy válido para el estudio de elementos estructurales en su rango elástico lineal, su generación a otros rangos del comportamiento de las estructuras de hormigón (fisuración, rotura) es aún hoy en día objeto de desarrollo e investigación a nivel internacional. Aunque en las últimas décadas se han producido importantes avances en los diversos campos involucrados en este objetivo básico (por ejemplo, modelización mecánica de los materiales, en la descripción del proceso de fisuración del hormigón, etc.), probablemente pueda decirse que los modelos de análisis no lineal por ahora formulados para distintos tipos de estructuras de hormigón hallan su utilidad, básicamente, en la investigación, en estudios de muy alto grado de especialización, o excepcionalmente, en aplicaciones muy singulares.

En este trabajo se presenta la aplicación de un modelo numérico de análisis no lineal por la geometría y el material, instantáneo y diferido, para estructuras laminares de hormigón armado y pretensado, en el estudio de una serie de ejemplos estructurales reales. Con ello se desea mostrar algunas de las posibilidades actuales del análisis estructural por simulación numérica, así como, a su vez, evidenciar algunas de las limitaciones que tales técnicas plantean. El trabajo fue

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

previamente comentado, de forma muy somera, como parte de una comunicación, en un reciente congreso de la *International Association for Shell and Spatial Structures* [1].

BREVE DESCRIPCION DEL MODELO DE ANALISIS UTILIZADO

El modelo que se describe es una extensión para láminas de geometría general, de otro modelo numérico presentado anteriormente [2] para láminas de revolución. Las características generales de la modelización geométrica y de las ecuaciones constitutivas son esencialmente las mismas que en aquél, con las modificaciones necesarias para la extensión de la formulación a un problema bidimensional.

Para la elaboración de este modelo se partió, fundamentalmente, del trabajo de Chan [3], siendo su formulación completada con la inclusión del pretensado y con métodos de generación de la geometría [4]. Otros modelos numéricos semejantes para análisis no lineal de estructuras laminares pretensadas han sido recientemente formulados por Hofstetter [5] y Figueiras [6].

Descripción de la geometría

Para la modelización de la estructura se utiliza el elemento de lámina de Ahmad, isoparamétrico lagrangiano de 9 nodos (figura 1), cuya formulación se basa en las siguientes hipótesis:

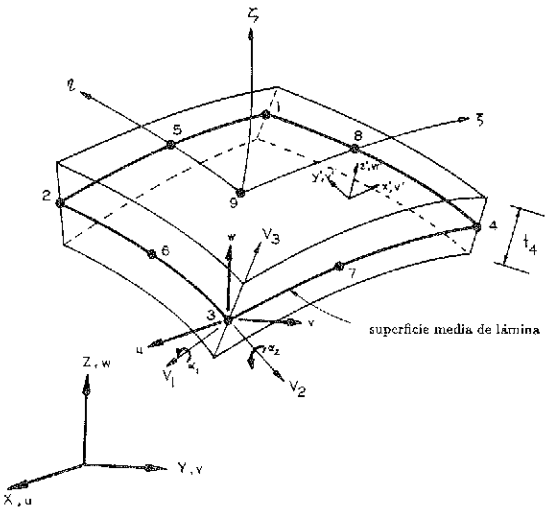


Fig. 1. Elemento finito isoparamétrico de 9 nodos, adoptado en el presente trabajo.

(1) Las rectas normales a la superficie media de la lámina, permanecen rectas tras la deformación de la estructura, aunque no necesariamente normales a aquella. Con el giro adicional de la normal inicial respecto de la posición normal final, se modeliza indirectamente la deformación por cortante.

(2) Las tensiones normales a la superficie media de la lámina son muy pequeñas y pueden considerarse nulas. Como consecuencia, la deformación de la lámina en la dirección del espesor no interviene en la energía de deformación y no aparece en la formulación del elemento.

El carácter isoparamétrico del elemento adoptado indica, por otra parte, que tanto la geometría inicial como los posibles campos de movimiento, se reproducen mediante el mismo tipo de interpolación.

Caracterización del comportamiento mecánico de los materiales

Las anteriores hipótesis permiten concebir el elemento de hormigón como formado por un sistema de capas en estado de tensión plana. Por ello, resulta suficiente un modelo constitutivo biaxial para caracterizar el comportamiento mecánico del hormigón. A este efecto, se ha adoptado el modelo ortotrópico hipoelástico de Darwin y Pecknold [7], combinado con la envolvente biaxial de rotura de Kupfer y Gerstle [8] (figura 2). Este modelo reproduce, a través de la ortrotopía, la influencia del confinamiento tensional sobre la resistencia y el módulo de deformación. Su formulación introduce los conceptos de *deformación uniaxial equivalente* y de *diagrama tensión-deformación uniaxial equivalente* (figura 3). La fisuración se describe como distribuída y aparece según la dirección de la máxima tensión principal cuando en un punto ésta supera la resistencia a tracción del hormigón f_{ck}. En cada punto de integración pueden aparecer hasta un máximo de dos fisuras, necesariamente ortogonales entre sí.

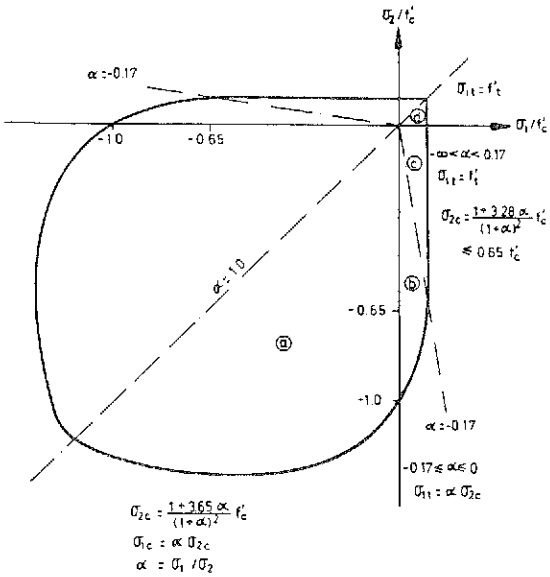


Fig. 2. Envolvente biaxial de rotura de Kupfer y Gerstle [8].

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

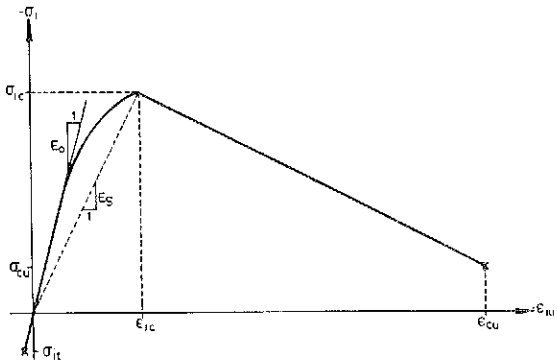


Fig. 3. Curva tensión-deformación uniaxial equivalente, del modelo de Darwin y Pecknold [6].

Para el acero, se considera un diagrama tensión deformación bilineal que incluye los efectos de plastificación con endurecimiento, ramas de descarga y recarga, y efecto Bauschinger. Sobre tal diagrama se realiza una ulterior modificación, para reproducir indirectamente la contribución a la rigidez del hormigón traccionado intacto entre fisuras *(tensión stiffening)* (figura 4).

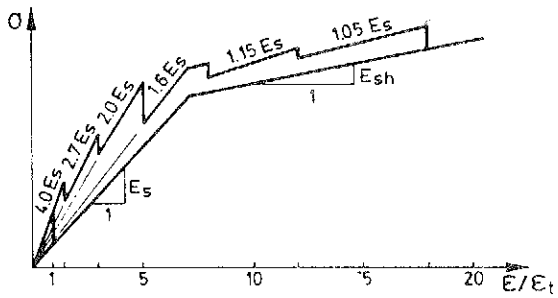


Fig. 4. Modelo de tensión-stiffening referido al acero.

Inclusión del pretensado

Es posible definir tendones de pretensado individuales, contenidos en la superficie media o con cierta excentricidad con respecto a ésta. Para los tendones de pretensado se ha elaborado una formulación, esencialmente coherente con la técnica de elementos finitos utilizada, en la cual

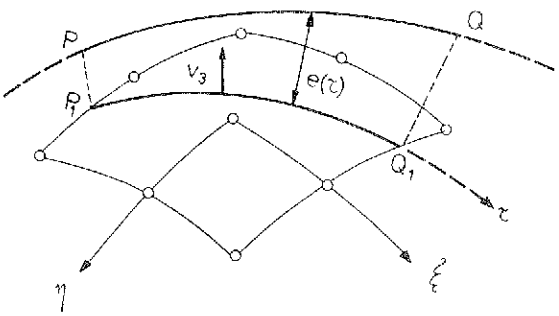


Fig. 5. Segmento de pretensado contenido en un elemento finito de lámina.

el trazado de éstos se reproduce mediante la interpolación de cada uno de los segmentos de tendón interceptado por el contorno de un elemento de lámina (figura 5). Esta interpolación sirve de base para el cálculo de las cargas equivalentes de pretensado por elemento (figura 6). Estas cargas son posteriormente transformadas en cargas nodales que se aplican sobre los nodos de cada elemento de lámina. Puede comprobarse que el sistema de cargas nodales resulta autoequilibrado para cada elemento, individualmente.

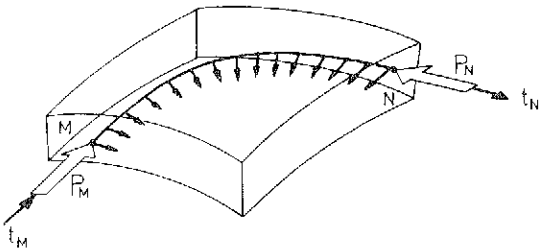


Fig. 6. Sistema de fuerzas producido por el pretensado sobre un elemento finito de lámina.

El modelo incluye los casos de armadura postesa, adherente o no adherente. La rigidez adicional aportada por tendones adherentes, puede calcularse exactamente y ser, consiguientemente, añadida a la rigidez de la parte de estructura de hormigón. En el caso de tendones no adherentes, se dispone de una formulación que permite calcular en general la distribución de deformaciones inducida en el tendón por el movimiento de la estructura bajo una acción externa; sin embargo, la rigidez aportada por el tendón se tiene en cuenta de forma aproximada. La formulación completa para el tratamiento del pretensado puede hallarse en la referencia [4].

No linealidad geométrica

Se tienen en cuenta aquellos efectos que se derivan de considerar que los movimientos de la estructura son finitos. Por una parte, se consideran los términos de segundo orden de las ecuaciones de compatibilidad (relación entre deformaciones y movimientos). Por otra parte, se tiene en cuenta la influencia de la variación de la geometría de la estructura al establecer el equilibrio. Este segundo efecto, normalmente más determinante de comportamiento no lineal que el primero, se introduce en la formulación según un proceso que consiste en actualizar, tras cada iteración, la geometría de la estructura, sumando los incrementos de movimiento a las coordenadas de los nodos y recalculando los triedros de referencia locales. Por su poca significación en el caso de estructuras de hormigón, no se considera el problema de grandes deformaciones. La asunción de pequeñas deformaciones justifica la suma directa de incrementos de deformación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Análisis diferido

Se tienen en cuenta los fenómenos de fluencia y retracción del hormigón, y relajación del acero de pretensado. Para el presente trabajo se ha adoptado el modelo de fluencia de Kabir [9], de tipo visco-elástico lineal y caracterizado por el uso de una serie de Diritchlet como función de fluencia.

Como curvas de referencia para el cálculo de los coeficientes de la serie de Diritchlet se utilizan las fórmulas empíricas proporcionadas por el código ACI [10]. La retracción se reproduce, asimismo, según fórmulas empíricas proporcionadas por el ACI [10]. En ambos casos, tales fórmulas permiten valorar la influencia de factores ambientales o relacionados con la composición del hormigón.

La relajación del acero de pretensado se incorpora según el modelo de Magura (véase [11]), con las modificaciones introducidas por Kang [11] y Marí [12] necesarias para reproducir, por superposición, el efecto de sucesivas variaciones bruscas de tensión.

EJEMPLO 1.—Influencia de una imperfección geométrica en el comportamiento de una lámina de forma libre

Kolleger [13] ensayó recientemente una lámina de hormigón armado diseñada como *lámina de forma libre.* Láminas de forma libre son aquellas cuya geometría ha sido generada como antifunicular de las cargas actuantes, mediante alguna analogía física, experimental o numérica. Por ello, la forma de este tipo de láminas no encaja, en principio, con formas geométricas conocidas y describibles mediante ecuaciones matemáticas.

Kolleger [13] generó la geometría de su modelo construyendo éste en posición inversa y permitiendo que el esqueleto de acero de refuerzo se deformara bajo el peso del hormigón fresco. Una vez endurecido el hormigón, se dió la vuelta a la lámina, resultando por este procedimiento una forma óptima donde el hormigón prácticamente sólo trabaja a compresión.

Analíticamente, una geometría de lámina de este tipo puede generarse mediante un programa de ordenador para análisis no lineal por la geometría (con grandes corrimientos) de placas o láminas. Se parte de una modelización como membrana plana de la planta que se desee proporcionar a la lámina. Se introduce gradualmente la combinación de cargas que la estructura deba soportar (peso propio, presión interna, cargas puntuales, etc) obteniendo así, por actualización de la geometría, una forma libre (es decir, que no responde a ninguna expresión analítica) y óptima.

Kolleger introdujo, en este caso, un defecto geométrico en la lámina, para estudiar experimentalmente su incidencia en la capacidad portante. Para ello se obtuvo la deformada de la lámina en análisis con grandes corrimientos y material elástico, bajo una carga vertical uniforme de 0,002 N/mm^2. El campo de corrimientos así obtenido se multiplicó por el factor necesario para producir en el centro de la estructura un defecto de 2 cm. La forma defectuosa se obtuvo sumando este campo de corrimientos a la geometría inicial de la lámina.

Este proceso ha sido reproducido en el presente trabajo partiendo de los datos facilitados por el mismo autor. Posteriormente, se ha simulado numéricamente, tanto para la lámina inicial como para la lámina con defecto, el proceso de carga hasta rotura llevado a cabo en el ensayo.

La forma de la lámina ensayada se describe, aproximadamente, en la figura 7. El espesor es de 22 mm en el centro, y varía hasta alcanzar unos 58 mm en el empotramiento de sus esquinas con el marco inferior. La armadura general de la lámina se dispone en una única capa centrada con la superficie media. La figura 8 muestra la distribución de esta armadura, en planta. La armadura adicional en las inmediaciones de los empotramientos se detalla en las figuras 9 y 10.

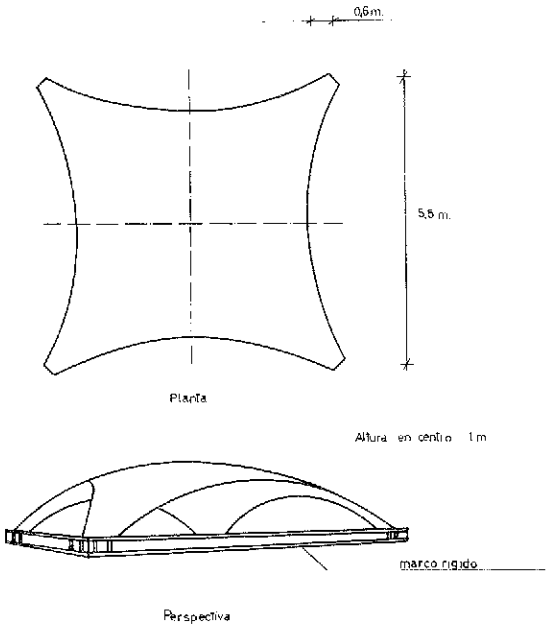


Fig. 7. Ejemplos 1 y 2. Descripción de la lámina ensayada y de su empotramiento en un marco rígido inferior.

La simetría permite considerar únicamente la cuarta parte de la estructura, en la discretización por elementos. La malla utilizada se muestra en la figura 11.

De acuerdo con las indicaciones del autor del ensayo, se han definido las siguientes propiedades para los materiales:

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

$$f_c = 60\ N/mm^2$$
$$f_t = 6\ N/mm^2$$
$$E_c = 32000\ N/mm^2$$
$$\nu = 0{,}2$$
$$\gamma_c = 25\ kN/m^3$$
$$f_{sy} = 600\ N/mm^2$$
$$E_s = 210000\ N/mm^2$$
$$E_{sh} = 0$$
$$\varepsilon_{su} = 0{,}01$$

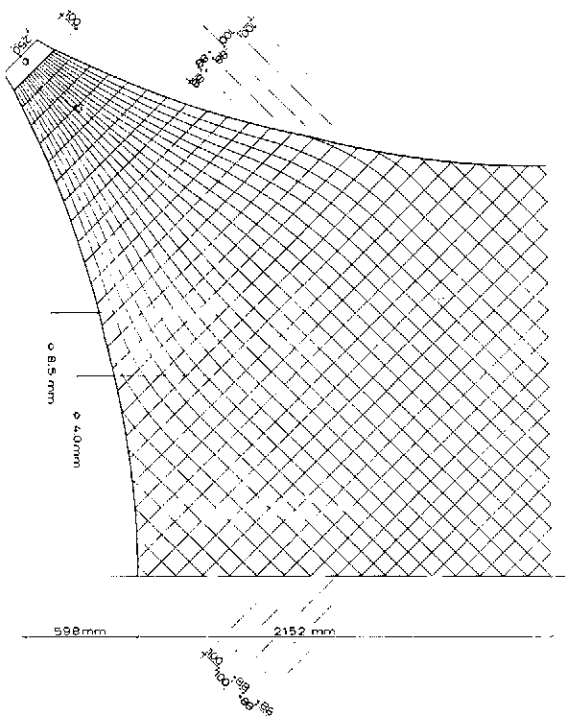


Fig. 8. Ejemplos 1 y 2. Distribución de la armadura general de la lámina.

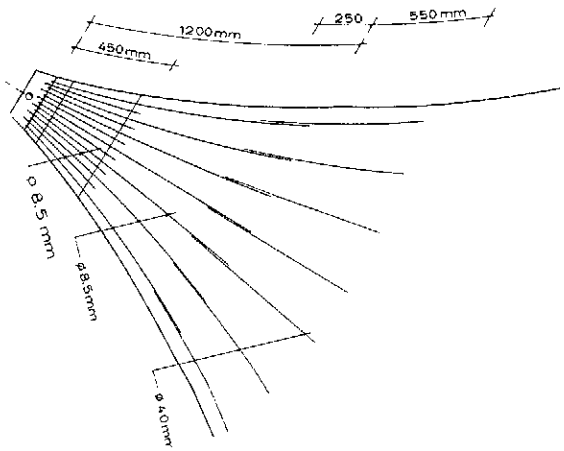


Fig. 9. Ejemplos 1 y 2. Disposición de armadura adicional en las proximidades de los apoyos.

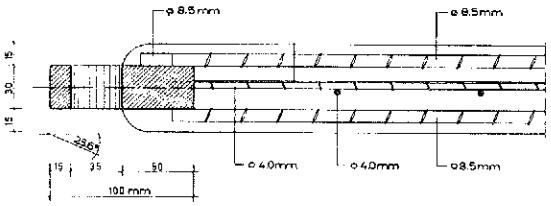


Fig. 10. Ejemplos 1 y 2. Disposición de la armadura adicional en los apoyos. Detalle del empotramiento con el marco rígido inferior.

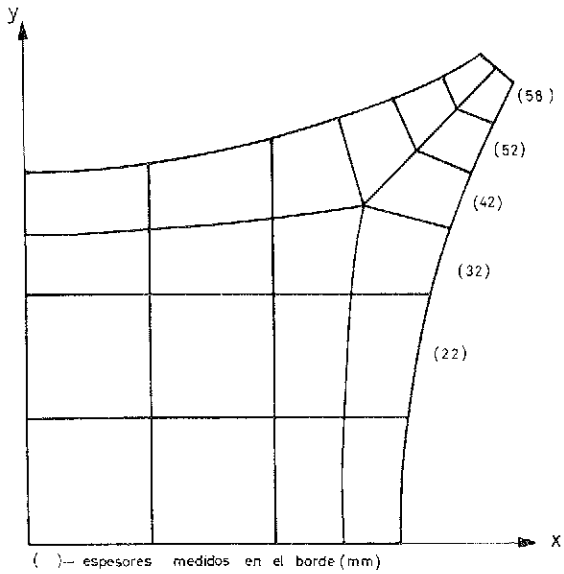


Fig. 11. Ejemplos 1 y 2. Discretización en elementos finitos.

La figura 12 muestra los diagramas carga-desplazamiento (flecha en el centro de la lámina) obtenidos para las dos láminas consideradas, es decir, con la simetría inicial y con el defecto de 2 cm en el centro, sometidas a una carga vertical, uniforme, repartida por unidad de superficie horizontal, creciente hasta rotura. Se observa cómo el defecto produce una fuerte pérdida de

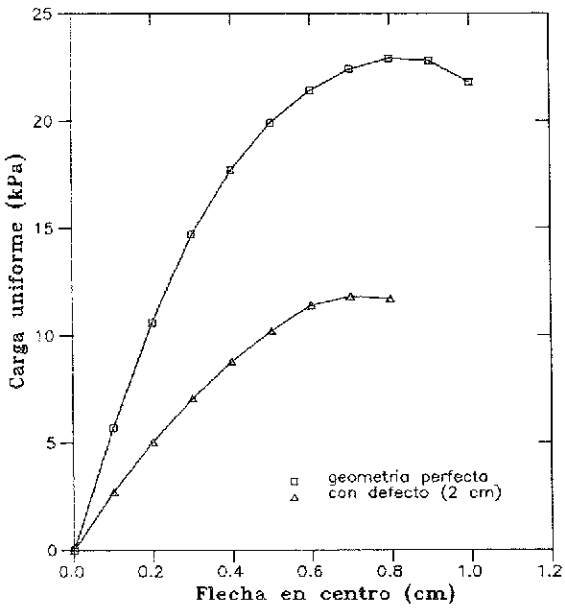


Fig. 12. Ejemplo 1. Diagramas carga-flecha en centro, obtenidos para la lámina de geometría perfecta y la lámina con un defecto de 2 cm en su centro.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

capacidad portante, de hasta aproximadamente el 50%. La carga última de 0,0118 N/mm² obtenida para la lámina defectuosa, coincide muy aproximadamente con la carga última obtenida en el ensayo.

En la figura 13 se ha representado la fisuración detectada por el análisis, en el incremento en que la lámina defectuosa alcanza su carga última. La forma en que se produce la fisuración, aunque a mayor nivel de carga, es semejante para la lámina sin defecto geométrico. Las bandas de fisuración detectadas permiten imaginar el mecanismo de rotura que da lugar al hundimiento de la zona central de la lámina.

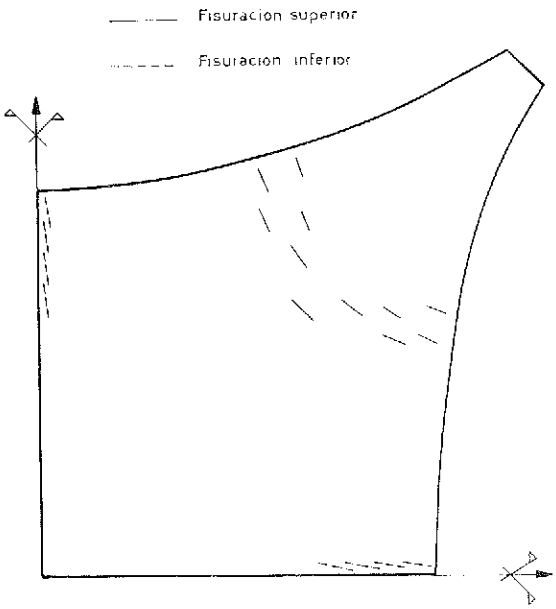


Fig. 13. Ejemplo 1. Fisuración obtenida préviamente a rotura, para la lámina con geometría defectuosa.

EJEMPLO 2.—Aproximación al estudio de la posible inestabilidad a largo plazo de la lámina de Kolleger

La misma lámina, con la misma geometría (para el caso en que se incluye el defecto geométrico) y las mismas propiedades de los materiales que en el apartado anterior, ha sido considerada para la realización de un estudio de la posible inestabilidad a largo plazo, bajo la acción conjunta de la carga externa y los efectos diferidos de retracción y fluencia.

El proceso seguido en este segundo estudio, que introduce como novedad la variable tiempo, ha sido el siguiente:

1) Se ha simulado el desencofrado, introduciendo la carga de peso propio a los 7 días a partir del endurecimiento del hormigón.

2) Se ha dejado a la estructura deformar debido a fluencia y retracción, y bajo la carga de peso propio únicamente, hasta los 28 días a partir del endurecimiento.

3) A los 28 días, la estructura ha sido cargada, de forma instantánea, hasta un cierto nivel de sobrecarga (como carga vertical por unidad de superficie horizontal) a un cierto nivel inferior a la carga última instantánea según se obtuvo en el estudio previo.

4) Manteniendo constante el nivel de sobrecarga provisto, se procede a un estudio en el tiempo, hasta la obtención de un movimiento máximo antes de la posible detección de inestabilidad.

Todo ello ha sido realizado para dos posibles valores de la sobrecarga máxima aplicada, de 0,007 N/mm² y 0,01 N/mm², respectivamente, (es decir, para unas proporciones del 60% y del 90% de la carga última, aproximadamente).

La utilización del modelo de fluencia de Kabir [9] implícita en el proceso descrito podría ser objetable en la medida en que tal modelo es realmente de tipo lineal y en principio debería ser sólo aplicado a estados del hormigón en que no se superasen niveles del 40% de su resistencia a compresión. Chan [3] introdujo unas modificaciones en el modelo de Kabir, basándose en el concepto de tensión efectiva de Roll [14] que, de forma aproximada, tiene en cuenta esta no linealidad. Cabe mencionar que es más frecuente, y tal vez más realista, utilizar el modelo de fluencia de Kabir según un planteamiento distinto, como el realizado por Chan [3] en el estudio de una cubierta formada por paraboloides hiperbólicos: se estudia, en este caso, el efecto de la deformación por fluencia en la pérdida de capacidad portante a largo plazo, manteniendo la estructura sometida solamente a su peso propio o bien a un nivel bajo de sobrecarga, y estudiando entonces el aumento de sobrecarga instantáneamente aplicada necesario para alcanzar la rotura.

En el presente estudio se ha obtenido que para el caso en que la sobrecarga aplicada a los 28 días alcanza el 60% de la carga última instantánea, el aumento de flecha en centro luz tiende a estabilizarse en un breve período de tiempo. Para incrementos sucesivos de tiempo de quince días, se obtienen aumentos de flecha en centro luz progresivamente decrecientes, hasta que, hacia los 120 días, prácticamente llegan a anularse (figura 14).

Para una sobrecarga mantenida de hasta el 90% de la carga última instantánea, resulta la inestabilidad de la estructura a los 45 días después de la aplicación de ésta. Aunque los sucesivos aumentos de desplazamiento para períodos iguales de 15 días tienden a decrecer inicialmente, se alcanza sin embargo una configuración de la geometría deformada de la estructura para la cual ya no es posible el equilibrio en segundo orden.

La figura 15, en la que se relaciona la flecha en centro luz con el tiempo transcurrido desde la

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

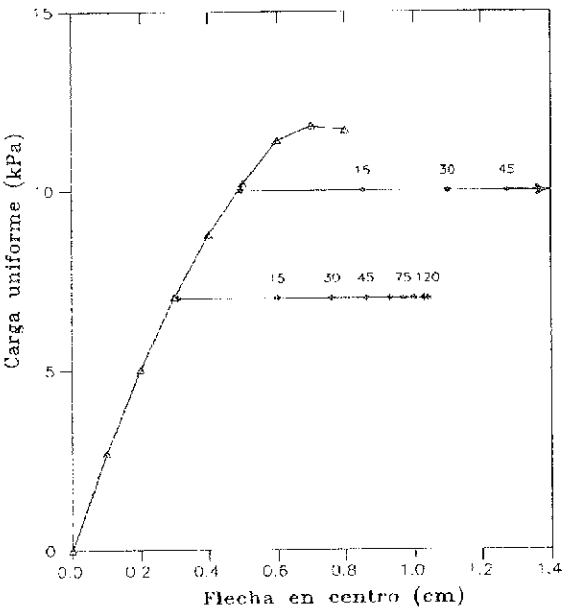


Fig. 14. Ejemplo 2. Relación entre el nivel de carga y la flecha en el centro de la lámina, para distintos períodos de tiempo a partir del instante de la aplicación de la sobrecarga.

aplicación de la sobrecarga, permite visualizar claramente la diferente tendencia hacia la estabilidad o inestabilidad mostrada por la estructura para las dos condiciones de carga consideradas.

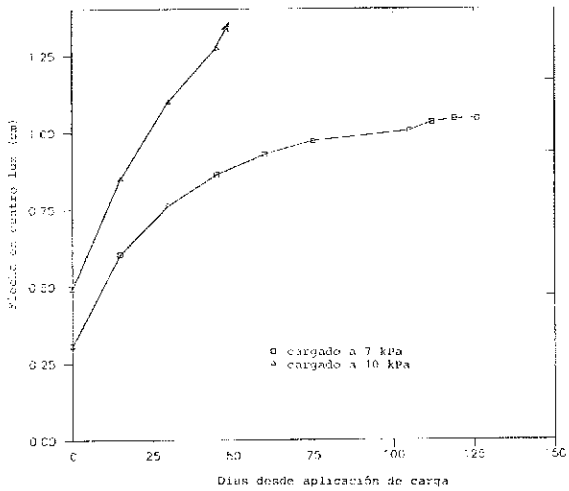


Fig. 15. Ejemplo 2. Relación entre la flecha en el centro y el tiempo transcurrido desde el instante de aplicación de la sobrecarga.

EJEMPLO 3.—Análisis de una lámina cilíndrica con pretensado interior y en las vigas de borde

Bouma [15] ensayó una cubierta cilíndrica pretensada, simplemente apoyada en sus extremos sobre diafragmas rígidos y reforzada en sus bordes laterales mediante vigas de borde, sometida a una carga vertical uniforme distribuída por unidad de superficie horizontal. El pretensado consiste en veinte tendones contenidos en el interior de la lámina y en las vigas de borde. Hofstetter [5, 16] utilizó este ejemplo para la verificación de su modelo numérico.

La figura 16 describe la geometría de la cubierta cilíndrica. La superficie media de la lámina puede describirse, en este caso, mediante unas coordenadas polares α (longitud) y β (ángulo) como

$$x_0 = \begin{Bmatrix} x_0 \\ y_0 \\ z_0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} R \sin \beta \\ \alpha \\ R \cos \beta - R \cos \beta_T \end{Bmatrix}$$

La abertura máxima de la lámina (medida desde su centro) es de $\beta_1 = 40{,}5^{\circ}$, su radio R de 100 cm, y su longitud total de 417 cm. El espesor es de 1 cm en la lámina y 2 cm en las vigas de borde.

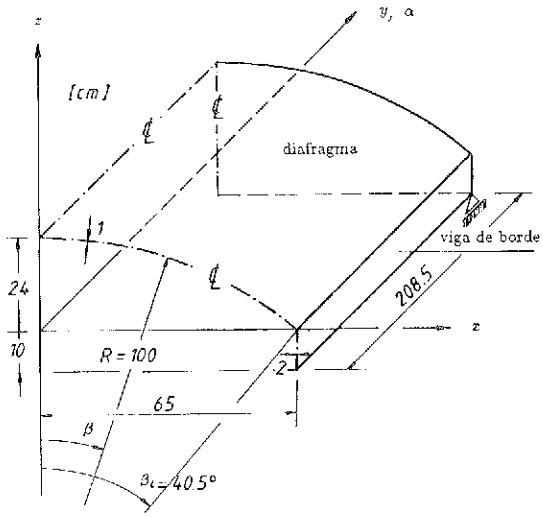


Fig. 16. Ejemplo 3. Geometría y dimensiones de la cubierta cilíndrica.

En el presente trabajo se consideran, para los materiales, las mismas propiedades empleadas por Hofstetter [5, 16].

$$f_c = 27{,}670 \text{ N/mm}^2$$
$$f_t = 3{,}380 \text{ N/mm}^2$$
$$E_c = 33675 \text{ N/mm}^2$$
$$\nu = 0{,}2$$
$$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

Para el acero de armadura pasiva, y a falta de información al respecto proveniente de los autores del ensayo, se toma:

$$f_{sy} = 300 \text{ N/mm}^2$$
$$E_s = 210 \text{ N/mm}^2$$
$$E_{sh} = 10{,}5 \text{ N/mm}^2$$
$$\varepsilon_{su} = 0{,}01$$

La distribución de la armadura pasiva de la lámina se muestra en la figura 17 (a). Sólamente existe armadura inferior, consistente en una malla de barras de 1 mm de diámetro separadas a

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

2 cm en las direcciones longitudinal y transversal, más unas barras, también de 1 mm de diámetro, dispuestas a 4 cm en la dirección longitudinal. De la armadura pasiva, en la viga de borde solamente se dispone como dato de su cuantía geométrica, de un 4 por mil. Manteniendo la idealización de Hofstetter [5, 16], se asume, en la presente investigación, una distribución de armadura como la indicada en la figura 17 (b), formada por cuatro capas, dos representando acero en cada dirección, de espesor individual igual a 0,004 cm.

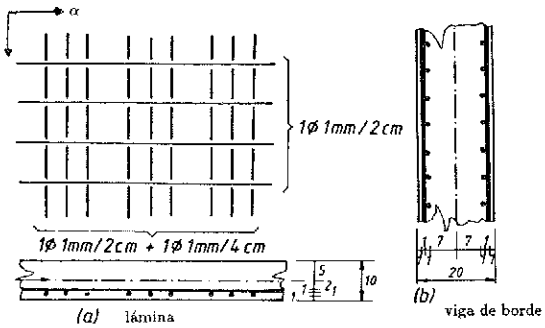


Fig. 17. Ejemplo 3. Distribución de armadura pasiva (a) en la lámina y (b) en la viga de borde.

Se supone que la armadura activa es postesa adherente. Para la caracterización del acero de pretensado se dispone de los siguientes datos: un módulo de elasticidad de $E_p = 200000$ N/mm² y un límite elástico de $f_{pe} = 1700$ N/mm². Con estos datos se ha planteado, por comparación con otras curvas tenso-deformacionales de acero de pretensado, un diagrama multilineal caracterizado por los siguientes puntos:

$$\sigma_1 = 1700 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_2 = 1920 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_3 = 2050 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_4 = 2100 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_5 = 2150 \text{ N/mm}^2$$
$$\varepsilon_1 = 0{,}0085$$
$$\varepsilon_2 = 0{,}01$$
$$\varepsilon_3 = 0{,}02$$
$$\varepsilon_4 = 0{,}03$$
$$\varepsilon_5 = 0{,}05$$

El trazado geométrico de los distintos tendones de pretensado i = 1, 2, ..., 10 (figura 18) puee describirse analíticamente mediante expresiones del tipo

$$\beta = a_i\,(\alpha) + b_i \qquad (10.2)$$

Los coeficientes a_i, b_i, proporcionados por Hosfstetter [16], valen, para los tendones interiores a la lámina (i = 1, 2, 3, 4)

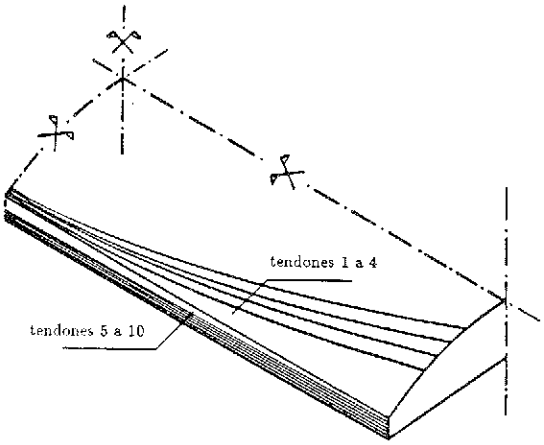


Fig. 18. Ejemplo 3. Disposición de los tendones de pretensado.

$$a_i = -0{,}09896129 + (i - 1)\,0{,}01611372 \text{ m}^{-2}$$
$$b_i = 0{,}667065 + (i - 1)\,0{,}00995 \text{ rad} \qquad (10.3)$$

Los coeficientes relativos a tendones de viga de borde se listan en la tabla 1.

TABLA 1

Ejemplo 12. Coeficientes de las expresiones analíticas del trazado de los tendones de la viga de borde

i	a_i m⁻¹	b_i m
5	—0,01571848	0,071375
6	—0,01335784	0,079875
7	—0,00903960	0,079875
8	—0,00667896	0,088375
9	—0,00236064	0,088375
10	0,0	0,096875

En perfil, los tendones se mantienen completamente contenidos en la fibra media de la lámina o en el plano medio de las vigas de borde.

Se adoptan unos coeficientes de rozamiento $\mu = 0{,}2$ y $K = 0{,}04$ m⁻¹. No se consideran pérdidas por penetración de cuña. La fuerza de pretensado aplicada a cada tendón es tal que, habida cuenta de las pérdidas por rozamiento, produce una tensión en centro luz de 1000 N/mm² en el tendón. Cada tendón está formado por un único alambre de 2 mm de diámetro.

En la discretización de la estructura (figura 19) se han empleado doce elementos de lámina. En este caso, también la viga de borde ha sido idealizada mediante elementos de lámina, aprovechando así en mayor medida los procedimientos desarrollados para la generación automática del recorrido de los tendones a través de la malla de elementos.

La carga de diseño Q_u, consiste en una carga

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

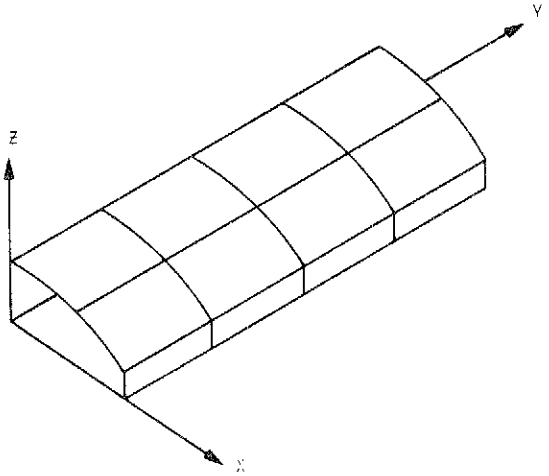


Fig. 19. Ejemplo 3. Discretización en elementos finitos de lámina.

vertical repartida (por unidad de superficie media) de 10 g para la superficie media y de 5 g para las vigas de borde, siendo $g = \gamma_c h$ el peso propio por unidad de superficie. En el presente análisis se simula una aplicación de sobrecarga de hasta 3,5 Q_0.

La figura 20 muestra la relación obtenida entre el nivel de sobrecarga Q/Q_0 y la flecha observada en centro luz de la viga de borde y en el centro de la lámina cilíndrica. Las curvas obtenidas en el presente trabajo se comparan con el resultado experimental de Bouma [15]. La figura 21 muestra las curvas obtenidas analíticamente por Hofstetter para mallas de distinta densidad.

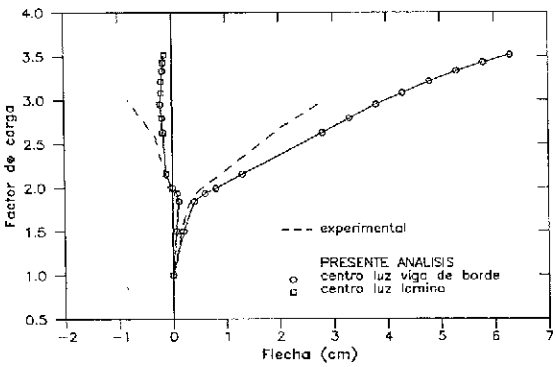


Fig. 20. Ejemplo 3. Relación entre la carga y las flechas obtenidas en el centro de la viga y en el centro de la lámina. Comparación con el resultado experimental de Bouma [15].

Los resultados analíticos reproducen correctamente la aparición de la fisuración, para un nivel de carga de aproximadamente Q/Q_0 = 1,85, punto a partir del cual la estructura presenta una brusca pérdida de rigidez. Se observa además como, en coincidencia con las observaciones experimentales así como con el estudio analítico de Hofstetter [5, 16], para Q/Q_0 = 1,9 se asiste a un cambio de signo en la evolución de la flecha en el centro de la lámina. Tras la fisuración, la estructura real muestra una rigidez algo mayor a la obtenida mediante el presente análisis.

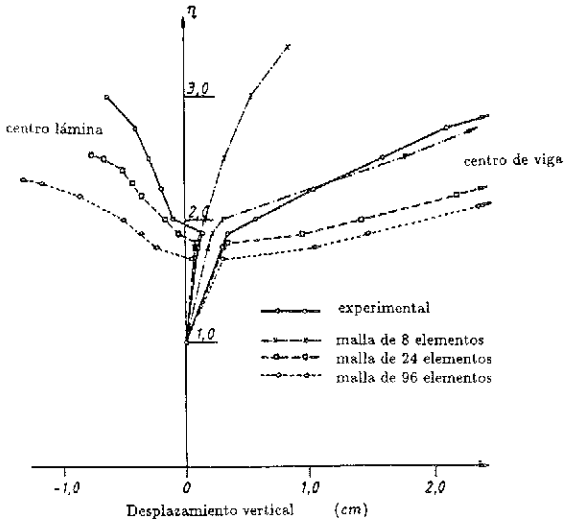


Fig. 21. Ejemplo 3. Curvas carga-desplazamiento, obtenidas por Hofstetter [5].

Tras la fisuración, el análisis predice un comportamiento menos rígido que el observado experimentalmente. Ello tal vez pueda explicarse como consecuencia de la no consideración de un modelo que reproduzca la intervención del acero de pretensado en el efecto de *tensión stiffening*.

Aunque Hofstetter [16] detecta la rotura para Q/Q_0 = 2,285, producida, según el autor, por la plastificación de la armadura de la viga de borde, la forma de la parte conocida de las curvas carga-flecha experimentales, sugiere que la rotura no se alcanza hasta valores del nivel de carga y de la deformación notablemente mayores. Las curvas carga-desplazamiento deberían evolucionar hasta el alcance de un máximo con pendiente nula. En el presente análisis, la aplicación de carga se ha prolongado arbitrariamente hasta un nivel de carga de Q/Q_0 = 3,5, ocurrido para una flecha en el centro de la viga de 6,3 cm. El colapso de la estructura, de acuerdo con la tendencia mostrada por el análisis, podría obtenerse para un nivel de carga aún sensiblemente mayor.

El análisis detecta la formación de fisuras verticales en las vigas de borde a partir del primer incremento que supera la carga de diseño, para Q/Q_0 = 1,5. Se observa una aparición de fisuras longitudinales en el centro de la lámina, para Q/Q_0 = 1,95, coincidiendo con el brusco cambio de pendiente de la curva carga-desplazamiento. Todo ello coincide, aproximadamente, con observaciones provenientes de los autores del ensayo, así como con los resultados analíticos de Hofstetter [5, 16].

La primera plastificación de armadura pasiva de la viga de borde ha ocurrido en el análisis para Q/Q_0 = 2,23. Los tendones 5 a 10 han entrado en la segunda rama del diagrama de acero de pretensado para un nivel de carga de Q/Q_0 = 3,33. La tercera rama del diagrama ha sido alcanzada por el tendón 10, para Q/Q_0 = 3,43, y por los tendones 6 a 9, en Q/Q_0 = 3,51.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

A partir de la tercera rama puede considerarse que el acero ha plastificado.

EJEMPLO 4.—Estudio de una losa pretensada bidireccionalmente mediante armadura postesa

Lin, Scordelis e Itaya [17, 18] llevaron a cabo el ensayo de una losa continua, compuesta de cuatro paneles soportados por nueve pilares, y pretensada bidireccionalmente mediante doce tendones no adherentes en cada dirección. La geometría de la estructura ha sido representada, juntamente con la discretización adoptada, en la figura 22. El espesor de la losa es de 7,62 cm (3 pulgadas) y su lado de 457,2 cm (15 pies). La luz entre pilares es de 213,4 cm (7 pies). Los tendones se disponen con una separación de 38,1 cm (15 pulgadas). El trazado de los tendones en perfil, combina segmentos rectos y parabólicos, según se describe en la figura 23.

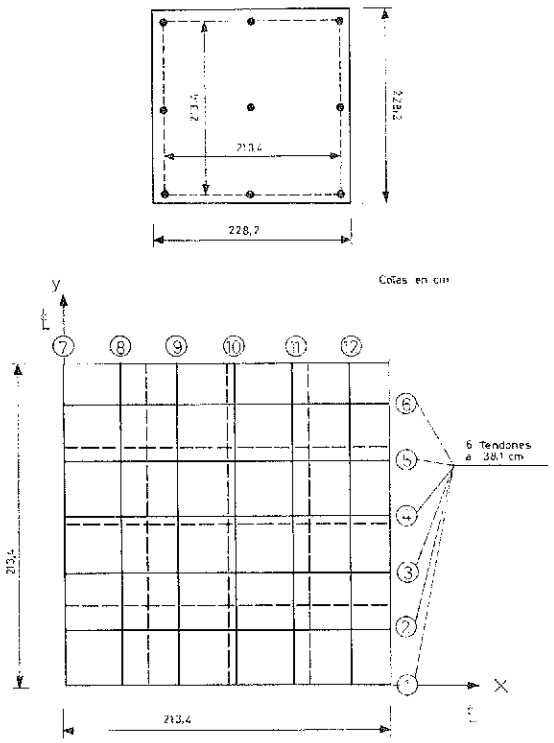


Fig. 22. Ejemplo 4. Geometría y malla de elementos finitos definida. Distribución de los tendones de pretensado

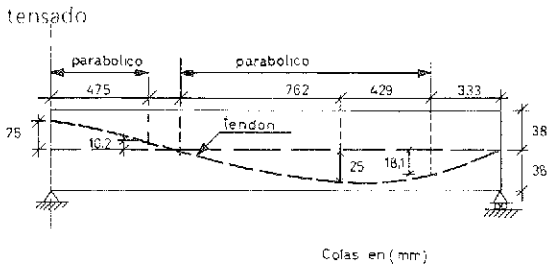


Fig. 23. Ejemplo 4. Trazado, en perfil, de los tendones de pretensado.

La simetría permite considerar únicamente un cuarto de la estructura en la discretización. La malla considerada en el presente trabajo consta de doce elementos de iguales dimensiones (figura 22).

La operación de tesado se realizó a los 28 días del fraguado del hormigón. Tras 14 días se llevó a cabo la introducción de una carga vertical uniforme hasta rotura. El análisis ha sido realizado en tres pasos, simulando, en primer lugar, la transmisión del pretensado bajo la actuación del peso propio, la posterior evolución de la estructura bajo fluencia y retracción del hormigón y relajación del acero de pretensado durante 14 días, y finalmente aplicando la carga repartida uniforme creciente.

Las figuras 24 y 25 permiten comparar los resultados experimentales con las curvas obtenidas por Van Greunen [19] y en el presente análisis. En el ensayo, la losa desarrolló fisuras importantes para una carga aplicada de 17 N/mm², punto a partir del cual la deformación creció bruscamente de 5 mm a 53 mm, alcanzando una carga última de 17,74 N/mm². El colapso de la estructura se produjo por punzonamiento de la columna central a través de la losa.

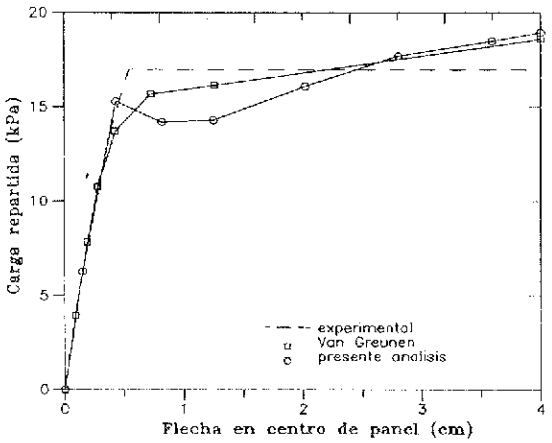


Fig. 24. Ejemplo 4. Relación carga-flecha en centro luz.

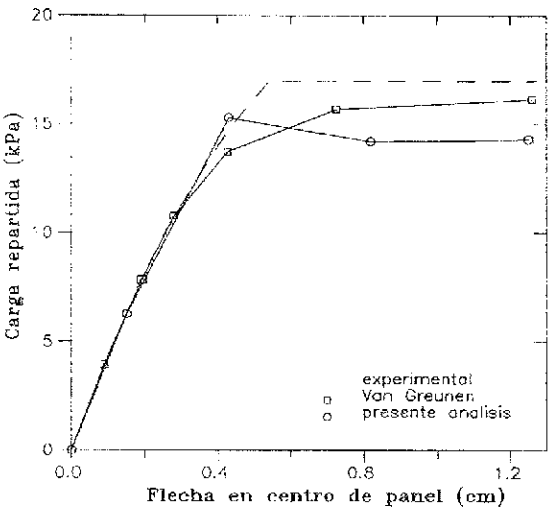


Fig. 25. Ejemplo 4. Relación carga-flecha en centro luz.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

La curva carga-desplazamiento obtenida por Van Greunen [19] y la curva obtenida en la presente investigación, coinciden muy bien con los resultados experimentales durante la primera fase del comportamiento, hasta la formación de las grandes fisuras observadas en el ensayo (figura 25). Sin embargo, la predicción de la carga para la que se produce la deformación brusca es algo deficiente en ambos análisis, especialmente en el de Van Greunen [19]. Esto último puede deberse a la incapacidad de los modelos de fisuración distribuida adoptados, para reproducir las mayores deformaciones que en los tendones no adherentes producen las grandes fisuras individuales, al igual que se ha observado en algunos ejemplos comentados en anteriores apartados.

Por otra parte, el presente modelo numérico —así como el de Van Greunen— no permite reproducir una rotura debida a un efecto transversal, como el punzonamiento por un pilar. Por ello, las curvas obtenidas tienden a evolucionar de forma distinta en la fase de la deformación brusca, tendiendo hacia una carga última distinta a la experimental. La curva obtenida por Van Greunen [19], reproducida por el autor hasta una flecha en centro de panel de 13 mm aproximadamente, ha sido prolongada en la figura 24, observándose el alcance de una buena coincidencia con la curva resultante del presente estudio, a partir de una flecha de 30 mm. La discrepancia obtenida para la fase intermedia se debe al distinto tratamiento del efecto de *tensión stiffening*, referido al hormigón en el caso de Van Greunen [19], y modelizado mediante una modificación del diagrama tenso-deformacional del acero pasivo en el presente estudio. A falta de información al respecto, se ha considerado una cuantía geométrica mínima del 1,5 por mil de acero de 520 N/mm^2.

CONCLUSIONES Y PERSPECTIVAS

Las estructuras laminares de hormigón armado y pretensado presentan un comportamiento claramente no lineal debido, fundamentalmente, a tres causas: el comportamiento no lineal de los materiales, los efectos no lineales de tipo geométrico (especialmente la verificación del equilibrio en la configuración deformada de la estructura), y los efectos estructurales del comportamiento diferido de los materiales.

El modelo numérico que se describe, formulado para *análisis no lineal por la geometría y el material, instantáneo y diferido, de estructuras laminares de hormigón armado o pretensado*, se ha mostrado válido para el estudio de tales estructuras a lo largo de todos sus rangos de su comportamiento permitiendo, particularmente, realizar predicciones acerca de la carga última. El modelo permite claramente valorar la incidencia de los distintos efectos de tipo no lineal sobre la carga última y, por lo tanto, llegar a un conocimiento más realista de la seguridad de tales estructuras.

Los ejemplos estudiados han permitido evidenciar algunas limitaciones del modelo, y que podrían dar lugar a futuros objetos de investigación o perfeccionamiento. A modo de ejemplo, una completa simulación de la rotura de placas bajo una generalidad de condiciones, exigiría introducir en el modelo el mecanismo de rotura de punzonamiento. Ello exigiría utilizar, al menos en algunas zonas de la estructura, un modelo constitutivo triaxial para el hormigón.

Las mayores dificultades en el análisis numérico de estructuras de hormigón aparecen, principalmente, en la reproducción de los rangos de comportamiento intermedio cuando existe fisuración. Ello se debe a las dificultades que una correcta modelización del fenómeno de *tensión stiffening* plantea en general, juntamente con la falta de datos experimentales al respecto. En cambio, se obtienen en general resultados satisfactorios en la simulación de la rotura y la predicción de las cargas últimas.

Las aplicaciones prácticas del modelo de análisis presentado son múltiples. Por ejemplo, al incorporar como caso particular la geometría de placa, incluyendo tendones adherentes o no adherentes, excéntricos respecto a la superficie media, podría ser utilizado para estudiar en profundidad el comportamiento de losas postesas para forjados de edificios con vistas a la obtención de criterios de dimensionamiento de carácter práctico.

El ensayo de unos modelos a escala reducida de losas con pretensado no adherente, que va a ser realizado en fechas próximas en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la Escuela de Caminos de Barcelona, será aprovechado para la verificación y calibración del modelo, y la detección de algunas de sus limitaciones y posibilidades de mejora.

Otra aplicación posible reside en el estudio de casos reales de láminas de hormigón armado o pretensado. En este sentido, el modelo va a ser próximamente aplicado para el análisis del Coliseo de Ponce, en Puerto Rico. Se trata de una lámina de hormigón pretensado, de 84 m de luz, formada por cuatro grandes paraboloides hiperbólicos. El conjunto se apoya en cuatro contrafuertes arriostrados entre sí a nivel de la cimentación.

AGRADECIMIENTOS

Este artículo resume trabajos realizados en el contexto de una tesis doctoral que contó con la ayuda del Ministerio de Educación y Ciencia mediante la concesión de una beca del Plan de Formación de Personal Investigador.

La motivación por el tema tratado y el plan-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

teamiento del trabajo se deben en gran medida al Profesor Scordelis, de la Universidad de California, en Berkeley, y a D. Antonio Marí, de la Escuela de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona.

REFERENCIAS

[1] SCORDELIS, A.C., "Nonlinear Material, Geometric and Time- Dependent Analysis of Reinforced and Prestressed Concrete Shells", *Proceedings of the IASS 30 Anniversary Congress, held at Madrid,* September, 1989.

[2] ROCA, P., MARI, A.R., "Evolución hasta rotura de estructuras laminares de revolución de hormigón armado y pretensado", *Hormigón y Acero,* No. 166 1er trimestre 1988.

[3] CHAN, E.C., "Nonlinear geometric, material and time dependent analysis of reinforced concrete shells with edge beams", *UC-SESM Report 82-2,* **Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley,** Diciembre de 1982.

[4] ROCA, P., "Un modelo de análisis no lineal para el estudio del comportamiento de estructuras laminares de hormigón pretensado", **Departament d'Enginyería de la Construcció, Universitat Politécnica de Catalunya, Barcelona,** Septiembre de 1988.

[5] HOFSTETTER, G., "Physikalisch und geometrisch nitchlineare Traglastanalysen von Spannbetonscheiben, —Platten, und —Schalen mittels der Methode der Finiten Elemente", **Technischen Universitat Wien, Fakultat fur Bauingenieurwesen,** Marzo de 1987.

[6] FERNANDES, R.H.C., FIGUEIRAS, J.A., "Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Shells. Tendon Formulation", *Pineridge Press* **Proceedings of the 2nd International Conference on Computational Plasticity. Part II: Models, Software and Applications.** 1989.

[7] DARWIN, D., PECKNOLD, D.A., "Nonlinear biaxial stress-strain law for concrete", *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE,* Vol. 18, No. 106, 1986.

[8] KUPFER, H.B., and GERSTLE, K.H., "Behavior of concrete under biaxial stresses", *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE,* Vol. 103, No. EM2, Agosto de 1973.

[9] KABIR A.F., "Nonlinear analysis of reinforced concrete slabs and shells for the time dependent effects", *UC-SESM Report No. 76-6,* **Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley,** Diciembre de 1976.

[10] ACI Committee 209, "Prediction of creep, shrinkage, and temperature effects in concrete structures", *ACI Special Publications,* SP-27, Abril de 1970.

[11] Kang, Y.J., "Nonlinear geometric, material and time dependent analysis of reinforced and prestressed concrete frames", *UC-SESM Report No. 77-1,* **Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley,** Enero de 1977.

[12] Marí, A.R., "Nonlinear geometric time dependent analysis of three dimensional reinforced and prestressed concrete frames", *UC-SESM Report 84-12,* **Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley,** Junio de 1984.

[13] Kolleger, J., "Freigeformte schalenentwurf, berechnung und herstellungsverfahren", *Comunicación privada. Universidad de Kassel,* 1988.

[14] Roll, F., "Long Time creep-recovery of hightly stressed concrete cylinders", *ACI Special Publications,* SP-27, Abril de 1970.

[15] Bouma, A.L., Van Riel, A.C., Van Koten, H., Beranek, W.J., "Investigations on models of eleven cylindrical shells made of reinforced and prestressed concrete", *Proceedings of the Symposium on Shell Research, Delft,* **North Holland Publishing Company, Amsterdam, 79-101,** 1961.

[16] Hofstetter, G. y Mang, H.A., "Nonlinear finite element analysis of prestressed concrete shells", *Proceedings of the International Conference held at Drubrovnik, Yugoeslavia,* **Pineridge Press, Swansea** Septiembre de 1986.

[17] Lin, T.Y., Scordelis, A.C., Itaya, R., "Behavior of a continuous concrete slab prestressed in two directions", *Report No. 100/5,* **Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley,** Agosto de 1958.

[18] Lin, T.Y., Scordelis, A.C., Itaya, R., "Behavior of a continuos slab prestressed in two directions", *ACI Journal,* Vol. 56, No. 6, Diciembre de 1959.

[19] Van Greunen, J., "Nonlinear geometric, material and time dependent analysis of reinforced and prestressed concrete slabs and panels", *UC-SESM Report No. 79-3,* **Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley,** Octubre de 1979.

RESUMEN

Se dan a conocer algunos ejemplos de aplicación de análisis no lineal de estructuras de hormigón mediante simulación numérica. Con ello se desea ilustrar algunas de las posibilidades de éstas modernas técnicas de análisis, sin obviar las limitaciones que surgen en su uso real.

Se describe, en primer lugar, un modelo numérico para el análisis no lineal por la geome-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

tría y el material, instantáneo y diferido, de estructuras laminares de hormigón armado y pretensado.

Se presenta la aplicación de este modelo numérico en el análisis de cuatro ejemplos. El primero de ellos estudia la influencia de una pequeña alteración geométrica, en la pérdida de capacidad portante de una lámina de hormigón armado de forma libre.

El segundo ejemplo ilustra el problema de la inestabilidad a largo plazo causada por el efecto conjunto de la no linealidad geométrica y la fluencia del hormigón.

Los dos últimos ejemplos se refieren a estructuras de hormigón pretensado. El primero de ellos describe un intento de reproducir analíticamente la evolución hasta la rotura observada en el ensayo real de un modelo experimental, consistente en una lámina cilíndrica pretensada. Finalmente, se muestra la aplicación del modelo descrito, en el estudio del comportamiento hasta rotura de una losa pretensada bidireccionalmente mediante armadura postesa no adherente.

Los ejemplos ponen de manifiesto la importancia que los efectos de tipo no lineal por el material (fisuración, plastificación del acero) y por la geometría (influencia de la variación de la geometría en el equilibrio), así como los efectos diferidos (fluencia) tienen sobre el comportamiento y la seguridad de las estructuras laminares de hormigón.

SUMMARY

Several examples of the usage of numeric simulation for the nonlinear analysis of concrete structures are presented to illustrate some of the capabilities of such modern techniques of analysis. Certain difficulties which arise in their practical use are commented as well.

First, a numerical model for the nonlinear material, geometric and time dependent analysis of reinforced and prestressed concrete shell structures is described.

Then, the use of this model to analyze four numerical examples is shown. The first example deals with a free-form reinforced concrete shell where a small geometric imperfection is introduced at crown. It is shown that such imperfection produces a strong reduction of the ultimate load of the structure.

The second exemple illustrates a long-term inestability caused in the free-form shell of the former example by creep-buckling.

The two remaining examples treat with prestressed concrete structures. The first one describes an approach to analytically reproduce the complete behavior until failure which was actually observed in the test of the experimental model of a prestressed cylindrical roof. Finaly, the numerical model is used to study the behavior until failure of a concrete slab prestressed in two ways with post-tensioned unbonded reinforcement.

The described examples show the big influence that the nonlinear material effects (concrete cracking, yielding of steel) and the nonlinear geometric effects (equilibrium on the deformed geometry), as well as the time-dependent effects (concrete creep and shrinkage), have on the behavior and reliability of the concrete shell structures.

* * *

Segunda Conferencia sobre edificios de altura en zonas sísmicas

Organizado por el Consejo de Diseño Estructural de Edificios de Altura, de Los Angeles (California) y el Consejo de Edificios de Altura y Urbanismo, se va a celebrar en Los Angeles, durante los días 16 y 17 de Mayo de 1991, la Segunda Conferencia sobre "Edificios de altura en zonas sísmicas" con el objeto de estudiar las tendencias actuales y futuras en el cálculo y construcción de los edificios de altura sometidos a efectos sísmicos y de viento.

Los temas generales que serán estudiados en estas reuniones son los siguientes:

—Edificios excepcionales: Desarrollo, planificación, cálculo y ejecución.

—Tendencias arquitectónicas: Efectos sísmicos y de viento en el diseño arquitectónico.

—Comportamiento de los edificios de altura durante los terremotos de Loma Prieta y otros.

—Control pasivo y activo en los "edificios inteligentes".

—Nuevos conceptos estructurales en distintos tipos de estructuras (metálicas, compuestas, de hormigón, prefabricadas y de mampostería).

Como temas específicos, entre otros, se tratarán los siguientes:

—Criterios utilizados en el cálculo de las estructuras metálicas para edificios de altura, en Los Angeles.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

—Sismicidad y cálculo de los movimientos del terreno durante los terremotos.

—Sistemas estructurales.

—Efectos originados por las cargas sísmicas y de viento.

—Estructuras construidas con elementos prefabricados de hormigón.

—Estructuras construidas con mampostería armada.

—Consideraciones para el cálculo de la resistencia al fuego.

—Efectos sísmicos sobre las cimentaciones.

—Trabajos de investigación sobre elementos estructurales.

—Efectos sísmicos sobre elementos no estructurales.

—Métodos de análisis estructural.

—Utilización de computadores para el cálculo, delineación, control de documentación y conservación de las estructuras.

—Técnicas constructivas utilizadas en los edificios de altura.

Los interesados en participar en estas reuniones, deberán dirigirse a:

Los Angeles Tall Buildings
Structural Design Council
660 South Figueroa Street, Suite 1660
Los Angeles, California 90017

* * *

SEMINARIOS TORROJA
Tecnología de la Construcción y de sus Materiales
Ciclo n.º 7: Invierno de 1991

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 sus Materiales, a cargo de destacados investigadores nacionales y extranjeros del sector.

Estos Seminarios se celebran en la Sala de Conferencias del Instituto, situado en la calle Serrano Galvache, s/n (acceso por Arturo Soria frente al núm. 278), y tiene 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 séptimo ciclo, correspondiente al invierno de 1991, son los siguientes:

Fecha	Ponente	Tema
17 Enero	Rosa ESBERT ALEMANY	La petrofísica y su aportación al estudio de las patologías de las piedras de construcción
31 Enero	Francisco LORENZO SITGES	Durabilidad del hormigón estructural
14 Febrero	Luis M.ª ORTEGA y J.M. CONDE-SALAZAR	Experiencias obtenidas en la auscultación y reparación de puentes
28 Febrero	María Teresa BLANCO VARELA	Cementos especiales
14 Marzo	Aurelio ALAMAN SIMON	Ahorro de energía en la edificación

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Análisis no lineal y comportamiento hasta rotura de estructuras de hormigón pretensado con tendones no adherentes

Juan Murcia Vela
Dr. Ingeniero de Caminos
Instituto de Ciencia de Materiales de Barcelona, CSIC
(Actualmente en comisión de servicios, Dpto. de Ingeniería de la Construcción, Escuela T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, UPC)

INTRODUCCION

Se ha estudiado ya en otro lugar una metodología para el análisis estructural del hormigón pretensado con la técnica de tendones no adherentes, llegándose a una formulación que engloba también la de tendones adherentes (8). Pero su desarrollo se limitó entonces sólo al ámbito lineal.

En esta presentación se extiende dicha formulación, en el marco de las estructuras lineales o de barras, al análisis no lineal; esto es, a las situaciones que, tras el comienzo de la fisuración, se dan: fases de fisuración del hormigón, plastificación de los materiales (ya sea el hormigón, ya el acero o ambos a la vez) y rotura. Aunque se cite al acero como material constitutivo de los tendones, está claro que todo lo que sigue es válido si éstos están conformados por otro material con un comportamiento similar.

A tal objeto, tras un somero repaso del planteamiento básico, se propone un procedimiento iterativo para el análisis no lineal, por una parte, y se examina lo que representan aquí la fisuración y la rotura, por otra; para ello se toma siempre como referencia la técnica adherente, mejor conocida. Completando el ámbito no lineal, se trata también brevemente del alcance del pretensado, adherente o no, en el análisis en segundo orden, para el caso de elementos comprimidos de cierta esbeltez.

Se pasa después al desarrollo de un ejemplo genérico sencillo, de nuevo en contraste con la técnica adherente, examinando así los casos con y sin adherencia (en éste se abordan ciertos aspectos específicos, como la cadencia fisuración-rotura o el práctico ΔP), lo que sirve también de pauta para extraer alguna conclusión general de comparación.

ANALISIS ESTRUCTURAL NO LINEAL

Antes de proseguir, recordemos (8) cuáles son las condiciones generales del análisis, con independencia del modelo de interacción.

Si t es la fuerza tangencial unitaria de interacción entre el tendón y el conducto (o el hormigón), u el desplazamiento relativo entre ambos, ε_p la deformación del tendón y ε_{cc} la del hormigón al nivel del anterior, las mismas son:

$$t = -\frac{dP}{ds},$$

$$\frac{du}{ds} = \varepsilon_p - \varepsilon_{cc}.$$

y, en el caso general en servicio (una vez fijados los anclajes de los tendones, por lo que las variables son en realidad incrementos sobre su valor previo), la condición de compatibilidad (global) hormigón-tendón,

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

$$u(s_{tot}) = \int_0^{s_{tot}} \left(\frac{du}{ds}\right) . ds = \int_0^{s_{tot}} (\varepsilon_p - \varepsilon_{ce}) . ds = 0.$$

siendo s_{tot} la longitud del tendón entre anclajes y colocando el origen en uno de éstos (donde $u = 0$), lo que se supondrá a partir de ahora.

Dado un cierto sentido de avance, de forma que las variables vectoriales (desplazamientos, fuerzas, etc.) sean positivas cuando tengan ese mismo sentido, el signo de t es entonces el opuesto al de u (8).

Mientras la estructura de hormigón se comporta linealmente,

$$\frac{du}{ds} = \frac{P}{E_p . A_p} [1 + n . A_p (\frac{1}{A_e} + \frac{e^2}{I_e})] - \frac{N}{E_e . A_e} + \frac{M . e}{E_e . I_e},$$

y, en la misma situación, la condición de compatibilidad global, para el caso general en servicio, es

$$u(s_{tot}) = \int_0^{s_{tot}} \{\frac{P}{E_p . A_p} [1 + n . A_p (\frac{1}{A_e} + \frac{e^2}{I_e})] - \frac{N}{E_e . A_e} + \frac{M . e}{E_e . I_e}\} . ds = 0.$$

En todo lo que sigue, y basándonos en conclusiones obtenidas en otro lugar (9), emplearemos sólo el modelo de *rozamiento simple* para representar el comportamiento de la interacción tendón-hormigón. Este modelo introduce la relación $t = \pm \mu . n$ en la formulación del análisis.

Por otra parte, aunque ello fuera posible (con las mismas pautas que lo que se verá a continuación), no vale la pena desarrollar las fases de tesado y destesado, para las que de hecho es muy improbable que se entre en régimen no lineal, habiendo sido ya estudiadas para análisis lineal (8): nos referiremos siempre por ello al *caso general en situación de servicio,* con los anclajes de los tendones ya fijos, recordando que las variables que aparecen representan incrementos sobre sus valores anteriores.

Es interesante repasar ahora las características de este caso general con el modelo en cuestión (8), puesto que siguen vigentes en su mayoría en el ámbito no lineal y configuran la resolución de su análisis. Son las que siguen:

—Con este modelo de interacción, en el tendón se tiene, derivado sólo de condiciones mecánicas y considerando el efecto de ondulación,

$$P(s) = P(0) . \exp [\pm \mu . (\beta + \varphi . s)],$$

donde P (0) es la fuerza en el origen tomado, s y β, respectivamente, la longitud y el ángulo total girado por el tendón desde el anterior, y φ el coeficiente de ondulación (en radianes por unidad de longitud); poniendo β en función de s, para los trazados habituales (parabólicos y rectos) se llega a

$$P(s) = P(0) . \exp [\pm \mu . (K . s + K')],$$

que puede tomarse como expresión general de la fuerza P.

El signo del exponente de P (s) es igual al del desplazamiento relativo u (s), que no es conocido a priori; pero se sabe que cerca de cada anclaje, tomándolo como origen y avanzando hacia el opuesto, el signo de u es positivo (ε_p es positiva y ε_{ce} negativa), lo que quiere decir que, respecto a un mismo origen, esta variable tiene que cambiar de signo en un punto intermedio.

—En consecuencia, la expresión de P respecto a un mismo origen no es única, por producirse un cambio de signo en su exponente; pero, como es lógico, la ley de P ha de ser continua. En la práctica, lo más cómodo suele ser referir cada una a su extremo correspondiente (esto es, ponerlas en función de P (0) y de P (s_{tot})).

—Al sustituir la expresión general P (s) en la de compatibilidad global hormigón-tendón, se tiene la condición a partir de la que se obtiene P (0); en análisis lineal,

$$\int_0^{s_{tot}} \{\frac{P(s)}{E_p . A_p} [1 + n . A_p (\frac{1}{A_e} + \frac{e^2}{I_e})] - \frac{N}{E_e . A_e} + \frac{M . e}{E_e . I_e}\} . ds = 0.$$

—En el cálculo de la condición anterior, se ha de subdividir la integración en los diferentes tramos (normalmente dos) con distintas expresiones P (s) para el mismo origen.

—Como en el cálculo de u (s), que en análisis lineal corresponde a

$$u(s) = \int_0^s \{\frac{P(s)}{E_p . A_p} [1 + n . A_p (\frac{1}{A_e} + \frac{e^2}{I_e})] - \frac{N}{E_e . A_e} + \frac{M . e}{E_e . I_e}\} . ds,$$

entra la propia P(s), la cual a su vez queda definida por fin según el signo de u(s), resulta que ha de procederse mediante tanteos, de manera que al final se cumpla la nulidad de u (s_{tot}), coincida el signo del exponente de P(s) con el de u(s) y se mantenga la continuidad de P(s). Lo más práctico al respecto suele ser tomar en principio un valor de P constante.

Veamos ya, brevemente, cómo se puede plantear el análisis en las *situaciones de no linealidad,* para la técnica no adherente.

No linealidad

La no linealidad del análisis se produce, en el de primer orden, por la que se da en el comportamiento (diagrama $\sigma - \varepsilon$) de los materiales (hormigón: fisuración en las zonas a tracción y plastificación en las comprimidas; acero: plastificación a tracción).

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

En realidad, de cara al análisis, la situación en esta técnica coincide con la de la fase previa a la inyección en la adherente; ello ha sido ya estudiado en otra parte (7), abordándose mediante los diversos *métodos de deformaciones impuestas,* relativos a los diagramas M — c de las distintas secciones, métodos que suponen un proceso iterativo.

Se toma como base, para ello, la *estructura de hormigón* (incluyendo en ella todas las armaduras adherentes, normalmente sólo pasivas), la cual está sometida a una compresión P al nivel de la armadura activa no adherente. Si bien el diagrama M — c de sus secciones pasa por el origen, si se mantiene la misma formulación que antes debe tomarse formalmente un origen de momentos tal que M no incluya el isostático de pretensado (para pretensados normales (7), P . e . cos α o, en general, P . e sin más): el eje M = 0 ha de bajar dicho valor.

Uniendo todos los elementos del análisis, se establece un *proceso iterativo* en el que se cumple

$$P(s) = P(0) \,.\, \exp\left[\pm \mu \,.\, (K \,.\, s + K')\right],$$

donde el signo de la exponencial coincide con el de u (s), que es

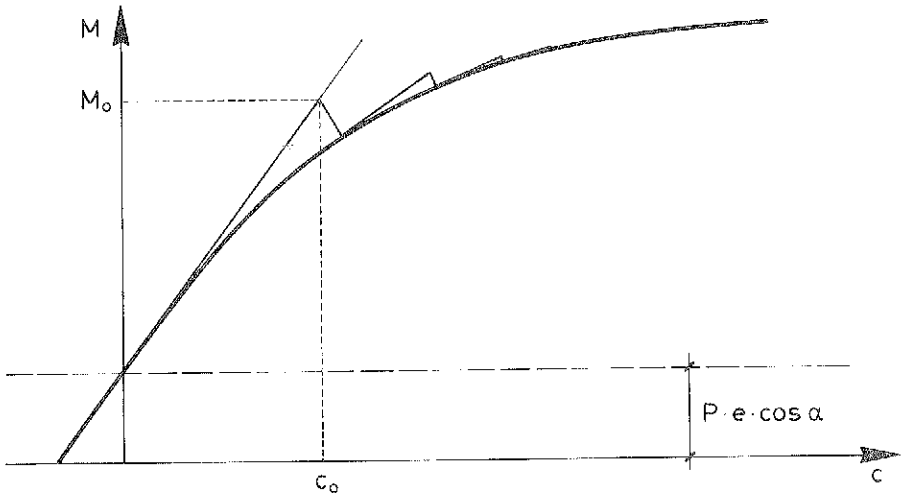
$$u(s) = \int_0^s \left[\frac{P(s)}{E_p \,.\, A_p} - (\varepsilon - c \,.\, e)\right] .\, ds \,.$$

Además,

$$u(s_{tot}) = \int_0^{s_{tot}} \left[\frac{P(s)}{E_p \,.\, A_p} - (\varepsilon - c \,.\, e)\right] .\, ds = 0.$$

Y, finalmente, en cada sección de la estructura el par (M, c) resultante es un punto de su diagrama M — c.

Como este proceso iterativo es de hecho una combinación de varios (el propio del método de deformaciones impuestas y el de tanteo del valor P (0) según se ha visto, engarzados ambos



Por supuesto, el esquema indicado en la figura no implica que en la práctica haya que construir entero cada diagrama M — c (que, además, se va modificando algo por la variación que experimenta la compresión P): basta con ir obteniendo los puntos implicados en cada iteración.

Este proceso iterativo, ligado a las condiciones de los materiales de la estructura de hormigón a escala de sus secciones, se engrza con las demás condiciones del análisis a través de la deformación ε_{ce}, que interviene en el valor del desplazamiento relativo u. De nuevo, las variables que irán apareciendo significan *incrementos* sobre sus valores anteriores.

En efecto, si c y ε son, respectivamente, la curvatura y la elongación de la sección genérica y se supone que el acero no adherente no ha plastificado, se tiene

$$\frac{du}{ds} = \varepsilon_p - \varepsilon_{ce} = \frac{P}{E_p \,.\, A_p} - (\varepsilon - c \,.\, e) \,.$$

porque P (s) . c . cos α y P (s) influyen en ε_{ce}), puede parecer en principio muy complejo y lento de resolución.

En la práctica, sin embargo, las cosas son mucho más sencillas:

—como se parte de una solución lineal, que cumple todas las condiciones del análisis salvo las ligadas a los diagramas M — c, para acelerar la convergencia es factible escoger una adecuada a la que, se prevea, pueda ser la situación final en ellos; a partir de ella se procede por incrementos;

—se sabe que, en general, con los valores habituales de los coeficientes de la interacción, P (s) no varía mucho, pudiendo tantearse hasta un cierto momento con una P constante a lo largo de los tendones.

Antes de concluir con este apartado relativo al análisis, es muy conveniente destacar que, en la técnica no adherente, *no tiene ningún sentido* (al menos "a priori", que es el que resulta operativo) *el diagrama M — c de la sección conjunta*

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

hormigón-tendón, precisamente porque, al faltar la adherencia, se pierde el carácter autónomo del comportamiento de tal sección (la deformación del tendón no depende sólo de la misma).

Incidencia del pretensado no adherente y análisis no lineal en elementos esbeltos comprimidos

En este punto, importa de entrada establecer la incidencia de este tipo de pretensado en las piezas comprimidas o, más propiamente, flexocomprimidas, de cierta esbeltez (torres, antenas, mástiles, etc.), de cara a los efectos de segundo orden, tanto en la *actuación* (compresiones que entran en los esfuerzos) como en la *respuesta* de la estructura (7).

Respecto a lo primero, la fuerza P no entra en tales compresiones mientras los tendones se desplacen solidariamente con la pieza (técnica adherente o no adherente con tendones internos sin holgura); ahora bien, si se producen desplazamientos relativos laterales entre las directrices del trazado de pretensado y de la pieza (lo que se da en la técnica adherente para tendones internos con holgura o tendones externos), la fuerza P entra en los esfuerzos de segundo orden (con una excentricidad limitada por tal holgura, en su caso). Por otro lado, y al menos por su efecto de compresión, el pretensado siempre incide en el comportamiento seccional, por lo que entra en la respuesta de la pieza (rigidez).

No es posible aquí, ni tampoco de gran interés por el momento (hasta ahora prácticamente no se ha empleado el pretensado no adherente en este tipo de estructuras), detallar el procedimiento de análisis. Pero sí puede indicarse que el mismo combina el proceso ya descrito (primer orden) con el de ajuste del equilibrio en segundo orden (6, 7); teniendo en cuenta, en su caso, las diferentes evoluciones de deformada del elemento y excentricidad de los tendones, así como las limitaciones de ésta.

COMPORTAMIENTO POSTERIOR A LA FISURACION

Analicemos el comportamiento de una estructura con tendones no adherentes, a partir de la fisuración del hormigón en las zonas traccionadas. Como veremos en lo que resta, no tiene por qué darse una cadencia fisuración-plastificación (hormigón o acero)-rotura, pudiendo en un caso límite (no deseable en principio, claro está) sobrevenir la rotura en el instante de su fisuración. Como en el proyecto se distingue entre situaciones de uso o servicio y de agotamiento o rotura, seguiremos ahora también esa pauta.

Comportamiento con fisuración en servicio

Como es bien sabido, la fisuración se puede controlar con el pretensado y con la armadura adherente (normalmente pasiva) más o menos cercana a los paramentos.

Debido al efecto activo del pretensado (compresión sobre el hormigón) es posible controlar el instante de aparición de la fisuración. Ahora bien, en la técnica no adherente la armadura activa no produce el efecto de reparto de la fisuración, precisamente por la ausencia de adherencia, lo que se reserva a la armadura pasiva; la interacción que se da en los contactos intermedios entre la armadura activa y el hormigón es un obstáculo en la medida de las fuerzas tangenciales generadas, pero no es comparable a la adherencia. En el caso extremo de existir sólo armadura activa sin interacción intermedia con el hormigón, una vez aparecidas las primeras fisuras, éstas se van ensanchando hasta que llega la rotura (por estrangulamiento de la cabeza de compresión).

En servicio, al deformarse la estructura por las distintas acciones, la fuerza P crece sobre la situación previa, especialmente si se produce fisuración, lo que contrarresta un poco la propia tendencia a la misma; tal incremento ΔP (instantáneo, sin contar efectos diferidos), en principio, adaptando una de las expresiones ya conocidas, puede obtenerse de

$$\frac{\Delta P \cdot s_{tot}}{E_p \cdot A_p}\left[1 + n \cdot A_p\left(\frac{1}{A_{c,fis}} + \frac{e^2_{med}}{I_{c,fis}}\right)\right] = -\int_0^{s_{tot}} \frac{\Delta M(x) \cdot e(x)}{E_c \cdot I_{c,fis}} \cdot dx ,$$

donde e^2_{med} es el valor medio de $e^2(x)$ en los tendones (que, como se sabe, puede tomarse con muy poco error), $\Delta M(x)$ la ley de momentos ligada a las acciones en cuestión y $A_{c,fis}$ e $I_{c,fis}$, respectivamente, el área y la inercia fisuradas medias de las secciones de la estructura: ΔP no depende sólo de la sección sino de lo que ocurre en toda la estructura; así, para calcular su valor (en realidad, oscilante entre un máximo y un mínimo) se ha de tomar la hipótesis de distribución de acciones variables más desfavorable al respecto. Está claro que, en las secciones críticas, el ΔP es normalmente inferior al que resulta en la técnica adherente.

En consecuencia, aparte de la incidencia de la integral de $\Delta M(x) \cdot e(x)$, el valor de ΔP es tanto mayor cuanto más deformable es la estructura (E_c e $I_{c,fis}$ pequeños) y mayor el área de los tendones A_p.

Comportamiento en rotura

Para tratar de comprender este comporta-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

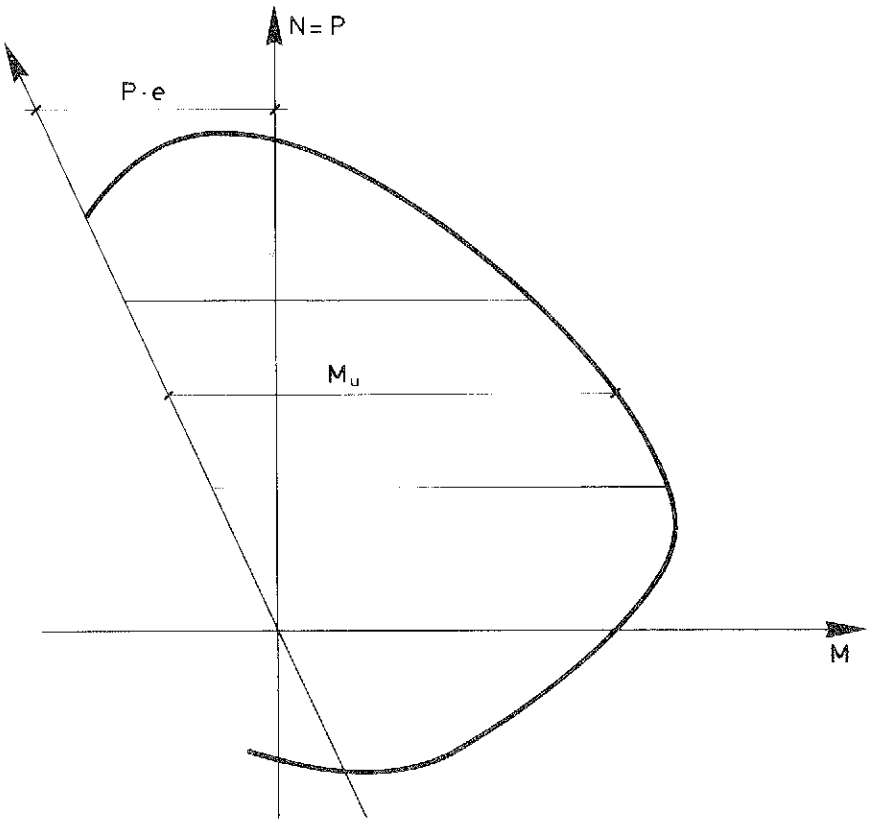
miento estructural, es tal vez más fácil concebir las cosas así:

—Se trata de una estructura, normalmente de hormigón armado, sometida a un pretensado cuya fuerza P se va modificando al deformarse la misma, en concreto por su deformación global a nivel de los tendones.

—Por tanto, la sección genérica trabaja a flexocompresión como una de hormigón armado, de modo que su compresión N, al incluir la fuerza P, varía algo con dicha deformación global, la cual depende de los parámetros ya citados en el punto anterior; en resumen, N es ligeramente variable con M, momento ligado a una cierta distribución de las acciones variables, y el momento último M_u se relaciona con la más desfavorable.

Al considerarlas como estructuras de hormigón armado a flexocompresión (con poca cuantía de armadura pasiva en general y esbeltez propia del hormigón pretensado), es posible obtener una idea directa y gráfica de su comportamiento a rotura a través del diagrama de interacción M — N en agotamiento de las secciones críticas (y apreciar por ejemplo, entre otras cosas, el mayor o menor aprovechamiento de su capacidad a flexión).

Así, para una sección conjunta hormigón-acero a flexión simple, en la figura adjunta se muestra cómo obtener su capacidad a flexión M_u en función de P, modificando el diagrama de interacción M — N (o, en este caso, M — P) de la sección de hormigón armado, al añadir el momento que aporta la armadura activa, esto es, P . e. Recuérdese que en dicha sección conjunta, que en rotura es siempre la que cuenta, la flexión nula se da para la situación de pretensado normal isostático (7).



El incremento ΔP relativo a esta situación de rotura podría obtenerse, en una primera aproximación, con la misma expresión anterior para fisuración, tomando sus correspondientes ΔM (x) y ajustando el área y la inercia fisuradas medias de las secciones en configuración de rotura (en principio no muy distintas a las de servicio, si no fuera por la incidencia de la zona crítica de rotura, con importantes reducciones en ellas).

Como siempre, ΔP depende de lo que ocurre

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

en toda la estructura; pero, en esta situación de rotura, la deformación de la zona crítica donde se concentra la fisuración (y, a la vez, se plastifica el hormigón comprimido) es relativamente tan importante que formalmente puede caber un tratamiento seccional (2); no obstante, a estas alturas está superada la idea, subsistente en las primeras teorías, de que sin adherencia una sección puede seguirse tratando por separado, como al haberla, con un ajuste más o menos empírico de la deformación existente al nivel de la armadura activa (2). Esto se verá más adelante con ocasión del ejemplo.

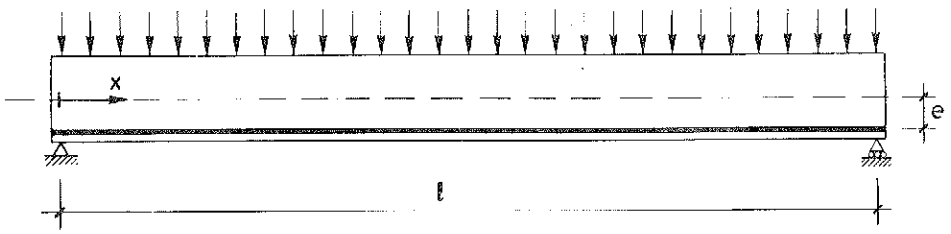
Obtenido ΔP ya se conoce la fuerza P en rotura. El momento último está ligado directamente al valor de ella si, como es normal, la sección crítica rompe por estrangulamiento de la cabeza comprimida, con una fuerte deformación en la zona de tracciones (fisuración importante y concentrada) cuando no existe o existe poca armadura adherente (pasiva); ya que entonces P es igual o casi igual al bloque de compresiones.

mínima suficiente para resistir las tracciones que transfiere el hormigón al fisurarse), podrá apreciarse, entre otras cosas, en el *ejemplo genérico* que sigue.

Interesa estudiar *un caso más bien extremo* de comportamiento con y sin adherencia; por ello, se toma un ejemplo que, aun siendo muy sencillo, pueda ser válido y representativo para extraer pautas generales de comparación: con la última técnica no hay interacciones intermedias entre tendones y hormigón y, en esa línea de contraste, la armadura pasiva (siempre adherente) se supone tan reducida que no cuenta en la práctica.

Ejemplo

Sea una viga simple, de sección constante y con pretensado recto, mostrada en la figura con el trazado medio de los tendones. La armadura pasiva se considera como inexistente.



Por tanto, es muy raro que aquí se llegue a una auténtica rotura del acero no adherente, lo que se verá mejor más adelante; e incluso, si el grado de tesado es el de la técnica adherente, que alcance el límite elástico.

Si, en contra de lo indicado, se llegara a esa plastificación, existiría una nueva no linealidad, plasmada en u a través de la deformación ε_p. Pero, tomando en la práctica para el acero un diagrama bilineal con plasticidad perfecta, lo que sucede es sencillo de analizar: al alcanzar la tensión plástica (el límite elástico en algunos aceros), el tendón comienza a acompañar en su deformación al hormigón [desde entonces Δ (du/ds) = 0] y, aun sin adherencia, Δu y, por tanto, Δt son ahí nulos: la ley de P se va extendiendo por la zona plastificada con valor constante, cosa coherente con el hecho de que la tensión del acero lo es.

Debe insistirse, por último, en lo ya apuntado antes de que no tiene porqué darse la cadencia fisuración-plastificación (hormigón o acero)-rotura, pudiendo en un caso límite (no deseable, claro está) sobrevenir la rotura en el instante de la fisuración. Esto, casi inconcebible en la técnica adherente (siempre que exista armadura

Para el pretensado se supone, por separado, el uso de ambas técnicas: 1) tendones adherentes; 2) tendones no adherentes (sin contactos). Se estudia el caso de una carga variable q repartida sobre la viga.

Las características de la sección de hormigón A_c e I_c y el área de los tendones de acero A_p, que se suponen constantes a lo largo de la pieza, no requerirán valores numéricos para lo que se trata de mostrar, al igual que los módulos de elasticidad de los materiales, E_c y E_p.

* * *

Trabajaremos con el trazado medio de los tendones, coincidiendo su arco s con la abscisa x: e (x) = — e (donde e es un valor constante positivo).

Por otra parte, como van a manejarse tanto incrementos (debidos a la carga q) como valores totales de ciertas variables (fuerza P, momentos, etc.), conviene aquí su distinción.

1.—Técnica de tendones adherentes

Mientras existe comportamiento lineal, en la

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

sección genérica de abscisa x se cumple (8)

$$\Delta\left(\frac{du}{ds}\right) = \frac{\Delta P(x)}{E_p \cdot A_p}\left[1+n.A_p\left(\frac{1}{A_c}+\frac{e^2(x)}{I_c}\right)\right] + \frac{\Delta M(x).e(x)}{E_c \cdot I_c} = \frac{\Delta P(x)}{E_p \cdot A_p}\left[1+n.A_p\left(\frac{1}{A_c}+\frac{e^2}{I_c}\right)\right] - \frac{\Delta M(x).e}{E_c \cdot I_c} = 0,$$

con lo que el cálculo de $\Delta P(x)$ es inmediato, puesto que, al ser la estructura isostática, $\Delta M(x)$ no depende de la fuerza de pretensado.

Por tanto,

$$\frac{\Delta P(x)}{E_p \cdot A_p}\left[1+n.A_p\left(\frac{1}{A_c}+\frac{e^2}{I_c}\right)\right] - \frac{\Delta M(x).e}{E_c \cdot I_c} = \frac{q.e.x.(\ell-x)}{2.E_c.I_c}.$$

El valor máximo de $\Delta P(x)$, en el centro de la viga, es

$$\Delta P_{max} = \frac{q.e.\ell^2}{8} \cdot \frac{n.A_p}{I_c.\left[1+n.A_p\left(\frac{1}{A_c}+\frac{e^2}{I_c}\right)\right]} = \Delta M_{max} \cdot \frac{e.n.A_p}{I_c.\left[1+n.A_p\left(\frac{1}{A_c}+\frac{e^2}{I_c}\right)\right]}.$$

Al crecer q, llega un instante en que se alcanza la resistencia a tracción del hormigón, f_{ct}, y comienza la fisuración: el comportamiento estructural deja ya de ser lineal.

Para el análisis, en la zona fisurada puede seguir usándose la misma formulación, haciendo uso del área y de la inercia fisuradas:

$$\frac{\Delta P}{E_p \cdot A_p}\left[1+n.A_p\left(\frac{1}{A_{c,fis}}+\frac{e^2}{I_{c,fis}}\right)\right] - \frac{q.e.x.(\ell-x)}{2.E_c.I_{c,fis}}.$$

La carga de rotura q_u se obtendría igualando $\Delta M_{máx}$ al incremento de momento en el centro hasta que se llega al momento último (de la sección genérica) M_u. Si, como es normal en esta técnica, el acero ha plastificado (y su tensión ya no aumenta), con el método del rectángulo,

$$M_u = A_p \cdot f_{py} \cdot d \cdot \left(1 - \frac{A_p \cdot f_{py}}{2.f_c.b.d}\right),$$

siendo b la anchura de la cabeza de compresión de la sección, d su canto útil y f_{py} y f_c, respectivamente, el límite elástico del acero de pretensado y la resistencia a compresión del hormigón; al ir creciendo la tensión de la armadura activa en cada sección, con el momento de la misma, es posible llegar a su límite elástico, al menos en la zona crítica.

Hay que subrayar que la fuerza P de una sección depende ahora sólo de la misma.

2.—*Técnica de tendones no adherentes*

Está claro que ahora la fuerza P es siempre constante a lo largo de la pieza, la cual trabaja con un mecanismo interno de arco-tirante.

Como se ha visto más arriba, en este caso se tiene

$$\Delta(u(\ell)) = \int_0^\ell \left\{\frac{\Delta P(x)}{E_p \cdot A_p}\left[1+n.A_p\left(\frac{1}{A_c}+\frac{e^2(x)}{I_c}\right)\right] + \frac{\Delta M(x).e(x)}{E_c \cdot I_c}\right\}.dx = \int_0^\ell \left\{\frac{\Delta P}{E_p \cdot A_p}\left[1+n.A_p.\left(\frac{1}{A_c}+\frac{e^2}{I_c}\right)\right] - \frac{\Delta M(x).e}{E_c \cdot I_c}\right\} dx = 0.$$

De esta forma,

$$\frac{\Delta P.\ell}{E_p \cdot A_p}\left[1+n.A_p\left(\frac{1}{A_c}+\frac{e^2}{I_c}\right)\right] = \int_0^\ell \frac{q.e.x.(\ell-x)}{2.E_c.I_c}.dx = \frac{q.e.\ell^3}{12.E_c.I_c},$$

con lo que

$$\Delta P = \frac{q.e.\ell^2}{12} \cdot \frac{n.A_p}{I_c.\left[1+n.A_p\left(\frac{1}{A_c}+\frac{e^2}{I_c}\right)\right]} = \frac{2}{3}.\Delta M_{max} \cdot \frac{e.n.A_p}{I_c.\left[1+n.A_p\left(\frac{1}{A_c}+\frac{e^2}{I_c}\right)\right]}.$$

Igual que antes, al aumentar q llega un instante en que, en el centro, comienza la fisuración ($\sigma_{c,i} = f_{ct}$, si $\sigma_{c,i}$ es la tensión de la fibra inferior) y el comportamiento de la estructura ya no es lineal.

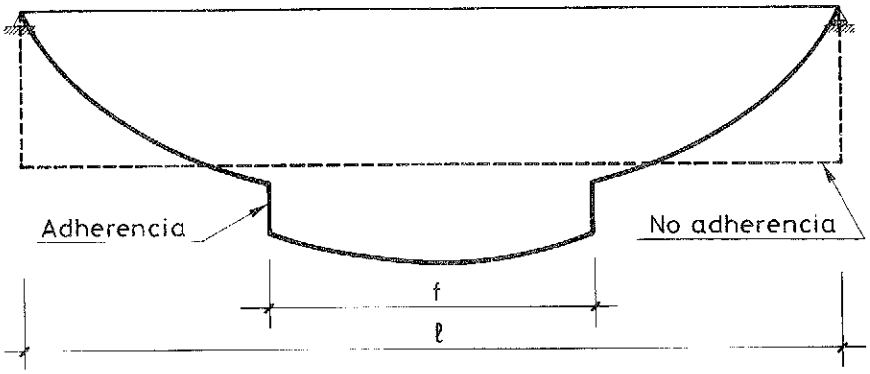
En la zona fisurada ($\sigma_{c,i} > f_{ct}$) puede aplicarse la misma formulación, con $A_{c,fis}$ e $I_{c,fis}$, distinguiendo ambas zonas al calcular $\Delta[u(\ell)] = 0$. Esto es, si f es la longitud de la zona fisurada,

$$\frac{\Delta P}{E_p \cdot A_p}\left\{\ell + n.A_p.\left[(\ell-f).\left(\frac{1}{A_c}+\frac{e^2}{I_c}\right) + f.\left(\frac{1}{A_{c,fis}}+\frac{e^2}{I_{c,fis}}\right)\right]\right\} = 2.\left[\int_0^{\frac{\ell-f}{2}} \frac{q.e.x.(\ell-x)}{2.E_c.I_c}.dx + \int_{\frac{\ell-f}{2}}^{\frac{\ell}{2}} \frac{q.e.x.(\ell-x)}{2.E_c.I_{c,fis}}.dx\right] = \frac{q.e.(2.\ell+f)}{24.E_c}\left[\frac{(\ell-f)^2}{I_c} + \frac{f.(2.\ell-f)}{I_{c,fis}}\right].$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

La figura adjunta muestra las leyes de ΔP para ambas técnicas, en la situación de servicio posterior a la fisuración. El valor de ΔP en la no adherente coincide siempre, como es lógico, con el valor medio de la ley ΔP (x) correspondiente a la adherente.

ración M_{fis}. Hay que pensar que la zona fisurada y plastificada, aun con una deformación fuerte en la región traccionada (donde están los tendones de pretensado), puede representar sólo una fracción pequeña de toda la estructura, que en buena parte ni siquiera está fisurada.



Lo más importante que se debe destacar ahora es que la fuerza P de cada sección (igual en todas en este caso) no depende de ésta sino de toda la viga.

Proximidad entre la fisuración y la rotura.-

La carga de rotura q_u se obtendría al igualar ΔM_{max} y el incremento de momento que se da en el centro hasta alcanzarse el momento último de la sección genérica, M_u, ligado precisamente a la fuerza P existente entonces en la estructura (fuerza que corresponde a la citada configuración de esfuerzos y deformaciones de la misma y no a otra). En este sentido, M_u es aproximadamente proporcional a dicha P; así, empleando el método del rectángulo,

$$M_u = P \cdot d \cdot \left(1 - \frac{P}{2 \cdot f_c \cdot b \cdot d}\right).$$

La sección central rompe por estrangulamiento de la cabeza de compresión, con una fuerte deformación en la zona de tracciones (fisuración muy concentrada) al no haber ningún obstáculo en ella.

Se observa que ahora M_u *no depende de la armadura activa sino de la* P real en la viga; si el crecimiento de ésta desde que actúa q es pequeño, el momento M_u puede ser sólo un poco mayor o incluso nada respecto al de fisu-

En efecto, calculemos el momento de fisuración. La condición que lo determina, $\sigma_{c,i} = f_{ct}$, lleva a

$$M_{fis} = \frac{I_c}{y_{c,i}} \left[f_{ct} + P \cdot \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e \cdot y_{c,i}}{I_c}\right)\right],$$

siendo $y_{c,i}$ la ordenada de la fibra inferior, la más traccionada.

La fisuración ocurre precisamente en el centro, donde el momento es máximo; justo antes de ese instante, como existe aún linealidad, puede calcularse el valor de P, en función de su valor inicial P_0 y del momento máximo coexistente con ella $M_{0,\,máx}$ usando una de las expresiones ya vistas:

$$P = P_0 + \Delta P = P_0 + \frac{2}{3} \cdot (M_{fis} - M_{0,\,máx}) \cdot \frac{e \cdot n \cdot A_p}{I_c \cdot \left[1 + n \cdot A_p \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c}\right)\right]}.$$

Sustituyendo esta expresión de P en la anterior, puede obtenerse el valor de M_{fis} en función de P_0 (*). Un cálculo similar, pero referido a M_u, ya no resultaría válido porque se pierde la linealidad.

(*)
$$M_{fis} = \frac{\frac{I_c}{y_{c,i}} \left[f_{ct} + \left(P_0 - \frac{2}{3} \cdot M_{0,\,máx} \cdot \frac{e \cdot n \cdot A_p}{I_c \cdot \left[1 + n \cdot A_p \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c}\right)\right]}\right) \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e \cdot y_{c,i}}{I_c}\right)\right]}{1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{e \cdot n \cdot A_p}{y_{c,i} \cdot \left[1 + n \cdot A_p \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c}\right)\right]} \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e \cdot y_{c,i}}{I_c}\right)}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Puede apreciarse que M_{fis} y M_u se rigen por expresiones (y parámetros) diferentes. De ahí se deriva que pueda darse la situación $M_u \leq M_{fis}$: la sección crítica rompe al fisurarse. Si $M_u > M_{fis}$ hay un margen entre la fisuración y la rotura; por supuesto, por evidentes razones de seguridad (más allá de la incertidumbre sobre el instante preciso de la fisuración, debido, entre otras cosas, a la del valor real de f_{ct}) ello siempre debe ocurrir e incluso $M_u >> M_{fis}$. De todas formas, siempre puede aumentarse M_u disponiendo armadura pasiva, no contemplada aquí.

Es interesante analizar qué parámetros rigen la posibilidad de que $M_u \leq M_{fis}$.

Si ello ocurre, como fisuración y rotura son simultáneas, la P es la misma en las expresiones de sus respectivos momentos y éstos son comparables. Establezcamos, por tanto, dicha desigualdad y desarrollémosla.

Se parte de

$$M_u = P \cdot d \cdot \left(1 - \frac{P}{2 \cdot f_c \cdot b \cdot d}\right) \simeq P \cdot d \leq M_{fis} =$$

$$= \frac{I_c}{y_{c,i}} \left[f_{ct} + P \cdot \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e \cdot y_{c,i}}{I_c} \right) \right].$$

Teniendo en cuenta que, si $y_{c,s}$ es la ordenada de la fibra superior (la más comprimida), $d = y_{c,s} + e$, se tiene sucesivamente

$$P \cdot (y_{c,s} + e) \leq \frac{I_c \cdot f_{ct}}{y_{c,i}} + P \cdot \left(\frac{I_c}{y_{c,i} \cdot A_c} + e \right)$$

y

$$P \leq \frac{I_c \cdot f_{ct}}{y_{c,s} \cdot y_{c,i} - \frac{I_c}{A_c}}.$$

Si η es el rendimiento de la sección

$\left(\eta = \dfrac{I_c}{A_c \cdot y_{c,s} \cdot y_{c,i}}\right)$, la anterior es

$$P \leq \eta \cdot \frac{A_c \cdot f_{ct}}{1 - \eta}.$$

Se obtiene así una expresión, tan simple como importante, que marca las situaciones en que puede darse dicho fenómeno. Para que no ocurra se impone, por tanto, un valor mínimo para P:

$$P_{min} = \eta \cdot \frac{A_c \cdot f_{ct}}{1 - \eta}.$$

En realidad, el auténtico mínimo de P es algo mayor, ya que se ha partido de una expresión aproximada de M_u que da valores algo superiores a los reales. Si se emplea la correcta se llega a

$$P_{min} = \eta \cdot \frac{A_c \cdot f_{ct}}{\left(1 - \frac{P_{min}}{2 \cdot f_c \cdot b \cdot d}\right) - \eta},$$

pudiendo obtenerse la P_{min} del denominador de la expresión anterior.

Ahora bien, es evidente que para el dimensionamiento no interesa el valor de P en esta situación sino el inicial P_0; por tanto, habría que tratar de encontrar el $P_{0,\,min}$ ligado al anterior P_{min}. Para ello, por supuesto, podría seguirse el mismo proceso anterior con las expresiones de M_{fis} y M_u desarrolladas en función de P_0. Pero no vale la pena en la práctica: teniendo en cuenta que el valor de P en el instante de la fisuración (y la rotura, en la situación que se pretende evitar) es algo superior al de P_0, es muy cómodo y bastante ajustado tomar para $P_{0,\,min}$ el valor de la primera, y más sencilla, expresión de P_{min}:

$$P_{0,\,min} \simeq \eta \cdot \frac{A_c \cdot f_{ct}}{1 - \eta}.$$

En consecuencia, si por fisuración (para descompresión, asimismo en función del rendimiento η) y por rotura a compresión del hormigón, en hormigón pretensado siempre hay limitaciones de mínimo y de máximo para P_0, en esta técnica aparece también otra de mínimo para separar la fisuración y la rotura.

Resulta muy claro que si, en estas condiciones de armadura adherente casi nula, se realiza un adecuado dimensionamiento a rotura, el P_0 que resultará será claramente superior al valor anterior $P_{0,\,min}$.

Cabe comentar que, para obtener el momento último, podría haberse tomado un bloque de compresiones no rectangular (así, el parábola-rectángulo u otro similar o el que resulta al tomar un adecuado diagrama $\sigma - \varepsilon$). Pero, al cabo, en la expresión de M_u ello sólo afecta a un factor numérico (parecido a 2) que influye muy poco y que ni siquiera afecta al valor práctico mínimo de P_0.

El fenómeno estudiado, que es diferente al de "inestabilidad en fisuración" (1, 5) aunque manifiesta cierto paralelismo con él, se verifica experimentalmente tanto en ensayos de vigas (1) como de losas unidireccionales (5), apareciendo en los casos con fuerza de pretensado inferior a la mínima ya vista.

Aproximación del ΔP para rotura.-

Como complemento final al estudio de la fase de rotura, examinaremos sucintamente la obtención del ΔP para la misma.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Formulando la situación ya mencionada, relativa a que en esta fase de rotura el alargamiento de los tendones desde la situación inicial viene a ser el que experimenta desde el mismo origen una estrecha zona en torno a la sección que rompe, de anchura a, donde se concentran con mucho las deformaciones de la estructura de hormigón (4), se tiene

$$\Delta\varepsilon_p \cdot s_{tot} \simeq (\varepsilon_{ceu} - \varepsilon_{ce}) \cdot a,$$

donde ε_{ceu} y ε_{ce} son, respectivamente, las deformaciones en rotura e inicial del hormigón al nivel de los tendones en dicha zona.

Tomando la anchura, a, de esa zona proporcional (con un factor C) a la profundidad x (2) de la parte comprimida en esa sección e introduciendo los valores de las citadas deformaciones,

$$\Delta\varepsilon_p \cdot s_{tot} \simeq (\varepsilon_{ceu} - \varepsilon_{ce}) \cdot C \cdot x =$$
$$= \left[\varepsilon_{cu} \cdot \frac{d - x}{x} + \frac{P_0}{E_c}\left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c}\right) - \frac{M_0 \cdot e}{E_c \cdot I_c}\right] \cdot C \cdot x,$$

siendo ε_{cu} la deformación última del hormigón en compresión.

Empleando de nuevo el método del rectángulo y pasando ya al ΔP,

$$\Delta P \simeq \frac{E_p \cdot A_p \cdot C \cdot d}{s_{tot}} \left\{ \varepsilon_{cu} \cdot \left(1 - 1{,}25 \cdot \frac{P_u}{f_c \cdot b \cdot d}\right) + \right.$$
$$\left. + \left[\frac{P_u}{E_c}\left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c}\right) - \frac{M_0 \cdot e}{E_c \cdot I_c}\right] \cdot 1{,}25 \cdot \frac{P_u}{f_c \cdot b \cdot d} \right\},$$

donde P_u es la fuerza de los tendones en esta fase.

Como $P_u = P_0 + \Delta P$, al sustituir en la anterior se llega a una expresión (*) en la que puede apreciarse, entre otras cosas, la importancia de la relación $\frac{s_{tot}}{d}$, ya detectada en su día con un modelo muy sencillo (3), que viene a ser algo así como la esbeltez relativa a la longitud de los tendones.

El planteamiento que precede corresponde a la aproximación habitual, con diversas variantes, de ΔP en esta fase (2, 10). Para definir la longitud de la zona de rotura con deformación muy concentrada, que es precisamente una de las variantes, ya se ha indicado haber tomado el criterio de un lugar (2) donde, sin embargo, no se consideraba la deformación ε_{ce} (lo que es cierto más o menos con un pretensado que casi compense en flexión a las demás acciones coexistentes, aunque desde luego es en general muy baja con relación a ε_{ceu}), resultando

$$\Delta P \simeq \frac{E_p \cdot A_p \cdot C \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \left(1 - 1{,}25 \cdot \frac{P_0}{f_c \cdot b \cdot d}\right)}{\frac{s_{tot}}{d} + 1{,}25 \cdot C \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{E_p \cdot A_p}{f_c \cdot b \cdot d}}$$

y

$$P_u \simeq \frac{P_0 \cdot \frac{s_{tot}}{d} + E_p \cdot A_p \cdot C \cdot \varepsilon_{cu}}{\frac{s_{tot}}{d} + 1{,}25\, C \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{E_p \cdot A_p}{f_c \cdot b \cdot d}}.$$

Para dar una idea del factor C, puede indicarse que un ajuste empírico del mismo llevó entonces (2) a concluir que, al menos para piezas con una sola carga puntual centrada, podía tomarse un valor casi constante del orden de 12.

En fin, teniendo en cuenta las disparidades formales de las diferentes formulaciones de este ΔP y sus ajustes con distintas series de ensayos, no es quizá extraño que se siga dilatando el estudio de un aspecto tan concreto tras mucho tiempo, aunque sin duda se han seguido aportando avances.

CONCLUSION

Veamos ya, de forma muy concisa, algunas conclusiones para las estructuras de hormigón pretensado con la técnica no adherente, que se relacionan con lo estudiado más arriba.

A igualdad de las restantes condiciones, *la rotura en la técnica no adherente suele ocurrir para cargas inferiores que en la adherente,* ya que para las secciones críticas el incremento de la fuerza P es menor en la primera que en la segunda: se trata, respectivamente, de un valor medio frente a otro de máximo para la misma ley; en aquélla, cabe incluso que P no aumente nada, si una parte apreciable del trazado discurriera por zonas donde, en servicio, crecen las compresiones (lo que, salvo casos especiales, en la práctica tiene poco sentido).

Como norma general, por motivos de seguridad se proyecta la estructura de forma que

(*)
$$\Delta P \simeq \frac{E_p \cdot A_p \cdot C \left\{\varepsilon_{cu} \cdot \left(1 - 1{,}25 \cdot \frac{P_0}{f_c \cdot b \cdot d}\right) + \left[\frac{P_0}{E_c}\left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c}\right) - \frac{M_0 \cdot e}{E_c \cdot I_c}\right] \cdot 1{,}25 \cdot \frac{P_0}{f_c \cdot b \cdot d}\right\}}{\frac{s_{tot}}{d} + E_p \cdot A_p \cdot C \cdot \frac{1{,}25}{f_c \cdot b \cdot d}\left\{\varepsilon_{cu} - \left[\frac{P_0}{E_c}\left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c}\right) - \frac{M_0 \cdot e}{E_c \cdot I_c}\right]\right\}}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

exista un intervalo apreciable entre la fisuración y la rotura. En la técnica no adherente ello es factible, bien por disponer una adecuada armadura pasiva o a base de un valor suficiente del pretensado (si sólo hay armadura no adherente, en la situación estricta sin tal intervalo $P_{0,\min} = \eta \cdot \frac{A_c \cdot f_{ct}}{1-\eta}$, donde η es el rendimiento de la sección); así, si en el hormigón pretensado en general siempre existen limitaciones de mínimo y de máximo para P_0 por fisuración (para descompresión, también en función del rendimiento η) y por agotamiento a compresión del hormigón, en esta técnica aparece una adicional de mínimo por rotura (o, dicho de otra forma, para separar la fisuración y la rotura). En todo caso, está claro que *debe dimensionarse la fuerza de pretensado,* siempre en combinación con la armadura pasiva, no sólo con el criterio de fisuración sino *también con el de rotura* (en la adherente, importa más en esto la armadura A_p que la P).

Dado que, precisamente, en esta técnica la fuerza P no suele crecer mucho hasta la rotura, *es posible tesar con un grado de pretensado mayor que en la técnica adherente,* para aprovechar bien la armadura activa. Ello puede llevar a requerir menos armadura activa que en dicha técnica.

El *pretensado parcial se encuentra limitado* en la técnica no adherente (e incluso puede estar contraindicado) en aquellos posibles casos en que se requiera poca armadura pasiva, debido al problema de la concentración de fisuras; aunque esto puede evitarse con aumentos relativamente ligeros en la cuantía de dicha armadura y con un adecuado reparto de la misma, distribuyéndose ya bien la fisuración en general.

Teniendo en cuenta que la armadura no adherente casi no transmite tensiones tangenciales, *debe disponerse la armadura transversal de forma que rodee precisamente a las armaduras longitudines adherentes.* Por otro lado, el mecanismo de trabajo a cortante en el alma (funcionamiento de las piezas como celosías) será, por tanto, más o menos proporcional a la relación de áreas de las armaduras longitudinales adherente y total.

REFERENCIAS

1. ROZVANY, G.I.N. & WOODS, J.F.: Sudden Collapse of Unbonded Underprestressed Structures. *American Concrete Institute Journal.* Vol. 66, 2 (pp. 129-135). Detroit, 1969.

2. PANNELL, F.N.: Momento de agotamiento de vigas de hormigón pretensado con armadura sin adherir. *Hormigón y Acero* nº 103 (pp. 11-30). Madrid, 1972.

3. MOJTADEHI, S. & GAMBLE, W.L.: Ultimate Steel Stresses in Unbonded Prestressed Concrete. *American Society of Civil Engineers. Structural Division Journal.* Vol. 104, ST7 (pp. 1159-1165). New York, 1978.

4. BURNS, N.H., CHARNEY, F.A. & VINES, W.R.: Tests of One-Way Post-Tensioned Slabs with Unbonded Tendons. *Prestressed Concrete Institute Journal.* Vol. 23, 5 (pp. 66-83). Chicago, 1978.

5. COOKE, N., PARK, R. & YONG, P.: Flexural Strength of Prestressed Concrete Members with Unbonded Tendons. *Prestressed Concrete Institute Journal.* Vol. 26, 6 (pp. 52-80). Chigado, 1981.

6. MARI, A. y MURCIA, J.: Análisis en segundo orden de estructuras de hormigón armado. *Hormigón y Acero* nº 145 (p. 49-64). Madrid, 1982.

7. MURCIA, J.: *Fundamentos para el análisis de estructuras de hormigón armado y pretensado* (304 pp.). Consejo Superior de Investigaciones Científicas. Madrid, 1987.

8. MURCIA, J.: Formulación global para el análisis de estructuras de hormigón pretensado con tendones adherentes y no adherentes. *Hormigón y Acero* nº 172 (pp. 59-71). Madrid, 1989.

9. MURCIA, J.: Modelos para la interacción tendón-hormigón en estructuras de hormigón pretensado con tendones no adherentes. *Hormigón y Acero* nº 173 (pp. 63-75). Madrid, 1989.

10. HARAJLI, M.H.: Effect of Span-Depth Ratio on the Ultimate Steel Stress in Unbonded Prestressed Concrete Members. *American Concrete Institute, Structural Journal.* Vol. 87, 3 (pp. 305-312). Detroit, 1990.

RECONOCIMIENTOS

El presente trabajo se enmarca dentro de los estudios relacionados con el proyecto de investigación PB87-0851 "Losas continuas de hormigón pretensado con armaduras postesas no adherentes: Análisis, experimentación y criterios de proyecto", subvencionado por la CICYT.

RESUMEN

Se presenta una metodología del análisis estructural no lineal para la técnica del hormigón pretensado mediante tendones no adherentes, en el marco de las estructuras lineales o de barras, adecuada para las fases de fisuración del hormigón, plastificación de los materiales y rotura de los mismos; para ello, la interacción tendón-hormigón o tendón-conducto se supone

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

regida por el rozamiento simple. Completando el ámbito no lineal, se trata también brevemente del alcance del pretensado, adherente o no, en el análisis en segundo orden de elementos esbeltos comprimidos.

Como referencia continua en todo se emplea la técnica adherente, mejor conocido en lo que afecta a estos aspectos, por lo que se realiza una comparación de los respectivos comportamientos en dichas fases y, en especial, de la resistencia última. Se incluye asimismo un ejemplo genérico sencillo para desarrollar y concretar lo anterior, pudiendo así extraer mejor conclusiones prácticas; en particular, se incide en el ΔP (incremento de la fuerza de los tendones relativo a dichas situaciones) que se introduce en los cálculos prácticos para obtener la respuesta seccional del conjunto hormigón-acero, en los diversos casos posibles.

Se apuntan, por último, algunas conclusiones generales ligadas a estas cuestiones con vista a la aplicación de esta técnica en el citado tipo de estructuras, más propias hoy día de obras civiles; y también, según su posible mayor o menor extrapolación, en otras de tipo bidimensional (losas), que se vienen usando en el campo de la edificación.

SUMMARY

A methodology for the nonlinear structural analysis of unbonded prestressed concrete technique is here presented, for structures composed by linear members, being suitable to consider phases beyond cracking of concrete; for so doing, concrete-tendon interaction is assumed to be governed by simple friction. Fulfiling nonlinear range, some comments on the influence of prestressing, bonded or unbonded, on second order analysis of compressed slender elements are also included.

As a continuous reference, the better known technique of bonded tendons is used along the work, and so a comparison of the respective behaviour in these phases is made, concerning specially ultimate resistance. In order to develop such an analysis, and for better permiting the proposal of practical conclusions, a simple example is also studied; in particular, the increasing ΔP of tendon force, used in practical calculations for obtaining the joint concrete-steel cross-sectional response, is examined.

Finally, some general conclusions linked to this technique are pointed out, in view to its application for these linear structures, nowadays related mainly to civil engineering works: but, depending on their possible extrapolation, also for others, such as two-dimensional ones (slabs) being used from many years in building construction.

* * *

Segunda Conferencia Internacional sobre Durabilidad del Hormigón

Durante los días 4 al 9 de Agosto de 1991, se va a celebrar en el Centro Sheraton de Montreal, P.Q. Canadá, la Segunda Conferencia Internacional sobre "Durabilidad del Hormigón", organizada por el Centro Canadiense de Tecnología de los Materiales y la Energía (CANMET); Instituto Americano del Hormigón (ACI), el Instituto de Investigación de la Construcción, de Otawa, Canadá y la Delegación del ACI en Montreal, P.Q. Canadá.

Además de las Sesiones Técnicas, que se celebrarán con traducción simultánea en francés e inglés, y en las cuales serán presentadas y discutidas más de 180 Comunicaciones redactadas por técnicos procedentes de 27 distintos países, habrá varias Sesiones para la presentación de "posters", una Sesión especial sobre "Durabilidad de los hormigones reforzados con fibras" y diversos actos sociales.

Los que deseen participar en esta Conferencia, deberán dirigirse al Presidente del Comité Organizador:

Mr. Mohan Malhotra
CANMET
Ottawa, ON
Tel.: (613) 996-5449
Fax: (613) 992-9389

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

"Estudio sobre la determinación experimental de los parámetros dinámicos en puentes, mediante métodos no convencionales"

Joan Ramon Casas i Rius
Angel C. Aparicio Bengoechea
Departamento de Ingeniería de la Construcción
Universitat Politecnica de Catalunya. Barcelona

1. INTRODUCCION

Ultimamente, han tomado gran importancia todos los temas relacionados con la estimación de los parámetros dinámicos de estructuras en general. Una de las causas de ello ha sido la necesidad creciente de nuevos métodos de inspección que complementen la inspección visual. Diversas realizaciones han puesto de manifiesto la posibilidad de la utilización de la respuesta dinámica de una estructura como medio para la evaluación de las características resistentes actuales de la misma [1, 2...9]. Esta evaluación pasa, irremediablemente, por la determinación de los parámetros dinámicos de la misma [9]. En el caso particular de los puentes, resulta característico de los métodos utilizados hasta la fecha en la determinación experimental de sus parámetros dinámicos, el uso de técnicas que se fundamentan principalmente en los dos aspectos siguientes:

a) Utilización de excitadores servohidráulicos o servomecánicos para la puesta en vibración del puente. Con ello se consigue la acción de una fuerza de magnitud y frecuencia conocidas en un determinado rango de frecuencias. Tales mecanismos han sido utilizados en diversas pruebas dinámicas, tanto en Suiza como Austria y el Reino Unido.

b) Utilización de transductores de desplazamiento para medida de la respuesta.

Ambos aspectos presentan problemáticas importantes centradas, principalmente, en la necesidad de cerrar el puente al tráfico durante la ejecución de las pruebas y la utilización de sofisticados y caros medios de excitación, así como en dificultades derivadas del posicionamiento de los aparatos de medida en puntos característicos del puente, debido a la dificultad de conseguir una referencia fija. Por ello, resulta interesante el modificar ambas formas de proceder, en el sentido de utilizar la vibración derivada del propio tráfico existente en el puente y medida a través de acelerómetros, como fuente para la determinación de los parámetros modales del puente. Estas modificaciones (tanto en la excitación como en la medida) en relación a lo que podríamos denominar como técnicas convencionales, hacen necesarias también la utilización de técnicas de análisis de la vibración que difieren de las más comúnmente utilizadas (usualmente la Transformada Rápida de Fourier).

Así pues, el objetivo del artículo es mostrar cómo, mediante la utilización de dichas herramientas de análisis, resultan factibles las técnicas simplificadas de excitación (tráfico) y medida (acelerómetros) mencionadas, dando lugar a una metodología que podemos denominar no convencional. Para ello, tras sentar las bases teóricas del método propuesto, pasaremos a su verificación experimental en una prueba dinámica concreta. Los objetivos básicos de la misma serán:

a) Determinación de los modos experimentales de vibración, utilizando únicamente dos acelerómetros como instrumentos de medida, y la excitación debida al tráfico.

b) Determinación de los parámetros dinámicos (frecuencias, modos de vibración, etc...) a partir de la vibración producida por el tráfico existente en el puente y registrada mediante acelerómetros. Esta segunda parte la dividiremos en dos, según que la vibración sea producida por un único vehículo o bien por la acción simultánea de varios.

2. BASES TEORICAS DEL METODO Y JUSTIFICACION

Comentaremos, en este capítulo, las características fundamentales del método de estimación que hemos venido en denominar no convencional por contraposición a las técnicas que más usualmente han venido utilizándose hasta la fecha.

La vibración producida por el tráfico en un puente puede describirse matemáticamente como un proceso aleatorio con rango amplio de frecuencias. En consecuencia, y desde esta perspectiva, la utilización de las Funciones de Respuesta en Fre-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

cuencia (F.R.F.) o Funciones de Transferencia, parece ser la técnica más adecuada para el análisis de esta vibración [9, 10, 11]. Minimizando el error de interpolación:

$$\epsilon = \sum_{j=1}^{N_p} \sum_{l=1}^{N_j} (H_j^E(\omega_l) - H_j^T(\omega_l))^2$$

donde:

N_p = Número de funciones de respuesta en frecuencia experimental, deducidas a partir de los datos registrados.

N_j = Número de frecuencias interpoladas.

H^E = Función de respuesta en frecuencia experimental (deducida de la vibración experimental).

H^T = Función de respuesta en frecuencia teórica (deducida del modelo teórico y directamente relacionada con los parámetros modales).

La función de respuesta en frecuencia experimental, en el caso de un proceso aleatorio estacionario, se obtiene como cociente entre la densidad espectral cruzada de excitación y respuesta y la densidad espectral de la exitación [11]. Las densidades espectrales se obtienen, generalmente, como promedio de estimaciones efectuadas mediante Transformada Rápida de Fourier [9]. Sin embargo, en este proceder se suponen, implícitamente, dos hipótesis:

1) En la prueba experimental se han medido simultáneamente *excitación* y *respuesta* en determinados puntos.

2) El proceso aleatorio con el que se está tratando es del tipo estacionario.

Veamos lo que sucede cuando la vibración proviene de una excitación debida al tráfico:

1) La medida de la excitación resulta difícil e incluso imposible.

2) La respuesta del puente es un proceso aleatorio claramente no estacionario [9].

Podemos obviar el primer problema utilizando la denominada Pseudofunción de Respuesta en Frecuencia (P.R.F.) tal como se expone en [9]. La segunda cuestión podemos abordarla mediante la eliminación de la respuesta dinámica total del puente en un determinado punto de aquella parte que corresponde a la respuesta determinista ocasionada por el peso del vehículo al cruzar el puente, de modo que el registro resultante sea asimilable a la realización de un proceso aleatorio estacionario. De acuerdo con la figura 1 y las consideraciones expuestas en [9], ello puede conseguirse mediante:

1) Un filtrado selectivo de la señal original, de modo que en la señal filtrada no aparezcan las frecuencias $f_i = 1/T_i$.

2) La utilización de registros de corta duración extraidos del registro total.

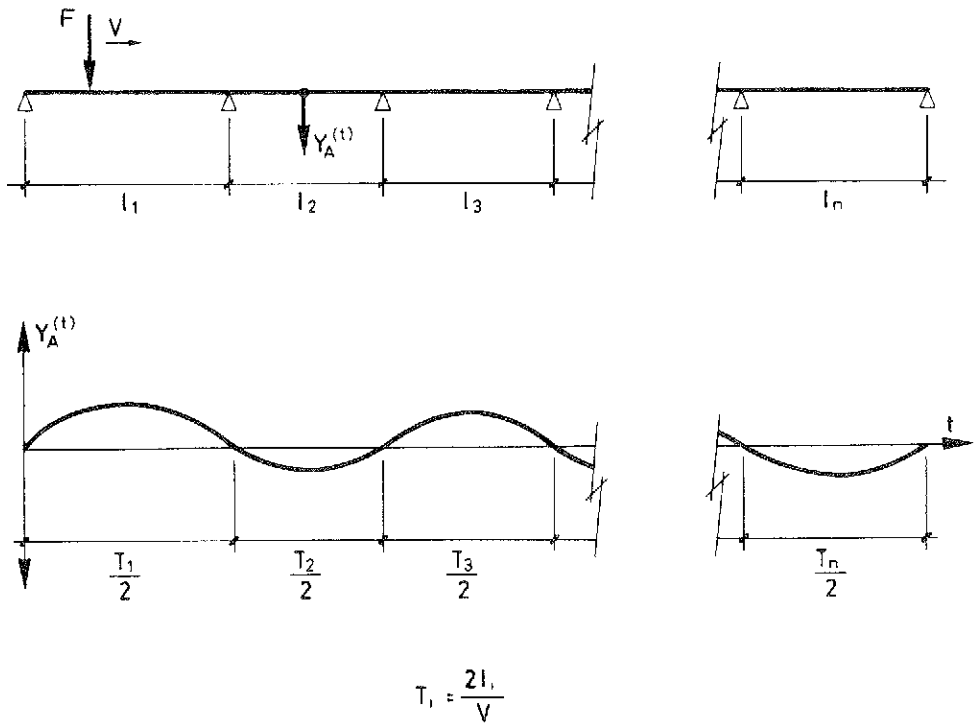


Fig. 1. Desplazamiento en un punto del tablero, debido al paso de una fuerza a velocidad constante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

La corta duración de las señales obtenidas hace que la aplicación de la Transformada Rápida de Fourier de lugar a estimaciones espectrales que presentan una resolución y precisión insuficientes para la obtención de los parámetros modales de manera correcta, en el caso de un puente [9, 12]. Por todo ello, se procede a la aplicación de técnicas de estimación espectral, basadas en formulaciones paramétricas, y en particular la de un modelo de tipo autorregresivo (AR) [13].

3. VERIFICACION EXPERIMENTAL

Se trata, básicamente, de plantear una campaña experimental que permita la obtención de los parámetros dinámicos de un puente determinado mediante la aplicación, tanto de los métodos convencionales, como de la realización de pruebas de tipo no convencional analizadas de acuerdo con las técnicas expuestas en el apartado anterior. De esta manera podrán compararse los resultados obtenidos en uno y otro caso y deducir las conclusiones al respecto.

3.1. Descripción de la estructura

Las pruebas dinámicas se efectuaron en el primer paso superior (lado Madrid), sobre la Autopista A-2, situado a la salida de Barcelona muy cerca del Campus de la Universidad Politécnica de Catalunya. Se trata de una estructura continua de 3 vanos, de hormigón pretensado, de sección transversal en cajón monocelular y de luces 39 + 49, 10 + + 39 metros (figura 2). El canto de la sección es constante y de valor 1,90 m, con una anchura de la plataforma de 10,95 m. El puente presenta un esviaje en planta de 58,157g y está empotrado a torsión, sobre pilas y estribos, mediante una pareja de apoyos de neopreno confinado-teflón.

3.2. Descripción de las pruebas

La descripción detallada de todas las pruebas efectuadas y su ejecución puede consultarse en [14, 15], limitándonos aquí solo a un resumen de las mismas.

Además de todas las pruebas comprendidas dentro de la campaña de información previa destinada a la obtención de la información referente a las propiedades reales de los materiales del puente, las pruebas dinámicas consistieron básicamente en:

1) Paso de un vehículo de dos ejes, con un peso total de 14 toneladas y distancia entre ejes de 3,8 metros, sobre el pavimento en su estado original. La velocidad inicial de las pasadas era de 10 km/h y se fue incrementando en escalones de 10 km/h hasta los 80 km/h. Esta prueba tenía como objetivo la obtención de los parámetros dinámicos del puente (frecuencias, amortiguamiento y modos de vibración) cuando es excitado por un único vehículo, tanto en la posición centrada como excéntrica. En el caso de la determinación de los modos de vibración, se plantearon dos fases:

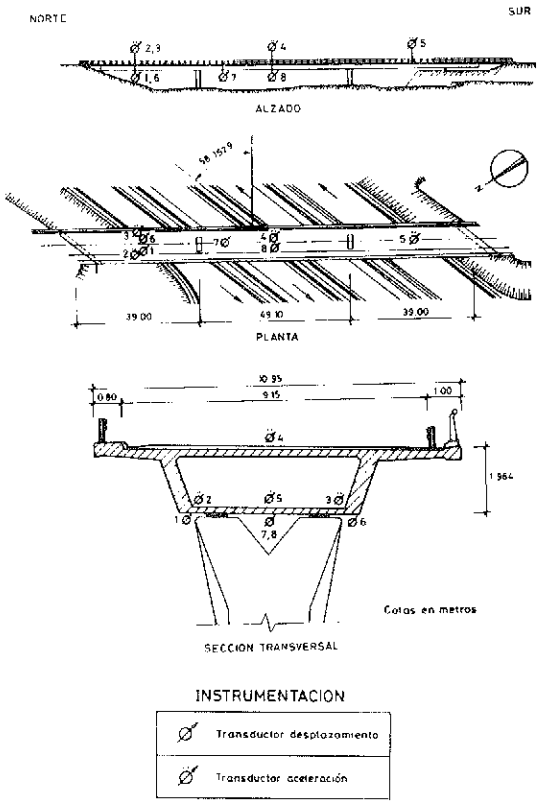


Fig. 2. Definición geométrica del paso superior ensayado y esquema de instrumentación.

a) Una primera fase en la que los instrumentos de medida permanecían fijos en la situación que aparece en la figura 2.

b) Una segunda fase en la cual un acelerómetro se situaba en distintas secciones, para cada una de las pasadas de camión. Este acelerómetro móvil se colocaba directamente sobre la calzada y no en el interior del cajón como los demás. Con ello se pretendía, tanto la determinación del modo de vibración utilizando el mínimo número de aparatos de medida como verificar el comportamiento del acelerómetro situado sobre el pavimento.

2) Paso del mismo camión, a idénticas velocidades, pero sobre el tablón normalizado por la RILEM, situado en la sección central del vano central y tanto en posición centrada como excéntrica.

3) Paso de un tráfico simulado sobre el puente, consistente en dos camiones, de las características ya descritas, que cruzaban el puente con distintas velocidades y posiciones relativas, en cada una de las pasadas.

3.3. Instrumentación utilizada

La instrumentación consistió en:

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

a) Cuatro transductores de desplazamiento, colocados tal como puede verse en la figura 2.

b) Cuatro transductores de aceleración, colocados según la figura 2.

La utilización de los transductores de desplazamiento se justificaba en el hecho de que, en las pruebas, debía también obtenerse el coeficiente de ampliación dinámica y en que, además, para poder hacer el contraste entre técnicas convencionales y no convencionales, era imprescindible colocar ambos tipos de instrumentación en un mismo punto. Tres de los acelerómetros se colocaron dentro del cajón y uno (4) directamente sobre el pavimento, de modo que fuera más simple su posicionamiento en la prueba de determinación del modo de vibración mediante acelerómetros fijo + móvil.

El sistema de adquisición y registro de datos fue el mismo que se halla ampliamente descrito en [15, 16].

3.4. Resultados

Todos los resultados obtenidos, así como su análisis posterior, se hallan ampliamente documentados en [15]. Como resultados más significativos, podemos destacar los siguientes:

3.4.1. Determinación del modo de vibración utilizando dos acelerómetros y la vibración debida a un vehículo

En su forma tradicional, la determinación del modo de vibración requiere la utilización de tantos instrumentos de medida como puntos en los que se desea conocer la amplitud del modo de vibración. Ello comporta la utilización de un número elevado de instrumentos de medida, así como su medida simultánea, lo que encarece y dificulta considerablemente la prueba. Por dicho motivo, y dado el carácter de magnitud relativa que presenta el concepto de modo de vibración, aparece como lógica la determinación del mismo utilizando un instrumento de medida que va adoptando diferentes posiciones dentro del puente, mientras que otro permanece fijo, actuando como referencia, técnica que se ha utilizado en puentes colgantes de gran luz, aplicada a las vibraciones debidas al viento [17, 18, 19]. Sin embargo, no tenemos constancia de que tal procedimiento se haya aplicado a los puentes de luces medias, ante una vibración debida al tráfico, principalmente por la dificultad que en los mismos supone la obtención de una respuesta vibratoria susceptible de ser analizada mediante los métodos convencionales de análisis (duración suficiente de un proceso estacionario). Sin embargo, ello sí parece posible mediante técnicas de análisis no convencionales, de acuerdo con las consideraciones recogidas en [9]. Mediante la aplicación de esta técnica, se han obtenido los resultados de amplitud modal, correspondientes al primer modo de vibración, para cada una de las pasadas del vehículo a 40 Km/h y posiciones del aceleró-

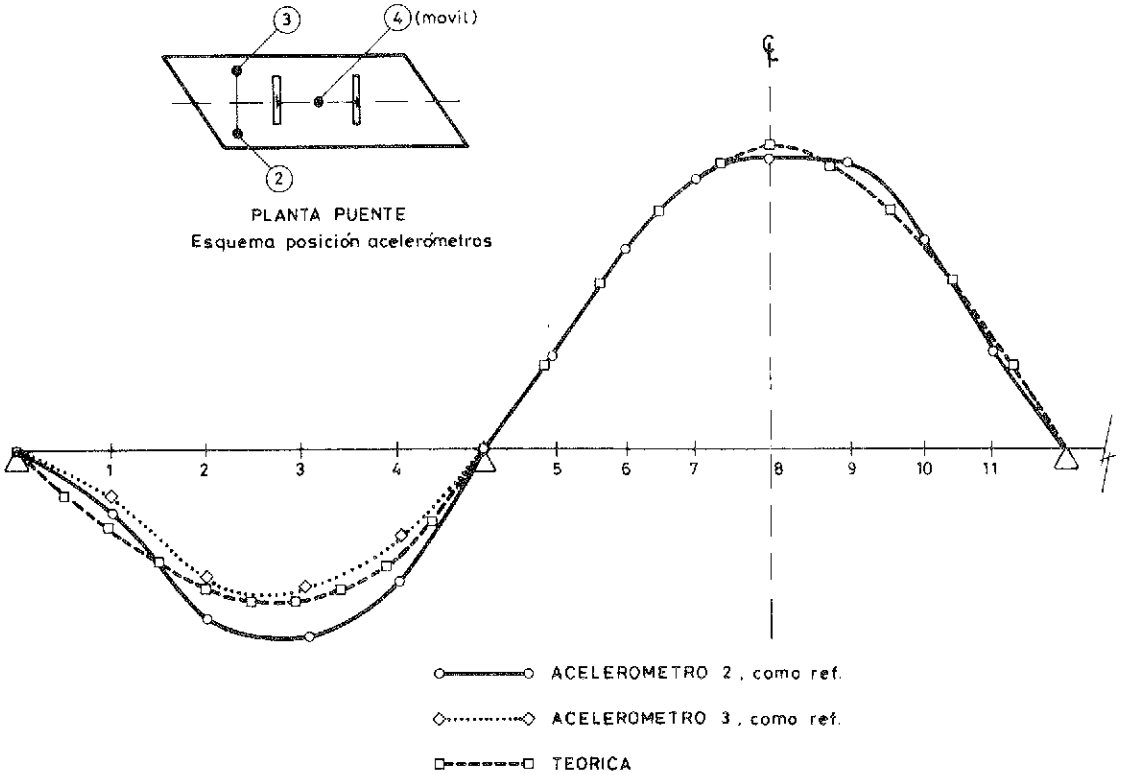


Fig. 3. Modo de vibración 1. Valores experimentales deducidos a partir de 2 acelerómetros y comparación con el modo de vibración teórico (Los números indican las distintas posiciones del acelerómetro móvil).

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

metro móvil, que se hallan resumidos en la tabla 1. Dichos valores experimentales (su cociente) se han representado en la figura 3, juntamente con los que se deducen del modelo teórico utilizado, descrito en [15].

Como resultado adicional podemos decir que el acelerómetro móvil, colocado directamente encima del tablero, parece recoger aceleraciones importantes, dentro de un amplio rango de frecuencias, cuando el vehículo se encuentra cerca del mismo, y que, por el contrario, estos valores no se presentan cuando el vehículo se encuentra ya en una posición alejada, dando lugar a registros semejantes a los que se obtienen en los acelerómetros situados dentro del cajón. Se puede deducir, por tanto, que las amplitudes elevadas, en el rango de las frecuencias altas, provienen de la vibración en superficie cuando el vehículo se encuentra cerca del acelerómetro, y a los efectos que a nosotros nos interesan, deben ser eliminadas antes del análisis de la señal.

3.4.2. Determinación de parámetros dinámicos, a partir de vibraciones debidas al tráfico y medidas mediante acelerómetros.

A) Vibración debida a un único vehículo

En la tabla 2 puede verse un resumen de resultados relativos a los modos de vibración identificados, que corresponden al primer y segundo modos de vibración de frecuencias teóricas 2,25 y 3,53 Hz, respectivamente. En la tabla 3 se recoge el resumen de resultados correspondientes a modos de

Tabla 1

Resultados correspondientes a la amplitud modal de vibración en los canales 2 y 4, en las distintas pruebas efectuadas con un acelerómetro móvil

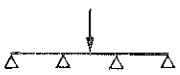
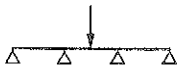
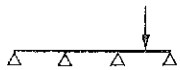
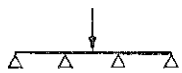
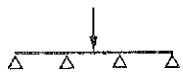
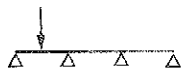
Prueba	ϕ_2	ϕ_4	ϕ_4/ϕ_2
DIAC 1  $x_4 = 7{,}8$	0,245	0,098	0,4
DIAC 2 $x_4 = 15{,}6$	0,187	0,215	1,15
DIAC 3 $x_4 = 23{,}4$	0,184	0,232	1,26

Tabla 1 (Continuación)

Prueba	ϕ_2	ϕ_4	ϕ_4/ϕ_2
DIAC 4 $x_4 = 31{,}2$	0,148	0,141	0,95
DIAC 5  $x_4 = 45{,}14$	0,114	0,070	0,61
DIAC 6 $x_4 = 51{,}28$	0,164	0,221	1,35
DIAC 7  $x_4 = 57{,}42$	0,073	0,132	1,81
DIAC 8  $x_4 = 63{,}56$	0,039	0,074	1,90
DIAC 9 $x_4 = 69{,}7$	0,249	0,480	1,93
DIAC 10  $x_4 = 75{,}84$	0,195	0,279	1,43
DIAC 11  $x_4 = 81{,}98$	0,11	0,07	0,64

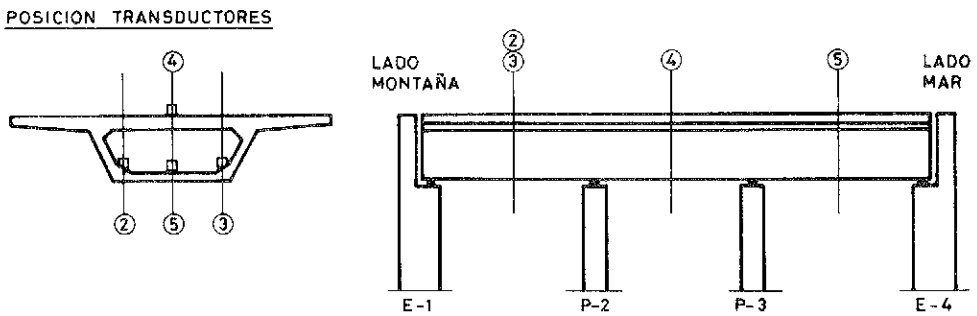
(1) x_4 = distancia, en metros, del acelerómetro móvil al estribo lado montaña, medida según eje longitudinal.
(2) El esquema indica la zona de actuación del vehículo, en cada uno de los casos analizados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Tabla 2

Resultados correspondientes a modos de vibración, en las pruebas de paso de un único camión por el puente, y comparación con los resultados deducidos del modelo teórico

Prueba		Canal								
		2	3	4	5	ϕ_4/ϕ_2	ϕ_5/ϕ_2	ϕ_4/ϕ_3	ϕ_5/ϕ_3	ϕ_3/ϕ_2
DIN 20	MODO 1	0,10	0,138	0,197	0,105	1,97	1,05	1,43	0,76	1,38
	MODO 2	0,038	0,053	0	0,045	–	1,18	–	0,85	1,4
DIN 10	MODO 1	0,11	0,15	0,24	0,1	2,2	0,9	1,6	0,67	1,36
	MODO 2	0,03	0,04	0	0,026	–	0,87		0,65	1,33
DIN 40	MODO 1	0,039	0,048	0,074	–	1,9	–	1,54	–	1,23
	MODO 2	NO APARECE VIBRACION								
DIN 50	MODO 1	0,25	0,36	0,55	0,28	2,2	1,12	1,52	0,77	1,44
	MODO 2	–	–	–	0,12	–	–	–	–	–
DIN 30	MODO 1	–	0,05	0,08	–	–	–	1,6	–	–
	MODO 2	0,08	0,11	0	0,07		0,88	–	0,63	1,37
DIR 20	MODO 1	NO APARECE VIBRACION								
	MODO 2	0,12	0,15	0	0,11	–	0,92		0,73	1,25
DINE 10	MODO 1	0,126	0,17	0,27	0,11	2,14	0,87	1,59	0,65	1,35
	MODO 2	NO APARECE VIBRACION								
DINE 40	MODO 1	0,063	0,09	0,126	0,06	2,0	0,95	1,4	0,66	1,42
	MODO 2	0,126	0,14	–	0,11	–	0,87	–	0,78	1,12
Modelo	MODO 1	0,69	0,69	1,4	0,75	2,0	1,08	2,0	1,08	1
Teórico	MODO 2	0,12	0,12	0	0,14	–	1,16	–	1,16	1



Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

vibración obtenidos como promedio de las distintas pruebas de paso de un vehículo.

B) Vibración debida a varios vehículos (tráfico simulado)

En la tabla 4 aparece un resumen de resultados, para distintas pruebas, referentes a frecuencias, amortiguamiento y modo de los dos primeros modos de vibración. La tabla muestra los resultados obtenidos en los 4 acelerómetros colocados. En la tabla 5 se ha hecho un resumen de los resultados correspondientes a los modos de vibración, utilizando como referencia, tanto el canal 2 como el 3. También se han incluido los modos de vibración teóricos, que, dado el carácter unidimensional del modelo utilizado, suponen la vibración en el eje longitudinal del puente y no distinguen entre puntos situados dentro de una misma sección transversal.

Por último, en la tabla 6 puede verse el resultado correspondiente a los valores de frecuencia, amortiguamiento y modo de vibración, obtenidos con el método propuesto, haciendo el promediado de cada una de las pruebas de tráfico simulado y de pasada con un único camión, así como su comparación con los resultados obtenidos de métodos convencionales, en los casos en que es factible su aplicación, y con los derivados del modelo teórico.

Tabla 3

Modos de vibración experimentales, deducidos de los resultados obtenidos de las pasadas con un único camión. (Valores medios y desviaciones típicas)

	MODO 1		MODO 2	
	$\bar{x}$	σ	$\bar{x}$	σ
ϕ_1/ϕ_2	1,36 (1,)	0,07	1,29 (1,)	0,11
ϕ_4/ϕ_2	2,07 (2,0)	0,12	–	–
ϕ_5/ϕ_2	0,98 (1,08)	0,1	0,94 (1,16)	0,13
ϕ_4/ϕ_3	1,52 (2,0)	0,08	–	–
ϕ_5/ϕ_3	0,70 (1,08)	0,05	0,73 (1,16)	0,09

(*) Entre paréntesis se han indicado los valores correspondientes al modelo teórico.

Tabla 4

Resultados de frecuencia, amortiguamiento y amplitudes modales, en los distintos acelerómetros, en las pruebas de tráfico simulado (varios vehículos en el puente)

Prueba		MODO 1				MODO 2			
		Transductor				Transductor			
		2	3	4	5	2	3	4	5
AI 40	Frecuencia	2,31	2,30	2,20	2,25	3,55	3,50	–	3,60
R1 = 2700	Amortg.	2,3	2,5	2,6	2,4	3,0	3,2		2,9
R2 = 3500	Modo	0,53	0,63	1,1	0,61	0,49	0,68	–	0,77
AI60	Frecuencia	No aparece vibración según el 1er modo				3,52	3,48	–	3,52
R1 = 1600	Amortg.					2,7	2,8	–	3,4
R2 = 2300	Modo					0,99	1,3		1,1
AD40	Frecuencia	2,42	2,40	2,32	2,47	3,55	3,63	–	3,63
R1 = 2300	Amortg.	2,6	2,5	3,2	3,0	5,5	4,1		3,2
R2 = 3100	Modo	0,62	0,81	1,7	0,74	0,64	0,86	–	1,0
AD60	Frecuencia	2,43	2,50	2,39	2,39	3,53	3,55	–	3,53
R1 = 2700	Amortg.	6,3(*)	6,3(*)	1,7	9,9(*)	1,0	1,7	–	1,6

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Tabla 4 (Continuación)

Prueba		MODO 1				MODO 2			
		Transductor				Transductor			
		2	3	4	5	2	3	4	5
R2 = 3400	Modo	0,8	1,0	1,0	1,3	0,87	1,4	–	1,3
SA40	Frecuenica	2,26	2,23	2,24	2,32	3,58	3,78	–	3,74
R1 = 1800	Amortg.	2,1	1,7	1,8	1,5	6,1	4,9		1,7
R2 = 2500	Modo	0,74	0,98	1,9	0,66	0,76	1,1	–	0,66
SA60	Frecuencia	2,34	2,36	2,4	–	3,47	3,58	–	3,58
R1 = 1400	Amortg.	2,9	2,5	6,5(*)	–	1,52	3,17	–	2,8
R2 = 2100	Modo	0,75	1,1	2,5	–	0,72	1,4		1,4
SB40	Frecuencia	2,30	2,34	2,34	–	No aparece vibración según el 2° modo			
R1 = 1800	Amortg.	5,5	4,8	3,5					
R2 = 2500	Modo	0,89	1,1	1,9	–				
PAR40	Frecuencia	2,34	2,34	2,28	2,31	No aparece vibración según el 2° modo			
R1 = 1500	Amort.	4,1	3,7	3,5	3,9				
R2 = 2200	Modo	1,1	1,5	2,9	1,4				
TR1	Frecuencia	2,60	2,66	2,39	2,51	3,86	3,96	–	3,90
R1 = 3700	Amortg.	1,4	2,9	2,1	3,1	3,46	1,9	–	2,6
R2 = 4400	Modo	0,35	0,39	0,8	0,54	0,27	0,32	–	0,37
PAR30	Frecuencia	2,48	2,45	2,30	2,38	3,56	3,66	–	–
R1 = 1700	Amortg.	2,4	2,5	2,7	3,0	2,1	2,7		
R2 = 2400	Modo	0,67	0,90	1,4	0,8	0,59	0,78	–	–

(*) Valores considerados no válidos.

Tabla 5

Resultados correspondientes a modos de vibración, en las pruebas de tráfico simulado

	Modo vibración 1					Modo vibración 2		
	ϕ_3/ϕ_2	ϕ_4/ϕ_2	ϕ_5/ϕ_2	ϕ_4/ϕ_3	ϕ_5/ϕ_3	ϕ_3/ϕ_2	ϕ_5/ϕ_2	ϕ_5/ϕ_3
Modelo Teórico	1,	2,0	1,08	2,0	1,08	1,	1,16	1,16
AI40	1,19	2,07	1,15	1,74	0,97	1,39	1,57	1,13

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Tabla 5 (continuación)

AI60						1,30	1,11	0,85
AD40	1,30	2,74	1,19	2,10	0,91	1,34	1,56	1,16
AD60	No válidos registros 2, 3 y 5					1,61	1,50	0,93
SA40	1,32	2,57	0,90	1,94	0,67	1,45	0,87	0,6
SA60	1,46	No válidos registros 4 y 5				1,94	1,94	1,
SB40	1,23	2,13	–	1,73	–			
PAR40	1,36	2,64	1,27	1,93	0,93			
TR1	1,11	2,28	1,54	2,05	1,38	1,18	1,37	1,16
PAR30	1,34	2,08	1,2	1,6	0,9	1,32	–	–

Tabla 6

Parámetros dinámicos (Modos de vibración 1 y 2) con el método propuesto y mediante técnicas convencionales

Modo de Vibración 1							
Prueba	**f (Hz)**	**ξ (%)**	ϕ_2	ϕ_4	ϕ_5	ϕ_1	ϕ_3/ϕ_2
Modelo	2,25	–	1,0	2,03	1,09	1,0	1,0
1 Camión (Vib.libre)	2,25 (≃ 0,)	1,48 (0,31)	– –	– –	– –	– –	– –
1 Camión (FFT)	2,22 (0,1)	– –	– –	– –	– –	– –	– –
1 Camión (PRF)	2,25 (0,005)	1,45 –	1,0 –	2,07 (0,12)	0,98 (0,1)	1,36 (0,07)	1,36 (0,07)
Tráfico (PRF)	2,33 (0,06)	2,80 (1,)	1,0 –	2,36 (0,28)	1,21 (0,2)	– –	1,29 (0,11)
Modo de Vibración 2							
Prueba	**f (Hz)**	**ξ (%)**	ϕ_2	ϕ_4	ϕ_5	ϕ_1	ϕ_3/ϕ_2
Modelo	3,53	–	1,0	0,00	1,16	1,0	1,0
1 Camión (Vib.libre)	–	–		–	–	–	–
1 Camión (FFT)	3,10 (0,35)	– –	– –	– –	– –	–	– –
1 Camión (PRF)	3,47 (0,014)	1,73 –	1,0 –	0,00 –	0,94 (0,13)	1,29 (0,11)	1,31 (0,08)
Tráfico (PRF)	3,57 (0,08)	3,00 (1,3)	1,0 –	0,00 –	1,42 (0,35)	– –	1,44 (0,23)

(*) Desviación típica entre paréntesis.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

4. CONCLUSIONES

De todo lo expuesto hasta aquí, se desprenden las siguientes conclusiones:

1) Para puentes de luces medias, y mediante técnicas de tipo no convencional, resulta factible la obtención del modo de vibración, a partir de la vibración debida al tráfico, utilizando únicamente dos acelerómetros como instrumento de medida, dejándose uno como referencia en una posición fija, mientras que el otro se desplaza, sucesivamente, a distintas posiciones dentro del tablero.

2) Mediante la aplicación de estas técnicas no convencionales para la estimación de parámetros modales, resulta también posible la obtención de frecuencias y modos de vibración, a partir de las vibraciones producidas por el tráfico existente y registradas mediante acelerómetros, con una aproximación importante. En cuanto al amortiguamiento, los resultados son menos satisfactorios, debido a la gran dispersión de valores obtenidos con registros provenientes de distintos tráficos. En cualquier caso, la interpretación de resultados y su comparación con un modelo teórico de comportamiento, debe tener muy en cuenta las características particulares de cada puente, así como la disposición de puntos instrumentados que se haya adoptado.

3) Es del todo posible utilizar acelerómetros colocados encima del tablero, puesto que, a pesar de que en la señal registrada por los mismos nos pueden aparecer amplitudes importantes correspondientes a frecuencias altas que podrían dar lugar a distorsiones importantes en el análisis posterior, se ha comprobado cómo el preproceso de dicha señal permite obviar tales complicaciones. Este es un resultado muy a tener en cuenta a la hora de plantear el tipo y colocación de los distintos instrumentos de medida, ya que su posible ubicación encima del tablero, facilita en gran medida todas las tareas de instrumentación.

4) A pesar de que, como hemos visto, es posible utilizar únicamente acelerómetros como instrumento de medida, resulta conveniente disponer (en la medida que ello sea posible) un transductor de desplazamiento que permita conocer a qué posición de los vehículos dentro del puente corresponden, aproximadamente, los registros que se están analizando. Con ello se evita el tener que utilizar dispositivos que detecten la entrada del vehículo en el puente y su velocidad aproximada.

5. AGRADECIMIENTOS

Este estudio, y su fase experimental, ha sido posible gracias a la ayuda económica recibida del Servicio de Puentes y Estructuras de la Dirección General de Carreteras del MOPU, a través del convenio TC-588 entre dicho Organismo y la Universidad Politécnica de Catalunya.

6. REFERENCIAS

[1] JAVOR, T. (1986) "General Recommendation for vibration test in long term observation of concrete bridges structures", Materiaux et Constructions 19, N. 113, pp. 401-411.

[2] WARD, H.S. (1984) "Traffic generated vibrations and bridge integrity", Journal of Structural Engineering (ASCE) 110, N. 10, pp. 2487-2499.

[3] STIFKENS, J. and DEMARS, P. (1981) "Surveillance des ouvrages d'art par le suivi de leur comportement dynamique" International Conference on gestion des ouvrages d'art. Proceedings Anciens ENPC, pp. 243-246. Paris.

[4] DAVIS, A.G. (1987) "Application of dynamic test methods to the evaluation of bridge structures", Proceedings of the First US-European Workshop on bridge evaluation, repair and rehabilitation, pp. 284-295. Andrzej S. Nowak and Elie Absi Editors. The University of Michigan, Ann Arbor.

[5] BUCKLAND P.G., HOOLEY R., MORGENSTERN B.D., RAINER J.H. (1979) "Suspension bridge vibrations: computed and measured", Journal of the Structural Division (ASCE) 105, pp. 859-874.

[6] DOUGLAS B.M., REID W.H. (1982) "Dynamic tests and system identification of bridges", Journal of the Structural Division (ASCE) 108, pp. 2295-2312.

[7] SHIMADA S., TANABE T., KATO M. (1982) "Safety inspection system of existing structures", IABSE Workshop: Informatics in Structural Engineering, pp. 119-133, Bergamo.

[8] KATO M., SHIMADA S. (1986) "Vibration of PC bridge during failure process", Journal of Structural Engineering (ASCE) 112, N. 7, pp. 1692-1703.

[9] CASAS JUAN R. (1988) "El estudio de la respuesta dinámica, como método de inspección y control de tableros de puente de hormigón armado y pretensado". Tesis Doctoral. Ediciones de la Universitat Politecnica de Catalunya, Barcelona.

[10] EWINS D.J. (1986) "Modal Testing: Theory and Practice", Research Studies Press Ltd., Letchworth.

[11] NEWLAND D.E. (1983) "Vibraciones aleatorias y análisis espectral". Editorial A.C., Madrid.

[12] BENDAT J.S., PIERSOL A.G. (1980) "Engineering applications of correlation and spectral analysis". John Wiley and Sons. New York.

[13] KAY S.M., MARPLE S.L. (1981) "Spectrum analysis. A modern perspective". Proceedings of the IEEE, Vol 69, N. 11, pp. 1380-1419.

[14] CASAS J. R., APARICIO A. C. (1987) "Proyecto de pruebas experimentales a efectuar en

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

el paso superior sobre la Autopista A-2 para la determinación de sus parámetros dinámicos mediante métodos no convencionales". Dirección General de Carreteras del MOPU-Universidad Politécnica de Catalunya.

[15] CASAS J.R., APARICIO A.C. (1988,1989) "Estudio sobre la determinación experimental de los parámetros dinámicos en los puentes mediante métodos no convencionales. Resultados y conclusiones". Dirección General de Carreteras del MOPU - Universidad Politécnica de Catalunya.

[16] APARICIO A.C., CASAS J.R. (1987) "Resultados y conclusiones de las pruebas efectuadas en el paso superior de Alfonso X el Sabio, en el Cinturón de Ronda de Barcelona: una fuente de enseñanza", Hormigón y Acero núm. 162, pp. 33-141.

[17] BROWNJOHN J.M.W., DUMANOGLU A. A., SEVERN R.T., TAYLOR C.A. (1987) "Ambient vibration measurements of the Humber Suspension Bridge and comparison with calculated characteristics". Proceedings of Institution of Civil Engineers, Parte 2, num. 83, pp. 561-600.

[18] TANAKA H., DAVENPORT A.G. (1983) "Wind-induced response of Golden Gate Bridge" Journal of Engineering Mechanics, Vol. 109, num. 1, pp. 296-312.

[19] ABDEL-GHAFFAR A.M., HOUSNER G. W. (1978) "Ambient vibration tests of suspension bridge". Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 104, num. EM5, pp. 893-999.

RESUMEN

La determinación experimental de los parámetros dinámicos de una estructura, ha sido tema de creciente investigación en los últimos años. En el caso de los puentes, esta determinación resulta problemática cuando se intentan utilizar los métodos convencionales de estimación (principalmente la Transformada Rápida de Fourier aplicada a registros de desplazamiento) en vibraciones de tipo ambiental (tráfico). Por dicho motivo, en la comunicación se presenta y formula una nueva técnica de estimación que permita obviar tales limitaciones. Asimismo, se muestran los resultados obtenidos de la aplicación del mismo a un conjunto de pruebas dinámicas en un viaducto concreto. Los requisitos que se exigen a estas pruebas son:

–La utilización del propio tráfico como medio de excitación dinámica.

–La utilización de instrumentos de medida de vibraciones, de fácil y rápida colocación.

–La utilización del mínimo indispensable de instrumentos de medida.

El análisis de las vibraciones así registradas exige tener en cuenta las características del fenómeno vibratorio analizado (respuesta debida al paso de vehículos) y, a tal fin, será necesaria la utilización de técnicas "no convencionales" de estimación de parámetros dinámicos, mediante las cuales quede bien modelizado el carácter no estacionario de la vibración en estudio. Además, los requisitos de una instrumentación sencilla pasan por el empleo de acelerómetros como aparatos de medida. Este hecho comporta, también, una metodología de análisis adecuada.

SUMMARY

Recently the experimental evaluation of dynamic parameters of the structures has been a subject of increasing interest. When bridges are considered, this evaluation is not possible when conventional techniques are used (mainly the FFT using displacement records) in traffic ambient vibrations, recorded by acceleration transducers.

Therefore in the paper a new technique is presented to avoid this limitations. The conditions required to a dynamic test in order to easily be performed are:

1) Using the traffic on the bridge as dynamic excitation.

2) Using measurement devices whose placement on the bridge.is easyer and quicker (acceleration transducers versus displacement transducers).

3) Using the minimun number of measurement transducers.

The later processing of vibrations obtained in such a way should take into account the differential characteristics of the vibration phenomena involved and therefore non conventional dynamic parameter estimation techniques should be used.

After present the theoretical background, the proposed method is succesfully applied to the experimental records derived from different dynamic tests preformed on a real viaduct.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Coloquio sobre "Hormigón estructural"

Organizado por el "Institut für Tragwerksentwurf und-konstruktion", de la Universidad de Stuttgart y la IABSE, y con la colaboración del American Concrete Institute (ACI), el Comité Euro-Internacional del Hormigón (CEB), la Federación Internacional del Pretensado (FIP), la Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), el Deutscher Beton-Verein e.V. (DBV), el Instituto del Hormigón Pretensado/-Prefabricado (PCI) y el Instituto del Hormigón Postensado (PTI), tendrá lugar en Stuttgart, (R.F.A.), durante los días 10 al 12 de Abril de 1991, un Coloquio Internacional sobre "Hormigón Estructural".

El objetivo primordial de este Coloquio es intentar conseguir la unificación de las diferentes normativas actualmente existentes para el cálculo de los distintos tipos de estructuras de hormigón (armado, pretensado, etc.), bajo la denominación única "Hormigón estructural". En ella quedarían incluidas todas las aplicaciones del hormigón en una estructura o elemento estructural en donde el hormigón trabaja estructuralmente.

De esta forma, el hormigón estructural cubriría un campo continuo, desde las aplicaciones del hormigón en masa (tales como algunas cimentaciones) hasta las de las más complejas combinaciones del hormigón con armaduras de acero. Estas armaduras pueden ser las pasivas, del hormigón armado, las del pretensado, o los perfiles metálicos utilizados en las estructuras mixtas.

El propósito de este Coloquio es unificar los términos que vienen empleando todos los distintos técnicos que trabajan en el campo estructural, con lo que se conseguiría un perfeccionamiento indudable en lo relativo a la práctica del cálculo del hormigón.

Se tratará de identificar y articular los conceptos unificados que permitan la mencionada armonización así como de concretar los problemas que deben superarse para conseguir estos objetivos.

Teniendo en cuenta que esta normativa de cálculo unificada, debe ser compatible con la de otros materiales estructurales (acero, madera, albañilería, vidrio, plásticos, etc.) y permitir su aplicación a estructuras compuestas y mixtas, el Coloquio se limitará a las estructuras de hormigón fabricado con todo tipo de cemento Portland, incluyendo los hormigones ligeros y los de alta resistencia, y las armadas con cualquier clase de elementos metálicos tales como barras corrugadas, aceros de pretensado, o los perfiles metálicos utilizados en las estructuras mixtas o compuestas.

En virtud de todo ello, los temas elegidos para este Coloquio, serán:

—Tema 1: Hormigón estructural.

—Tema 2: Métodos aplicables al análisis y cálculo de estructuras.

- Sub-tema 2.1: Requisitos esenciales.
- Sub-tema 2.2: Métodos.
- Sub-tema 2.3: Análisis.
- Sub-tema 2.4: Dimensionamiento.
- Sub-tema 2.5: Resistencia a tracción del hormigón.

—Tema 3: Requisitos que deben cumplir las Instrucciones, Reglamentos y Normas de buena práctica.

—Tema 4: Impacto sobre futuras estructuras.

El Coloquio se celebrará en la Universidad de Stuttgart y se ha programado una visita al Laboratorio del Otto-Graf-Institute y una excursión post-Coloquio a diversas obras de interés.

Los interesados en participar en este Coloquio o recibir información complementaria sobre el particular, deberán dirigirse a:

IABSE Secretariat
ETH Hönggerberg
CH-8093 Zurich
Switzerland
Tel.: 41-1-377 26 47
Telex: 822186IABS CH
Telefax: 41-1-371 55 48. Att. IABSE

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Comportamiento en destesado de armadura activa. Parte II: Contrastación experimental

X. Montobbio
Ingeniero de Caminos
A. Aguado
Dr. Ingeniero de Caminos
Departamento de Ingeniería de la Construcción
E.T.S. Ingenieros de Caminos. Barcelona

1. INTRODUCCION

El comportamiento en destesado de armadura activa es poco conocido, debido, en nuestra opinión, al escaso interés desde el punto de vista práctico, cara al proyecto de elementos de hormigón pretensado con tendones adherentes.

El empleo de tendones no adherentes en algunas realizaciones recientes en España (edificios de contención de centrales nucleares) y las desviaciones entre la fuerza de pretensado prevista a lo largo del tiempo, en relación a la obtenida mediante un ensayo de despegue, Aguado et al (1988a), han impulsado el interés de analizar la situación antes descrita.

Esta problemática propició desarrollar un modelo teórico de comportamiento durante la destensión de armadura activa, que ha sido presentado con anterioridad, Montobbio (1989) y Montobbio, Aguado (1990).

Por otro lado, la empresa Centro de Trabajos Técnicos, realizó en 1976 unos ensayos que incluían ciclos completos de tensión-destensión sobre vigas de hormigón pretensado, con dos tipos de tendones (formados por alambres y cordones), encaminados a analizar las diferencias existentes entre los mismos.

Estos ensayos son utilizados, en el presente artículo, para la contrastación experimental del modelo teórico propuesto, lo cual constituye el objeto principal de este trabajo. Asimismo, para los ensayos estudiados, se proponen unas leyes que relacionan el coeficiente de rozamiento durante el destesado (μ'), con el correspondiente al tesado (μ), y el nivel (porcentaje) de la fuerza de pretensado (λP_0). Esta ley, no extrapolable a otros casos sin previa contrastación, permite abrir una metodología interesante para relacionar ambas etapas de un mismo fenómeno, el cual responde a un modelo de rozamiento presentado por Murcia (1989).

El modelo presentado se ajusta, asimismo, de forma satisfactoria a otros tipos de trazados, por ejemplo, trazados circulares de edificios de contención: depósitos de agua (Ripoll y Martí, 1976) y centrales nucleares (Aguado et al 1988b). Estos últimos serán analizados en detalle en un próximo artículo en el que se presenta la obtención de las pérdidas de pretensado por penetración de cuña, a partir del modelo aquí presentado.

2. BREVE RECORDATORIO DEL MODELO PROPUESTO

El modelo propuesto se presenta en detalle en Montobbio (1989) y Montobbio, Aguado (1990), si bien se estima conveniente, para facilitar la lectura, hacer un breve recordatorio del mismo. En este modelo, la fuerza de pretensado durante el destesado se obtiene mediante la superposición de dos estados:

a) Final de la etapa de tesado (coeficiente de rozamiento μ).

b) Compresión de la armadura debido a una destensión, con un coeficiente de rozamiento ($\mu' \neq \mu$) diferente al de tesado.

En la figura 1 puede verse, de forma esquemática, estos dos estados, entendiéndose fácilmente que el segundo de ellos no es posible por sí mismo, sino es después de una tensión previa de la armadura. La fuerza total de pretensado en un punto genérico, durante el destesado, resulta:

$$P - \Delta P = P_0 \cdot e^{-\mu\alpha} - \Delta P_0 \cdot e^{-\mu'\alpha} \qquad (1)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

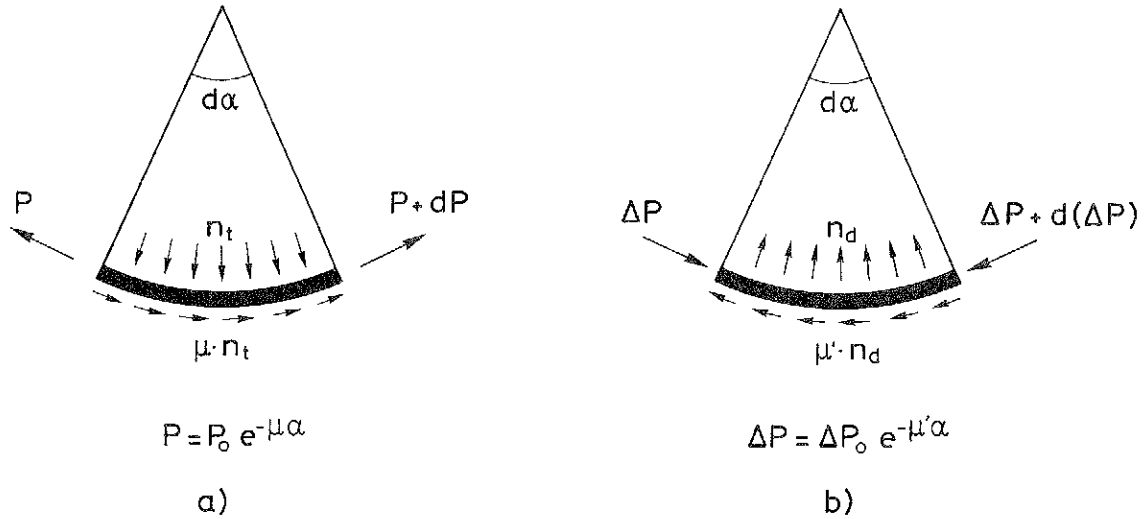


Fig. 1. Esquema de la fuerza de pretensado correspondiente a: a.— fase de tesado b.— incremento para destesado.

donde cada una de las variables tiene el siguiente significado:

P_o y P	Fuerzas de tesado en el extremo activo y sección estudiada, respectivamente.
ΔP_o y ΔP	Incremento de destesado en el extremo activo y sección estudiada, respectivamente.
μ y μ'	Coeficiente de rozamiento durante el tesado y el destesado, respectivamente.

En la expresión (1), por simplicidad formal se ha tomado el ángulo de ondulación ya incluido en el ángulo girado α. Para obtener las ecuaciones finales, bastaría con sustituir el término (α) por el término ($\alpha + \beta x$), lo cual no incide en el planteamiento realizado.

Este planteamiento, difiere de la formulación usual dada para la obtención de las pérdidas por penetración de cuña, que consiste en extrapolar ésta para cualquier nivel de destesado. Esta formulación, recogida por Leonhardt (1977), define la fuerza total de pretensado, en un punto genérico, tras la penetración de cuña y en la extensión que esta alcanza, como:

$$P - \Delta P = (P_o - \Delta P_o) \cdot e^{+\mu\alpha} \qquad (2)$$

donde cada una de las variables tiene el significado dado con anterioridad.

Un primer análisis teórico de ambas formulaciones (expresiones 1 y 2), frente a distintas hipótesis:

1. Rozamiento nulo durante destesado.
2. Igual rozamiento en tesado y destesado.
3. Escalón de destesado nulo.
4. Destensión total.

evidencian la coherencia del planteamiento propuesto [Montobbio y Aguado (1990)], frente a las lagunas e imprecisiones derivadas de la formulación usual. En la tabla 1 se muestran, de forma esquemática, los resultados a que conducen cada una de las formulaciones citadas, en las cuatro hipótesis planteadas.

Hay que reseñar que, el error conceptual que introduce la formulación actual, no tiene prácticamente incidencia en la definición de la fuerza de pretensado en estructuras de hormigón pretensado

Tabla 1

Resultados de los análisis teóricos de ambas formulaciones, frente diferentes hipótesis

Hipótesis		Modelo Propuesto	Modelo usual
1	$\mu' = 0$	$\Delta P = \Delta P_0$	$P - \Delta P = P_0 - \Delta P_0$
2	$\mu = \mu'$	$P \quad \Delta P = (P_0 - \Delta P_0)\, e^{-\mu\alpha}$	$P - \Delta P = (P_0 \quad \Delta P_0) \cdot e^{\mu\alpha}$
3	$\Delta P_0 = 0$	$\Delta P = 0$	$\Delta P = P_0\, (e^{-\mu\alpha} \cdot e^{\mu'\alpha})$
4	$\Delta P < 0$	Si $\mu' = \mu$ $\quad P - \Delta P = 0$ Si $\mu' = \mu$ $\quad P - \Delta P > 0$ Si $\mu' < \mu$ $\quad P - \Delta P < 0$	$P - \Delta P = 0$

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

con tendones adherentes. Este hecho puede significar una justificación de la escasa atención prestada a este tema en el proyecto. A ello hay que añadir, por un lado, el que la formulación usual tenga una gran simplicidad de cálculo y, por otro lado, a la inercia a mantener los procedimientos habituales.

Ahora bien, en aquellas estructuras que en su programa de vigilancia se incluya el control, en el tiempo, de la fuerza de pretensado, mediante un ensayo de despegue (por ejemplo: edificios de contención de centrales nucleares en hormigón pretensado, con tendones no adherentes), el error conceptual de la formulación usual puede tener una gran importancia (Egozcue y Aguado 1990), no tanto desde el punto de vista técnico, como para la política de decisiones derivadas de las distintas desviaciones que se produzcan entre la fuerza de pretensado prevista y la obtenida.

3. EJEMPLO DE CONTRASTACION

3.1. Características geométricas

En mayo de 1976, la Oficina Técnica del Centro de Trabajos Técnicos de Barcelona, llevó a cabo unos ensayos en una viga, a cuyos resultados se ha tenido acceso. Dichos ensayos tenían por objeto analizar el comportamiento, en ciclos de tesado y destesado, de tendones formados por dos soluciones diferentes: a) 54 alambres de 7 mm, con anclajes de remaches y b) 16 cordones de 0,5 pulgadas, con anclajes de cuñas.

En la figura 2 se muestra la tipología longitudinal de la viga empleada en los ensayos. El trazado de la armadura activa es mixto: recto en una mitad de la viga y parabólico en la otra mitad. En esta viga se incluía un tendón formado por los alambres antes citados y otro tendón, con trazado simétrico al anterior, compuesto por cordones, tal como muestra la figura 2.

Aún siendo muy de agradecer todos los datos facilitados, no nos ha sido posible disponer de una definición exacta del trazado de la armadura activa ni de las dimensiones de la sección de la viga; si bien su tipología y detalles de anclaje puede verse en las fotos 1, 2 y 3.

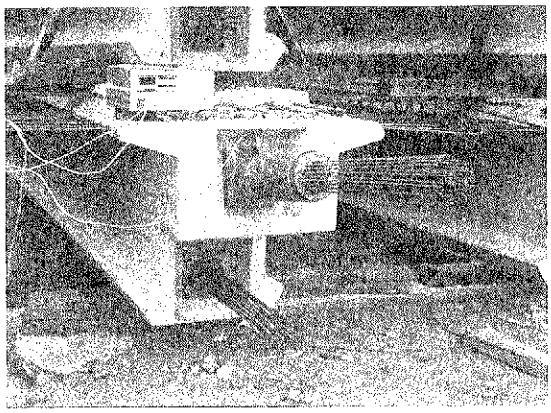


Foto 1. Panorámica de la viga ensayada.

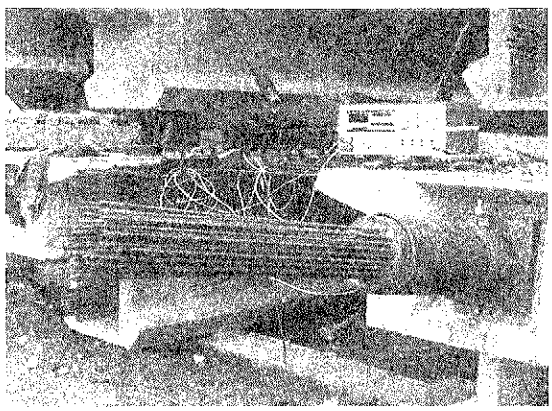


Foto 2. Panorámica de la viga ensayada.

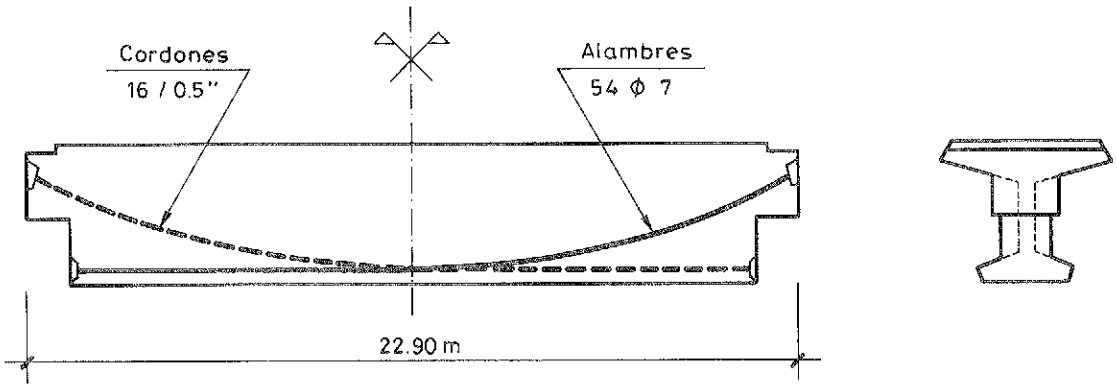


Fig. 2. Características del trazado de la armadura activa en la viga ensayada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

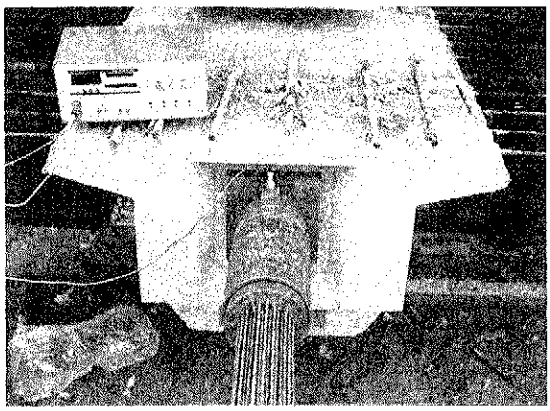


Foto 3. Vista frontal de la viga ensayada.

Ahora bien, dado que la finalidad última de este estudio es conocer la relación entre los coeficientes de rozamiento de tesado y destesado para la misma estructura, podemos, en todo momento, trabajar en términos relativos. Por tanto, la carencia de dichos datos sobre la sección de las vigas y las características geométricas del trazado de la armadura activa, no nos distorsiona, en ningún caso, los resultados buscados, resultados siempre en términos relativos (no podremos obtener los valores exactos del coeficiente de rozamiento en tesado y en destesado, pero sí el valor de la relación existente entre ambos).

3.2. Metodología de los ensayos

Según la documentación facilitada, se efectuaron 5 ensayos de tesado y destesado; 4 correspondientes al tendón formado por alambres y 1 correspondiente al tendón formado con cordones.

En cada uno de estos ensayos se situaba, en un extremo de cada tendón, el gato y la bomba de presión, cuyos aparatos de medida (manómetros) habían sido previamente tarados. En el extremo opuesto, se colocaba una célula de carga, con medidor electrónico de tensión, que proporcionaba la carga que llegaba al extremo pasivo.

En estas condiciones se efectuaron los ciclos de carga y descarga, anotándose en cada escalón los siguientes valores:

1. Fuerza en extremo activo.
2. Fuerza en extremo pasivo, simultánea a la anterior.
3. Alargamiento de la armadura.

Dado que la capacidad mecánica de los tendones es similar, se tomaron en todos los casos, durante el tesado, escalones de carga correspondientes al 10 por 100 de su fuerza de pretensado P_0, siendo ésta de 245,85 t. En el proceso de descarga, el escalón inicial corresponde a destesar, en el extremo activo, la carga suficiente para que dicha destensión sea detectable en el extremo pasivo. Los posteriores escalones de descarga se hicieron coincidir con los correspondientes al tesado.

3.3. Resultados

En las tablas 2 y 3 se presentan los valores obtenidos, para distintos porcentajes de P_0, durante el tesado y destesado, respectivamente, del alargamiento en el anclaje activo (expresado en mm) y de la fuerza de pretensado en el anclaje pasivo (expresado en toneladas). En dichas tablas, los ensayos enumerados del 1 al 4 corresponden al tendón formado por alambres, mientras que el ensayo número 5 es el correspondiente al tendón formado por cordones.

Por otro lado, en el recuadro correspondiente a la primera columna y tercera fila de la tabla 3, se sitúa un asterisco para significar que el porcentaje de la fuerza de pretensado en el anclaje activo, cuando el extremo pasivo detecta la destensión (decreciente de 0,3 t en los ensayos del 1 al 4 y de 0,6 t en el ensayo nº 5) es variable. El valor de la fuerza de pretensado en el extremo activo, en esta situación, es de: 226,28 t, 211,43 t, 206,51 t y 199,14 t, respectivamente, para los ensayos realizados en el tendón formado por alambres y de 204,6 t para el ensayo nº 5 realizado en el tendón formado por cordones.

De los valores dados en las tablas 2 y 3 se pueden deducir interesantes conclusiones sobre el comportamiento diferencial entre ambos tendones, tal como señalan Ripoll y Martí (1976), si bien, al no ser objeto de este trabajo, no se incluyen en el mismo. Así pues, en lo que sigue se incide únicamente en el comportamiento diferencial durante el tesado y el destesado.

En los ensayos del tendón formado por cordones, se presenta un comportamiento diferencial en cuanto a los alargamientos del 1er ciclo (ensayo 1) en relación a los otros tres ciclos de carga-descarga. Ello obedece, en nuestra opinión, a que en el primer ciclo se produce, en las primeras etapas de la puesta en tensión, un enderezamiento de la armadura antes de entrar en tensión. Este valor se evidencia en el primer ciclo pero no así en los restantes, ya que al no ser $\mu = \mu'$ existe, al final del primer ciclo, una cierta tensión en la armadura que no permite recuperar hasta la posición inicial de partida del primer ciclo.

Así pués, el alargamiento sería el resultado de sumar el alargamiento por enderezamiento y el alargamiento por deformación de la armadura activa y hormigón, en la puesta en tensión. Mientras en el ensayo nº 1 el alargamiento por enderezamiento puede tomarse, en este caso, en el entorno de 30 mm, en los demás ensayos este valor puede tomarse nulo. Por otro lado, si a los alargamientos del ensayo nº 1 se le resta el alargamiento por enderezamiento, los resultados obtenidos en los cua-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Tabla 2

Valores del alargamiento (en mm) y fuerza de pretensado en anclaje pasivo (en t), obtenidos durante el tesado de los distintos ensayos. (Tendón con alambres: ensayos del 1 al 4. Tendón con cordones: ensayo n° 5).

A. Activo	A. Pasivo $\frac{\Delta l \text{ (en mm)}}{\text{Panc. pasivo (en t)}}$				
% P_0	1	2	3	4	5
10	58 17,4	31 17,1	33 17,4	33 17,4	40 14,4
20	72 36,0	45 35,7	46 36,6	46 36,6	58 33,0
30	87 56,1	59 56,1	60 56,4	60 56,7	77 51,6
40	102 78,0	74 78,3	73 77,7	73 77,4	94 70,8
50	116 98,4	87 98,1	88 98,1	88 97,5	112 88,8
60	130 119,4	101 119,1	101 118,8	101 118,2	130 107,4
70	146 140,1	115 139,8	114 139,5	114 139,5	148 125,4
80	160 160,1	130 160,5	129 160,8	129 160,2	167 146,1
90	176 180,9	144 180,6	144 180,3	144 180,0	186 165,3
100	188 201,9	157 201,6	156 201,6	156 201,6	207 185,7

tro ensayos del tendón formado por alambres son similares.

En la figura 3 puede verse, para las etapas de tesado y destesado, las curvas, fuerza de pretensado en el anclaje activo, frente alargamiento medido en el embolo del gato, representativas de los distintos ensayos. En la misma, se visualiza el alargamiento de enderezamiento (Δl_{end}) y se refleja asimismo la existencia, para niveles de carga muy bajos (inferiores al 10 por 100 de P_o), de un alargamiento debido a los propios equipos de puesta en tensión (Δl_{equipo}), el cual debe ser similar en los cuatro ensayos realizados en el mismo tendón. El diferente comportamiento que refleja esta figura entre el tendón formado por alambres y el formado por cordones está motivado, principalmente, por los diferentes módulos de elasticidad de los mismos. A esto hay que añadir las pequeñas diferencias, en los coeficientes de rozamiento y las áreas de armadura activa de ambos tendones.

Tal como se ha comentado con anterioridad, dado que se desconoce algunos datos específicos del trazado y la geometría, no es posible obtener los valores exactos de los coeficientes de rozamiento en tesado (μ) y en destesado (μ'). Sin embargo, al conocer la fuerza de pretensado en ambos extremos es posible definir el valor de $\mu\alpha$ y $\mu'\alpha$ en cada uno de los dos estados expresados en la ecuación (1)

$$\mu \cdot \alpha = \ln(P_o/P) \qquad (3)$$

$$\mu' \cdot \alpha = \ln(\Delta P_o/\Delta P) \qquad (4)$$

donde cada una de las variables tiene el siguiente significado:

P_o y P — Fuerza de pretensado en el extremo activo y pasivo, respectivamente, durante la etapa de tensión.

ΔP_o y ΔP — Incremento de la fuerza de pretensado en el extremo activo y pasivo, respectivamente, durante la etapa de destensión.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Tabla 3

Valores del alargamiento (en mm) y fuerza de pretensado en anclaje pasivo (en t), obtenidos durante el destesado de los distintos ensayos (Tendón con alambres: ensayos del 1 al 4. Tendón con cordones: ensayo n° 5)

A. Activo		A. Pasivo $\frac{\Delta l \text{ (en mm)}}{\text{Panc. pasivo (en t)}}$				
% P_0	ΔP_0 (% P_0)	1	2	3	4	5
(*)		187 201,6	149 201,3	148 201,3	145 201,3	206 185,1
80	20	175 193,8	144 194,4	143 194,1	144 194,4	200 184,8
70	30	160 169,5	129 170,4	129 170,4	130 170,7	185 181,5
60	40	146 146,1	114 146,4	113 146,1	115 146,4	165 158,7
50	50	130 121,8	99 122,4	99 122,4	100 122,7	144 133,5
40	60	115 97,8	84 98,4	84 98,4	84 99,0	123 107,7
30	70	100 72,9	69 73,2	69 72,9	69 73,5	99 81,0
20	80	85 49,2	53 48,6	53 48,6	53 48,3	77 53,4
10	90	68 24,6	37 24,6	37 24,3	38 24,9	55 27,0

(*) Porcentaje variable en cada uno de los ensayos.

Tabla 4

Valores del coeficiente $\phi = \mu'/\mu$, en cada escalón de tensión, de los cinco ensayos realizados. (El asterisco (*) tiene el signidicado expuesto en la tabla 3)

P_0	ΔP_0	1	2	3	4	5
10	90	0,64	0,61	0,64	0,65	0,61
20	80	0,81	0,78	0,85	0,84	0,99
30	70	1,05	1,06	1,08	1,12	1,39
40	60	1,50	1,56	1,51	1,52	1,93
50	50	1,92	1,90	1,95	1,91	2,63
60	40	2,68	2,69	2,65	2,60	4,07
70	30	3,99	4,13	4,09	4,14	9,04
80	20	9,01	9,46	9,35	9,37	13,46
90	(*)	20,81	23,36	23,78	24,50	
100						

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

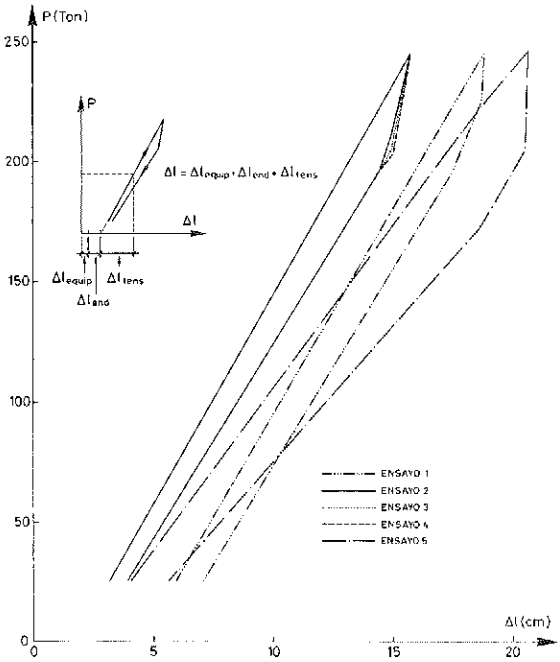


Fig. 3. Fuerza de pretensado en extremo activo (en toneladas) frente a alargamientos en el mismo extremo (en mm), para los distintos ensayos realizados.

A partir de dichos valores, es posible obtener la relación entre los coeficientes de rozamiento actuantes, para cada escalón de tensión (porcentaje de P_0), en destensión y tensión ($\phi = \mu'/\mu$). En la tabla 4 se presentan los valores de ϕ obtenidos en cada uno de los (cinco) ensayos citados.

Estos valores dados en la tabla 4, parecen responder a alguna ley. Por ello, se han probado diversas regresiones, analizando el comportamiento de cada una de ellas. De las probadas es la regresión potencial la que conduce a mejores resultados. Esta regresión responde a la siguiente formulación

$$\lambda = A(\phi - C)^B \qquad (5)$$

donde:

ϕ es la relación entre μ' y μ

λ es el porcentaje de P_0 y

A, B y C son constantes y coeficientes de la regresión.

En la tabla 5 se presentan los valores de A, B y C de cada uno de los ensayos, así como el coeficiente de correlación (r). En ella puede apreciarse la bondad del ajuste con coeficientes de correlación próximos a la unidad. Por otro lado, los valores de B y C no parecen depender del tipo de tendón, mientras que sí muestra esa influencia el valor de A.

Tabla 5

Valores de los parámetros A, B y C y del coeficiente de correlación de la expresión (5), en los cinco ensayos

Ensayo	A	B	C	r
1	0,414	0,315	0,63	0,985
2	0,408	0,311	0,60	0,984
3	0,398	0,320	0,63	0,976
4	0,408	0,311	0,64	0,980
5	0,360	0,307	0,60	0,978

De la expresión 5 podemos obtener la relación directa entre μ y μ', mediante la expresión siguiente

$$\mu' = \mu\,[(\lambda/A)^{1/B} + C] \qquad (6)$$

y para el ensayo realizado se podía tomar A = = 0,36 en el tendón formado por cordones, A = = 0,40 en el correspondiente a alambres, B = 0,31 y C = 0,6 en todos los casos.

Esta expresión, sólo contrastada en estos ensayos, entendemos es de gran interés ya que, a partir del valor del coeficiente de rozamiento durante el tesado, permite obtener el valor de este coeficiente en destesado, para los distintos porcentajes de la fuerza de pretensado.

Así pues, si bien esta expresión no debe extrapolarse a otros casos sin antes no disponer de una amplia contrastación experimental, la metodología que en ella se expresa entendemos abre un interesante camino para analizar el comportamiento en destesado de armadura activa.

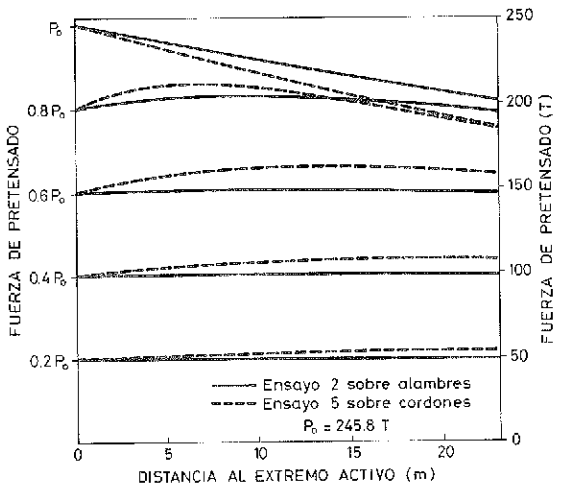


Fig. 4. Leyes de P(x) en destensión, a lo largo de la viga, para los ensayos nº 1, 2 y 5.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Por otro lado, a partir de los valores de ϕ presentados en la tabla 4 se puede obtener, mediante el modelo propuesto, el valor de la fuerza de pretensado P(x) durante el destesado. En la figura 4 se muestran las leyes de P(x) para diferentes porcentajes de destensión en el extremo activo, correspondiente a los ensayos 2 y 5 como representativos de los tendones formados por alambres y cordones, respectivamente. En la misma, puede apreciarse el diferente comportamiento de los dos tipos de tendonès, de acuerdo con lo obtenido experimentalmente. (Véase tabla 3).

Para valores pequeños de destensión, que pueden corresponder a los valores usuales de penetración de cuña ($\Delta P_0 < 0{,}2 P_0$), las curvas de P(x) en destensión (véase fig. 4) puede inducir a tomar una ley de P(x) "asimétrica" a la fase de tensión. Esta simplificación, usual en la práctica del proyecto, no tiene, en la mayoría de los casos, incidencia en la definición de la fuerza de pretensado en estructuras de hormigón pretensado con tendones adherentes, tal como se ha dicho en el apartado 2, si bien es incorrecta, como se indica en el citado apartado.

Por otro lado, para valores de ΔP_0 elevados, por ejemplo $\Delta P_0 = 0{,}8\ P_0$, se obtienen leyes de P(x), en destensión, casi constantes a lo largo del elemento. Esto refleja el hecho de que, para esos niveles de tensión, los coeficientes de rozamiento en tensión y destensión son similares.

Para los ensayos 2 y 5 se presenta, en la figura 5, la fuerza de pretensado, en el extremo activo, durante el tesado y destesado, frente a los alargamientos en dicho extremo obtenidos: experimentalmente y según el modelo propuesto. Los alargamientos, en este último caso, se calculan mediante el planteamiento expuesto por Montobbio y Aguado (1990) para la etapa de destesado, y el planteamiento usual en la etapa de tensión. Hay que hacer notar que las curvas que reflejan el comportamiento del modelo propuesto se han desplazado todas ellas 3 cm, en el origen de alargamientos, para tener en cuenta el enderezamiento de la armadura.

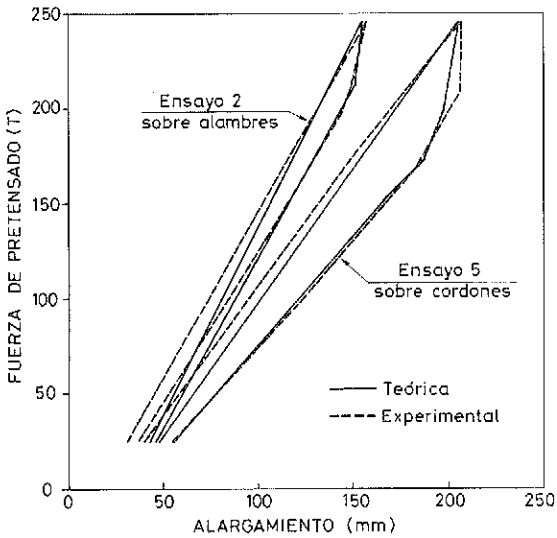


Fig. 5. Fuerza de pretensado en el extremo activo, durante tesado y destesado, frente a los alargamientos, en dicho extremo, obtenidos experimentalmente, y según el modelo propuesto. (Ensayos 2 y 5).

Como puede apreciarse en esta figura, el modelo propuesto representa de forma muy satisfactoria el comportamiento durante el destesado de las distintas etapas asociadas a diferentes niveles de tensión. Por otro lado, las pequeñas diferencias encontradas, pueden obedecer, en nuestra opinión, a las diferencias entre el módulo de elasticidad real de los tendones y el tomado para los cálculos en el modelo. Estos han sido $E_p = 2.10^6$ Kp/cm^2 en el tendón formado por alambres y $E_p = 1{,}8\ .\ 10^6$ Kp/cm^2 en el tendón formado por cordones.

4. CONCLUSIONES

El modelo teórico propuesto, formado por superposición de dos etapas: tesado y destesado, y cuya contrastación analítica ya había sido previamente realizada (Montobbio, Aguado 1990), es utilizado en este artículo para analizar el comportamiento de un elemento lineal (viga).

Los resultados obtenidos mediante el modelo, muestran la bondad del mismo para reflejar el comportamiento experimental real, en diferentes niveles de la fuerza de pretensado, durante la etapa de destesado.

Asimismo, para los ensayos estudiados, se ha obtenido una ley que relaciona el coeficiente de rozamiento durante el destesado (μ') y durante el tesado (μ), teniendo en cuenta el nivel de la fuerza de pretensado en el extremo activo (λP_0). Esta ley, que no debe extrapolarse a otros casos sin una contrastación previa, abre no obstante, un camino importante para conocer el comportamiento en destesado de la armadura activa.

Por último, el modelo expuesto pone en evidencia los errores de la formulación usual en la práctica para el cálculo de pérdidas por penetración de cuña como un caso de destensión. Hay que tener presente que el error introducido tiene muy poca o nula importancia en el proyecto de elementos de hormigón pretensado con tendones adherentes, tal como se ha dicho, pero que puede ser un importante factor de dispersión en la evaluación de la fuerza de pretensado en ensayos de despegue incluidos en programas de vigilancia del pretensado con tendones no adherentes (por ejemplo: en ciertos tipos de edificios de contención de centrales nucleares).

AGRADECIMIENTOS

Con estas líneas queremos expresar nuestro sincero agradecimiento a la empresa Centro de Trabajos Técnicos, S.A., en las personas de D. Juan Bau-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

tista Ripoll y D. Ramón Martí, por las facilidades dadas para acceder a una documentación interna de la citada empresa.

Los trabajos experimentales sobre vigas, realizados por la misma, no fáciles ni usuales en la universidad española, muestran un elevado interés por profundizar en el conocimiento de las técnicas usadas, por parte de dicha empresa.

BIBLIOGRAFIA

–AGUADO, A., VELASCO, J.M. VIVES, A., EGOZCUE, J.J. y MIRAMBELL, E (1988a). "El ensayo de despegue y las bandas de tolerancia de la fuerza de pretensado en edificios de contención de centrales nucleares". Rev. Hormigón y Acero n° 167. 2° trimestre pp 87-98.

–AGUADO, A., EGOZCUE, J.J., VELASCO, J. M., VIVES, A. y MIRAMBELL, E. (1988b). "El pretensado y su vigilancia en centrales nucleares". Publicación ES 020-1988. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. U.P.C. Barcelona. 200 pp.

–EGOZCUE, J.J. y AGUADO, A. (1990) "Análisis de riesgo en las vigilancias del pretensado de centrales nucleares". Comunicación presentada a la XIII[a] Asamblea de la A.T.E.P. Alicante. 7-11 mayo.

–MONTOBBIO, X. (1989)."Comportamiento en destesado de.armadura activa". Tesina de especialidad. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. U.P.C. Barcelona, Julio. 170 pp.

–MONTOBBIO, X. y AGUADO, A. (1990). "Comportamiento en destesado de armadura activa Parte I: Modelo Teórico". Rev. Hormigón y Acero n° 174. 1er trimestre. pp 67-76.

–MURCIA, J. (1989). "Modelos para la interación tendón-hormigón en estructuras de hormigón pretensado con tendones no adherentes". Rev. Hormigón y Acero n° 173. 4° trimestre. pp 63-75.

–RIPOLL, J.B. y MARTI, R. (1976). "Estudio sobre ciclos de carga y descarga en cables". Documento interno Centro de Trabajos Técnicos. Barcelona. 20 pp.

RESUMEN

El presente artículo, continuación de uno anterior en el que se definia un modelo teórico de comportamiento de la fuerza de pretensado durante el destesado, tiene por objeto mostrar la contrastación experimental del citado modelo. Como resultados experimentales se utilizan los obtenidos en diferentes ensayos de un elemento lineal tipo viga, con dos tipos de tendones (formados por alambres y por cordones). La concordancia de los resultados obtenidos según el modelo propuesto y los ensayos experimentales es satisfactoria, mostrando la potencialidad del modelo en distintas situaciones.

Asimismo, y para los ensayos estudiados, se obtiene una ley del coeficiente de rozamiento en destesado (μ'), en función del correspondiente durante el tesado (μ), y el nivel porcentaje de la fuerza de pretensado (λP_0).

SUMMARY

This paper is a continuation of a previous one in wich theoretical model to describe the behaviour of a prestressing tendon after release of the prestressing force was presented. The object of the present paper is to show the experimental verification of the model above mentioned. The experimental results correspond to differents tests of a beam with two types of tendons. Good agreement between theoretical an experimental results has been found in general.

Likewise, an analytical law of the friction coefficient after release (μ') in function of the corresponding friction coefficient during stressing (μ)and the percentage of the prestressing force (λP_0) is shown for this specific test.

* * *

III Simposio Internacional sobre diseño asistido por ordenador, en arquitectura e ingeniería civil AREDCAO 91

Organizado por el Institut de Tecnologia de la Construcció de Catalunya y patrocinado por el MOPU, se va a celebrar en Barcelona, durante los días 10, 11 y 12 de Abril de 1991, en el marco de CONSTRUMAT-91, el III Simposio Internacional sobre "Diseño asistido por ordenador, en Arquitectura e Ingeniería Civil".

OBJETIVO

En la producción de la mayor parte de los elementos que conforman nuestro entorno y que usamos todos los días, ha intervenido la informática, más o menos directamente. El ámbito de la construcción, que también es un

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

elemento primordial en la conformación del entorno, no ha escapado a esta intervención, pero ha experimentado su influencia de una manera menos acusada.

El Instituto de Tecnología de la Construcción de Cataluña (ITEC) tiene entre sus principales objetivos catalizar y acelerar la utilización del Diseño Asistido por Ordenador en el sector de la construcción, en nuestro país.

Uno de los instrumentos que el ITEC utiliza para promover el conocimiento y el uso del DAO es la organización, cada dos años, del simposio ARECDAO, del que se han celebrado ya dos ediciones en los años 1987 y 1989. Estas dos ediciones han permitido constatar el interés creciente que hay en el sector por intercambiar experiencias e informaciones diversas. El ITEC, pues, recogiendo esta impresión generalizada, convoca la tercera edición del simposio ARECDAO-91, que se celebrará conjuntamente con ARECSOFT-91, exposición de programas informáticos de aplicación en la construcción incluyendo sistemas de gestión de medios e infraestructura; explotación y mantenimiento; sistemas de recogida automática de datos, etc., y con ARECVIDEO-91, exhibición de videos relacionados con la Arquitectura y la Ingeniería Civil; con las temáticas de presentación y seguimiento de proyectos; descripción de procesos industriales y creación libre.

TEMAS

Se tratarán los siguientes temas:

—Modelos integrados del proceso de diseño.

—Simulación y síntesis de imágenes a partir de los diferentes sistemas gráficos disponibles.

—El intercambio de sistemas de información gráfica y geográfica.

—Inteligencia artificial.

—Aplicaciones prácticas del DAO a la Arquitectura y la Ingeniería Civil.

ARECDAO-91 quiere dar una visión actual de todos estos temas y de otros que puedan surgir hasta el momento de su celebración.

El Simposio se estructurará sobre una serie de ponencias o de comunicaciones escritas, que serán presentadas a los asistentes y publicadas en un libro que reunirá todos los documentos aportados al Simposio.

Los interesados en participar en este Simposio, deberán dirigirse a:

Institut de Tecnología de la Construcció de Catalunya-ITEC
C/Wellington, 19. 08018 BARCELONA, España
Tel.: (93) 309 34 04. Fax: (93) 300 48 52
Código Internacional: 34

* * *

Salón Internacional de Tecnología y Aplicaciones de la Robotica "ROBOTICA'91"

La Organización Ferial de Zaragoza, atenta a las necesidades comerciales de cada momento y tras detenidos análisis y estudios de la situación española en este campo, de las posibilidades de evolución de esta tecnología y a la vista del vacío "técnico-comercial" existente, ha decidido la creación de este Certamen, único en su género.

Esta iniciativa nace en unos momentos muy propicios, en los que se dan circunstancias objetivas para un Salón como ROBOTICA. Entre éstas cabe destacar:

—El momento de particular expansión de esta tecnología, con más de 400 robots funcionando y miles de manipuladores de diverso grado de sofisticación operando en distintos tipos de industria.

—Una gran concienciación, por parte de los técnicos e industriales españoles, de la necesidad de volcarse a la automatización flexible.

—La existencia de centros de investigación como Ekerlan en el País Vasco, el Instituto de Automática Industrial en Madrid, el Instituto de Cibernética en Barcelona y la propia Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales de Zaragoza.

El Salón se celebrará durante los días 12 al 16 de Noviembre de 1991, en las instalaciones de la Feria de Zaragoza.

Los que deseen recibir mayor información sobre el particular, deberán dirigirse a:

Robótica'91
Feria de Zaragoza
Apartado 108
E-50080 ZARAGOZA

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Análisis de riesgo en las vigilancias del pretensado de Centrales Nucleares

Juan José Egozcue
Dr. en Física
Antonio Aguado
Dr. Ingeniero de Caminos
E.T.S.I.C.C.P. - U.P. de Cataluña
Barcelona

1. INTRODUCCION

Como es conocido, todas las centrales nucleares disponen de programas de vigilancia, de diversas características, en los distintos edificios que las componen. En aquellas centrales que resuelven el edificio de contención mediante hormigón pretensado con armaduras postesas, los citados programas incluyen uno específico dedicado a la vigilancia del pretensado. Dentro de esta línea, las soluciones pueden ser diferentes, en función de la técnica adoptada: tendones adherentes o no adherentes, que responden básicamente a la experiencia de Francia o de Estados Unidos de América (Aguado et al. 1988a).

Dentro de estas últimas técnicas, en la que España dispone de tres grupos en funcionamiento (Grupos I y II de la C.N. de Ascó y Grupo II de la C.N. de Vandellós), la vigilancia del pretensado se guía por las directrices marcadas por la U.S. Nuclear Regulatory Commission (1979a y 1979b). En estas directrices se recomienda el ensayo de despegue, el cual, mediante una sobretensión del tendón, pretende determinar la fuerza real de pretensado en el anclaje, en el momento que se produce el despegue de la placa de anclaje. El valor así obtenido se compara con el previsto mediante cálculo a la edad en la que se realiza el ensayo.

Por tanto, el resultado es principalmente la diferencia entre la fuerza de pretensado prevista según cálculo, para cada tendón ensayado, y la misma, medida mediante el despegue. Consecuentemente, se plantea la cuestión de qué diferencias entre ambas fuerzas de pretensado son admisibles y cuáles exigen actuaciones de diversa índole. Es decir, se trata de estudiar la amplitud de la banda de tolerancia para estas diferencias, teniendo en cuenta los costes socio-económicos que de la elección de dicha banda puedan derivarse.

El análisis que se ha realizado tiene un doble objetivo. El primero de ellos es de índole metodológica, mientras que el segundo es determinar, en forma preliminar, si las vigilancias del pretensado deben ser muy exigentes o por el contrario tolerantes. Respecto al primero, se considera que la metodología presentada, basada en la teoría de la decisión más simple (Benjamin and Cornell, 1970), puede ser de gran ayuda para discutir el problema general de las vigilancias. Ciertamente los árboles de decisión que se presentan, u otros similares, permiten descomponer la problemática global, de forma que, cada situación que conlleva unos costes socio-económicos, pueda modelarse, probabilísticamente, separadamente del problema global. De esta forma se puede dirigir la atención a las situaciones que pudieran acarrear mayores costes medios.

Para alcanzar el segundo objetivo, se ha diseñado un árbol de decisión simplificado y se han estimado costes y probabilidades. En la medida que las estimaciones de estos últimos han tenido un carácter subjetivo la mayor parte de las veces, los resultados obtenidos sólo pueden considerarse indicativos o preliminares.

En el apartado 2, se resume el plantamiento de

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

un contraste de hipótesis sobre la diferencia entre las tensiones calculadas y medidas, que ya fue estudiado en Aguado et al. (1988b). En el apartado 3 se expone el árbol de decisión adoptado en el análisis, y se discuten los valores de las probabilidades y costes estimados, así como los resultados obtenidos a partir de ellos.

2. Contraste de hipótesis sobre el estado tensional

Se supone que X es la tensión medida en un ensayo de despegue de un tendón. El análisis de los errores que pueden cometerse en dichos ensayos, respecto a la verdadera tensión del tendón, permite considerar X como una variable aleatoria. A falta de mejores hipótesis, se ha considerado que esta variable tiene distribución normal, con media $x_0 + m_\epsilon$ y varianza σ_ϵ^2, donde se supone que x_0 es la verdadera tensión del tendón (en general desconocida) y m_ϵ es la media de los errores (error sistemático). Como referencia para los cálculos posteriores, se toman los valores que se presentaron en A. Aguado et al. (1988b) para tendones de la familia horizontal del edificio de contención. Estos son $m_\epsilon = 0{,}00$ Kp/mm², $\sigma_\epsilon^2 = 4{,}46$ (Kp/mm²)². Para su estimación se tuvieron en cuenta los errores de calibración de los gatos, la operación de despegue y los errores humanos que se producen en este tipo de maniobras.

De forma similar, se considera la tensión calculada en diseño Y. Esta cantidad también está afectada de diversos errores (gato-anclaje, acortamiento elástico, rozamientos, penetración de cuñas, relajación del acero, retracción, fluencia e interacción de éstas) que permiten considerarla aleatoria e independiente de X. En efecto, el cálculo se basa en una serie de hipótesis simplificadoras, tanto del comportamiento de los materiales como de los propios modelos de cálculo. Por ello se considera que Y tiene distribución normal, con media $y_0 + m_e$, y varianza σ_e^2, donde, como en el caso anterior, m_e es la media del error cometido en el cálculo. En el estudio ya citado, y para la familia horizontal de tendones, se estimaron $m_e = 1{,}55$ Kp/mm², $\sigma_e^2 = 12{,}35$ (Kp/mm²)².

La cuestión sobre la que debe decidirse es si x_0 e y_0 pueden considerarse iguales o no. Estadísticamente, se puede plantear el siguiente contraste de hipótesis:

H_0: $x_0 = y_0$ (igualdad de medias de fuerzas de pretensado calculada y medida).

H_1: $x_0 \neq y_0$ (desigualdad de las mismas).

donde se utiliza, como estadístico de contraste, la diferencia X–Y cuya distribución es, a su vez, normal, con media $x_0 + m_\epsilon - y_0 + m_e$ y varianza $\sigma_\epsilon^2 + \sigma_e^2$. Cuando se acepta la hipótesis H_0, la media del estadístico X–Y es $m_\epsilon - m_e$, siendo la varianza la misma. Si el contraste se realizara con significación α y tomando una banda de tolerancia simétrica, y si F_U es la distribución acumulada de la normal estandarizada, se define $F_U(\delta_\alpha) = 1 - \alpha/2$ para obtener la región de aceptación que en nuestro caso equivale a la banda de tolerancia dada por

$$m_\epsilon - m_e - \delta_\alpha \sqrt{\sigma_\epsilon^2 + \sigma_e^2} \leqslant X - Y \leqslant m_\epsilon - m_e + \delta_\alpha \sqrt{\sigma_\epsilon^2 + \sigma_e^2} \qquad (1)$$

Evidentemente, cuanto menor sea la significación del contraste mayor será la banda de tolerancia y el ensayo es menos exigente.

El planteamiento de este contraste de hipótesis puede parecer poco adecuado al problema que se plantea, porque parece exagerado exigir el cumplimiento de H_0 cuando la presencia de pequeñas diferencias entre la tensión de diseño y la tensión real no pueden influir en el comportamiento global de la estructura. Podría pensarse que sería mejor formular esta hipótesis en el sentido de que la diferencia mencionada no fuera mayor que unos ciertos límites. Si así se hiciera, el estadístico de contraste sería el mismo y la región de aceptación sería incrementada, en cada extremo, por la diferencia máxima admitida. Esta forma alternativa de formularlo equivale a una disminución de la significación.

Para la evaluación de un contraste de hipótesis son útiles las llamadas curvas características, que son la representación de la probabilidad de aceptar como válida la hipótesis H_0 cuando ésta es falsa, cuando la diferencia $x_0 - y_0$ tiene un valor dado. Una representación de estas curvas puede hallarse en Aguado et al. (1988b).

La cuestión que se presenta usualmente en la utilización de contrastes de hipótesis es la elección de un nivel de significación determinado, es decir, de la anchura de la banda de tolerancia. En efecto, la elección de bandas de tolerancias muy amplias redunda en la aceptación de tendones que pueden estar en muy malas condiciones, mientras que bandas de tolerancia estrechas pueden causar el rechazo sistemático de tendones en buenas condiciones. Ambos tipos de errores tienen como consecuencia costes socio-económicos. La decisión debe tomarse haciendo el balance de ambas posibilidades. Por tanto, se trata de un problema de decisión, en un contexto de incertidumbre.

3. ANALISIS DE DECISIONES SOBRE LA BANDA DE TOLERANCIA

El análisis de decisiones en entornos de incertidumbre, ha sido desarrollado ampliamente en las tres últimas décadas (Raiffa and Schlaiffer 1961, Benjamin and Cornell 1970). El análisis de una decisión consta, al menos, de cuatro elementos:

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

—La descripción de las acciones que pueden tomarse y sobre las cuales hay que decidir.

—Una descripción de los estados, que se suponen aleatorios, en los que el sistema que se analiza puede hallarse, ya sea de forma natural o a consecuencia de la acción que se haya tomado.

—Una evaluación objetiva-subjetiva de los costes-beneficios que se derivan de cada acción y estado posibles; en rigor, debería evitarse la evaluación puramente económica de los costes, de forma que estos reflejaran las preferencias del sujeto de la decisión.

—Por último, es necesario disponer de una regla de selección de la acción, a partir de los elementos anteriores; la más utilizada suele ser la selección de la acción que tiene un coste medio mínimo. No obstante, otras reglas pueden ser también de utilidad, por ejemplo, la llamada MINIMAX que consiste en la selección de la acción cuyo coste máximo es mínimo.

El caso más sencillo de análisis de decisión es el llamado *a priori*, en el que se suponen conocidas las probabilidades (muchas veces de carácter subjetivo) de los estados del sistema y de los costes (no necesariamente económicos) que se derivan de cada acción y estado. La selección de la banda de tolerancia para la aceptación o rechazo de los tendones, en ensayos de despegue, se realizará utilizando este tipo de análisis, y tanto las acciones posibles como los estados serán simplificados.

Acciones

Se consideran como acciones posibles la selección de diversas significaciones del contraste de hipótesis planteado en apartados anteriores, es decir, de diversas anchuras de la banda de tolerancia. Se han tomado como referencia las significaciones de 0,005, 0,01, 0,05, 0,1, 0,2, 0,3 y 0,5. Las anchuras de banda de tolerancia que les corresponden, con los parámetros dados en la sección 2 para la familia horizontal de tendones del edificio de contención, recorren aproximadamente desde 22 por 100 hasta el 5,5 por 100 de la fuerza de pretensado inicial, si bien con frecuencia se trabaja con tensiones, criterio que se mantendrá en lo sucesivo.

Estados

Los estados aleatorios que pueden presentarse, dada la acción, se han dispuesto en forma arborescente. Este árbol de estados tiene una forma común para todas las acciones, en sus dos primeros estados (Figura 1). El primer estado es la diferencia real (desconocida) de tensión del tendón con respecto a la correspondiente al cálculo, x_0-y_0. Para simplificar el esquema, se han tomado tres valores tipo de la mencionada diferencia; estos son 6, 18 y 28 Kp/mm^2, que aproximadamente corresponden al mismo porcentaje de la tensión inicial en anclaje, tras pérdidas instantáneas, que es aproximadamente de 100 Kp/mm^2. Se han calificado estas diferencias como pequeñas, medias y grandes, respectivamente. La probabilidad de que se presenten dichas diferencias se ha estimado en 0,7, 0,25, 0,05 respectivamente, en base a la experiencia inglesa (Dawson and Vevers, 1989) e independientemente de la acción que se tome.

El segundo estado se ha definido por la aceptación o rechazo del resultado obtenido para el tendón correspondiente, dados la significación del contraste y la diferencia de estado tensional que correspondan. Las probabilidades de la aceptación o rechazo se han deducido de las curvas características de cada uno de los contrastes. La tabla 1 muestra los valores de las probabilidades de aceptación.

Las consecuencias que se derivan de la aceptación y el rechazo de un tendón en una vigilancia, se pueden diferenciar claramente. Por ello, los estados que se consideran para ambos casos son a su vez diferentes. La figura 2 muestra el árbol que genéricamente se ha establecido para el caso en que un tendón es aceptado.

En el caso de aceptación del tendón, se supone que no se toman medidas para una mayor vigilancia del pretensado. El caso en que el tendón aceptado presentase una diferencia tensional pequeña, no merece más detalle. En cambio, si las diferencias tensionales fueran medias o grandes, hay una cierta probabilidad de que el comportamiento del propio tendón y de los tendones contiguos sea degenerativo, afectando a la integridad global de la

Tabla 1

Probabilidades de aceptación de un tendón, dadas la significación del contraste de hipótesis y la diferencia tensional.

	Nivel de significación						
α / $x_0 - y_0$	**0,005**	**0,01**	**0,05**	**0,10**	**0,20**	**0,30**	**0,50**
pequeña	0,9106	0,8679	0,6897	0,5705	0,4244	0,3298	0,1989
media	0,0348	0,0571	0,0075	0,0031	0,0009	0,0004	$9.x10^{-5}$
grande	$49.x10^{-6}$	$49.x10^{-6}$	$49.x10^{-6}$	$9.x10^{-6}$	$9.x10^{-6}$	$9.x10^{-6}$	$9.x10^{-6}$

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

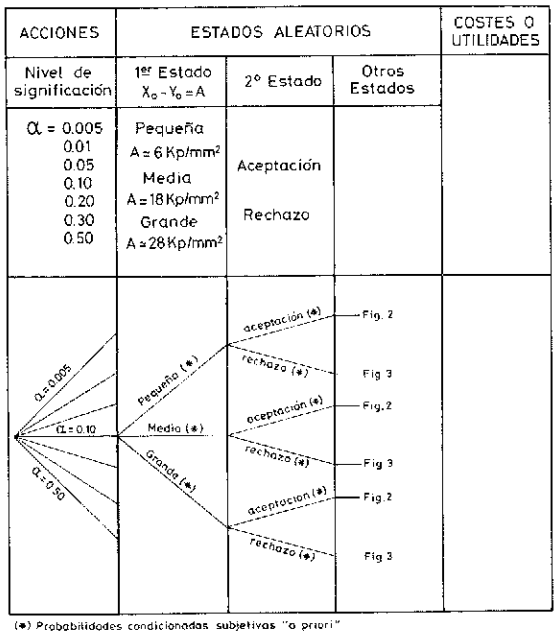


Fig. 1. Esquema general de la estructura en árbol de los distintos estados que pueden presentarse para cada nivel de significación.

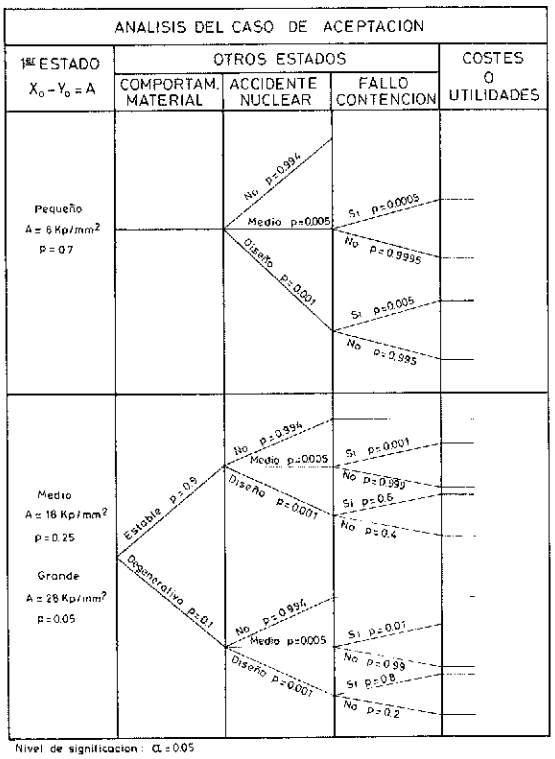


Fig. 2. Esquema específico (para un nivel de significación genérico $\alpha = 0{,}05$) de la estructura en árbol de los distintos estados que pueden presentarse en el caso de aceptación del tendón.

estructura. El comportamiento degenerativo podría ser causado por el tendón en sí (por ejemplo, degradación del acero de la armadura activa) o bien indirectamente por el hormigón (por ejemplo, expansiones del hormigón por reacciones con los áridos). Por ello, se considera la posibilidad de un estado genéricamente calificado de degenerativo, frente al contrario llamado estable, en el que se supone que la diferencia tensional del tendón ensayado sólo le afecta al mismo y no tiende a incrementarse, significativamente, en el tiempo entre vigilancias.

El siguiente estado hace referencia a la posibilidad de un accidente nuclear en el interior del edificio de contención; para ello se han tipificado dos niveles de accidente: el accidente para la prevención del cual el edificio de contención ha sido diseñado (accidente de diseño) y otro en el que la presión interior del edificio no alcanza la presión prevista en el diseño (accidente medio). La tercera alternativa es que no se presente ningún accidente en el interior del edificio de contención.

Se ha considerado que el tiempo entre vigilancias es de 5-6 años, como valor medio, en la vida útil del edificio de contención y, consecuentemente, las probabilidades de estas eventualidades se consideran en ese periodo de tiempo. Se ha optado por unas probabilidades relativamente altas de accidente, para poder reforzar las conclusiones, que se deducirán más tarde, de este análisis. De esta forma se considera que el accidente de diseño se presenta con una probabilidad de 0,001 y el accidente medio con 0,005, habiéndose tenido en cuenta los accidentes nucleares producidos (y conocidos) en las tres últimas décadas. Estas probabilidades se consideran independientes de otros estados y de las acciones.

El árbol de estados queda finalizado, en el caso de aceptación del tendón, si no se produce ningún accidente nuclear. Frente accidentes nucleares, se considera la alternativa de que el edificio de contención soporte la carga o, por el contrario, se produzcan fallos que desembocan en escapes radiactivos considerables. Esta última eventualidad depende claramente del estado del edificio de contención. Las probabilidades estimadas, para cada estado tensional de los tendones, se indica en la tabla 2. Estas probabilidades intentan valorar múltiples factores que intervienen y sólo pueden considerarse de carácter subjetivo o *a priori*.

En el caso que el tendón sea rechazado es previsible que se deriven nuevas vigilancias sobre tendones adyacentes y otras comprobaciones tendentes a la seguridad. En estas nuevas vigilancias se contemplan dos casos: la aceptación de los tendones adyacentes, o bien su rechazo. En el primer caso puede optarse por no realizar más actuaciones (con probabilidad 0,9) o por la sustitución del tendón afectado (probabilidad 0,1). En el caso de que los tendones adyacentes sean también rechazados, se han previsto tres tipos de actuaciones: la mera sustitución de los tendones afectados, aprovechando las paradas periódicas de la central; la sustitución de los mismos y ejecución de otras maniobras y comprobaciones que conlleven un paro breve (uno o dos meses) de la central, no programado; y la

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Tabla 2

Probabilidades de comportamientos degenerativos del estado tensional y subsiguiente probabilidad de fallo del edificio de contención, en caso de accidente nuclear de tipo medio y de diseño.

Diferencia tensional	Comportamiento	Probabilidad comportamiento	Acc. medio prob. fallo	Acc. diseño prob. fallo
Dif. pequeña		–	0,0005	0,005
Dif. media	Estable	0,999	0,0005	0,050
Dif. media	Degenerativo	0,001	0,0010	0,400
Dif. grande	Estable	0,900	0,0010	0,600
Dif. grande	Degenerativo	0,100	0,0100	0,800

realización de maniobras junto con un paro largo de la central (6 meses como media).

Las probabilidades asignadas a cada una de estas actuaciones son 0,9, 0,07 y 0,03 respectivamente. Las dos últimas probabilidades son relativamente altas, debido a la posibilidad no despreciable de la existencia de presiones sociales para que se efectúe el paro de la central, aunque posiblemente las reparaciones que debieran hacerse pueden realizarse durante paros programados e incluso durante el funcionamiento de la central. La figura 3 representa el árbol de estados, en el caso de que el tendón sea rechazado.

Las probabilidades de aceptación/rechazo de los tendones adyacentes a un tendón previamente rechazado, dependen de las significaciones del contraste de hipótesis que se haya adoptado y, naturalmente, del estado tensional (desconocido) del primer tendón ensayado. Aunque parte de esta probabilidad puede ser calculada, se considera que la actuación de vigilar los tendones adyacentes incluye diversas pruebas para la inspección; una vez más las probabilidades que se han consignado tienen carácter subjetivo y se basan en la experiencia de las primeras vigilancias que se han realizado en España. La Tabla 3 presenta las probabilidades estimadas de que se rechacen los tendones adyacentes a uno previamente rechazado, para cada una de las significaciones del contraste y para cada uno de las posibles diferencias tensionales del primer tendón.

Además de estos posibles estados se ha intentado incluir el efecto adicional que tienen los paros de centrales nucleares sobre todo el sistema de seguridad nuclear. En efecto, los paros de centrales nucleares tienen costes muy elevados para las empresas que las explotan; por lo tanto, un paro de

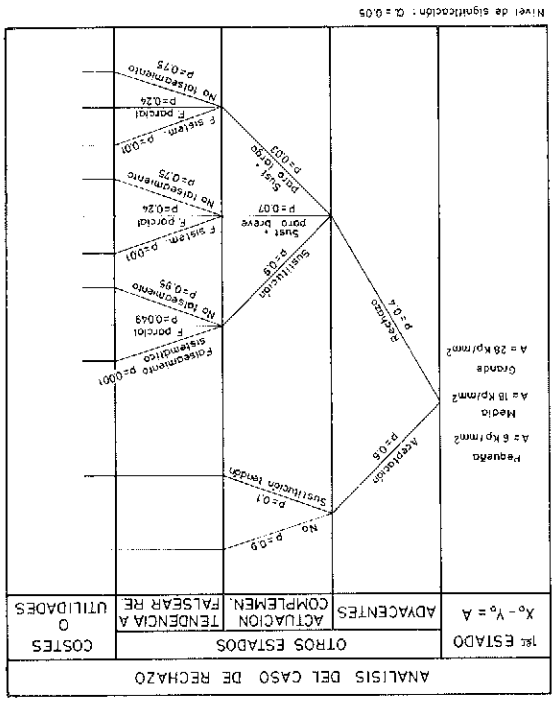


Fig. 3. Esquema específico (para un nivel de significación genérico $\alpha = 0{,}05$) de la estructura en árbol de los distintos estados que pueden presentarse en el caso de rechazo del tendón.

una central nuclear que pueda considerarse injustificado técnicamente, puede inducir, en los técnicos responsables de las vigilancias, cierta tendencia al falseamiento de datos para evitar medidas que se consideran exageradas.

Esa tendencia y su generalización a todas las centrales nucleares de un país, sólo puede ser compensada por un aumento de control y vigilancia por parte de los organismos oficiales; este aumento

Tabla 3

Probabilidades estimadas de rechazo de los tendones adyacentes a uno previamente rechazado, para cada significación y para cada diferencia tensional del primer tendón rechazado

α	0,005	0,01	0,05	0,10	0,20	0,30	0,50
$x_0 - y_0$							
pequeña	0,005	0,010	0,050	0,070	0,100	0,150	0,200
media	0,050	0,100	0,150	0,200	0,300	0,400	0,500
grande	0,100	0,250	0,400	0,500	0,600	0,700	0,800

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

del control lleva consigo unos costes económicos considerables, pero son más importantes los costes sociales que se derivan de estas situaciones, por la desconfianza que se genera en la opinión pública.

En una situación extrema, en la que los datos de vigilancia de las centrales fueran frecuentemente falseados debido a la extrema rigidez (supuestamente injustificada) de los controles, se puede suponer que el sistema de seguridad global carece de toda efectividad con un coste socio-económico muy elevado. Para simular esta situación se han previsto tres estados en los que se supone que: a) la tendencia al falseamiento de datos no se presenta, b) se falsean datos, pero sólo parcialmente, y c) el falseamiento es una práctica habitual (figura 3).

Teniendo en cuenta que difícilmente puede justificarse un paro de la central nuclear para efectuar reparaciones en el pretensado del edificio de contención, se han propuesto las probabilidades de los estados b) y c) en función de que se haya parado o no la central después del rechazo de un tendón y de sus adyacentes (tabla 4). No obstante, dado el carácter especulativo de estos últimos estados, también se ha realizado el análisis de la decisión sin tenerlos en cuenta.

Tabla 4

Probabilidades subjetivas de que se produzcan tendencias al falseamiento de datos en las vigilancias: estados a), b) y c), en caso de paros de la central

Tendencia falseamiento paro central	no, a)	parcial, b)	habitual, c)
no	0,950	0,049	0,001
breve	0,750	0,240	0,010
largo	0,500	0,400	0,100

Costes

Para completar el árbol de decisión es necesario asignar costes o utilidades a cada una de las ramas de aquél (399 ramas). Aunque no todos los costes que se han considerado son de carácter económico, se ha optado por una evaluación de los costes en millones de pesetas; pero deben entenderse como simples unidades de coste apreciadas subjetivamente por los autores. Sólo se tendrán en cuenta aquellos costes que puedan producirse a causa de las actuaciones consecuencia de las vigilancias y que de otra manera no se hubieran producido. Por ejemplo, si la vigilancia del pretensado detecta una disfunción del edificio de contención que debe inexcusablemente repararse, y como consecuencia de dicha reparación la central debe parar necesariamente dos meses (paro breve), no puede asignarse coste a tal situación; bien al contrario, la vigilancia ha cumplido su objetivo. Por el contrario, si pudiéndose reparar el edificio en dos meses, la central interrumpe la producción durante un año, debe imputarse a la vigilancia un paro suplementario de 10 meses. En ninguno de los dos casos el coste de la reparación puede asignarse a la vigilancia.

Se ha establecido un modelo de costes aditivo, de forma que la sucesión de actuaciones tiene por coste la suma de costes de dichas actuaciones, siempre que estas sean imputables a la propia vigilancia.

Se ha supuesto que la sustitución de un solo tendón no está, en general, totalmente justificada, dado que en el diseño se ha incrementado el número de tendones de cada familia del edificio de contención previendo estas eventualidades. Se ha valorado esa sustitución en 1 millón de pesetas (Mpts.). Cuando, por rechazo de un tendón, se amplía la vigilancia a los adyacentes y otras pruebas, se ha supuesto un coste de 10 Mpts. Este coste es preferentemente subjetivo, puesto que se puede suponer que, en todo caso, la ampliación de la vigilancia está justificada.

Más importancia tienen los costes debidos a los paros injustificados de la central. Se ha estimado en 3.000 Mpts. el coste de un paro breve injustificado de la central; si éste fuera largo, el coste sería de 12.000 Mpts. Si se trata de un paro largo cuando sólo se pudiera justificar uno breve, se ha tomado la diferencia de 9.000 Mpts. Finalmente, un paro breve, que pueda justificarse pero que sea evitable, se ha valorado en 1.000 Mpts.

También son de enorme importancia los posibles accidentes nucleares en los que el edificio de contención no responde a las solicitudes. Se valora en 2 billones de pesetas un accidente nuclear grave, mal contenido, y en medio billón un accidente más leve.

Resultados del análisis

Basándose en el árbol de decisión descrito, las probabilidades de los diferentes estados y sus respectivos costes, se ha evaluado el coste medio de la adopción de cada una de las bandas de tolerancia que corresponden a cada una de las significaciones consideradas. Los cálculos se han repetido sin considerar los estados que corresponden, en el caso de rechazo de tendones, a las tendencias al falseamiento de los datos de las vigilancias. La tabla 5 presenta los costes medios de cada una de las posibilidades en ambos casos; también se detallan los costes medios para cada significación del contraste, en los casos de aceptación y rechazo del tendón.

De los resultados obtenidos, y aplicando el criterio de seleccionar la acción cuyo coste medio es mínimo, se deduce, que en los dos casos estudiados, la significación que debiera seleccionarse es la de significación más baja, es decir, la más tolerante. Puede también observarse en la tabla 5, que en las significaciones más altas, a partir de $\alpha = 0{,}05$, los rechazos de tendones contribuyen al coste medio más que las posibles aceptaciones; examinando

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Tabla 5

Costes medios (en Mpts.) para cada una de las significaciones seleccionadas para el contraste (Total). Los costes medios se han descompuesto en la parte que corresponde al rechazo del tendón (Rechazo) y a la aceptación del mismo (Aceptación).

α Costes medios	0,005	0,01	0,05	0,10	0,20	0,30	0,50
Arbol de decisión íntegro.							
Total	11,3	13,2	14,6	16,3	18,8	22,3	26,2
Rechazo	2,7	5,5	9,0	11,7	15,4	19,7	24,6
Aceptación	8,6	7,7	5,6	4,6	3,4	2,6	1,6
Arbol sin considerar tendencias al falseamiento.							
Total	11,1	12,7	13,7	15,0	16,9	19,7	22,8
Rechazo	2,5	5,0	8,1	10,4	13,5	17,1	21,2
Aceptación	8,6	7,7	5,6	4,6	3,4	2,6	1,6

la evolución de los costes medios con la significación, se puede deducir que significaciones algo más bajas que 0,005 podrían alcanzar un mínimo del coste medio. Por otra parte, la inclusión de los estados correspondientes a la tendencia al falseamiento de datos de las vigilancias, no altera cualitativamente los resultados.

Un estudio detallado del coste esperado para cada rama del árbol de decisión, revela que, en los rechazos de un tendón, las opciones que más contribuyen al coste medio son las que contemplan el cierre injustificado de la central. En el caso de aceptación del tendón, esto sucede cuando, siendo la diferencia tensional pequeña, se produce un accidente nuclear de diseño y el edificio de contención no cumple su función. En este caso, y para la significación 0,005, el coste esperado de esta eventualidad es 6,4 Mpts. sobre un total, para la aceptación, de 8,6 Mpts.

Esta observación es importante en la medida que es discutible si el coste de tal accidente es achacable a una vigilancia poco exigente del pretensado. Si se supone que el coste del caso, respecto a las actuaciones en las vigilancias, es mucho menor que los dos billones de pesetas que se le han asignado, obtendríamos bandas de tolerancia mucho más amplias que la que corresponde a la significación del 0,005.

4. CONCLUSIONES

Se ha realizado un análisis de la decisión de adoptar, en el contraste de hipótesis de la sección, 2 diferentes significaciones. Estas significaciones determinan diferentes anchuras de banda de tolerancia, para las diferencias entre las tensiones de tendones medidas (en ensayo de despegue) y de diseño. Las significaciones bajas corresponden a bandas de tolerancia amplias y, por tanto, las vigilancias resultan poco exigentes.

Después de asignar probabilidades y costes a cada rama del árbol de decisión diseñado, se ha obtenido que la banda de tolerancia que minimiza el coste esperado es la que corresponde a la significación de 0,005. En estas condiciones, la banda de tolerancia tiene una anchura del 23 por 100 de la tensión inicial de diseño.

Este resultado se ha obtenido a pesar de que se han considerado costes altísimos, asociados a la decisión sobre la banda de tolerancia, para accidentes nucleares con disfunciones del edificio de contención; estos accidentes difícilmente hubieran sido evitados utilizando bandas de tolerancia mucho más estrictas. En consecuencia, el anterior análisis debe concluir con una recomendación de considerar bandas de tolerancia muy amplias.

En este punto es necesario reconsiderar el papel de las vigilancias del pretensado de edificios de centrales nucleares mediante ensayos de despegue. Los ensayos de despegue pueden tener varias funciones, entre las que pueden destacarse: a) detectar disfunciones de un tendón individual, b) prever comportamientos degenerativos del pretensado en su globabilidad o en parte de él, y c) detectar disfunción global del edificio de contención. Si se adopta una banda de tolerancia amplia, el objetivo a) sólo se alcanza cuando el tendón tiene ya defectos graves. El objetivo b) puede no ser detectado porque, aunque se rechace el tendón examinado, hay una alta probabilidad de aceptar los adyacentes aun siendo éstos defectuosos. En cuanto al objetivo c) puede decirse que existen otros métodos alternativos para alcanzarlo sin realizar ensayos de despegue.

Después de estas consideraciones es fácil concluir que los ensayos de despegue, realizados para comprobar el estado del pretensado en los edificios de contención de centrales nucleares, pueden resultar excesivamente costosos si las bandas de tolerancia son exigentes, mientras que si éstas se amplían, dichos ensayos difícilmente cumplen su misión. En

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

esta situación, los ensayos directos de integridad estructural que preconiza la experiencia francesa, aunque más costosos en su realización puntual, pueden ser más adecuados, tanto por la certidumbre de los resultados como por la drástica reducción de posibles costes diferidos en el tiempo. Es decir, los ensayos de integridad estructural pueden prevenir posibles fallos de la estructura frente a accidentes en el núcleo del reactor y, al mismo tiempo, evitar suspensiones injustificadas de la actividad de la central, que son las situaciones que gravan los costes medios de las decisiones sobre ensayos de despegue.

5. REFERENCIAS

AGUADO, A., J.J. EGOZCUE, J.M. VELASCO, A. VIVES y E. MIRAMBELL, (1988a). El pretensado y su vigilancia en centrales nucleares. Publicación ES020-1988, ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, UPC, Barcelona, 244pp.

AGUADO, A., J.M. VELASCO, A. VIVES, J.J. EGOZCUE y E. MIRAMBELL, (1988b). El ensayo de despegue y las bandas de tolerancia de la fuerza de pretensado en edificios de contención de centrales nucleares. Rev. Hormigón y Acero, 167, 2, 87-98.

BENJAMIN, J.R. and C.A. CORNELL (1970). Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers. Mc Graw Hill, New York.

DAWSON, P. and R.A. VEVERS, (1989). Twenty Years of Surveillance Experience with Prestressed Concrete Pressure Vessels at Wylfa Nuclear Power Station. The Life of Structures Physical Testing, Butterworths, 158-171.

RAIFFA, H. and R. SCHLAIFFER, (1961). Applied Statistical Decision Theory. Harvard U. Press, Cambridge, Mass.

U.S. Nuclear Regulatory Commission, (1979a). In-Service Inspection of Ungrouted Tendons in Prestressed Concrete Containment Structures. Regulatory Guide 1.35 Rev, 3 Proposed, Nuclear Regulatory Commission, April 1979.

U.S. Nuclear Regulatory Commission, (1979b). Determining Prestressing Forces for Inspection of Prestressed Concrete Containments. Nuclear Regulatory Commission 1.35, April 1979.

RESUMEN

Entre los distintos programas de vigilancia de centrales nucleares, se hallan los relativos al pretensado del edificio de contención mediante ensayo de despegue. La problemática de estos ensayos se centra en la determinación del ancho de la banda de tolerancia que se debe utilizar para la diferencia entre la fuerza de pretensado medida en el ensayo y la previamente calculada. Debido a la concurrencia de diversos factores aleatorios en ambas fuerzas de pretensado, la selección del ancho de banda de tolerancia puede plantearse como un problema de decisión, en un ambiente de incertidumbre.

Se ha realizado un análisis *a priori* de la mencionada decisión, para lo que se han realizado diversas simplificaciones, tanto de las posibles acciones como de los estados aleatorios que pudieran presentarse, asignando a cada situación unos costes genéricos.

Del mencionado análisis se desprende que la optimización de costes medios conduce a bandas de tolerancia muy poco exigentes. Ello es debido, principalmente, a que los costes del rechazo de los tendones vigilados puede conducir a costes muy elevados de forma injustificada, mientras que la aceptación de tendones en mal estado sólo implica costes indirectos muy elevados pero de bajísima probabilidad.

Se concluye que, asumiendo bandas de tolerancia muy amplias, los ensayos de despegue cumplen deficientemente sus objetivos y, consecuentemente, podrían sustituirse por otras vigilancias que impliquen menos riesgo socio-económico y mejoren las condiciones de seguridad del edificio de contención de la central.

SUMMARY

Verification of prestressing forces by lift-off test is one of the aspects usually included in the surveillance programs of nuclear power plants when containment building is on prestressed concrete. The test consists of pulling out the end of the tendon until the force applied to the anchorage is released completely. One of the main points in this kind of tests is to establish the maximum difference between the values obtained from the test and the one derived theoretically which is admissible for accepting or rejecting the tendon. This problem can be studied as a problem of decision-taking in an uncertainty context.

In the case analyzed, the cost and probability of each possible decision (accepting or rejecting the tendon) has been evaluated 'a priori', by assuming some simplifying hypothesis. From the study, the fact emerges that the optimisation of average costs leads to relatively large tolerances for the lift-off test. The reason for that follows from the fact that the rejection of a surveilled tendon directly generates a high cost of replacement, whereas its acceptance can cause a damage that, though of a high economic cost, is of a very low probability of ocurrence.

As a consequence, the main conclusion can be drawn that lift-off tests with very wide tolerances of acceptance do not satisfy the pursued objective and, therefore, this type of tests could be replaced by some other kind or surveillance with lower risk of generating high costs and better possibilities of really improving the safety conditions in this a kind of structures.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Estudio experimental del comportamiento a flexión: Tensiones rasantes y Deformaciones de forjados compuestos de chapa y hormigones normales o ligeros

Jorge Jordán de Urries de la Riva
Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P.

1. INTRODUCCION

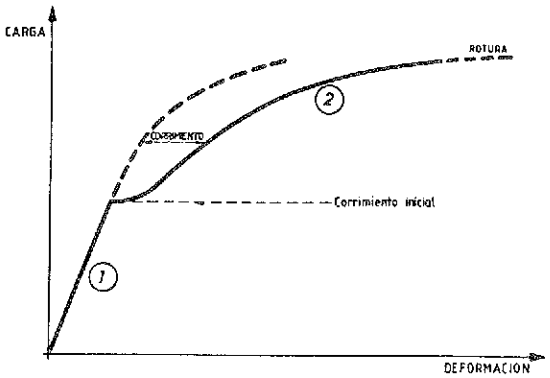
Los forjados compuestos de chapas nervadas y hormigón, vienen siendo utilizados desde el año 1938.

Su aplicación principal ha sido en forjados de edificios de un número elevado de plantas o en forjados situados a una altura importante, contando, en general, con la posibilidad de no necesitar cimbrado, permitiendo, por lo tanto, una más fácil y rápida maniobra de montaje de otras unidades de obra.

Teniendo en cuenta el concepto unidireccional para proceder al análisis de los mismos, normalmente son los estados últimos de flexión y tensiones rasantes entre chapa y hormigón, los más limitadores desde el punto de vista resistente, aunque para cargas especiales muy concentradas pudieran ser los de cortante y punzonamiento.

El análisis a flexión de una sección de este tipo de forjados, puede hacerse como si de una de hormigón armado se tratase, en donde la chapa constituye la armadura traccionada de la misma. La capacidad resistente a flexión de un forjado de este tipo, sin embargo, vendrá limitada por la capacidad resistente a tensiones rasantes, ya que la primera sólo podrá llegar a desarrollarse hasta el límite, si el binomio chapa-hormigón posee una adherencia tal que la acción compuesta entre ambos componentes queda garantizada.

La resistencia a las tensiones rasantes se desarrolla, si no existen conectores, en dos fases principales, como se indica en la figura nº 1. Estas fases coinciden, la primera de ellas, con la adhesión entre la chapa y el hormigón, y la segunda, denominada "mechanical interlocking", con la adherencia lograda a través del engarce o trabazón existente entre chapa y hormigón por medio de unas llaves o mecanismos internos, como indentaciones o resaltos que, o bien llevan las propias chapas o se incorporan *a posteriori* antes de hormigonar. Esta segunda fase resistente se desarrolla acompañada de la fricción entre la chapa y el hormigón. Ambas fases resistentes resultan consecutivas, no comenzando el trabajo de la siguiente hasta haber agotado la adhesión en la primera, produciéndose en ese momento un corrimiento, entre ambos componentes, denominado "primer corrimiento".



(1) - ADHESION

(2) - MECHANICAL INTERLOCKING Y FRICCION

Fig. 1.

Si existiesen conectores en los apoyos del forjado sobre las correspondientes vigas, éstos comenzarían a resistir las tensiones rasantes una vez hubiera fallado la fase de la "mechanical interlocking".

Considerando la corriente técnica hoy en día más extendida, preconizada por las normas ANSI y B.S., la determinación de la capacidad resistente a tensiones rasantes de un forjado de este tipo es preciso obtenerla después de un

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

proceso experimental de ensayos en Laboratorio, que hagan que el binomio chapa-hormigón quede definido por dos parámetros, m y k, desde entonces asociados a las características resistentes a tensiones rasantes del forjado estudiado. A partir de ellas se está en condiciones de aplicar la siguiente fórmula.

$$V_u = Bd/1{,}25\ (m\ \rho\ d/L' + k\ \sqrt{f'_c}) \qquad (1)$$

en donde:

V_u = Cortante que limita la capacidad resistente a tensiones rasantes.
B = Ancho del forjado.
d = Canto útil.
ρ = Cuantía geométrica de la chapa = As/Bd.
L' = Luz de corte (para cargas uniformes igual a L/4).
f'_c = Resistencia del hormigón.

Esta fórmula considera a la resistencia del hormigón como factor que influye en el cortante que limita la resistencia a tensiones rasantes.

Existen otros métodos, como el preconizado por el Grupo Especializado nº 3 de los "Avis Techniques" en Francia, que no tienen en cuenta tal resistencia y en donde también es preceptivo la realización de ensayos previos para obtener dos parámetros denominados también m y k, con los que *a posteriori* y considerando las características geométricas del forjado, aplicar la siguiente fórmula:

$$\tau_{adm} = m\ H/L\ \rho + k \qquad (2)$$

En este método se obtiene la tensión rasante admisible para cada tipología y luz, a partir de las tensiones rasantes últimas obtenidas en diversos ensayos de forjados aplicando la fórmula $\tau = V/bz$.

en donde:

b = ancho considerado del forjado.
z = brazo mecánico de la sección compuesta.

La incorporación de un hormigón ligero a un forjado de estas características hace que, debido a sus condiciones intrínsecas, bastante diferentes a las de uno normal, deban realizarse, en cualquier caso, ensayos de comportamiento previo específicos para aplicar los dos métodos, antes explicados, cuando se pretenda obtener la capacidad resistente a tensiones rasantes.

Los diferentes tratados y normativas aplicables al caso, reconocen que, para una misma resistencia, cuando se utilice hormigón ligero, la capacidad resistente a tensiones rasantes será algo menor, aunque la diferencia, indican, no será muy importante.

Esta diferencia cualitativa y cuantitativa entre ambos tipos de hormigón, en el fenómeno que estamos estudiando, no está suficientemente bien acotada, más aún cuando se pueden utilizar diferentes tipos de chapa, con formas y recursos internos (indentaciones).

Hoy en día resulta decisiva la fase resistente denominada "mechanical interlocking" para garantizar una mayor capacidd resistente del forjado, y así, se está tratando de encontrar formas de chapas y de indentaciones o resaltos, lo más adecuadas posibles, para alargar lo más posible esta fase resistente.

2. INVESTIGACION EXPERIMENTAL DESARROLLADA

El objetivo de la investigación que hemos desarrollado es el análisis experimental de la influencia que en la capacidad resistente a tensiones rasantes de un forjado de este tipo, puede tener la utilización de un hormigón ligero frente a otro normal de similar resistencia, al considerar distintos tipos de chapa nervada y teniendo en cuenta los estados de rotura y servicio, analizando asimismo las deformaciones en las diferentes fases resistentes.

La investigación se refiere a vanos isostáticos, sin conectores en los apoyos extremos.

El modelo experimental utilizado que se indica en la figura nº 2, garantiza la rotura a rasante de los forjados ensayados.

MODELO EXPERIMENTAL

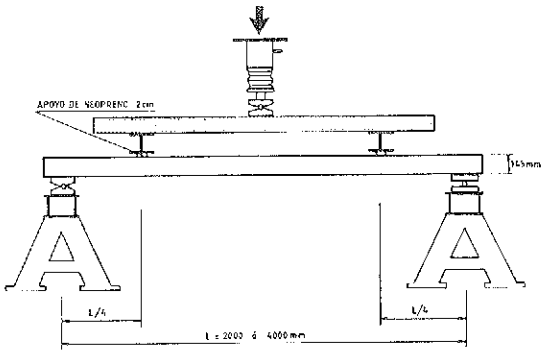


Fig. 2.

La situación de la carga a cuartos de luz, se materializa de esta forma, por ser ésta la que mejor modeliza, para el fenómeno estudiado, una carga uniforme, según estudios desarrollados en Estados Unidos por W. Klaiber y M. Porter.

Para la aplicación de las dos metodologías que hemos aplicado en el análisis de los resultados, hemos ensayado forjados de 2 y 4 metros de luz, con un canto de 14,5 cm que, entendemos, supone una relación canto/luz razonable (1/20) para la luz intermedia de 3 m, que será la que analizaremos y que es una de las más utilizadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Las variables consideradas en la investigación han sido el tipo de hormigón y de chapa utilizados, que fueron los siguientes:

HORMIGON:

Normal (f_{ck} = 200 kp/cm^2)

—Aridos: arena de río y grava rodada 5/20.
—Consistencia: 18 ± 2 asiento en cono de Abrams.
—Cemento: I/45 A.

Ligero (f_{ck} = 200 kp/cm^2)

—Aridos: arena de río y arcilla expandida F—7 de Arlita.
—Consistencia: 18 ± 2, asiento en cono de Abrams.
—Cemento: I/45 A.

CHAPAS (Véase figura nº 3).

	Espesor mm	Peso (kp/m^2)	Area mm^2/m	Calidad (B.S. 2989)
QL-59 (*)	1	10,97	1.333	Z-35
QL-60 (*)	1	12,87	1.574	Z-28

(*) correspondientes a la serie Robertson Española.

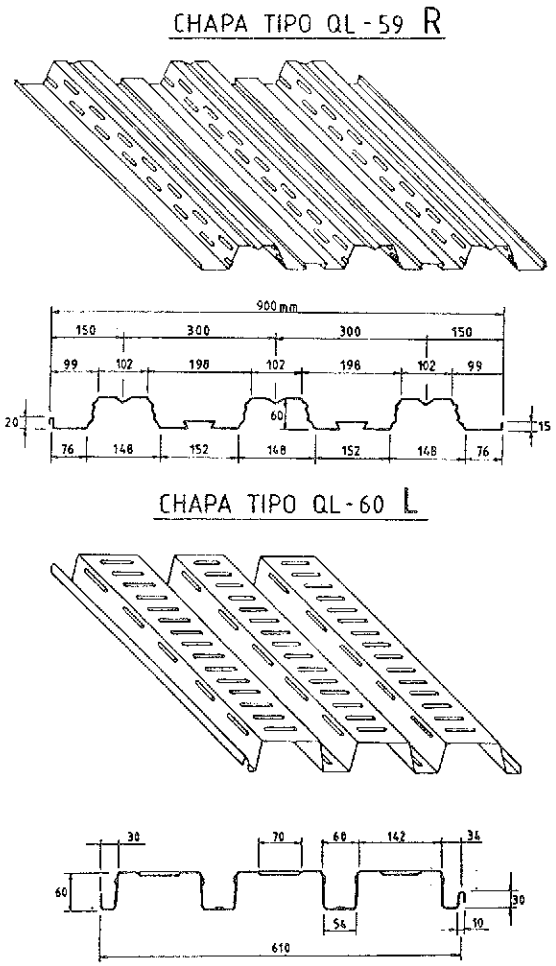


Fig. 3.

Las secciones de los forjados ensayados son las que se indican en la figura nº 4.

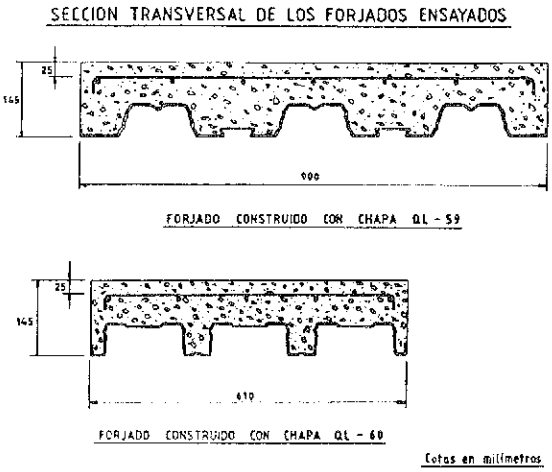


Fig. 4.

Teniendo en cuenta estas variables, se han estudiado las cuatro tipologías siguientes:

—RIN: Chapa QL-59 y Hormigón Normal.
—RIL: Chapa QL-59 y Hormigón Ligero.
—LIN: Chapa QL-60 y Hormigón Normal.
—LIL: Chapa QL-60 y Hormigón Ligero.

Con ellas y para poder aplicar los métodos de análisis ya indicados, se llevaron a cabo un total de 16 ensayos de otros tantos forjados detallados en el cuadro nº 1.

Cuadro 1

Forjados ensayados

Serie	Forjado tipo	Tipo de hormigón	Luz de ensayo (m)	Tipo de chapa
I	RIN-2A RIN-2B	NORMAL	2	QL-59
	RIN-4A RIN-4B		4	
II	RIL-2A RIL-2B	LIGERO	2	
	RIL-4A RIL-4B		4	
III	LIN-2A LIN-2B	NORMAL	2	QL-60
	LIN-4A LIN-4B		4	
IV	LIL-2A LIL-2B	LIGERO	2	
	LIL-4A LIL-4B		4	

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

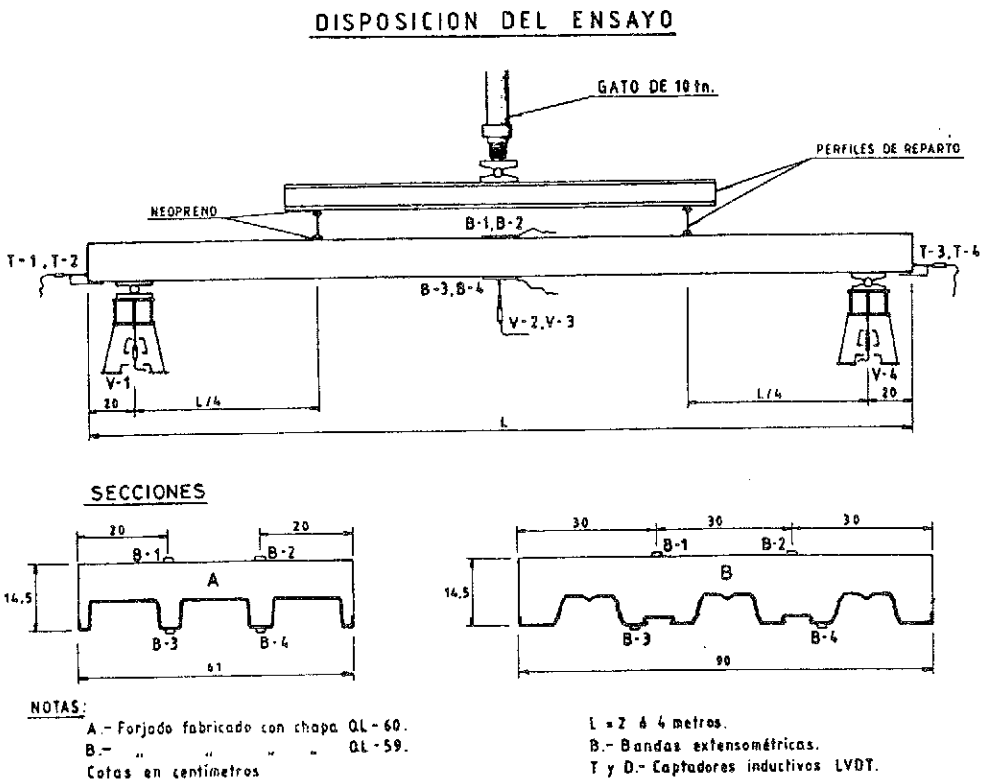


Fig. 5.

Considerando los datos que era necesario obtener para *a posteriori* analizar los resultados, los forjados se ensayaron a flexión, de acuerdo con el modelo experimental ya indicado en la figura nº 2 y con la disposición e instrumentación que se presenta en la figura nº 5.

Cada forjado se ha instrumentado con cuatro transductores inductivos LVDT de 0,001 mm de apreciación, para la medida de corrimientos relativos entre la chapa y el hormigón en los extremos (T1 a T4).

Para la medida de los descensos verticales se dispusieron cuatro transductores inductivos LVDT de 0,005 mm de apreciación, dos en el centro de la luz y uno debajo de cada apoyo (V_1 a V_4).

En la sección central de cada forjado se colocaron cuatro bandas extensométricas tipo PML-60, dos en la cara superior y dos en la inferior, con objeto de medir las deformaciones unitarias.

3. RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ENSAYOS REALIZADOS

3.1. Sobre las características de los materiales

Los resultados de las probetas correspondientes al hormigón normal y ligero utilizado para la confección de cada uno de los forjados ensayados, figuran en el cuadro nº 2. Como se observa, existen resultados de probetas curadas en cámara *standard* o en ambiente de Laboratorio, siendo estas últimas las que *a posteriori* se utilizaron para proceder al análisis de los resultados.

En el cuadro nº 3 acompañamos los valores medios de las probetas curadas en forma análoga a los forjados en ambiente de Laboratorio, que fueron los que se utilizaron para efectuar el análisis de los resultados.

Los dos tipos de chapa utilizados para la ejecución de los forjados, también fueron ensayados; respondiendo los resultados obtenidos a las características nominales de los mismos.

3.2. Sobre la deformabilidad de los forjados

En la figura nº 6 se presentan algunos de los 16 diagramas cargas-flechas obtenidos de acuerdo con los valores que se incorporan en los cuadros nºs 4 y 5.

Sobre los valores de corrimientos relativos entre chapa y hormigón obtenidos en los extremos de los forjados ensayados, presentamos algunos diagramas en la figura nº 7, destacando el valor del primer corrimiento, característico de este tipo de ensayo, hasta el cual los mismos resultan prácticamente nulos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Cuadro 2

Resistencias individuales de las probetas obtenidas en la fabricación de los forjados ensayados

Forjado tipo	Probeta cilíndrica	
	f_{ce} (kp/cm²) Ambiente laboratorio	f_{ce} (kp/cm²) Cámara standard
RIN-2A	238 235	239 241
RIN-2B	259 262	262 267
RIN-4A	236 229	264 256
RIN-4B	232 228	220 237
LIN-2A	216 210	224 222
LIN-2B	216 210	224 222
LIN-4A	252 251	267 272
LIN-4B	187 187	192 203
RIL-2A	292 294	303 327
RIL-2B	303 303	299 317
RIL-4A	241 244	263 265
RIL-4B	252 252	276 258
LIL-2A	257 257	265 266
LIL-2B	257 257	265 266
LIL-4A	289 280	290 295
LIL-4B	313 323	318 327

Cuadro 3

Resistencias medias de los hormigones utilizados en la fabricación de los forjados

(Curado en ambiente de laboratorio)

Forjado tipo	f_{ce} (kp/cm²) cilíndrica	Forjado tipo	f_{ce} (kp/cm²) cilíndrica
RIN-2A	236	RIL-2A	293
RIN-2B	260	RIL-2B	303
RIN-4A	232	RIL-4A	242
RIN-4B	230	RIL-4B	252
LIN-2A	213	LIL-2A	257
LIN-2B	213	LIL-2B	257
LIN-4A	252	LIL-4A	284
LIN-4B	187	LIL-4B	318

3.3. Sobre los esfuerzos en el agotamiento

Los esfuerzos en el agotamiento, tenidos en cuenta, son los cortantes (VE) y los momentos en el centro del vano, a los que se vieron sometidos los forjados en el momento de llegar la rotura por esfuerzo rasante, así como los correspondientes cortantes (VP) en el momento de producirse el primer corrimiento relativo chapa-hormigón.

En el cuadro nº 6 se acompañan los valores de las cargas con los cuales se produjo la rotura de los forjados (Wc), que en todos los casos correspondió a rotura por rasante, y los cortantes correspondientes a tal situación de rotura (VE).

En el cuadro nº 7 se acompañan los valores de los momentos flectores, en el centro del vano de los forjados, en el instante de producirse la rotura de los mismos.

La fisuración de las vigas fue registrada durante todos los escalones de carga. En la figura nº 8 se acompañan detalles de uno de los esquemas de fisuración obtenidos.

Asimismo, fueron registradas las deformaciones del hormigón y chapa en la sección central durante la ejecución de cada ensayo, sirviendo *a posteriori* para la elaboración de diagramas como los que acompañamos en la figura nº 9.

4. ANALISIS DE RESULTADOS

El análisis de los resultados obtenidos, lo hemos llevado a cabo considerando los estados

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

de rotura y de servicio, destacando y analizando, en cada caso, los valores más característicos de cada uno de ellos.

4.1. Análisis en rotura

4.1.1. Valores de los cortantes que limitan la capacidad de adherencia

Para la determinación de estos valores hemos tenido en cuenta el método de regresión lineal indicado por las normas ANSI-84 y B.S.5950, Parte 4, al considerar el cortante último (VE) y otras características geométricas propias de cada fase de ensayo.

Se han obtenido los gráficos representados en la figura nº 10 que sirvieron para determinar los parámetros m y k de cada tipología. Después, y una vez consideradas unas condiciones homogéneas de forjados en lo que a luz (3 m), resistencia del hormigón (200 kp/m²) y un metro de ancho, se refiere, aplicamos la fórmula nº 1, ya indicada, teniendo en cuenta, para cada tipología, los valores reflejados en el cuadro nº 8, obteniendo los siguientes resultados de cortantes que limitan la capacidad de adherencia:

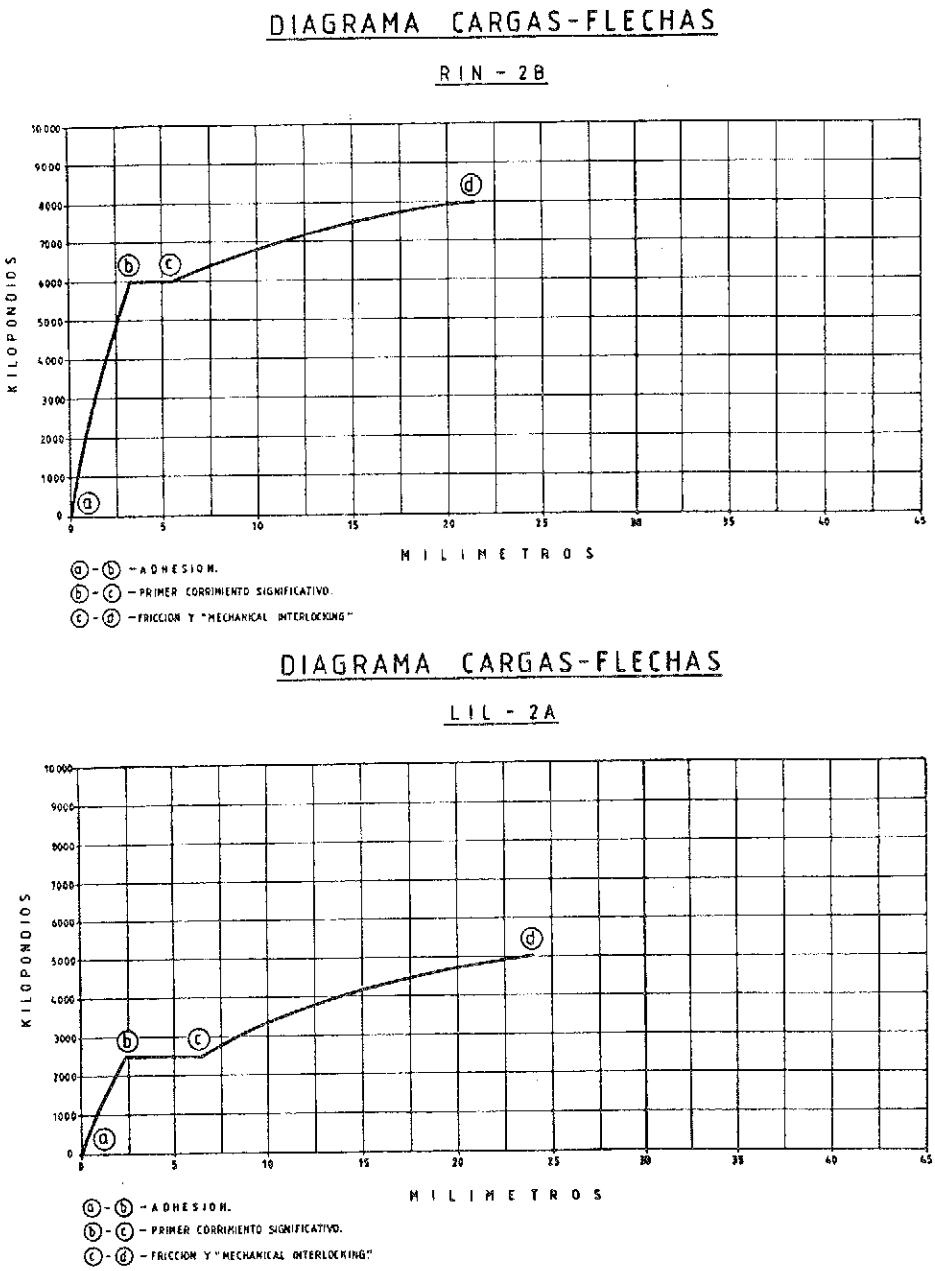


Fig. 6.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

	V_s (kp)
RIN	2.463
RIL	2.394
LIN	2.667
LIL	2.450

Comparando estos resultados obtenemos las siguientes relaciones:

RIN/RIL = 1,03 LIN/RIN = 1,08

LIN/LIL = 1,09 LIL/RIL = 1,02

Como puede observarse, las diferencias resultan ser muy escasas entre las distintas tipologías, poniéndose de manifiesto, en cualquier caso, una menor capacidad resistente de los forjados que poseen hormigón ligero frente a los que poseen hormigón normal, así como los que utilizan para un mismo hormigón la chapa tipo I. frente a los que utilizan la tipo R.

4.1.2. Relación entre las cargas totales correspondientes al primer corrimiento significativo y las de rotura

Teniendo en cuenta los valores de cargas totales actuantes en el momento de producirse el primer corrimiento y las correspondientes al momento de producirse la rotura a esfuerzo

Cuadro 4

Flechas registradas en los ensayos (mm). Vanos de 2,00 m

Escalón / Forjado tipo	500	1.000	1.500	2.000	2.500	3.000	3.500	4.000
RIN-2A	0,187	0,378	0,558	0,752	0,946	1,180	1,408	1,798
RIN-2B	0,230	0,434	0,638	0,830	1,019	1,258	1,476	1,794
RIL-2A	0,258	0,459	0,682	0,898	1,096	1,308	1,526	1,823
RIL-2B	0,248	0,470	0,779	1,033	1,261	1,486	1,718	1,976
LIN-2A	0,332	0,694	1,159	1,610	2,162	2,736	2,955 (10,312)	12,866
LIN-2B	0,322	0,656	1,091	1,542	2,032	2,602 (5,668)	8,155 (11,136)	13,718
LIL-2A	0,400	0,765	1,271	1,892	2,385 (6,533)	8,599	10,954	13,653
LIL-2B	0,417	0,799	1,358	1,969 (4,561)	6,702	8,570	10,742	13,342

Escalón / Forjado tipo	4.500	5.000	5.500	6.000	6.500	7.000	7.500	8.000
RIN-2A	2,221	2,602	2,801	3,223 (7,932)	9,752	12,100	15,560	18,350
RIN-2B	2,172	2,560	2,946	3,210 (5,488)	9,198	11,379	14,975	21,428
RIL-2A	2,344	2,883	3,469 (5,276)	6,099 (9,579)	11,756	15,740	19,790	24,712
RIL-2B	2,408	2,795	3,230	3,998 (5,787)	6,816 (8,635)	10,490	12,704	15,488
LIN-2A	16,070	20,586	30,500	—	—	—	—	—
LIN-2B	17,434	22,000	41,000	—	—	—	—	—
LIL-2A	17,486	24,000	—	—	—	—	—	—
LIL-2B	16,677	20,500	29,500	—	—	—	—	—

—Los valores entre paréntesis significan que corresponden a ese mismo escalón, después de producirse un corrimiento significativo entre la chapa y el hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

DIAGRAMA CARGAS-CORRIMIENTOS RIL-4A

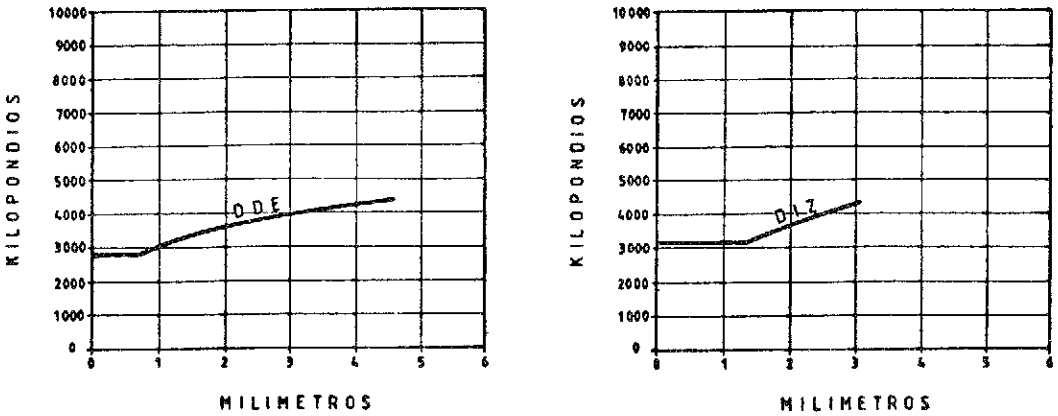


Fig. 7.

Cuadro 5

Flechas registradas en los ensayos (mm). Vanos de 4,00 m

Escalón / forjado tipo	400	800	1.200	1.600	2.000	2.400	2.800
RIN-4A	0,798	1,819	3,174	4,958	7,134	9,348	11,517
RIN-4B	0,976	2,132	3,776	5,887	8,088	10,154	12,342
RIL-4A	0,973	2,029	3,506	5,870	8,688	11,028	13,708 (16,954)
RIL-4B	1,024	2,132	3,742	7,183	10,526	13,574 (19,694)	24,000
LIN-4A	2,130	4,646	7,816	11,166	33,000 (1)	46,000	66,000
LIN-4B	2,000	5,336	8,803	13,666 (28,000)	38,000	52,000	77,000
LIL-4A	2,353	6,015	9,330 (19,500)	29,000	39,000	54,000	80,000
LIL-4B	2,566	7,028 (9,648)	14,000 (19,510)	27,000	38,000	51,500	77,500

Escalón / forjado tipo	3.200	3.600	4.000	4.400	4.800	5.200	5.600
RIN-4A	13,567	15,832	17,434 (27,458)	—	63,000	—	—
RIN-4B	14,346	15,944 (23,734)	35,350	59,590	—	—	—
RIL-4A	20,674 (26,473)	36,000	48,000	68,000	—	—	—
RIL-4B	30,000	38,000	51,000	74,000	—	—	—
LIN-4A	107,000	—	—	—	—	—	—
LIN-4B	133,000	—	—	—	—	—	—
LIL-4A	159,000	—	—	—	—	—	—
LIL-4B	—	—	—	—	—	—	—

—(1) Se produjo el primer corrimiento a 1.900 kp.
—Los valores entre paréntesis significan que corresponden a ese mismo escalón, después de producirse un corrimiento significativo entre la chapa y el hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Cuadro 6

Valores de cargas y cortantes obtenidos en los ensayos

Forjado tipo	p.p. (kp)	P.A. (kp)	W_p (kp)	W_t (kp)	V_E (kp)	V_p (kp)
RIN-2A	479	92	6.120	7.990	4.280	3.345
RIN-2B	479	92	6.000	8.000	4.285	3.286
RIN-4A	958	100	4.000	4.990	3.024	2.529
RIN-4B	958	100	3.580	4.750	2.904	2.319
RIL-2A	396	92	5.500	8.400	4.444	2.994
RIL-2B	396	92	6.030	8.840	4.664	3.259
RIL-4A	792	100	2.800	4.370	2.631	1.846
RIL-4B	792	100	2.400	4.400	2.646	1.646
LIN-2A	315	92	3.500	6.170	3.288	1.954
LIN-2B	315	92	3.000	5.700	3.054	1.704
LIN-4A	630	100	1.900	3.570	2.150	1.315
LIN-4B	630	100	1.600	3.200	1.965	1.165
LIL-2A	261	92	2.500	5.690	3.022	1.426
LIL-2B	261	92	2.000	5.890	3.122	1.176
LIL-4A	522	100	1.200	3.200	1.911	911
LIL-4B	522	100	800	3.330	1.976	711

p.p.: Peso propio del forjado.
P.A.: Peso de elementos adicionales.
W_p: Carga correspondiente al primer corrimiento significativo.
W_t: Carga correspondiente a la rotura.

Cuadro 7

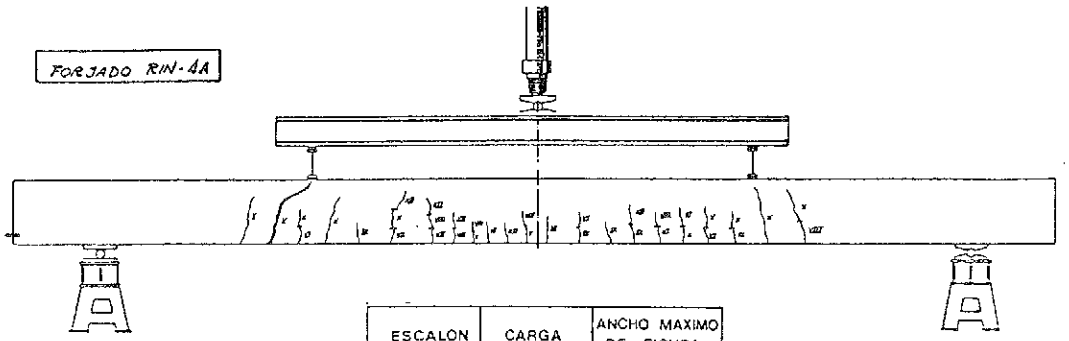
Momentos en el centro de vano en el instante de producirse la rotura por tensiones rasantes

Forjado tipo	f_{ce} (kp/cm²)	Momento (t x m)	Forjado tipo	f_{ce} (kp/cm²)	Momento (t x m)
RIN-2A	236	2,14	LIN-2A	213	1,64
RIN-2B	260	2,14	LIN-2B	213	1,55
RIN-4A	232	3,02	LIN-4A	252	2,15
RIN-4B	230	2,90	LIN-4B	187	1,96
RIL-2A	293	2,22	LIL-2A	257	1,51
RIL-2B	303	2,33	LIL-2B	257	1,56
RIL-4A	242	2,63	LIL-4A	284	1,91
RIL-4B	252	2,64	LIL-4B	318	1,98

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Cuadro 8

Forjado tipo	d (cm)	L' (cm)	B_S (cm)	A_S (cm^2)	m	k	f_{ck} (kp/cm^2)
RIN	11,9	75	100	13,33	746	0,08920	200
RIL	11,9	75	100	13,33	1.090	0,04080	200
LIN	10,8	75	100	15,73	917,7	0,08229	200
LIL	10,8	75	100	15,73	971,7	0,05643	200



ESCALON	CARGA (t)	ANCHO MAXIMO DE FISURA (mm)
1	0.4	-
2	0.8	-
3	1.2	-
4	1.6	0.05
5	2.0	0.05
6	2.4	0.05
7	2.8	0.10
8	3.2	0.10
9	3.6	0.10
10	4.0	1.00
11	4.4	1.70
12	4.8	3.50

— CORRIMIENTO DEFINITIVO

Nota: La escala vertical empleada en el croquis es dos veces mayor que la horizontal.

Fig. 8.

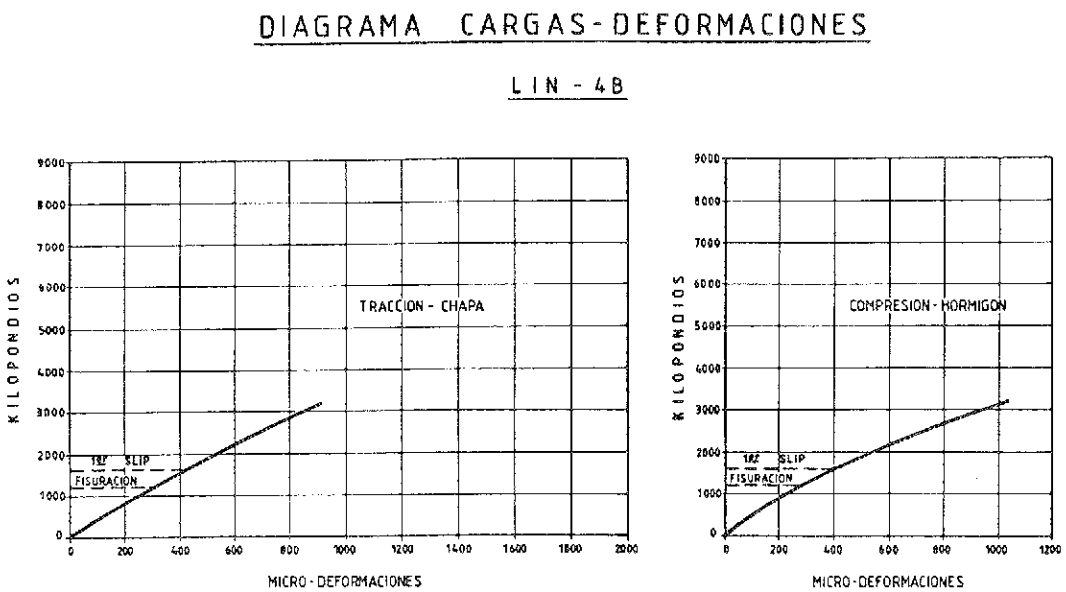


Fig. 9.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

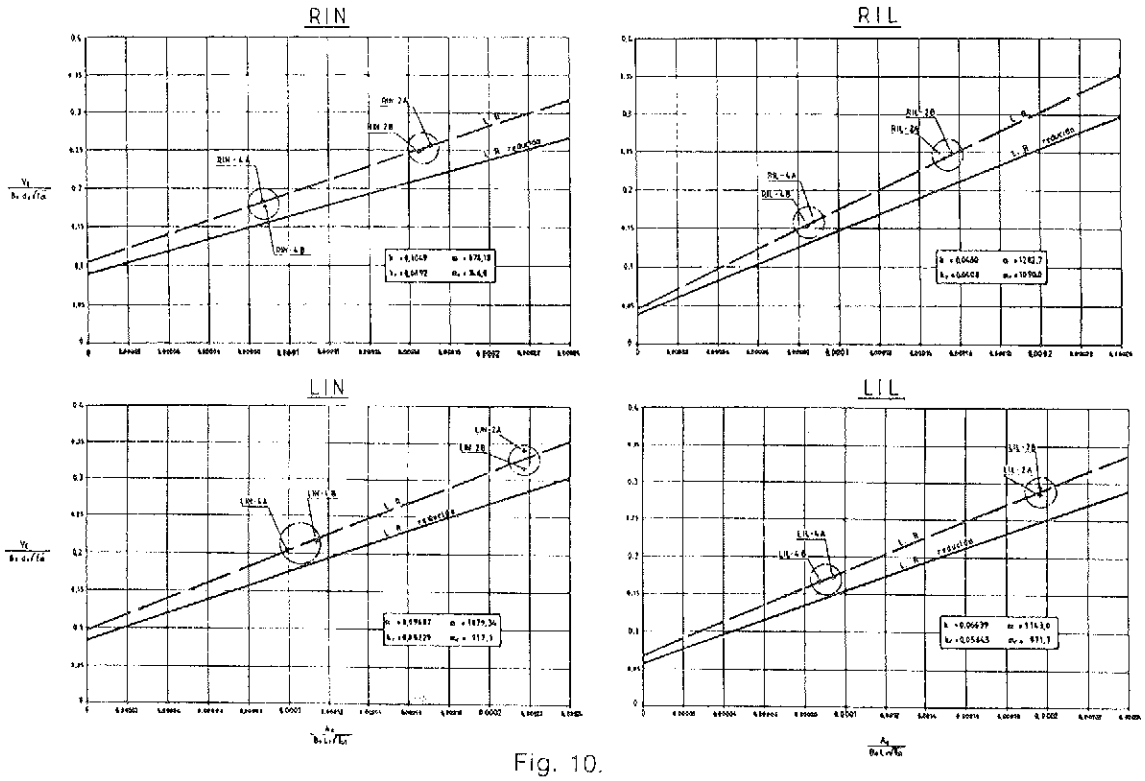


Fig. 10.

rasante, obtenemos las relaciones que podemos observar en el cuadro nº 9.

Las relaciones correspondientes a cada tipología,. en este caso, ponen de manifiesto diferencias sustanciales entre ellas, motivadas por el diferente momento en el cual se ha producido el primer corrimiento significativo.

4.2. Análisis en servicio

4.2.1. Valores de las tensiones rasantes admisibles

Para la determinación de las tensiones rasantes admisibles, hemos aplicado conceptualmente el método preconizado por el Grupo Especializado nº 3 de los "Avis Techniques" en Francia, que resulta ser un método que considera el estado de servicio.

Para la aplicación, es preciso tener en cuenta, además de las tensiones rasantes últimas obtenidas en cada ensayo, las correspondientes al momento de producirse el primer corrimiento significativo con la fórmula $\tau = V/bz$ (b = ancho de forjado, z = brazo mecánico).

A partir de estos valores y junto a otros geométricos y característicos del forjado ensayado, se dibujan las rectas de rotura y primer corrimiento de cada tipología, que representamos en la figura nº 11.

Con ellas se obtienen los valores de las tensiones rasantes admisibles, uniformizando condiciones para una luz de 3 m y condiciones estáticas, que son las que estamos considerando, que indicamos a continuación:

	τ_{adm} (para cargas estáticas) (kp/m²)
RIN	1,58
RIL	1,53
LIN	1,82
LIL	1,34

Comparando estos resultados tal y como hicimos en el análisis en rotura, obtenemos las siguientes relaciones:

RIN/RIL = 1,04	LIN/RIN = 1,05
LIN/LIL = 1,37	LIL/RIL = 0,80

Como se puede observar, en este caso, existen diferencias apreciables entre las diferentes tipologías.

4.2.2. Valores de las flechas en condiciones de servicio

Teniendo en cuenta la carga correspondiente al estado de servicio, establecida a partir de la que produjo la rotura dividida por un coeficiente

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Cuadro 9

RELACIONES $\frac{\text{CARGA 1.}^{er}\text{ Corrimiento}}{\text{CARGA DE ROTURA}}$

Forjado tipo	Carga total 1.er corrimiento	Carga total de rotura	Relación individual	Relación media	Relación por tipos
RIN-2A	6.690	8.560	0,78	0,78	0,80
RIN-2B	6.572	8.570	0,77		
RIN-4A	5.058	6.048	0,84	0,82	
RIN-4B	4.638	5.808	0,80		
RIL-2A	5.988	8.888	0,67	0,68	0,67
RIL-2B	6.518	9.328	0,70		
RIL-4A	3.692	5.262	0,70	0,66	
RIL-4B	3.292	5.292	0,62		
LIN-2A	3.908	6.576	0,59	0,58	0,59
LIN-2B	3.408	6.108	0,56		
LIN-4A	2.630	4.300	0,61	0,60	
LIN-4B	2.330	3.930	0,59		
LIL-2A	2.852	6.044	0,47	0,42	0,42
LIL-2B	2.352	6.244	0,38		
LIL-4A	1.822	3.822	0,48	0,42	
LIL-4B	1.422	3.952	0,36		

de seguridad (2,175), hemos obtenido la flecha correspondiente a esa carga, considerando los gráficos cargas-flechas reales deducidos de los ensayos y la correspondiente a aplicar una formulación teórica normal, considerando un estado de cargas puntuales situadas a cuartos de luz, aplicando una inercia de la sección que ha sido la media entre la correspondiente a la sección fisurada y la de la no fisurada y un módulo de deformación resultante deducido, para cada forjado, de la fórmula de Paws

$$E = 33\ w^{1,5}\ \sqrt{f'_c}.$$

Los valores de las flechas obtenidas a través de los dos caminos indicados, así como la relación entre ellas, se indica en el cuadro nº 10.

Este cuadro pone de manifiesto un desajuste entre flechas reales y teóricas, mucho más acusado en el caso de algunos forjados de la tipología LIL, que resulta ser la única para la que la flecha de servicio real en el diagrama cargas-flechas se ha obtenido una vez producido el primer corrimiento significativo. Esta tipología era la que poseía, por otra parte, un coeficiente, carga del primer corrimiento/carga de rotura, más bajo (0,42).

5.CONCLUSIONES

5.1. Sobre el comportamiento de forjados compuestos de chapas y hormigón, ante la solicitación de tensiones rasantes

a) Resistencia a rasante

La determinación de la capacidad resistente a tensiones rasantes, mediante procesos como los establecidos al respecto por las normas B.S.5950, Parte 4 y ANSI-84, conduce a considerar exclusivamente los cortantes últimos que provocan la rotura de los forjados, sin tener en cuenta el valor del cortante que provoca la rotura de la adhesión entre la chapa y el hormi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

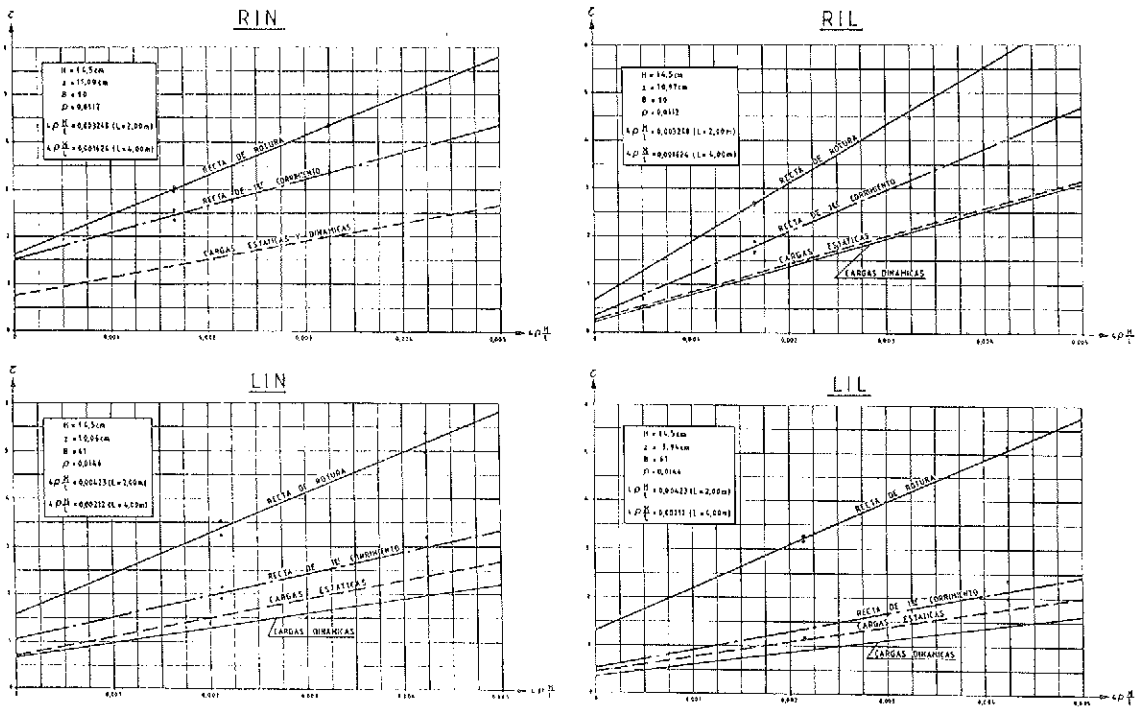


Fig. 11.

Cuadro 10

Comparación entre las flechas teóricas calculadas y las obtenidas con los ensayos en condiciones de servicio

Forjado tipo	f_t (mm)	f_e (mm)	f_e/f_t	Forjado tipo	f_t (mm)	f_e (mm)	f_e/f_t
RIN-2A	1,12	1,35	1,20	LIN-2A	1,70	2,20	1,29
RIN-2B	1,07	1,40	1,31	LIN-2B	1,56	1,90	1,22
RIN-4A	4,63	5,30	1,15	LIN-4A	5,98	8,10	1,35
RIN-4B	4,35	5,80	1,33	LIN-4B	5,98	7,40	1,23
RIL-2A	1,25	1,60	1,23	LIL-2A	1,60	2,30	1,42
RIL-2B	1,29	1,90	1,46	LIL-2B	1,68	7,10	4,23
RIL-4A	4,65	5,80	1,23	LIL-4A	5,79	9,00	1,55
RIL-4B	4,60	6,50	1,40	LIL-4B	5,76	19,30	3,35

gón, que puede condicionar el estado de servicio.

Cuando se analice la capacidad resistente a tensiones rasantes de estos forjados, será preciso tener en cuenta la relación *carga de primer corrimiento/carga de rotura,* como valor indicativo de los forjados que pueden ver condicionado su estado de servicio por el cortante que provoca la rotura de la adhesión y cuáles no.

Recomendamos, en función de los resultados obtenidos, adoptar el valor de 0,55 como coeficiente significativo entre uno y otro comportamiento.

Los forjados con un coeficiente inferior a 0,55, verán condicionado su estado de servicio por el valor del cortante que produce el primer corrimiento significativo.

b) Deformaciones

A partir del momento de la rotura de la adhesión entre la chapa y el hormigón, se

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

produce una reducción de rigidez de la sección compuesta que conduce a un desajuste claro entre las flechas teóricas y las reales.

Factor importante en este fenómeno es el primer corrimiento significativo, que deberá limitarse al máximo mediante la utilización de chapas con formas que puedan minimizar tal fenómeno.

5.2. Sobre la repercusión que la utilización de hormigones normales o ligeros y diferentes tipos de chapas tienen en el comportamiento de forjados compuestos, solicitados a tensiones rasantes

a) Hormigón normal o ligero

La utilización de hormigón ligero ha puesto de manifiesto que tal aspecto no influye significativamente en la resistencia a rotura de estos forjados, mostrándose, eso si, los forjados ejecutados con hormigón ligero con una menor capacidad resistente, en órdenes de un 3 a un 9%. Sin embargo, tomando en consideración el comportamiento en servicio, la capacidad resistente admisible de los forjados realizados con hormigones ligeros pueden llegar a ser un 37% más pequeña que la correspondiente a un hormigón normal, dependiendo del tipo de chapa utilizado.

b) Chapas

El tipo de chapa utilizado, siempre que la misma posea recursos internos suficientes (indentaciones, resaltos, etc.) influye significativamente en el comportamiento en servicio.

6. AGRADECIMIENTOS

El presente artículo es un resumen de la Tesis "Estudio experimental del comportamiento a flexión: Tensiones rasantes y Deformaciones de forjados compuestos de chapa y hormigones normales y ligeros" leída en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid y que fue realizada por el Autor y dirigida por el Profesor J. Calavera, Dr. Ingeniero de Caminos, Catedrático de Edificación y Prefabricación de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de U.P.M.

Los ensayos fueron realizados en el Laboratorio Central del Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC), por el Departamento de Ensayos Estructurales, con la colaboración del Profesor J. Fernández Gómez, Dr. Ingeniero de Caminos.

A todos los citados y a Enrique González Valle, Dr. Ingeniero de Caminos, quiero expresar mi agradecimiento por su inestimable ayuda.

Esta investigación ha sido financiada conjuntamente por INTEMAC y por la Asociación de Investigación de Laboratorios de Construcción —AILAC— y figura dentro del programa de investigación de la Comisión Interministerial de Ciencia y Tecnología (CICYT) del año 1988.

7. BIBLIOGRAFIA

1) ACI 318-83. *"Building Code Requeriments for Reinforced Concrete"*.

2) ACI Committe 213. *"Guide for Structural Lightweight Aggregate Concrete"*.

3) ASCE; ANSI/ASCE 3-84 1986. *"Specifications for the Design and Construction of Composite Slabs and Comentary on Specifications for the Design and Construction of Composite Slabs"*.

4) BRITISH STANDARS INSTITUTION. *"The Structural use of steelwork. The design of composite floors with profiled steel sheeting"*. B.S. 5950: Part. 4. 1982.

5) BROZETTI, JACQUES. *"Planchers mixtes a Toles Profilés d'acier"*. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. Nº 467. Septiembre 1988.

6) CALAVERA, JOSE. *"Cálculo, Construcción y Patología de Forjados de Edificación"*. INTEMAC. Madrid. 4ª Edición. 1988.

7) C.E.B. BOL. nº 95. *"Manuel Technologie des Structures en bétons légers"*. Septiembre 1973.

8) EUROCODIGO nº 4. *"Construcción mixta hormigón-acero"*.

9) EUROPEAN RECOMMENDATIONS FOR STEEL CONSTRUCTION. *"The Design of Composite floors with Profiled Steel Sheet"*. Committe nº 11. 1975.

10) ONG, K.C.G. *"Shear-bond capacity of composite slabs made with profiled sheeting"*. The International Journal of Cement Composition and Lightweight Concrete. Volume 8. Numberts. Nov. 1986.

11) PORTER, M.L. *"Comentary on Specifications for the Design and Construction of composite Slabs"*. ASCE. Technical Council of Codes and Standars Division. New York 1982.

12) PORTER, M.L.; EKBERG, C.E. Jr. *"Design VS, Test results for Steel deck floor Slabs"*. Conference on Cold-Formed Steel Struct. St. Louis. Nov. 1975.

13) PORTER, M.L.; EKBERG, CARL E. Jr.; GREIMANN, LOWELL, F.; ELLEBY HATTEN, A. *"Shear-bond Analysis of Steel-Deck-*

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Reinforced slabs". Journal Structural Division. Vol. 102, Dic. 1976.

14) SHUSTER, R.N.; LING, W.C. "*Mechanical interlocking capacity of composite slabs*". Fifth International Spec. Conf. on Cold. Formed Steel Struct. St. Louis. Nov. 1980.

RESUMEN

La capacidad resistente a tensiones rasantes de los forjados compuestos de chapas nervadas y hormigón, resulta ser decisiva a la hora de garantizar la acción compuesta entre ambos componentes. El estado último de esta solicitación resulta ser el más limitador en este tipo de elemento estructural.

Las normativas, hoy en día, més importantes al respecto, americana (ANSI) y británica (B.S.), analizan y determinan la capacidad resistente a tensiones rasantes, utilizando unas formulaciones que deben ser precedidas de ensayos hasta rotura, que sirven para determinar unos parámetros definitorios del binomio chapa-hormigón.

El hecho de utilizar un hormigón ligero, introduce una alternativa, que siempre debe ser analizada específicamente por la repercusión que en la adherencia chapa-hormigón puede suponer. Sobre este aspecto no hay demasiados estudios realizados y tal repercusión creemos que no está suficientemente acotada.

El estudio considera dos tipos de chapa y dos tipos de hormigón (normal y ligero), lo que da origen a cuatro tipologías distintas, ensayando para cada una de ellas cuatro forjados, con dos luces diferentes (2 y 4 metros), agrupadas por parejas, en condiciones isostáticas y sometidas a cargas puntuales situadas a cuartos de luz.

El análisis de los resultados ha sido efectuado en rotura (Normas ANSI y B.S.) y en servicio (Método de los "Avis Techniques").

Las conclusiones del estudio ponen de manifiesto la incidencia que los distintos tipos de chapa o distintos tipos de hormigón pueden tener en los estados de rotura y servicio, a la hora de establecer la capacidad resistente a tensiones rasantes u observar las deformaciones obtenidas, resaltando diferencias cualitativas y cuantitativas importantes en algunos casos.

SUMMARY

The use of lightweight concrete, instead of normal concrete, in these slabs presents an alternative which should be analysed specifically. Various standars and rules now reveal a different behaviour when using this type of concrete with respect to the use of normal concrete and this is a subject which has not been sufficiently developed.

In this research, by considering two different types of sheet ant two different types of concrete (normal and lightweight), we have aimed to compare the breaking and service behaviour of four different typologies (RIN, RIL, LIN and LIL). Each one of the four types has been tested by using four slabs with two different spans (2 and 4 m) grouped in pairs in isostatic condition and subject to point loads placed at quarter span.

We therefore recommend that for the analysis of this type of slab and specially when using lightweight concrete or sheet which lead to low relations 1st slip load/beaking load, the consideration of the corresponding shear when concrete-sheet separation is produced, as a value to be taken into consideration in order to determine the shear that limits the capacity of resistance to shear bond and as is considered in the french method we applied.

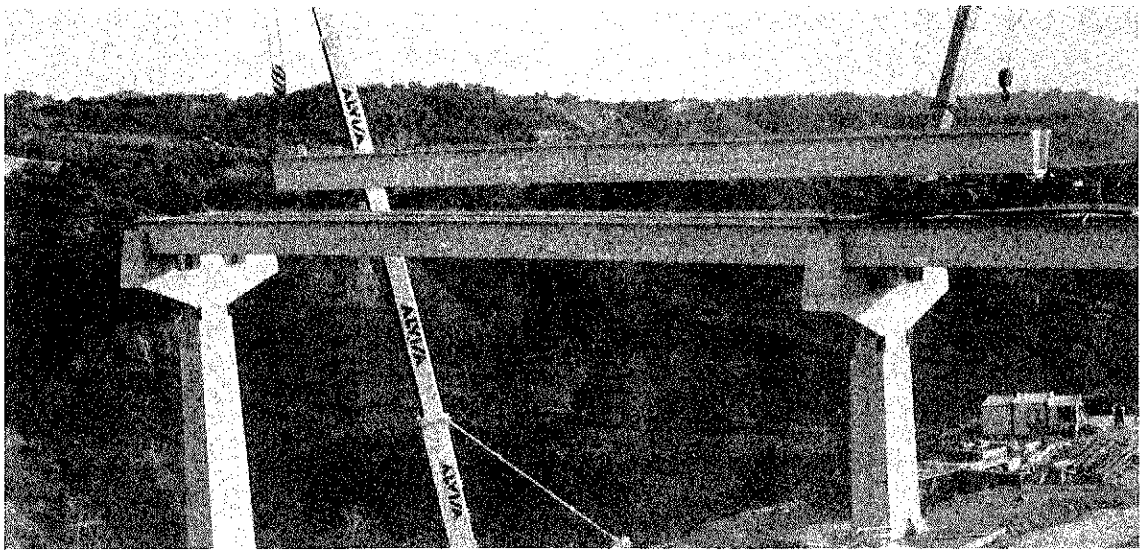
Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

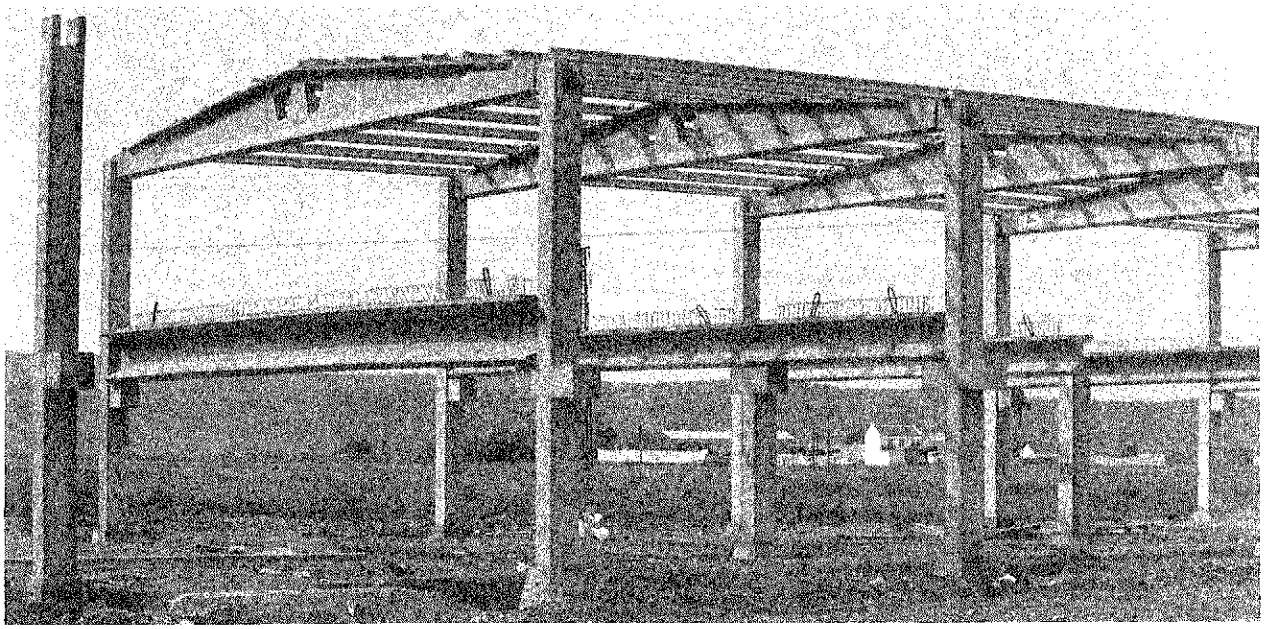
PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

ALVISA

PREFABRICADOS ALBAJAR

PUENTES - NAVES INDUSTRIALES - FORJADOS
BOVEDILLAS - LADRILLOS - TEJAS - TUBOS DRENAJE





HUESCA:

Oficina Comercial y Fábrica: P^{O} Lucas Mallada s/n - Tfno. (974) 22 39 00 - Fax. (974) 22 39 67 - HUESCA
Oficina Comercial y Fábrica: Ctra. Lérida s/n - Tfno. (974) 40 07 80 - Fax: (974) 40 03 97 - MONZON

JAEN:

Oficina Comercial y Fábrica: Pol. Ave María - Aptdo. 248 - Tfno. (953) 50 63 00 - Fax. (953) 50 63 03 - ANDUJAR

MADRID:

Oficina Comercial : c/ Orense, 10 - 1^{O} - Tfno. (91) 555 05 35 - Fax. (91) 555 83 59 - MADRID
Fábrica: Ctra. Torrejón a Loeches, km. 4'200 - Tfno. (91) 675 04 50 - Fax. (91) 676 43 07 - TORREJON DE ARDOZ

ZARAGOZA:

Oficina Comercial: P^{O} de la Constitución, 31 - Tfno. (976) 23 75 02 - Fax. (976) 22 79 70 - ZARAGOZA

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Evaluación de la energía disipada en los apoyos, en el ensayo RILEM de medida de la energía de fractura del hormigón

G.V. Guinea,
J. Planas
y M. Elices
Departamento de Ciencia de Materiales
Escuela de Ingenieros de Caminos
Universidad Politécnica de Madrid

INTRODUCCION

El comportamiento mecánico del hormigón, en masa o armado, depende, a partir de un cierto nivel de solicitación, de la nucleación, crecimiento, y propagación de fisuras en el hormigón. En consecuencia, no es de extrañar que para cuantificar la resistencia de elementos estructurales de hormigón se estén aplicando las técnicas de la Mecánica de la Fractura (Elices, (1985); Elices, Llorca e Ingraffea, (1985)).

Esta disciplina se ha utilizado con éxito para estudiar la fractura de los materiales metálicos desde los años 60 y en la actualidad figura en muchas normas y pliegos de condiciones para obras metálicas importantes. Los intentos para aplicar la Mecánica de Fractura al hormigón son más recientes y no han alcanzado, todavía, la madurez necesaria para que sus logros se utilicen de forma rutinaria en las normas para hormigón armado y pretensado.

A diferencia de los materiales metálicos, en los que la zona dañada en el extremo de las fisuras es pequeña en comparación con las dimensiones de la estructura, en el hormigón el tamaño de esta zona microfisurada puede ser comparable al del elemento y por ello ha sido necesario desarrollar, dentro de la Mecánica de Fractura, modelos no lineales (Planas y Elices, (1985a, 1985b)).

En los últimos diez años vienen siendo usados extensamente modelos de fisura cohesiva para describir la fractura del hormigón y de otros materiales similares. En estos modelos las propiedades básicas que gobiernan la propagación de fisuras en el hormigón son la resistencia a tracción y la energía de fractura, que es definida como la energía necesaria para fracturar totalmente una unidad de área. Para su determinación se han utilizado distintos tipos y sistemas de ensayo, y desde 1985 existe una recomendación RILEM para realizar este tipo de experiencias (RILEM, (1985)).

En este método se evalúa la energía de fractura hallando la relación entre el trabajo empleado en la fractura por flexión de una viga entallada y el área generada en el proceso. Para calcular correctamente esta relación se deberá tener en cuenta sólo la energía disipada durante el proceso de fractura, y tendrá que descontarse el trabajo disipado por otras causas, como por ejemplo el debido al aplastamiento del hormigón bajo los apoyos.

A continuación discutiremos el método RILEM de medida de la energía de fractura del hormigón, y estimaremos, mediante ensayos de penetración y rodadura, el valor del trabajo disipado bajo los apoyos. Con los resultados obtenidos se analizará el efecto de este tipo de perturbaciones sobre la determinación experimental de la energía de fractura del hormigón, y serán presentadas las conclusiones más importantes.

METODOLOGIA RILEM DE MEDIDA DE LA ENERGIA DE FRACTURA

El método RILEM para medida de la energía de fractura del hormigón es el resultado de los trabajos llevados a cabo por el Comité Técnico 50-FCM de la RILEM (RILEM, (1985)).

La determinación de la energía de fractura del hormigón a través del método RILEM, se lleva a cabo mediante la rotura completa por flexión en tres puntos de una viga entallada, según se representa en la figura 1.

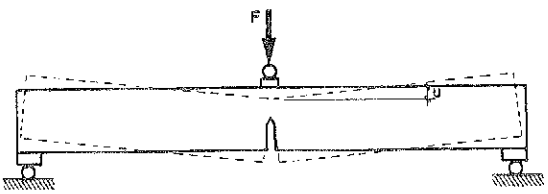


Fig. 1. Ensayo de flexión en tres puntos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

El ensayo se realiza en control de desplazamiento hasta fuerza nula (rotura completa de la probeta). La medida de la deformación se establece, bien por el desplazamiento entre el centro y los soportes laterales, o bien por el del punto de carga respecto de los apoyos. El trabajo proporcionado por el peso de la probeta y el equipo de ensayo que gravita sobre ella, y que contribuye a la rotura de la probeta, es tomado en cuenta al finalizar el ensayo, al calcularse la energía específica de fractura mediante la expresión:

$$G_F = \frac{W_0 + m\,g\,u_0}{A_{lig}}$$

en la que W_0 es el área bajo la curva carga-desplazamiento registrada, A_{lig} el área de ligamento inicial, u_0 la deformación al final del proceso (figura 2) y "m" la suma de la masa de la viga más dos veces la masa del mecanismo de carga que gravita sobre ella. La justificación de esta expresión puede verse en Petersson, (1981) y se obtuvo, mediante una estimación numérica, para probetas de flexión, basada en un modelo de fisura cohesiva con ablandamiento lineal.

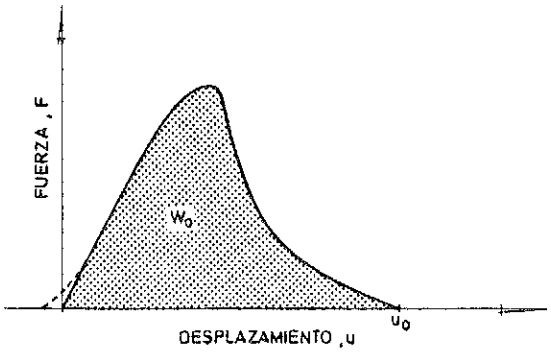
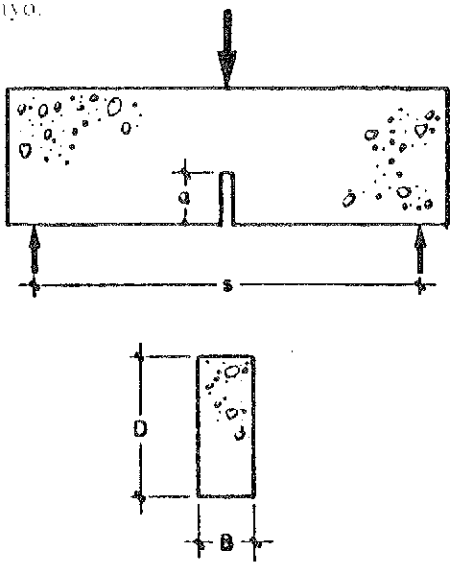


Fig. 2. Curva fuerza -desplazamiento de un ensayo de flexión en tres puntos.

Las probetas recomendadas por la RILEM son vigas prismáticas entalladas. Su elección se llevó a cabo con la idea de facilitar el manejo y garantizar la suficiente robustez para evitar su dañado durante la manipulación previa al ensayo. También se planteó un compromiso en la profundidad de su entallado, de manera que la longitud del ligamento fuese al menos superior a tres veces el tamaño máximo del árido empleado en su confección, para preservar válida en su estudio la hipótesis del continuo, teniendo a la vez suficiente flexibilidad respecto de la máquina de ensayos para asegurar un ensayo estable (Hillerborg, (1985)).

Otro equilibrio que se cuidó en lo posible fue la relación del área de fractura frente al volumen total de la probeta, pues si bien una gran área facilita una mejor evaluación de la energía de fractura, al ser necesario un trabajo mayor para romper la probeta, las tensiones a las que se ve sometido el resto del material aumentan la posibilidad de que existan disipaciones en otras zonas distintas a la de fractura.

Para los ensayos de medida de la energía de fractura realizados en nuestro Departamento, hemos usado también vigas prismáticas entalladas, si bien las dimensiones utilizadas, que se indican en la figura 3, difieren ligeramente de las recomendadas por el método RILEM. Ello se hizo con el fin de aumentar la estabilidad del ensayo.



Tamaño	a/D	s/D	D (mm)	a (mm)	s (mm)	B(mm)
1	0,33	2,5	50	17	125	100
2	0,33	2,5	100	33	250	100
3	0,33	2,5	200	67	500	100
4	0,33	2,5	300	100	750	100

Fig. 3. Dimensiones de las probetas.

Las vigas utilizadas fueron de distintos tamaños y conservaron en todo momento iguales proporciones geométricas (entalla/canto = 1/3, canto/luz = 1/2,5, espesor = 100 mm). De este modo se ha podido investigar el comportamiento de la energía disipada en distintos tamaños de probeta.

ENERGIA DISIPADA BAJO LOS APOYOS

El ensayo de fractura recomendado por la RILEM resulta apto para evaluar la energía de fractura del hormigón, siempre que se garanticen ciertas condiciones como que la disipación sólo ocurra en el proceso de fractura, que el ensayo sea cuasiestático y que se contabilice todo el trabajo empleado para la rotura completa de la probeta. Las condiciones anteriores definirían el ensayo "ideal" de medida de la energía de fractura.

Por el contrario, la realidad experimental es bien distinta y existen numerosos efectos pertur-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

badores que nos alejan de las condiciones ideales, de entre los cuales quizás uno de los más importantes sea la disipación por penetración y rodadura bajo los apoyos de la probeta. Para evaluar correctamente el trabajo disipado en el proceso de fractura será necesario descontar, del trabajo total disipado, aquél que ha tenido lugar bajo los apoyos. Este hecho ha sido señalado hace ya tiempo por los autores (Planas y Elices, (1985, 1986, 1988)).

El aplastamiento del hormigón bajo cargas puntuales es un problema teórico aún no resuelto. En él aparecen involucrados no sólo el comportamiento plástico del hormigón en compresión si no también el comportamiento en tracción y en fractura. Todo esto ha aconsejado realizar el estudio mediante ensayos específicos de penetración y rodadura en los que hemos evaluado la energía consumida.

DESCRIPCION DE LOS ENSAYOS DE PENETRACION

Los ensayos de penetración han tenido por objeto estimar la energía que se disipa bajo el apoyo central de la probeta de flexión debido al aplastamiento del hormigón.

Hemos realizado los experimentos sobre trozos de material que fue ensayado previamente a flexión según la recomendación RILEM para obtener el valor de su energía de fractura. De este modo hemos evitado en lo posible dispersiones debidas al cambio de composición, condiciones de moldeado y factores afines. No se han tomado otras precauciones más que alejar los apoyos del ensayo de penetración, de las zonas más dañadas por el ensayo previo a flexión, que son las zonas muy próximas a los apoyos o a la fisura.

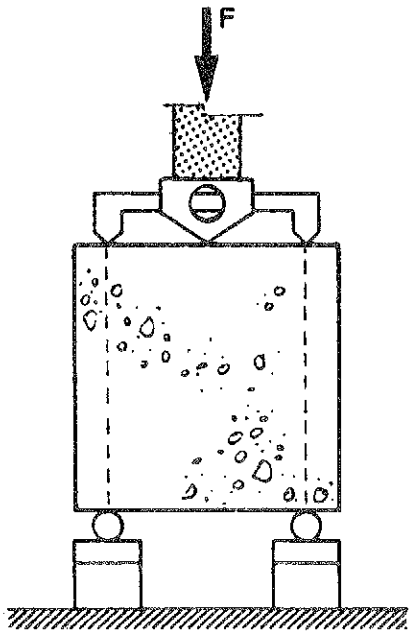


Fig. 4. Ensayo de penetración.

En la figura 4 se representa, de forma esquemática, la disposición de los ensayos de penetración. Los trozos de probeta ensayados, se situaron en posición vertical entre los actuadores de una máquina servohidráulica de ensayos mecánicos INSTRON modelo 8501 accionada en control de carga.

Para reproducir en lo posible las condiciones del ensayo RILEM de flexión, las probetas fueron situadas sobre sus caras laterales, y el actuador empleado fue el mismo que se utilizó como punto de carga en aquellos ensayos. La probeta se colocó sobre dos apoyos móviles, según se indica en la figura 4. La luz libre entre apoyos fue de 125 mm, con lo que se garantizó que en la probeta utilizada de menor canto, las tensiones de tracción máximas no sobrepasasen el valor de un tercio de la resistencia a tracción, evitando así la posibilidad de daño por tracción de la probeta y asegurando que no existirían deformaciones inelásticas por flexión.

La medida del desplazamiento del punto central se hizo con el dispositivo representado en la figura 4. El desplazamiento del punto de carga se refirió a la vertical de los soportes laterales, pues de esta manera, al no existir otro acortamiento inelástico, entre el punto de carga y los puntos de referencia, que la propia penetración del actuador, el trabajo medido por el área bajo la curva fuerza-desplazamiento durante un ciclo de carga-descarga, representará directamente la energía disipada por el aplastamiento del hormigón bajo el apoyo central.

Las probetas fueron sometidas a ciclos carga-descarga para distintos valores de la carga máxima, y durante los mismos se midieron la fuerza y la deformación inelástica bajo el apoyo central. Estas curvas fuerza-desplazamiento sirvieron para calcular el trabajo realizado, con lo que se obtuvo la curva de calibración del fenómeno, que relaciona carga máxima aplicada y el trabajo disipado.

Se programaron cuatro ciclos de carga-descarga, cuyos valores se indican en la figura 5. El control del ensayo se efectuó en carga. La velocidad en las rampas se ajustó para que correspondiese a la velocidad de carga real cuando se ejecutaron los ensayos de flexión.

La señal de carga se midió con una célula de 25 kN de carga máxima, que tiene una resolución de 1,25 N y su precisión es de 25 N. Esta señal fue acondicionada por la máquina de ensayos INSTRON 8501 y leída a través del sistema de adquisición automática de datos. La señal correspondiente al desplazamiento vertical del cabezal de carga, se midió con el mismo extensómetro que en los ensayos de flexión, y se

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

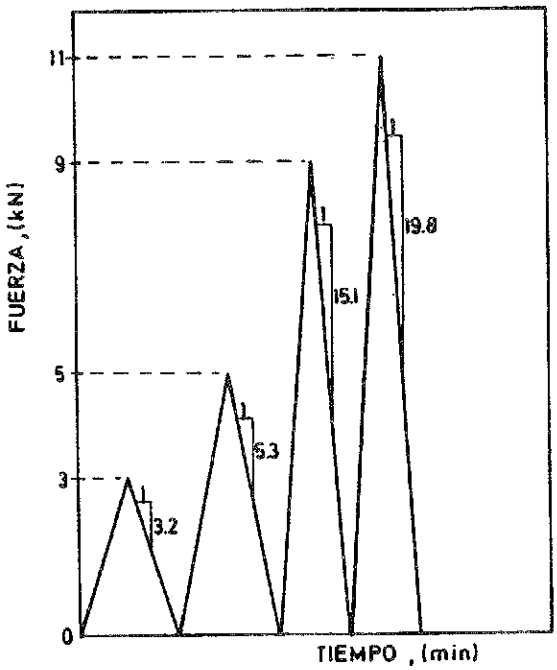


Fig. 5. Ciclos de carga para los ensayos de penetración.

acondicionó separadamente en un equipo Vishay, antes de proceder a su lectura.

La curva de calibración obtenida con estos ensayos se da en la figura 6.

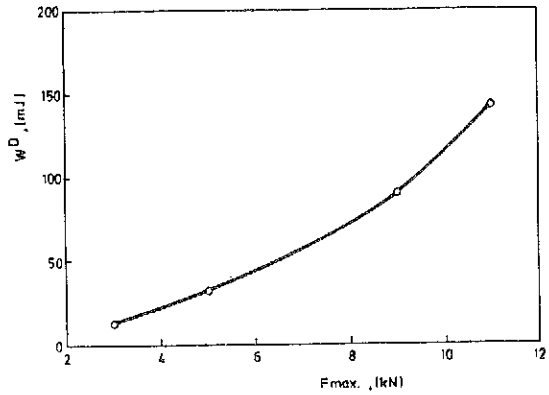


Fig. 6. Curva de calibración.

DESCRIPCION DE LOS ENSAYOS DE RODADURA

Los apoyos laterales son uno de los puntos más delicados en la ejecución de un ensayo de flexión. En ellos, no sólo aparecen fenómenos de aplastamiento, sino que además, al desplazarse la probeta durante el ensayo, se originan fuerzas horizontales de fricción.

La importancia de estas fuerzas horizontales depende en gran medida de la materialización del apoyo y podemos presumir que serán pequeñas si se usan rodillos móviles. Aún en este caso, siempre aparecerá en los apoyos laterales un proceso disipativo de penetración en rodadura que puede afectar a un mayor volumen de material que la penetración simple bajo el apoyo central. Por ello, resultará necesario calibrar este fenómeno de forma aparte de los ensayos de penetración y deberemos tener en cuenta la combinación de esfuerzos verticales y horizontales que se producen en el contacto.

Para evaluar el fenómeno de la disipación por rodadura hemos diseñado y construido un dispositivo de ensayo en dos ejes, con el que hemos aplicado las fuerzas horizontal y vertical y sus desplazamientos conjugados que actúan en los apoyos laterales durante un ensayo de flexión. Con estos datos se ha podido calcular por separado el trabajo de ambas fuerzas.

Al igual que para los ensayos de penetración, hemos utilizado en los ensayos de rodadura trozos de probetas previamente ensayadas a flexión.

El sistema de ensayo se representa en la figura 7. Tiene como base una máquina servohidráulica INSTRON modelo 1275. Mediante un actuador vertical se ejerce en la probeta una fuerza, en todo momento igual a la soportada por uno de los apoyos durante la ejecución de un ensayo de flexión. La fuerza se transmite a través de un sistema de rodamientos que garantiza su verticalidad, sin componente horizontal.

Gracias a un dispositivo de carga horizontal, se controla el desplazamiento lateral de la probeta de forma que corresponda al movimiento de dicho apoyo congruente con la fuerza vertical aplicada. Recordemos que en un ensayo de flexión en tres puntos, al cargar la probeta se producen desplazamientos de los apoyos laterales, que pueden estimarse, como se verá más adelante, gracias a la medida de la apertura de la boca de la entalla (CMOD). La fuerza horizontal se aplica en el plano de contacto rodillo-probeta, de forma que pueda equipararse a la ejercida por el rodillo sobre la probeta en el ensayo de flexión.

El equipo de apoyo ha estado formado por uno de los soportes laterales con los que se realizan los ensayos de flexión en tres puntos. La probeta apoyaba en el rodillo y estaba actuada en su plano de contacto. En la parte superior se colocó una placa de reparto para la carga vertical, sobre la que apoyamos una pista de rodadura y sobre ella un patín de rodillos INA RUSS 38206 que garantizó la no existencia de fuerzas horizontales significativas. Con este dispositivo hemos obtenido un valor de la fuerza de rozamiento en la transmisión inferior al 0,3% de la carga vertical aplicada.

El sistema de carga horizontal diseñado permite aplicar un esfuerzo horizontal de 10 kN, con una excentricidad máxima de 1,5 cm. Para

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

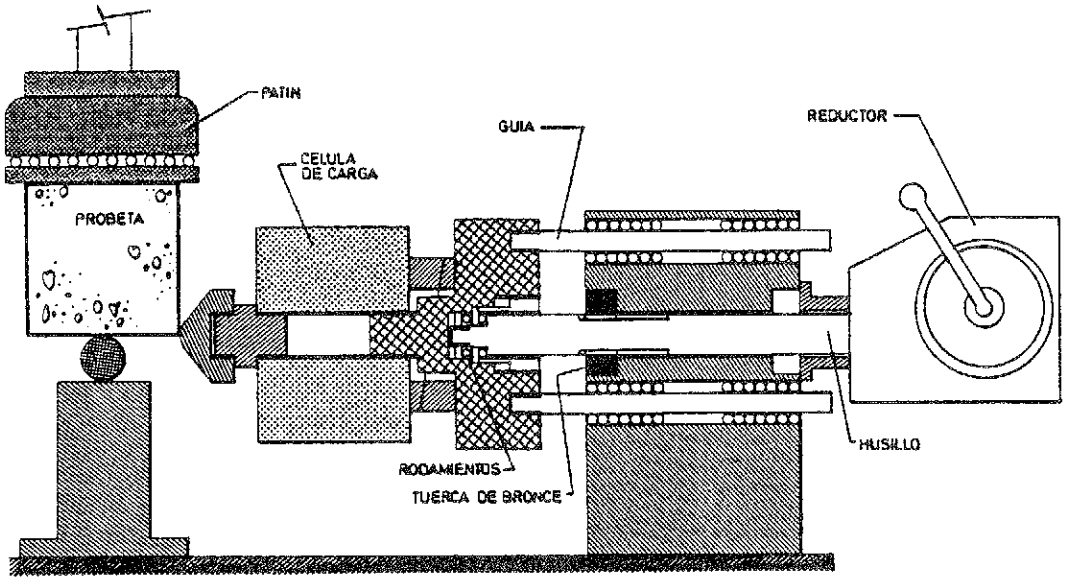


Fig. 7. Esquema general de los ensayos de rodadura.

estos valores el desplazamiento máximo y el giro del cabezal de carga no superan las 14 μm y 0,9 mrd. Está formado por un cabezal de acero que apoya sobre la célula de carga que mide la fuerza ejercida. La célula va roscada sobre un cilindro al que están unidos tres ejes INA W 20 que sirven de guía y un husillo axial que transmite la carga. En el interior de este cilindro se encuentra un dispositivo de rodamientos que recoge la caga aplicada por el husillo axial. Todo este conjunto está soportado por el bloque central donde se encuentran los casquillos de rodamientos en los que se apoyan los ejes de guía y la tuerca de bronce del husillo. Al final del dispositivo, un reductor permite accionar el husillo con un avance igual a 55 μm/vuelta.

Para la medida de la fuerza horizontal aplicada se ha utilizado una célula de carga de 5 kN que tiene una resolución de 0,25 N y una precisión de 5 N. Las cargas máximas alcanzadas han sido de 80 N. La fuerza vertical se midió con una célula de 25 kN de carga máxima y los valores de su precisión y resolución fueron de 25 y 1,25 N respectivamente. La carga vertical alcanzó valores máximos inferiores a 6 kN.

La medida del desplazamiento horizontal y vertical se ha realizado a ambos lados de la probeta. Los extensómetros fueron construidos en nuestro Departamento para una investigación anterior, y su recorrido es de 3,5 mm para los extensómetros de medida del desplazamiento horizontal y de 2 mm para los de medida del desplazamiento vertical, con una precisión mejor de 5 μm. En ambos casos, durante el ensayo no se registraron diferencias en la medida a los dos lados de la probeta superiores a 10 μm respecto del valor medio.

Las probetas para el ensayo de rodadura fueron cúbicas, de 100 mm de arista, y se obtuvieron mediante corte con sierra de diamante, por vía húmeda, de trozos de probetas ensayadas a flexión. Se tomó como cara de contacto con el rodillo de apoyo, una cara lateral que hubiese estado en contacto con el molde, para garantizar igual textura que la del apoyo en el ensayo de flexión.

Se han reproducido las fuerzas y movimientos de los apoyos, para varios tamaños de probetas de flexión ensayadas según el método RILEM. Para ello fue preciso obtener la curva promedio que representase la fuerza aplicada sobre el apoyo lateral frente al tiempo y también la correspondiente al desplazamiento del apoyo frente al tiempo. Para estimar esta última se consideró, en primera aproximación, el movimiento de sólido rígido de los dos trozos de la probeta de flexión (figura 8).

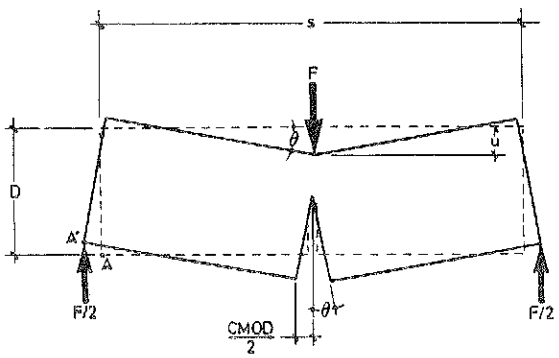


Fig. 8. Desplazamiento de la probeta.

Con esta hipótesis, el desplazamiento del apoyo se puede estimar como la componente horizontal del desplazamiento AA':

$$D \operatorname{sen} \theta - \frac{s}{2}(1-\cos\theta) = \frac{CMOD}{2} - \frac{s}{2}(1-\cos\theta)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

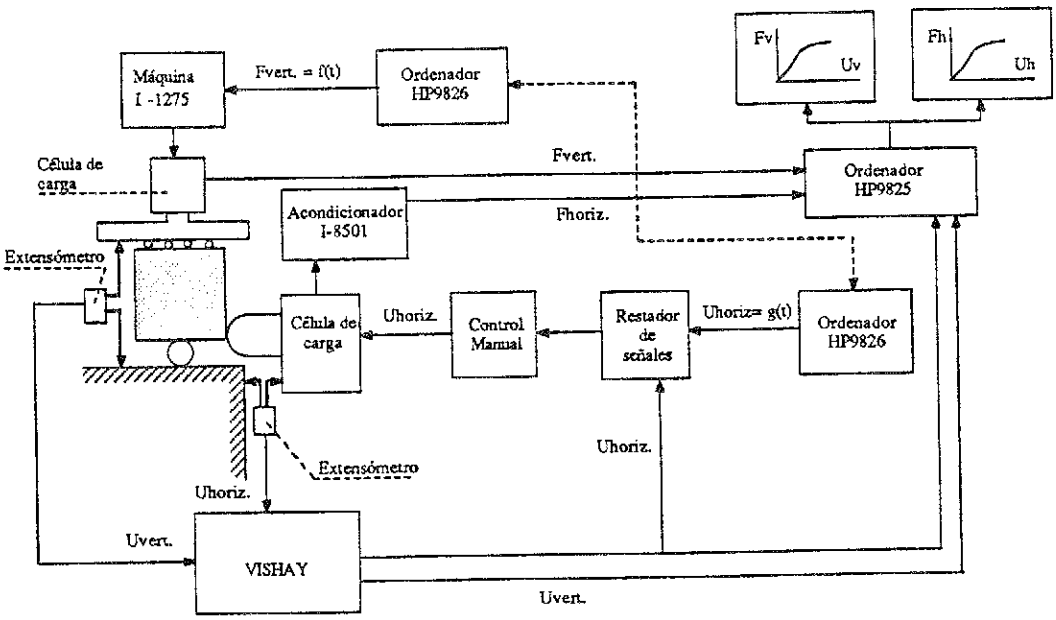


Fig. 9. Control de los ensayos de rodadura.

y puesto que θ será pequeño:

$$(AA')_{horiz.} \simeq \frac{CMOD}{2} - \frac{s}{2}\frac{\theta^2}{2} \simeq \frac{CMOD}{2}$$

A partir de las curvas fuerza —CMOD registrada en los ensayos de flexión, hemos calculado según la expresión anterior la relación entre la fuerza vertical ejercida y el desplazamiento del apoyo. Obsérvese que el efecto sobre el apoyo se obtiene sin más que dividir por la mitad, tanto la fuerza total como la apertura de la boca de la entalla (CMOD). Al ser conocida la solicitación de CMOD en el tiempo para los ensayos de flexión, hemos podido transformar esas curvas carga-desplazamiento del apoyo, en curvas carga-tiempo y desplazamiento-tiempo que han sido las utilizadas para ejecutar el ensayo de rodadura.

El esquema de control y registro se da en la figura 9. Mediante un ordenador HP9826 se programó y controló la fuerza vertical ejercida por la máquina de ensayos sobre la probeta, señal que fue acondicionada en la propia consola de la máquina y leida a través del sistema de adquisición automática de datos. La señal del desplazamiento vertical se acondicionó en un equipo VISHAY y se introdujo luego en el sistema de adquisición automática de datos.

El control en el eje horizontal se hizo en desplazamiento a través de un actuador manejado manualmente, con el que se intentó que la señal de salida del desplazamiento horizontal se ajustase a la curva de referencia, que estaba programada en otro ordenador HP9826. La señal de fuerza horizontal se acondicionó en el módulo de control de una máquina Instron 8501 y se introdujo en el sistema de adquisición automática de datos. Respecto de la señal de desplazamiento horizontal, el acondicionamiento tuvo lugar en el equipo VISHAY.

Resultados típicos de los registros fuerza-desplazamiento se dan en las figuras 10 y 11 para ambos ejes, el vertical y el horizontal. En la figura 12 se muestra la representación de la fuerza vertical frente a la horizontal, para uno de los ensayos. En ella se comprueba que la relación entre ambas fuerzas no superó el 1%, valor típico del coeficiente de rozamiento para un dispositivo de apoyo con rodillos.

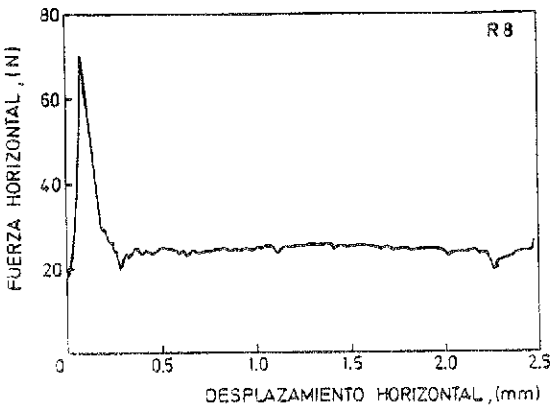


Fig. 10. Representación de la fuerza horizontal frente al desplazamiento horizontal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

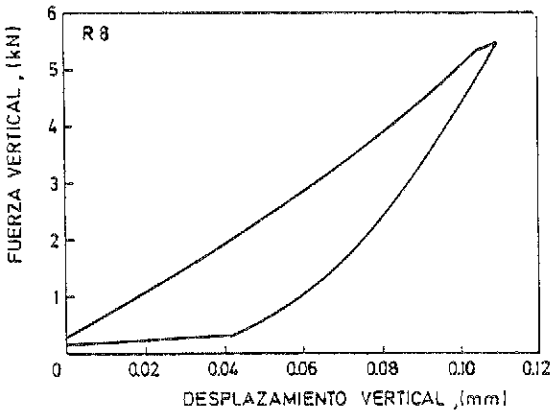


Fig. 11. Representación de la fuerza vertical frente al desplazamiento vertical.

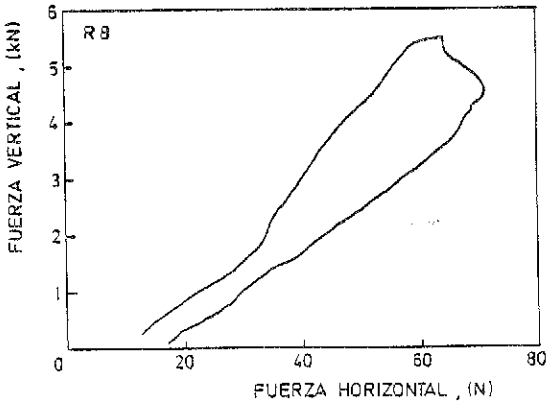


Fig. 12. Representación de la fuerza vertical frente a la fuerza horizontal.

DISCUSION

Con el fin de poner de manifiesto el efecto de la energía disipada por penetración bajo el apoyo central, se ha dibujado en la figura 13 el trabajo específico relativo disipado frente al tamaño de probeta. Para ello se ha hecho corresponder cada tamaño de probeta ensayada a flexión, caracterizado por su canto, con la carga máxima alcanzada en promedio con dicho tamaño durante los ensayos. A través de la curva de calibración se ha obtenido entonces una estimación del trabajo disipado en cada tamaño. El valor específico relativo del trabajo disipado, se ha calculado dividiendo el trabajo disipado por el área de ligamento inicial de la probeta, y por el valor promedio de la energía de fractura medida en los ensayos de flexión, que ha sido tomado como referencia (75 N/m).

Observando la figura vemos que la penetración en el apoyo central supone, en promedio, una oscilación del 10% en los valores G_f, con un efecto de tamaño global muy débil, pues aunque su variación intrínseca es del orden del 50%, su importancia se ve muy mermada por la pequeña contribución, en valores absolutos, a la energía aparente de fractura.

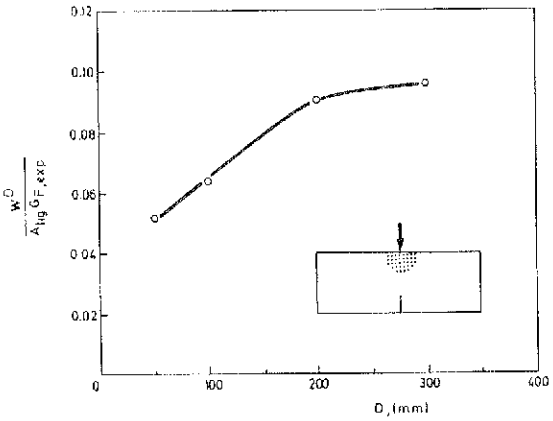


Fig. 13. Variación del trabajo específico disipado por penetración, con el tamaño.

Respecto del efecto de la rodadura en los apoyos laterales, en la figura 14 se reproduce el trabajo total disipado (vertical + horizontal) medido en los ensayos de rodadura para los dos rodillos laterales, frente al tamaño de la probeta. El trabajo se ha representado como trabajo específico relativo, al ser dividido por el área del ligamento inicial de la probeta y por el valor de referencia de la energía de fractura que hemos tomado igual a 75 N/m.

La curva dibujada en la figura 14, presenta una dependencia con el tamaño similar a la de los ensayos de penetración, que ronda el 50% de variación intrínseca entre los tamaños extremos. Su participación en la energía específica aparente de fractura es del orden de 15%.

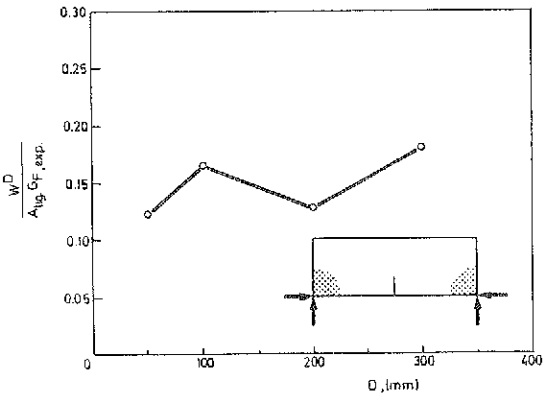


Fig. 14. Variación del trabajo específico disipado por rodadura, con el tamaño.

CONCLUSIONES

Como resultado de las investigaciones desarrolladas, podemos establecer las conclusiones siguientes:

1.—Ha sido desarrollada y aplicada una técnica específica de ensayos de penetración sobre probetas de hormigón, para evaluar la energía disipada bajo el apoyo central.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

2.—Se ha diseñado, construido y puesto a punto un sistema de ensayo en dos ejes, con el que se han reproducido por vez primera las condiciones de carga y movimiento de los apoyos laterales durante la realización de un ensayo RILEM de flexión en tres puntos. Con este equipo se ha medido, de forma independiente, la disipación, antes desconocida, que tiene lugar en los apoyos laterales y que es originada por esfuerzos verticales y horizontales.

3.—Hemos encontrado que no es significativo el efecto de tamaño en la energía de fractura producido por no descontar el trabajo disipado, en la penetración del apoyo central. Sin embargo, este fenómeno provocará un error apreciable en la estimación de la energía de fractura, cuyo valor medio para los ensayos de flexión considerados ha sido del 10% del valor aparente de la energía de fractura.

4.—El valor del trabajo disipado por rodadura en los apoyos laterales es significativo y ronda el 15% de la energía aparente de fractura. Pese a ello, hemos encontrado que el efecto de tamaño inducido por este fenómeno es reducido, de igual manera que ocurre en la penetración bajo el apoyo central.

5.—La consideración de la disipación bajo los apoyos no es suficiente para justificar el efecto de tamaño que aparece al evaluar experimentalmente la energía de fractura del hormigón. Pero no tener en cuenta este factor conduce a errores importantes en la estimación del valor de G_F, que en el caso de los ensayos de la serie FT3 que fueron cuidadosamente realizados en nuestro Departamento, puede llegar a ser del 20%.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento a la CICYT por la ayuda económica prestada para realizar este trabajo, a través de los proyectos de investigación PA85-0092 y PB86-0494.

REFERENCIAS

ELICES, M., (1985) Fractura del hormigón: Métodos de Cálculo Numérico. Informes de la construcción, 37, No. 372.

ELICES, M.; LLORCA, J. e INGRAFFEA, A.R. (1985) Fractura del hormigón en régimen elástico y lineal. Un ejemplo: La presa de Fontana. Informes de la construcción, 37, No. 372.

HILLERBORG, A. (1985) The theoretical basis of a method to determine the fracture energy G_F of concrete. Materials and Structures, 18, No. 106, pp. 291-296.

PETERSSON, P.E. (1981) Crack growth and development of fracture zone in plain concrete and similar materials. Div. of Building Mat., Lund Inst. of Technology, Report TVBM-1006.

PLANAS, J. y ELICES, M. (1985a) Fractura del hormigón en régimen no lineal. Intentos para medir la energía de fractura G_F. Informes de la construcción, 37, No. 372.

PLANAS, J. y ELICES, M. (1985b) Fractura de hormigones. Anales de Mecánica de Fractura, 2.

PLANAS, J. y ELICES, M. (1986) Towards a measure of G_F; an analysis of experimental results. En "Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete" (F.H. Wittman Ed.), Elsevier, Amsterdam, pp. 381-390.

PLANAS, J. y ELICES, M. (1988) Conceptual and experimental problems in the determination of the fracture energy of concrete. Int. Workshop on Fracture Toughness and Fracture Energy - Test methods for Concrete and Rock -, Sendai.

RILEM-Draft-Recommendation (50-FMC) (1985) Determination of Fracture Energy of Mortar and Concrete by Means of Three-Point Bent test on Notched Beams. Materials and Structures, 18, pp 285-290.

RESUMEN

El presente artículo analiza el método RILEM de medida de la energía de fractura del hormigón, y establece la influencia que tienen los fenómenos disipativos actuantes en los apoyos durante el ensayo, sobre el resultado final del valor de la energía de fractura. Con el fin de calibrar estos efectos se han desarrollado nuevas técnicas experimentales que son descritas en el artículo, así como los resultados más importantes con ellas obtenidos. Como conclusión se demuestra que, de no tenerse en cuenta, el trabajo disipado bajo los apoyos puede producir un error significativo en el valor estimado de la energía de fractura del hormigón, que además crecerá conforme aumente el tamaño de probeta ensayada.

SUMMARY

Actual experimental arrangements may differ appreciably from the ideal design and these are always a limit to the accuracy of the measurements. Here we consider a main source of experimental error; the energy dissipation at the supports, when using the RILEM test for G_F measurement.

Friction at the supports is an important source of experimental error. Friction coefficients must be kept below 0.02-0.04 for friction to be negligible within 1 percent accuracy. Good rolling supports are needed to achieve these low frictional levels.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Comportamiento en servicio de estructuras de hormigón pretensado. Modelo teórico y contrastación experimental

Hugo Corres Peiretti
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Alejandro Pérez Caldentey
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Departamento de Mecánica de Medios Continuos
y Teoría de Estructuras.
E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos.
Universidad Politécnica de Madrid

1. INTRODUCCION

El comportamiento en servicio de estructuras de hormigón pretensado está fuertemente condicionado por los efectos reológicos, característicos del hormigón, y la reelajación de las armaduras activas.

Las pérdidas diferidas, consecuencia directa de estos fenómenos, se evalúan, generalmente, utilizando procedimientos simplificados, más o menos precisos, propuestos en las distintas normas.

Las deformaciones y evolución de esfuerzos en el tiempo, tanto a nivel de sección como de estructura, deben ser evaluadas con precisión, para el estudio de algunos problemas singulares –puentes construidos por voladizos sucesivos, puentes construidos por etapas, puentes atirantados, etc.– . Este tipo de problema no se puede estudiar, normalmente, de forma simplificada y requiere la utilización de modelos más completos que permitan la representación adecuada de los distintos fenómenos que intervienen.

Existen en la bibliografía distintas propuestas para el análisis de estructuras pretensadas en clases I y II [1], [2], [3], [4], [5] o que incluyen la fisuración [6] y estados avanzados de carga [7], [8], [9].

En este trabajo se describe un modelo que permite el análisis del comportamiento en el tiempo de estructuras evolutivas pretensadas, no fisuradas, para cargas de servicio. Se presenta asimismo una contrastación con distintos resultados experimentales. Se hace hincapié en las dificultades que entraña la aplicación de un modelo general, debido a la cantidad de datos que requiere. Finalmente, y a partir de los resultados obtenidos, se destaca el valor del modelo como instrumento de cálculo, una vez asumidas sus limitaciones.

2. METODO GENERAL PROPUESTO

2.1. Ecuaciones constitutivas del hormigón

Comportamiento instantáneo

El comportamiento instantáneo del hormigón se considera elástico lineal, caracterizado por el módulo de deformación longitudinal. Tal como se ha indicado, se supone que el hormigón trabaja siempre en condiciones no fisuradas. El modelo admite distintas formulaciones para representar la evolución del módulo de deformación longitudinal con el tiempo.

Comportamiento diferido

Para el estudio del tipo de problemas que se propone este modelo, parece suficiente representar los fenómenos de fluencia y retracción utilizando la formulación clásica.

De esta forma, la deformación de una fibra puede expresarse:

$$\epsilon(t, t_0) = \sigma_0(t_0)\,\Phi(t, t_0) + \int_{\sigma_c(t_0)}^{\sigma_c(t)} \Phi(t, t')\, d\sigma_c(t') + \epsilon_s(t, t_0) \qquad (1)$$

donde:

- t : tiempo para el cual se evalúa la deformación.
- t_0, t' : edad de puesta en carga.
- $\epsilon(t, t_0)$: deformación total en el intervalo t, t_0
- Φ : función de fluencia.
- $\sigma_c(t_0)$: tensión inicial aplicada en t_0.
- $d\sigma_c(t')$: incremento diferencial de tensión aplicada en t'.
- $\epsilon_s(t, t_0)$: deformación de retracción en el intervalo t, t_0.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

En esta expresión, el primer término representa la deformación instantánea y diferida debida a la tensión inicial; el segundo sumando representa la deformación instantánea y diferida de las distintas variaciones de tensión que se producen a lo largo del tiempo y, finalmente, el último término representa la deformación de retracción.

El modelo permite la utilización de distintas propuestas para ϵ_s y Φ. [11], [12].

El problema fundamental de esta ecuación es la integración del segundo sumando, y para ello pueden utilizarse diferentes procedimientos [12].

En este modelo se ha utilizado el método general que propone sustituir la ley de variación de la tensión con el tiempo, por una ley escalonada:

$$\int_{\sigma_c(t_0)}^{\sigma_c(t)} \Phi(t, t')\, d\sigma_c(t') =$$

$$= \sum_{t'=t_0}^{t} \Phi(t, t') \cdot \Delta\sigma_c(t') \qquad (2)$$

La precisión del método depende de los intervalos en los que se ha discretizado el tiempo.

En este sentido, en la referencia [12] se indican criterios de discretización del tiempo, con objeto de minimizar los errores debidos a esta causa:

$$(t_k - t_0) = 10^{1/m}\,(t_{k-1}, t_0) \qquad (3)$$

donde:

t_k : representa un tiempo genérico.
t_0 : es el instante inicial de puesta en carga.
m : parámetro.

Este criterio define intervalos de tiempo de valor constante, en escala logarítmica. Para su cuantificación es necesario prefijar el valor de m y el valor del primer intervalo. En la referencia [12] se propone $m = 16$ y $(t_1 - t_0) = 0{,}1$ días.

2.2. Ecuaciones constitutivas del acero

Comportamiento instantáneo

Con respecto al acero, tanto el de la armadura activa como el de la pasiva, puede considerarse un comportamiento elástico lineal para los estados de carga que se estudian, tanto en tracción como en compresión, ya que en este rango de cargas las tensiones no superan el límite de proporcionalidad.

Relajación

La relajación de las armaduras activas en elementos de hormigón pretensado, se produce a longitud variable debido a la interacción que presentan la fluencia y retracción del hormigón y la propia relajación del acero.

Existen en la bibliografía dos tipos de propuestas para la estimación de este problema. Por una parte, es posible representar el fenómeno de relajación a longitud variable, si se procede de forma incremental y se dispone, a partir de algunos resultados experimentales, de una formulación que exprese la relajación a longitud constante para diferentes tensiones iniciales [13], así como un criterio para la evaluación de la relajación a longitud variable ([14], [15], [16]).

Por otra parte, existen formulaciones simplificadas que utilizan valores de relajación a tiempo infinito, menores que las que se obtienen a partir de los ensayos a longitud constante, con objeto de tener en cuenta el efecto de variación de longitud. En esta línea se encuentran las propuestas de diferentes normas y algunos trabajos recientes.

Para la representación adecuada de la relajación de la armadura activa, el modelo general utiliza el procedimiento propuesto en las referencias [15] y [16], que se explica esquemáticamente en la figura 1.

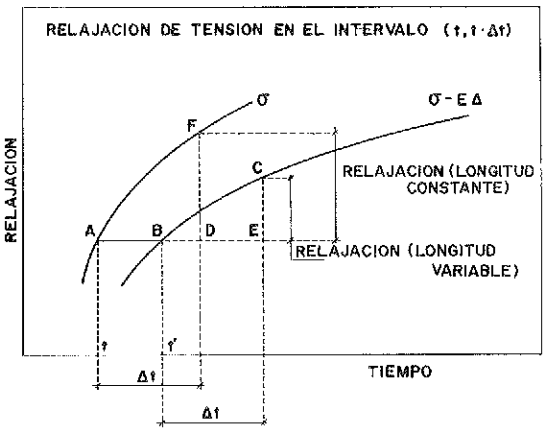


Fig. 1.

2.3. Ecuaciones constitutivas de adherencia entre el hormigón y el acero

Para el estudio de las condiciones en servicio, resulta suficientemente aproximado aceptar un comportamiento de adherencia perfecta entre el hormigón y el acero.

2.4. Análisis a nivel sección. Definición del estado de deformación de la sección

Adoptadas las ecuaciones constitutivas adecuadas para representar el fenómeno que se quiere describir, la determinación del plano de deformaciones se realiza a partir de ecuaciones de equilibrio y compatibilidad.

Se acepta la hipótesis, generalmente válida, de que las secciones se mantienen planas después de producida la deformación, lo que permite establecer la condición de compatibilidad.

Las deformaciones en cualquier fibra de la

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

sección, pueden expresarse como una función lineal de la deformación axil de una fibra cualquiera, y de la curvatura (Figura 2).

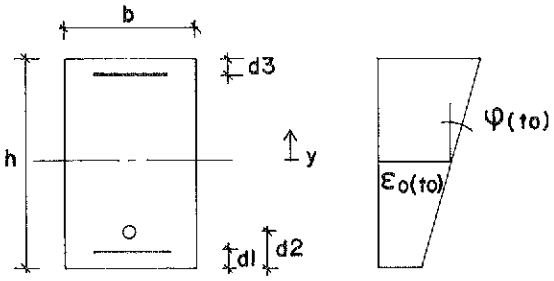


Fig. 2. Estado de deformación.

En el instante t_0, inicial, la deformación en una fibra cualquiera puede expresarse como:

$$\epsilon(y) = \epsilon_0(t_0) + \chi_0(t_0) \cdot y \qquad (4)$$

Para los instantes siguientes, la evolución de las deformaciones puede expresarse de forma incremental:

$$\Delta\epsilon(y) = \Delta\epsilon_0(t_0) + \Delta\chi_0(t) \cdot y \qquad (5)$$

Las ecuaciones de equilibrio pueden escribirse, en el instante inicial:

$$N = \int_A \sigma \, dA \qquad (6)$$

$$M = \int_A \sigma \cdot y \, dA \qquad (7)$$

y para los instantes siguientes:

$$\Delta N = \int_A \Delta\sigma \, dA \qquad (8)$$

$$\Delta M = \int_A \Delta\sigma \cdot y \, dA \qquad (9)$$

Las variaciones del axil y momentos a lo largo del tiempo, pueden ser debidas a incrementos de carga que representen la historia de cargas real de la estructura.

Debido al efecto de la fluencia y retracción del hormigón y relajación de las armaduras activas, se producen variaciones de tensión en los distintos materiales, que deben ser auto equilibradas ($\Delta N = 0$ y $\Delta M = 0$) ya que no existe variación de cargas exteriores. Deben plantearse ecuaciones de equilibrio para estados autoequilibrados de tensión en los distintos tiempos en los que se ha discretizado el fenómeno, con objeto de evaluar la redistribución de tensiones entre los distintos materiales de la sección.

2.5. Análisis a nivel de estructura

Para el análisis a nivel estructural se ha utilizado un programa matricial estándar, que permite el tratamiento de deformaciones axiles y curvaturas impuestas en barras.

Se analizan tantas estructuras como etapas se consideren en la discretización del periodo de tiempo que se va a estudiar.

En cada etapa, puede considerarse la existencia de nuevas cargas exteriores, así como, la evolución de la estructura (a la que se le añaden nuevas barras) o de las distintas secciones.

Para facilitar la utilización del modelo se ha preparado un preprocesador que permite definir, en cada etapa de cálculo, las condiciones de deformaciones impuestas en barras, debidas a los efectos diferidos producidos, en cada sección, en el intervalo considerado.

Asimismo, y debido a que las propiedades geométricas de la sección varían en el tiempo (bien porque la sección evoluciona transversalmente, o por la variación de las características de los materiales) se ha preparado un postprocesador que permite sumar los resultados de las distintas etapas.

2.6. Consideraciones relativas a los datos utilizados por el modelo propuesto

Tal como se ha expuesto en los apartados anteriores, el modelo propuesto requiere la definición de unos datos para la descripción del comportamiento instantáneo y diferido de los materiales que componen la estructura.

En relación con el hormigón se requiere:

- Evolución del módulo de deformación longitudinal con el tiempo.

  Este parámetro tiene una gran influencia en los resultados y generalmente se define como una función de la resistencia a compresión del hormigón a distintas edades.

- Coeficiente de fluencia.
- Deformación de retracción.

  En relación con los aceros se requiere:

- Módulo de Young de los distintos aceros utilizados.
- Parámetros m y P para la caracterización de la relajación del acero utilizado [13]. Estos valores pueden determinarse a partir de un ensayo de tracción simple o ensayos de relajación a longitud constante.

El modelo expuesto permite emplear distintas funciones para la descripción de los aspectos enumerados. El programa de ordenador que se ha desarrollado para la implementación del modelo, permite la utilización de distintas expresiones para la definición de la evolución del módulo de deformación longitudinal de hormigón con la edad y las propuestas del CEB [10] y ACI [11] para el cálculo

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

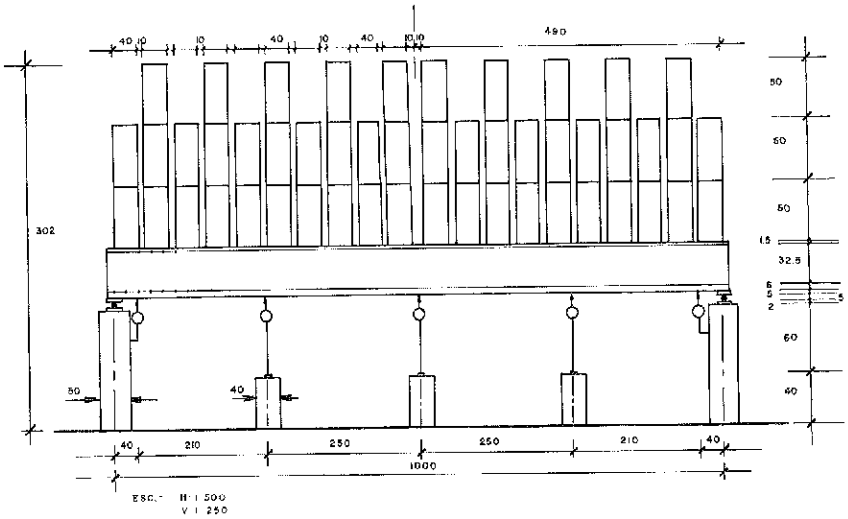


Fig. 3.

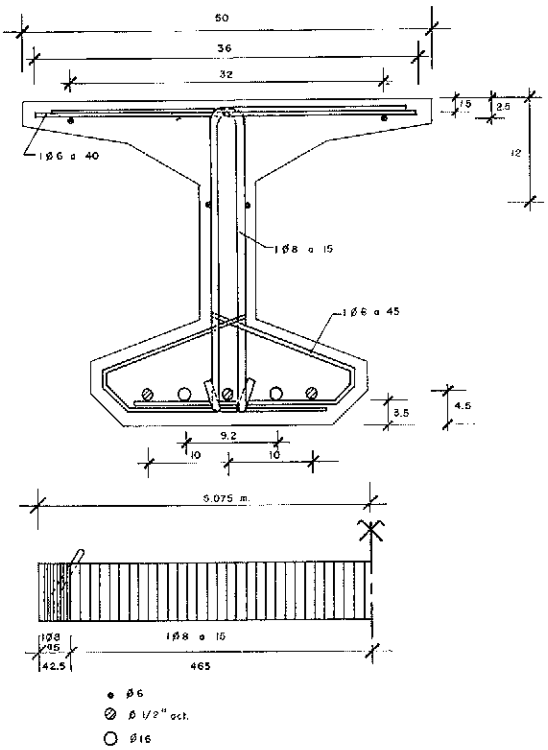


Fig. 4.

del coeficiente de fluencia y deformación de retracción.

En cualquier caso, y tal como se puntualiza en el apartado siguiente, conviene tener especialmente presente la gran sensibilidad del modelo a los datos utilizados, así como la falta de consenso, particularmente en lo que se refiere a los datos relativos al hormigón.

3. CONTRASTACION EXPERIMENTAL

En este apartado se describen resultados experimentales y se comparan con los resultados teóricos obtenidos con el modelo propuesto. Para cada ensayo, se pasa revista a las principales variables que influyen en el comportamiento diferido de las estructuras, comparando los datos disponibles con los adoptados por el modelo. En aquellos casos en que se carece de datos, se indican los criterios seguidos en la elección de los mismos.

3.1. Ensayos Corres-Rodríguez [18], [19]

3.1.1. Descripción de la experimentación

En la E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, se ensayaron, durante el período 1986-1989, cuatro vigas pretensadas, simplemente apoyadas, con el objeto de estudiar su comportamiento en servicio a lo largo del tiempo. En la figura 3 se muestra el esquema general de los ensayos y en la figura 4 la sección transversal de las vigas ensayadas.

Las vigas se diferencian unas de otras por la cuantía de armadura pasiva (las vigas 1 y 2 no llevan armadura pasiva) y por las cargas a las que fueron sometidas. Las tablas 1 y 2 resumen estas características.

Las vigas V1 y V2 fueron dimensionadas en clase I y las vigas V3 y V4 en clase II. Para cada viga se utilizó una carga permanente diferente, con objeto de estudiar la influencia de esta variable.

Tabla 1

Viga	Armadura Pasiva	Armadura Activa
V1	–	3 Φ 1/2"
V2	–	3 Φ 1/2"
V3	2 Φ 16	3 Φ 1/2"
V4	2 Φ 16	3 Φ 1/2"

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Tabla 2

Viga	qper	qs	qper/qs
V1	371	738	0,50
V2	565	750	0,75
V3	557	924	0,60
V4	758	941	0,81

Desde el momento del destesado en la planta de prefabricación, y durante un periodo de 3 años, se midió la evolución de las deformaciones medias a lo largo de las distintas vigas, en una fibra superior y otra inferior de la sección transversal, y las flechas en el centro de la luz, cuartos de vano y extremos.

La experimentación se completó con diferentes ensayos del hormigón usado: evolución de resistencias de compresión, de tracción y módulo de deformación longitudinal con el tiempo, fluencia y retracción.

Se incluyen, asimismo, resultados de caracterización de los distintos aceros utilizados. Respecto al acero de pretensado se han realizado ensayos de relajación a longitud constante, para distintas tensiones iniciales.

3.1.2. Comparación datos experimentales/datos modelo

Evolución del módulo de deformación longitudinal

En esta experimentación existen resultados relativos a este problema y para el modelo se ha utilizado una función, ec (10), ajustada por mínimos cuadrados. En la tabla 3 se muestran los valores experimentales y los obtenidos aplicando la función utilizada en el modelo

$$Ec = Ec\ 28 \cdot [2{,}5 \cdot t/(t+42)]^{0{,}1} \qquad (10)$$

Como se ve, la ec. (10) difiere considerablemente de la propuesta por la EH y EP, al menos para el hormigón de las vigas ensayadas.

Tabla 3

t (días)	E (t) Exp (kg/cm²)	E (t) Fórmula Modelo (kg/cm²)
5	271073,0	267953,4
19	299978,0	298342,0
28	205899,0	305899,0
118	335395,0	325198,3
366	326425,0	331630,3
757	334148,0	333447,1

Fluencia y retracción

En las figuras 5 y 6 se presentan los valores del coeficiente de fluencia y de la deformación por retracción, medidos durante la experimentación, y los teóricos obtenidos utilizando el modelo del ACI [11] y CEB [10]. A la vista de los resultados obtenidos se ha utilizado en el modelo la propuesta del ACI para la evaluación de estos parámetros.

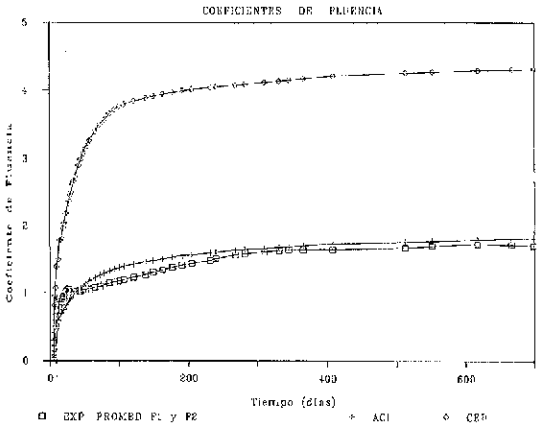


Fig. 5.

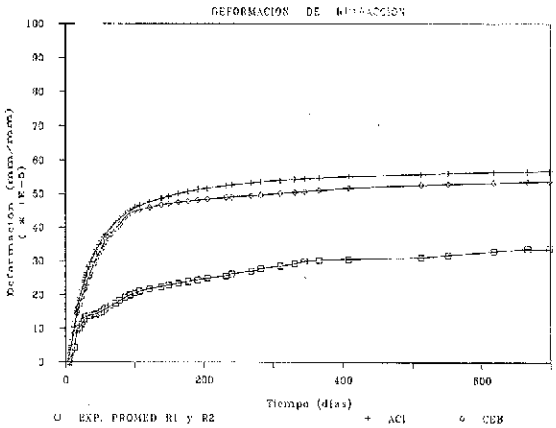


Fig. 6.

Relajación del acero activo

La deducción de los parámetros P y m del modelo de relajación, no es fácil debido al carácter exponencial de la fórmula adoptada, lo cual lleva a que pequeñas variaciones de los parámetros se puedan traducir en variaciones apreciables de la relajación teórica. Sin embargo, en este caso, gracias a la abundancia de datos experimentales, se ha podido comprobar que con los parámetros obtenidos por mínimos cuadrados se reproducen con suficiente precisión los resultados experimentales.

3.1.2. Discusión de los resultados

Las figuras 7, 8, 9 y 10 representan la evolución de la curvatura en el centro de vano de las vigas ensayadas. El efecto de retención de la fluen-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

cia que ejerce la armadura pasiva, se observa en el período que transcurre desde el tesado a la aplicación de la carga permanente, durante el cual todas las vigas están sometidas a los mismos esfuerzos. Las vigas 1 y 2, sin armadura pasiva, desarrollan en este intervalo deformaciones por fluencia más de dos veces superiores a las que presentan las vigas 3 y 4.

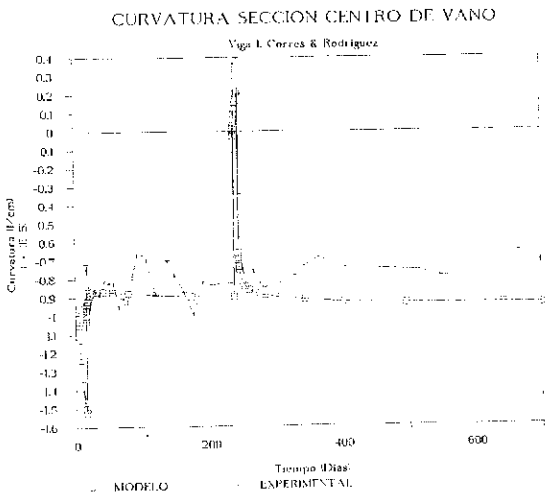


Fig. 7.

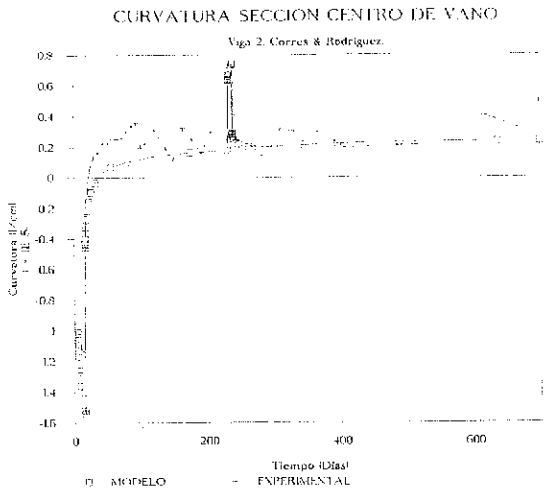


Fig. 8.

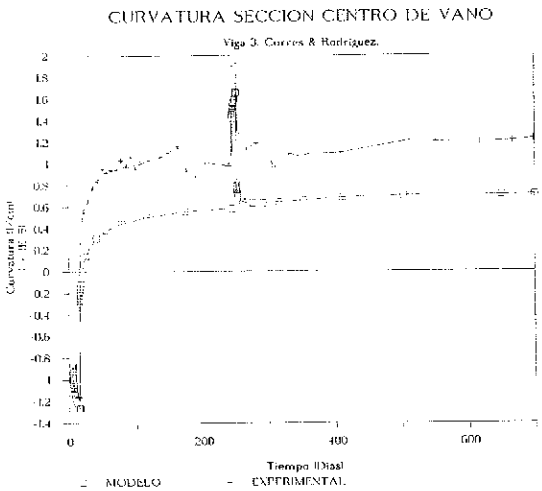


Fig. 9.

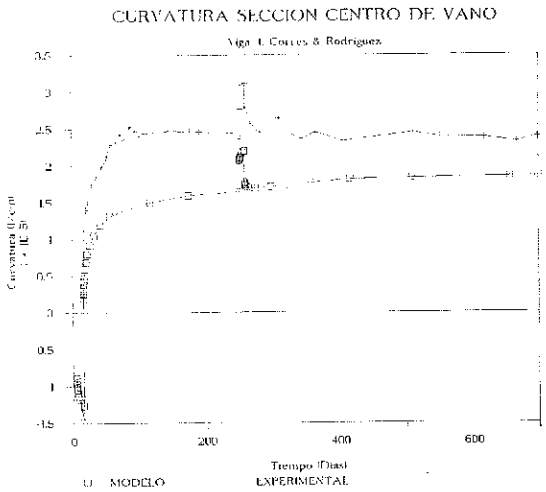


Fig. 10.

El ajuste proporcionado por el modelo es bueno para las vigas 1 y 2 pero empeora a medida que aumenta la carga impuesta; y en las vigas 3 y 4 la fluencia experimental que se produce tras la aplicación de la carga permanente es sensiblemente mayor que la teórica. Este hecho podría estar relacionado con la aparición de tensiones de tracción, sin que éstas se aproximen a la tensión de fisuración. En efecto, el modelo no distingue entre fluencia en compresión y fluencia en tracción.

3.2. Ensayos de V. Jagannadha Rao y W. Dilger [20]

3.2.1. Descripción del ensayo

Estos ensayos presentan 3 series de 2 vigas simplemente apoyadas, de sección compuesta y con distintas cuantías de armadura pasiva. Se hormigona primero el alma de las vigas y se tesa a los 7 días. A los 41 días se hormigona sobre cimbra el ala y se descimbra a los 48. Finalmente, a los 53 días se aplica una sobrecarga de 25,8 kN a una de las vigas de cada juego. En la figura 11 se muestra el esquema general del ensayo y en la figura 12 las características de la sección transversal de las vigas ensayadas.

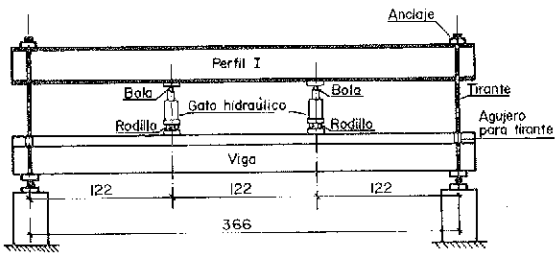


Fig. 11.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

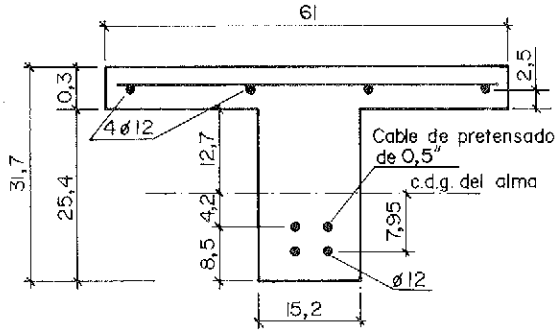


Fig. 12.

Las principales variables estudiadas son, por tanto, la cuantía de armadura pasiva y la influencia de la retracción y fluencia diferenciales derivadas del carácter compuesto de la sección.

3.2.2. Comparación datos experimentales/datos modelo

Evolución del módulo de deformación longitudinal del hormigón

En la experimentación sólo se incluye el valor del módulo de deformación longitudinal del hormigón a 28 días.

A falta de más datos, el modelo utiliza la propuesta de la ec. (10).

Fluencia y Retracción

La experimentación incluye valores del coeficiente de fluencia y deformación de retracción a 2.000 días, obtenidos en condiciones de temperatura y humedad controlada (Tabla 4). Utilizando estos valores como coeficiente de fluencia y deformación de retracción a tiempo infinito, se han empleado en el cálculo los modelos de fluencia y retracción propuestos por el ACI [11].

Tabla 4

Retracción EpsrInf (1e-6)		Fluencia Cf	
Alma	**Ala**	**Alma**	**Ala**
685	730	2,18	2,48

Relajación

Los resultados experimentales disponibles (relajación intrínseca a tiempo inifnito, para una tensión del 70% de la de rotura) no son suficientes para la evaluación de los parámetros P y m utilizados por el modelo. Por ello, se han tomado estos valores de forma que sean compatibles con el dato disponible, reconociendo que esta indeterminación da un grado de libertad que posibilita, dentro de la importancia del fenómeno de relajación (9% a tiempo inifnito), el ajuste de los resultados teóricos.

3.2.3. Discusión de los resultados

En las figuras 13, 14, 15 y 16 se representa la variación, en función del tiempo, de la curvatura y la deformación axil en el centro de gravedad del alma de la viga. Nuevamente se observa la disminución de la fluencia por la presencia de armadura pasiva (la deformación diferida del alma es muy inferior en las vigas B5 y B6), pero quizás el aspecto más interesante de estos ensayos es que ponen de manifiesto la importancia de la retracción diferencial entre la losa hormigonada a los 41 días y el alma. Este efecto introduce, progresivamente, una curvatura positiva en la viga, que contrarresta completamente el efecto inicial de la fluencia.

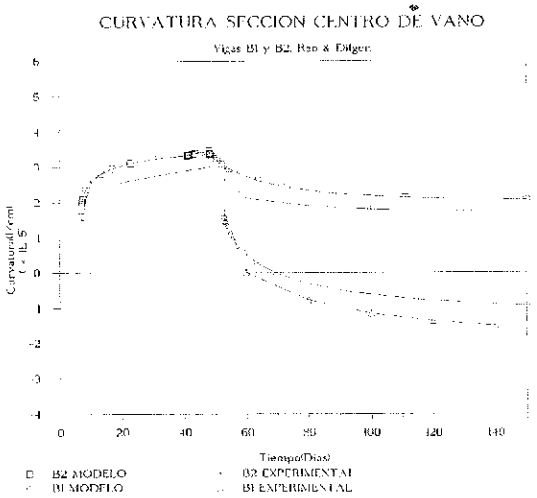


Fig. 13.

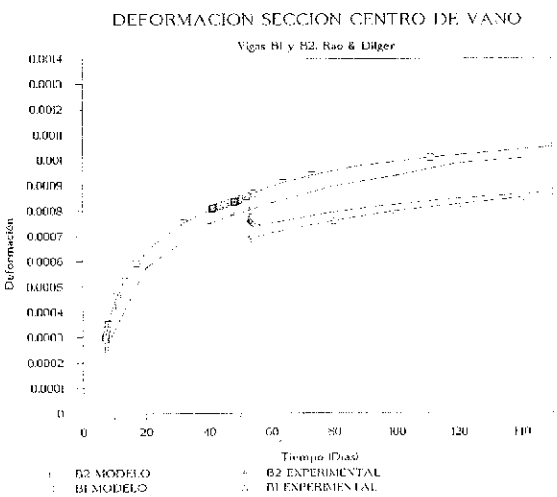


Fig. 14.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

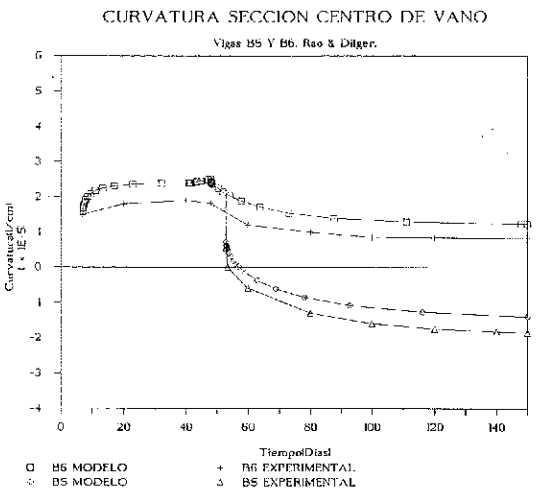


Fig. 15.

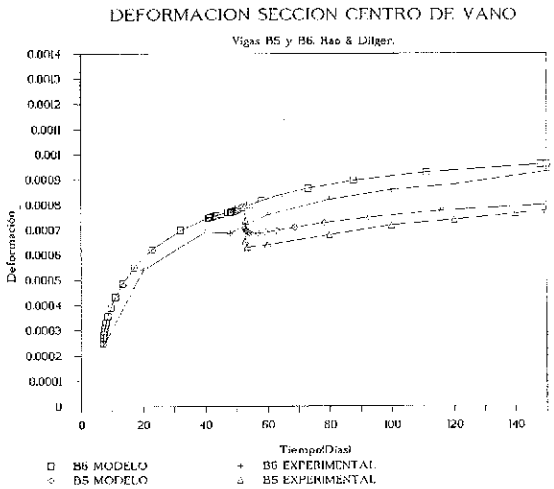


Fig. 16.

Como se observa en las figuras, el modelo proporciona resultados que de forma cualitativa reflejan muy bien el fenómeno y que se ajustan razonablemente bien a los valores numéricos experimentales.

3.3. Ensayo de Zen-Tao Nung [20]

3.3.1. Descripción del ensayo

En el Laboratorio del SES, en Saint-Rémy-lés-Chevreuses, se llevó a cabo un ensayo hiperestático, de 9 años de duración, consistente en una viga pretensada, de 2 vanos de 13 metros de luz cada uno. La sección de la viga es rectangular, de 70 cm de canto por 40 cm de ancho, y el trazado de pretensado es parabólico. El tesado tiene lugar a los 3 días y la viga queda sometida a una carga total de 21 kN/m, incluyendo peso propio y sobrecarga. A los 182 días se provoca un descenso del apoyo central, de 3 cm.

Se midieron las deformaciones de varias fibras a lo largo de la viga. Además, se llevó a cabo un amplio plan de ensayos complementarios, incluyendo probetas de fluencia y retracción, medida del módulo de deformación longitudinal sobre probetas y sobre la propia viga y medida de la temperatura y humedad ambiente. La figura 17 muestra el esquema general del ensayo.

3.3.2. Comparación datos experimentales/datos modelo

Evolución del módulo de deformación longitudinal del hormigón

En base a la experimentación, Zen-Tao Nung propone una ley de variación del módulo de deformación longitudinal, ec. (11), que ha sido empleada en el modelo:

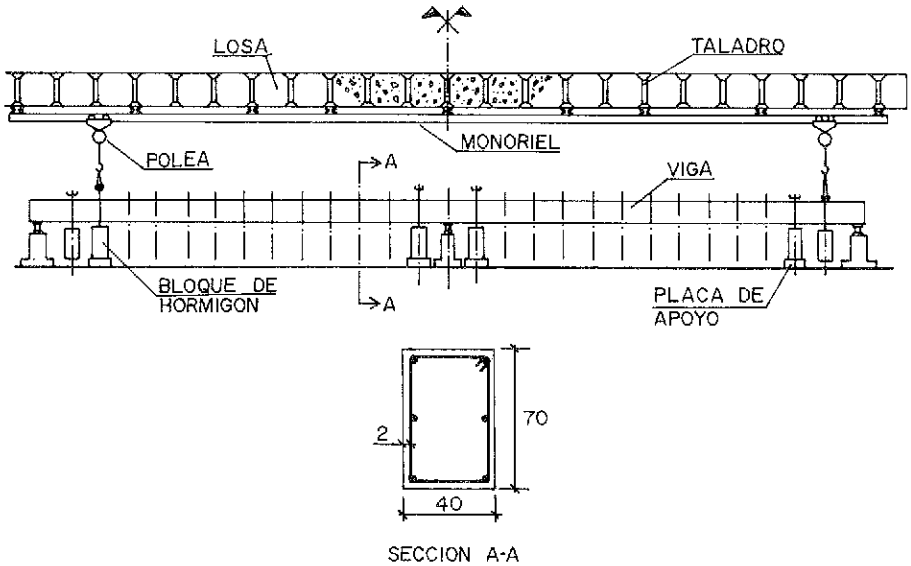


Fig. 17.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

$$E_c = 1710 \text{ Ln } (t) + 24120 \text{ [MPa]}, \quad \text{para } 1 < t < 320 \text{ días}$$
$$E_c = 34000 \text{ [MPa]}, \text{ para } t > 320 \text{ días} \qquad (11)$$

Fluencia y retracción

La experimentación incluye resultados experimentales de coeficiente de fluencia y deformación por retracción. Para el cálculo teórico se ha utilizado el modelo propuesto por el ACI [10]. En las tablas 5 y 6 se muestran los valores calculados según esta propuesta y los experimentales.

Tabla 5

Tiempo	Cf ExpCor	Cf Mod
2	0,31	0,22
3	0,41	0,26
5	0,51	0,30
30	0,77	0,68
45	1,02	0,78
116	1,15	1,02
180	1,38	1,10

Tabla 6

Tiempo	EpsrCor (10E-6)	Epsr Mod (10E-6)
7	43	30
14	71	85
28	121	150
118	265	274
200	320	300

Relajación

En este caso no se dispone de ningún dato sobre la relajación del acero. Por ello, se han tomado valores de P y m que corresponden a aceros superestabilizados del mercado español.

Apoyos de neopreno

La viga ensayada se apoya sobre neoprenos, cuyas dimensiones en planta sólo se conocen de forma aproximada. La altura de los neoprenos es de 5 mm. Se ha supuesto que este dato se refiere a la altura neta de los mismos. Además, se tomó un módulo de deformación transversal de 100 t/m^2. Con estos datos, que tienden a subestimar la rigidez del neopreno, se obtiene una coacción al desplazamiento longitudinal de 1.290 t/m.

3.3.3. Discusión de resultados

La comparación se establece representando, para las edades de 3, 18 y 182 días, los planos de deformación que adoptan las secciones de centro de vano y apoyo. Como muestran las figuras 18 y 19, la hipótesis de Navier se cumple de forma muy aproximada. Los resultados teóricos son algo superiores a los experimentales en lo que se refiere a la deformación axil de la sección, mientras que la curvatura se ajusta mejor, particularmente en la sección de apoyo. Ello podría deberse a una subestimación del valor de la coacción debida a la presencia de los neoprenos.

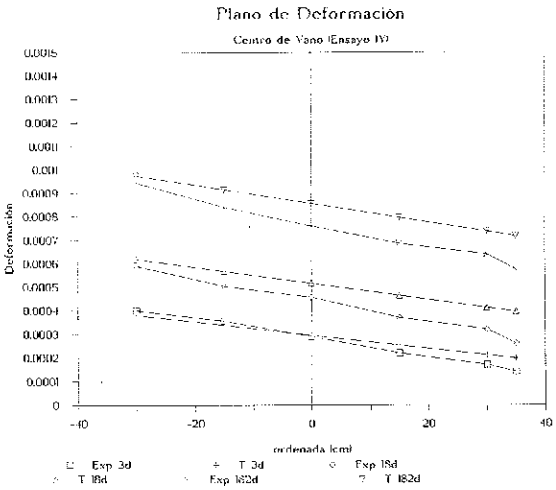


Fig. 18.

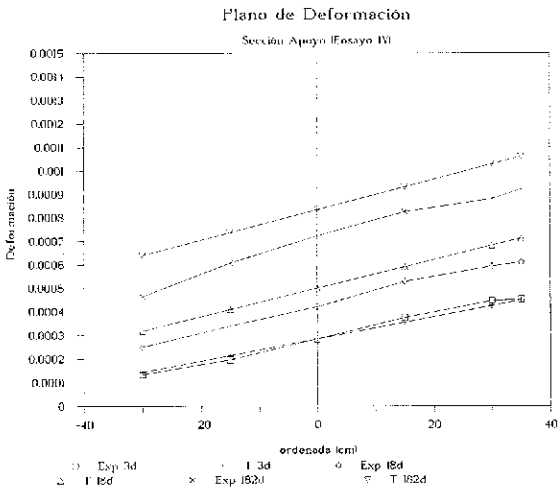


Fig. 19.

4. CONSIDERACIONES FINALES

En este trabajo se ha expuesto un modelo general para el estudio del comportamiento en servicio de estructuras evolutivas, isostáticas o hiperestáticas, no fisuradas. Se ha presentado una contrastación experimental en la que se ha puesto de manifiesto la dificultad de disponer de todos los datos necesarios para un análisis completo. Además, se ha visto que el modelo general se basa a su vez en toda una serie de submodelos de fluencia, retracción, relajación y evolución del módulo de elastici-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

dad, que introducen imprecisiones en el cálculo y que éstas pueden ser acumulativas. De todas estas consideraciones se desprende la dificultad de alcanzar *a priori* una precisión absoluta en la evaluación del comportamiento en servicio de las estructuras.

Sin embargo, y a pesar de ello, la precisión obtenida en la contrastación experimental es relativamente buena y puede ser suficiente en la mayoría de los casos prácticos. Por otra parte, un modelo como el expuesto aquí es un instrumento valioso a la hora de evaluar la importancia relativa de los diversos fenómenos que intervienen. Ello permitirá orientar los esfuerzos a la determinación y posible control de aquellos factores que influyen decisivamente en los resultados finales.

5. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido desarrollado en la Cátedra de Hormigón Armado y Pretensado de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, de la Universidad Politécnica de Madrid, con la financiación de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

6. BIBLIOGRAFIA

1. GHALI, A.; FAVRE, R. "Concrete Structures: Stresses and Deformations". Chapman and Hall. 1986.

2. TADROS, M.; GHALI, A.; DILGAR, W. "Time-Dependent Analysis of Composite Frames". ASCE Structural Division. V. 103 N° 4. Abril, 1977.

3. TADROS, M.; GHALI, A.; DILGER, W. "Long-Term Stresses and Deformations of Segmental Bridges". PCI Journal. Julio-Agosto 1979.

4. MILLANES, F. "Un método general de cálculo para el seguimiento de la historia tensodeformacional en tableros de puentes construidos de forma evolutiva". Hormigón y Acero N° 156. 3er Trimestre. 1985.

5. MILLANES, F.; MARTINEZ CALZON, J. "Automatic evolutive analysis of complex composite bridges and systems". ASCE Structural Division. V. 115 N° 10. Octubre 1989.

6. ELBADRY, M.; GHALI, A. "Serviceability Design of Continuous Prestressed Concrete Structures". PCI Journal. Enero-Febrero 1989.

7. CAROL, I. "Modelo de análisis no lineal en el tiempo, de estructuras reticulares de hormigón. Revisión integrada y propuesta de un nuevo modelo global para material y estructura". Tesis Doctoral E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Barcelona. Mayo 1985.

8. KANG, Y.; SCORDELIS, A. "Non-linear Analysis of Prestressed Concrete Frames". ASCE Structural Division. Febrero 1980.

9. MARI, A. "Análisis de estructuras de hormigón armado y pretensado en teoría de segundo orden". Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Barcelona. Marzo 1981.

10. CEB. Código-modelo CEB-FIP para estructuras de hormigón. Instituto Eduardo Torroja. 1978.

11. ACI Committee 209. "Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures". SP 76-10. 1982.

12. CEB. "Structural Effects of Time-Dependent Behaviour of Concrete". Bulletin d'Information N° 142. 1984.

13. SANCHEZ-GALVEZ, V.; ELICES, M.; ASTIZ, M. "A new formula for relaxation of stress-relieved steels". Materials and Structures. V9. N° 54. 1976.

14. GLODOWSKI, R.; HOFF, G. "Stress relaxation of steel tendons used in prestressed concrete under conditions of changing applied stress". ASTM STP 676. Afox Editions, 1979.

15. SANCHEZ-GALVEZ, V.; ELICES, M. "Pérdidas de pretensado por fluencia y relajación. 1 Teoría. 2 Comprobación Experimental". Hormigón y Acero N° 153. 4° trimestre. 1984.

16. CORRES, H.; SANCHEZ-GALVEZ, V.; ELICES, M. "Pérdidas de Pretensado por fluencia y relajación. 3 Estudio Comparativo de distintos modelos. 4 Estudio de distintos tipos de acero". Hormigón y Acero N° 155. 2° Trimestre. 1985.

17. GHALI, A.; TREVIÑO, J. "Relaxation of Steel on Prestressed Concrete". PCI Journal. Septiembre-Octubre 1985.

18. RODRIGUEZ, R. "Estudio Teórico y Experimental de Deformaciones en Vigas Pretensadas de Puentes". Tesis Doctoral. E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid, 1989.

19. CORRES, H.; RODRIGUEZ, R.; TORRICO, J. "Estudio Teórico y Experimental de Deformaciones en Vigas Pretensadas de Tableros de Puentes". Convenio de Investigación con la Dirección General de Carreteras. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

20. RAO, V.; DILGER, W. "Time Dependent Deflections of Composite Prestressed Concrete Beams". SP 43-17.

21. NUNG, Z. "Déformations Diférées et Redistribution des Efforts sous l'Effect du Fluage dans les Structures en Béton Précontraint". Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. Julio-Agosto. 1987.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

RESUMEN

En este trabajo se describe un modelo que permite el análisis del comportamiento en el tiempo de estructuras evolutivas pretensadas no fisuradas, para cargas de servicio. Se presenta, asímismo, una contrastación con distintos resultados experimentales. Se hace hincapié en las dificultades que entraña la aplicación de un modelo general, debido a la cantidad de datos que requiere. Finalmente, y a partir de los resultados obtenidos, se destaca el valor del modelo como instrumento de cálculo, una vez asumidas sus limitaciones.

SUMMARY

A model for the analysis of evolutive prestressed non-cracked structures under service loads is described. Experimental and theoretical results are compared. Special emphasis is placed on the dificulties found in the aplication of the model due to the quality and amount of data required. Finally, from this analysis it is concluded that such a model is a valuable computational instrument which provides adequate results when the proper data is supplied.

* * *

Reunión del Consejo de la F.I.P.

El Consejo de la FIP ha celebrado su segunda reunión correspondiente al actual año 1990, en Lausana (Suiza), durante los días 27 al 30 del pasado mes de septiembre. En ella, bajo la presidencia del Profesor Walther, han participado, en representación de los diversos Grupos nacionales integrados en la Federación, 22 delegados. La ATEP estuvo representada por el Sr. Piñeiro.

Entre los diversos temas tratados dentro del amplio Orden del Día previsto, se considera oportuno comentar brevemente lo siguiente, para conocimiento y debida información de nuestros Asociados:

—Con respecto al recientemente celebrado XI Congreso Internacional de la FIP, en Hamburgo, se resaltó que, en general, todos los comentarios recogidos han sido plenamente satisfactorios y que los diversos participantes habían considerado que, tanto el programa como la organización de los diferentes actos fueron perfectos. Como ya viene siendo normal, lo único que se criticó fue el problema que plantea la simultaneidad de algunas Sesiones, que impide asistir a todas ellas, resultando difícil seleccionar la que puede ofrecer mayor interés en cada caso. Es un problema de muy difícil solución que, no obstante, sería conveniente tener presente en el futuro.

—En relación con los Proceedings del Congreso se recordó que, con la documentación inicial, fueron entregados a los participantes los dos primeros volúmenes. El tercero y último se espera que esté terminado a finales del pasado año 1990. Se enviará a los participantes en el Congreso, en cuanto lo entregue la imprenta.

Por otra parte, a principios de 1991 se pondrán a la venta los tres volúmenes para los que no hayan podido participar en el Congreso, al precio aproximado de 60 libras, en total.

—De entre los Informes presentados por los Presidentes de las distintas Comisiones que vienen trabajando en el seno de la FIP, hay que mencionar lo siguiente:

—Por el momento, y dada la actual situación por la que, en los distintos países, atraviesa el tema de las centrales nucleares, se ha acordado suspender las actividades de la Comisión que venía trabajando en este campo aún cuando se espera que, en un futuro más o menos próximo, pueda reemprender su labor.

—Se va a crear una nueva Comisión para el estudio del tema, de plena actualidad en estos momentos, relativo al impacto ambiental de las estructuras de hormigón. Aún no se ha decidido el nombre concreto que habrá de tener.

—Se está también tratando de crear una nueva Comisión, o Grupo de Trabajo dentro de alguna de las existentes, para que se ocupe, exclusivamente, de los puentes atirantados.

—Se comentó la conveniencia de que algunos de los Miembros de las Comisiones de la FIP pudiesen serlo también de las encargadas de redactar los Eurocódigos y los Documentos CEN. Se harán las oportunas gestiones al efecto.

—Por lo que se refiere a la actual situación del "Comité de Enlace" entre las diferentes Asociaciones, se informó que, en la última reunión celebrada por dicho Comité, se llegó a la conclusión de que lo más conveniente para el futuro, sería optar por alguna de las tres siguientes soluciones:

1.ª: Crear una Federación de Asociaciones Internacionales.

2.ª: Establecer especiales vínculos directos entre determinadas Asociaciones afines.

3.ª: Disolver el actual "Comité de Enlace", manteniendo únicamente contactos informales entre las respectivas Secretarías.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Se comentaron las particularidades y condiciones que exigirían cada una de estas soluciones, sus ventajas y sus inconvenientes, tanto técnicos como económicos. Se reconoció, especialmente, que la primera de las soluciones propuestas implica una cierta pérdida de soberanía o independencia para cada una de las Asociaciones implicadas.

Después de amplias discusiones se llegó a la conclusión de que era preciso estudiar con mayor detenimiento el tema y, en vista de ello, se acordó aplazar cualquier decisión hasta la próxima reunión del Comité convocada para noviembre de 1990, en Lausana, con el fin de que cada Asociación pueda estudiar, en el seno de su Consejo Directivo, cuál de las soluciones propuestas considera más conveniente.

Una vez escuchada esta información, el Consejo de la FIP adoptó, en principio, el acuerdo de que lo más adecuado sería, por el momento, aceptar la segunda de las soluciones propuestas e integrarse en un mismo cuerpo común con las otras Asociaciones más afines, que son el CEB y la IABSE.

—Las próximas reuniones internacionales programadas por la FIP son las siguientes:

—Simposio en Beijing (China) del 3 al 6 de septiembre de 1991.

—Simposio en Budapest (Hungría), del 11 al 14 de mayo de 1992.

—Simposio en Kyoto (Japón), del 17 al 20 de octubre de 1993.

—Congreso Internacional, en Washington (EE.UU.), del 29 de mayo al 3 de junio de 1994; y

—Congreso Internacional, en Holanda, en 1998.

—En cuanto a las próximas reuniones del Consejo se acordó:

—La primera reunión de 1991 se celebrará, en abril, en Stavanger (Noruega).

—La segunda, en Beijing (China), coincidiendo con el Simposio.

—La primera de 1992, en mayo, en Budapest (Hungría), coincidiendo con el Simposio, y

—La segunda, en el otoño, en Washington, en fecha que aún no ha sido fijada.

* * *

Conferencia Internacional sobre Pilotes "Piletalk International-91"

En el Hotel Ekuatorial de Kuala Lumpur (Malasia), y durante los días 13 y 14 de agosto de 1991 se va a celebrar la V Conferencia Internacional sobre Pilotes, en la cual se discutirán temas relativos a los diferentes aspectos de la tecnología del pilotaje.

El objetivo fundamental es proporcionar una ocasión para que los ingenieros, constructores y demás técnicos especialistas en pilotajes, puedan discutir y resolver los problemas que plantean las cimentaciones en terrenos blandos o inestables y encontrar la forma de conseguir que dichas cimentaciones resulten económicamente útiles para la construcción de edificios y otras estructuras.

Los temas principales que serán tratados en esta Conferencia son los siguientes:

—Cálculo de pilotes, criterios, normas, etc.

—Métodos y equipos para el ensayo de pilotes.

—Sistemas y técnicas de pilotaje; métodos y aplicaciones.

—Técnicas alternativas, por ejemplo, muros-pantalla, anclajes al terreno, etc.

—Materiales para la construcción de pilotes: Hormigón, acero, madera, etc.

—Riesgos estructurales y responsabilidades.

Los interesados en recibir información suplementaria sobre estas reuniones, deberán dirigirse a:

Conference Director,
Engr John S Y Tan
C1-Premier Pte. Ltd.
150 Orchard Road ≠ 07.14
Orchard Plaza, Singapore 0923
Fax: 235 35 30
Telex: RS 33205 FAIRCO

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

628-0-60

Influencia del límite elástico en la susceptibilidad a la fragilización por hidrógeno de aceros de pretensado

Jesús Toribio
Ana Lancha
y Manuel Elices
Departamento de Ciencia de Materiales
(Universidad Politécnica de Madrid)
E.T.S. Ingenieros de Caminos
28040 Madrid

1. INTRODUCCION

Durante la última década, la Mecánica de la Fractura ha dejado de ser una disciplina puramente académica para ir incorporándose cada vez más a la Ingeniería Civil. Su importancia es notoria dada la creciente utilización de materiales de muy alta resistencia, más susceptibles a la rotura en presencia de defectos superficiales, junto con la realización de obras en ambientes adversos o agresivos (solicitaciones dinámicas, ambiente marino, bajas temperaturas, etc.), que provocan una disminución de la capacidad resistente del material. Ambas consideraciones obligan, o bien a emplear coeficientes de seguridad muy altos en el cálculo clásico elástico o elastoplástico, o bien a introducir el cálculo en fractura.

La Mecánica de Fractura es una Ciencia relativamente reciente —su origen data de 1957— que trata del estudio de la rotura de materiales ante la presencia de defectos superficiales (fisuras o entallas), con el fin de establecer un *criterio de fractura (situación crítica)*. También se ocupa la Mecánica de la Fractura del *crecimiento subcrítico* de tales defectos. Los mecanismos de crecimiento son básicamente dos: *fatiga (cargas variables)* y *corrosión bajo tensión (ambiente agresivo)*, o bien la combinación sinergística de ambos mecanismos; lo que se conoce como *corrosión-fatiga (ambiente agresivo y cargas variables)*.

La importancia de la Mecánica de la Fractura en Ingeniería Civil se extiende a las tres etapas básicas: proyecto, construcción y mantenimiento de la obra. En proyecto, porque el criterio de fractura proporciona al proyectista un criterio de diseño. En construcción, para poder calibrar la incidencia de los defectos de ejecución. Finalmente, en mantenimiento, para poder estimar el deterioro de la estructura, el número de inspecciones necesarias y, por tanto, su tolerancia al daño.

En la técnica del hormigón pretensado se utilizan normalmente dos tipos de acero: aceros trefilados (C-Mn) o templados y revenidos (Si-Cr). Ambos son aceros de alta resistencia, que se caracterizan por tener un elevado límite elástico. Sin embargo, y desde el punto de vista de la rotura, estos aceros presentan una tenacidad a la fractura inferior a la de los aceros dúctiles (de menor límite elástico), lo cual hace que sean más susceptibles a la presencia de defectos superficiales del tipo fisura o entalla [1, 2, 3].

Por otra parte, estos aceros, normalmente, se encuentran en obras situadas en entornos adversos o agresivos, por lo que el ataque del ambiente es una cuestión de primera magnitud. El fenómeno de agresión ambiental al material sometido a tensiones se conoce como corrosión bajo tensión [4, 5, 6]. El problema es de tal importancia que, en 1981, la F.I.P. dedicó un Simposio monográfico a estudiar el tema [7]. Dentro de la corrosión bajo tensión existen dos mecanismos de agresión: disolución anódica y fragilización por hidrógeno. El primero únicamente se produce bajo ciertas condiciones electroquímicas, mien-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

tras que el último se da, en mayor o menor medida, con todo tipo de condiciones [8, 9, 10].

La trascendencia de la fragilización por hidrógeno condujo, en 1978, a la F.I.P. a proponer un ensayo standard [11, 12], el ensayo en Tiocianato Amónico, para determinar la susceptibilidad a la fragilización por hidrógeno de los aceros de pretensado. Este ensayo presenta la ventaja de su bajo coste y facilidad de realización, y el inconveniente de la enorme dispersión de resultados [13, 14]. Dicha dispersión ha sido atribuida al estado superficial del alambre, y, concretamente, a la presencia de tensiones residuales en la superficie [15, 16, 17]. Las últimas investigaciones de los autores explican dichos resultados mediante un modelo de difusión de hidrógeno [18, 19].

Los resultados experimentales sobre fragilización por hidrógeno en aceros de pretensado [20, 21, 22] muestran un resultado sorprendente: los aceros de alto límite elástico son más susceptibles a la fragilización por hidrógeno, con lo cual su ventaja de mayor resistencia intrínseca se ve considerablemente atenuada por la mayor vulnerabilidad al efecto del ambiente. En el presente artículo se explican las causas de este comportamiento y se proponen medidas para disminuir la susceptibilidad a la fragilización por hidrógeno de los aceros de alta resistencia y mejorar así su comportamiento en ambientes agresivos.

2. ESTUDIO EXPERIMENTAL

El programa experimental comprende la realización de ensayos de fractura en ambiente agresivo bajo diferentes condiciones electroquímicas (diferentes valores de pH y potencial). Los ensayos se han llevado a cabo a velocidad de solicitación constante y sobre probetas fisuradas. Este método presenta indudables ventajas frente al ensayo a carga constante sobre probeta lisa, como ya quedó patente en las conclusiones del Tercer Simposio de la F.I.P. sobre corrosión bajo tensión [7]. La principal ventaja es la menor dispersión, al estar localizado el ataque químico en la región del fondo de la fisura.

Los materiales utilizados en este trabajo son dos aceros eutectoides perlíticos, de fabricación nacional y con diferente límite elástico, a fin de determinar la influencia de este parámetro en la susceptibilidad a la fragilización por hidrógeno de aceros de pretensado. El primero (Acero B) es un alambrón de 12 mm de diámetro, con un tratamiento de patentado a 960ºC y enfriamiento en baño de plomo. El segundo (Acero C) es un acero trefilado a 7 mm de diámetro a partir del alambrón, y sometido a un revenido para disminuir las tensiones residuales.

La composición química, análoga para los dos aceros puesto que provienen de la misma colada, se indica en la Tabla I. Las propiedades mecánicas, incluida la tenacidad de fractura, aparecen en la Tabla II. El alambrón es un acero de media-alta resistencia, mientras que el acero eutectoide trefilado es un alambre de alta resistencia, por haber sufrido un endurecimiento por deformación, muy grande. La Fig. 1 ofrece las curvas tensión-deformación de ambos aceros.

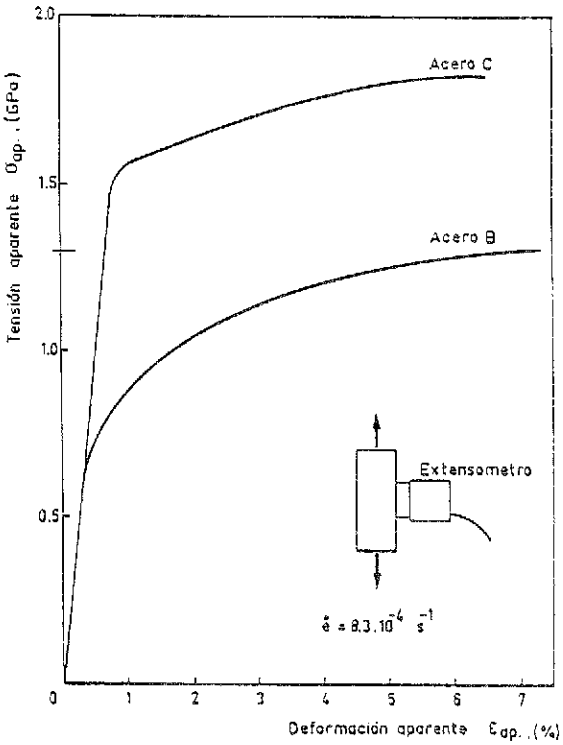


Fig. 1. Curvas tensión-deformación de los aceros estudiados.

Tabla I

Composición química (%)

C	Mn	Si	P	S	Cr	Al	Cu
0,74	0,70	0,20	0,016	0,023	0,01	0,001	0,01

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Tabla II
Propiedades mecánicas

	Módulo de elasticidad (GPa)	Límite elástico (MPa)	Tensión máxima (MPa)	Deformac. a tens. máx. (%)	Estricción (%)	Tenacidad de fractura (MPa $m^{1/2}$)
Alambrón (B)	195	725	1.300	8,0	30	53
Trefilado (C)	190	1.500	1.830	5,8	37	84

La geometría consistió en un cilindro con una fisura de borde tipo lúnula (Fig. 2). Se partió de muestras con una entalla previa que se fisuraron mediante un método basado en la flexibilidad de la probeta [6]. Todas las muestras ensayadas en ambiente agresivo tenían una relación entre la profundidad y el diámetro de probeta a/D = 1/3.

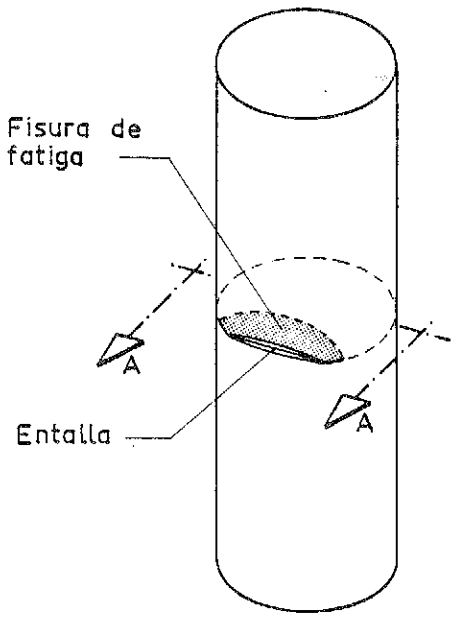


Fig. 2. Geometría.

Las probetas fueron ensayadas en ambiente agresivo, a velocidad de deformación constante. El ambiente agresivo consistió en una solución acuosa de 1 g/l de Ca $(OH)_2$ + 0,1 g/l de Na Cl (pH = 12,5). Mediante la adición de cantidades variables de HCl se obtuvieron también los valores pH = 8 y pH = 4. Todos los ensayos fueron realizados a la temperatura ambiente (16 a 22ºC). La velocidad de solicitación elegida fue de $8{,}3 \cdot 10^{-8}$ m/s, de acuerdo con la experiencia previa [8].

Los ensayos se realizaron a potencial constante, impuesto por medios electroquímicos, cubriendo un amplísimo intervalo, desde el valor E = —100 mV E.C.S. (potencial anódico) hasta el valor E = —1200 mV E.C.S. (potencial catódico). El esquema de montaje aparece en la Fig. 3. El potencial constante se impuso mediante un potenciostato, al que se conectaron los tres electrodos: el de trabajo (probeta), el de referencia (Electrodo de Calomelanos Saturado: E.C.S.) y el contraelectrodo de platino. A fin de localizar el ataque electroquímico, se cubrió con laca anticorrosiva toda la superficie de la muestra a excepción de la fisura. El número total de ensayos fue de 130.

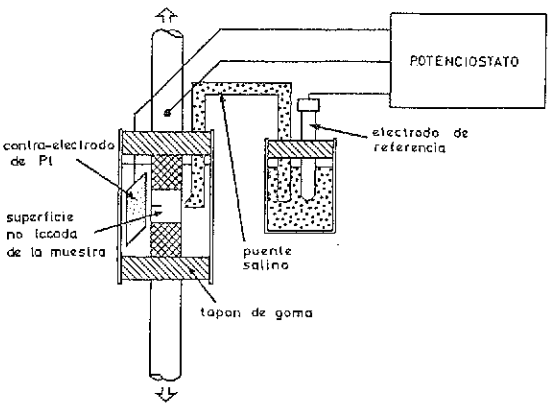


Fig. 3. Dispositivo experimental.

Para estudiar la severidad de la pre-fisuración por fatiga, se adoptaron diferentes valores para la carga de fisuración, representada a través del máximo factor de intensidad de tensiones en la última etapa. Dichos valores fueron:

K_{max} = 0,28 Kc
K_{max} = 0,45 Kc
K_{max} = 0,60 Kc
K_{max} = 0,80 Kc

donde K_c representa la tenacidad de fractura del material, medida a partir de muestras cilíndricas, valor muy próximo a la tenacidad de fractura en deformación plana K_{IC}, dada en la Tabla II para ambos aceros.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

3. RESULTADOS Y ANALISIS

La severidad de cada ensayo se ha medido a través del cociente entre la carga de rotura en ambiente agresivo y la carga de rotura en aire. La última se ha obtenido realizando para cada material dos ensayos de fractura en aire [6].

Las Figs. 4, 5 y 6 ofrecen los resultados experimentales correspondientes al alambrón (Acero B), mientras que las Figs. 7, 8 y 9 muestran los referidos al acero de pretensado (Acero C). Las variables de ensayo han sido el pH de la solución, el potencial electroquímico y la carga máxima de fisuración por fatiga. De la observación de las figuras se extraen las siguientes consecuencias:

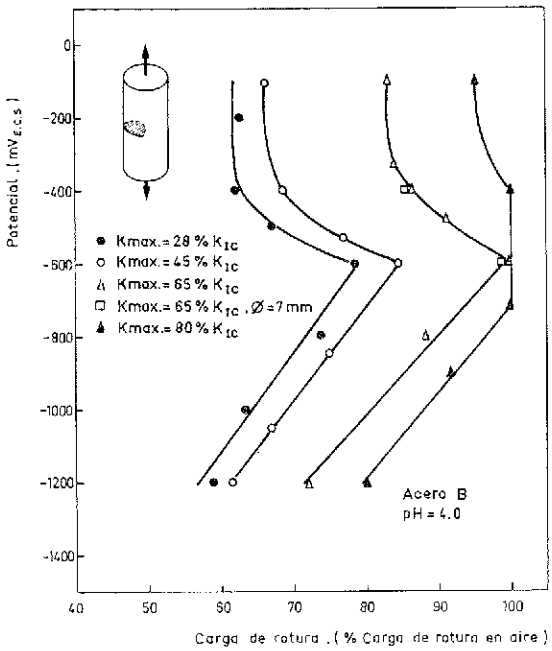


Fig. 4. Resultados experimentales (alambrón, pH = 4).

● La característica común a los dos aceros y a los tres valores de pH es la existencia de *dos regiones de potencial* que conducen a la rotura por corrosión bajo tensión, separadas por otra zona de potenciales donde el fenómeno es menos intenso. Esta separación ocurre siempre próxima a la línea de desprendimiento de hidrógeno del sistema Fe - H_2O, denominándose régimen catódico al que se produce a potenciales más negativos (por debajo de la línea del hidrógeno) y régimen anódico al correspondiente a potenciales menos negativos (por encima de la línea del hidrógeno). La corrosión bajo tensión transcurre así por dos mecanismos físicos distintos: en

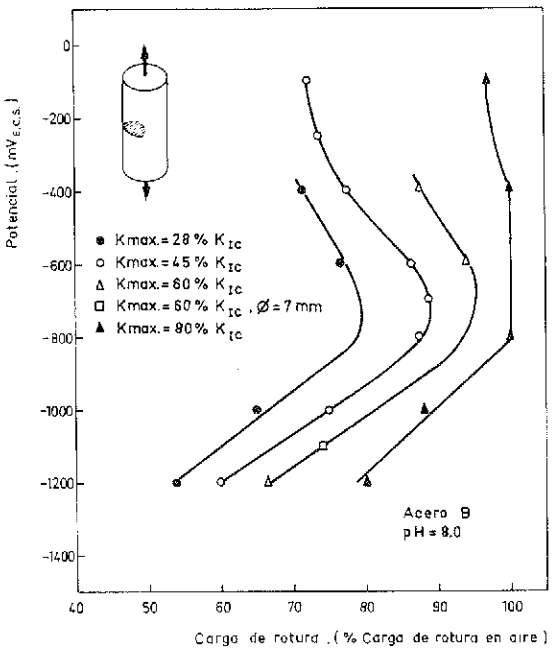


Fig. 5. Resultados experimentales (alambrón, pH = 8).

la región catódica el fenómeno es de fragilización por hidrógeno; en la región anódica el proceso es menos claro y, aunque predomina la disolución anódica, hay investigadores que piensan que también coexiste un mecanismo de fragilización por hidrógeno [23].

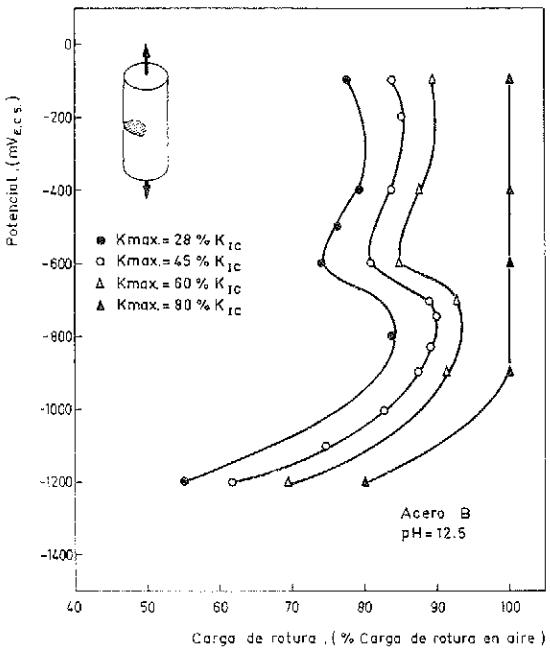


Fig. 6. Resultados experimentales (alambrón, pH = 12,5).

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

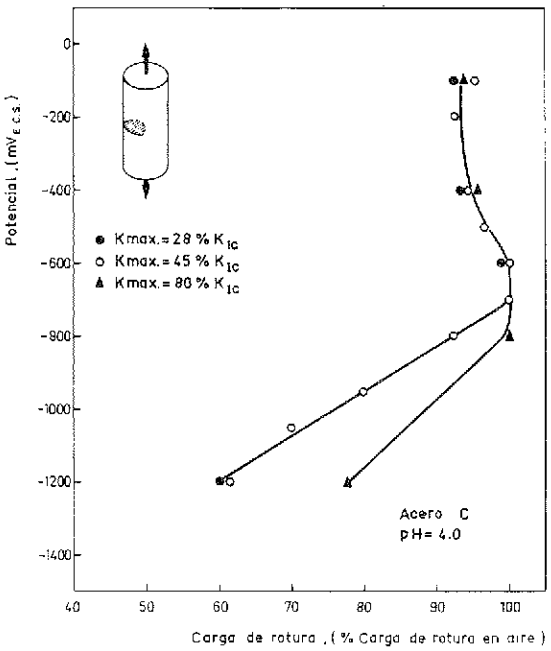


Fig. 7. Resultados experimentales (trefilado, pH = 4).

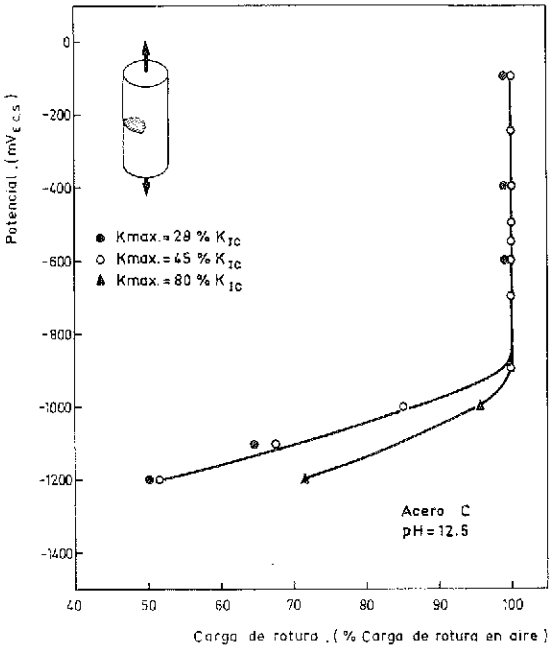


Fig. 9. Resultados experimentales (trefilado, pH = 12,5).

● El efecto de la carga máxima de fisuración por fatiga es similar para los dos aceros y los tres valores de pH: *la corrosión bajo tensión* (disolución anódica o fragilización por hidrógeno) *disminuye al aumentar las cargas de fisuración;* lo cual hace pensar en la importancia que tienen —en procesos de corrosión bajo tensión— las tensiones residuales compresivas producidas junto a la punta de la fisura durante la prefisuración de las muestras por fatiga.

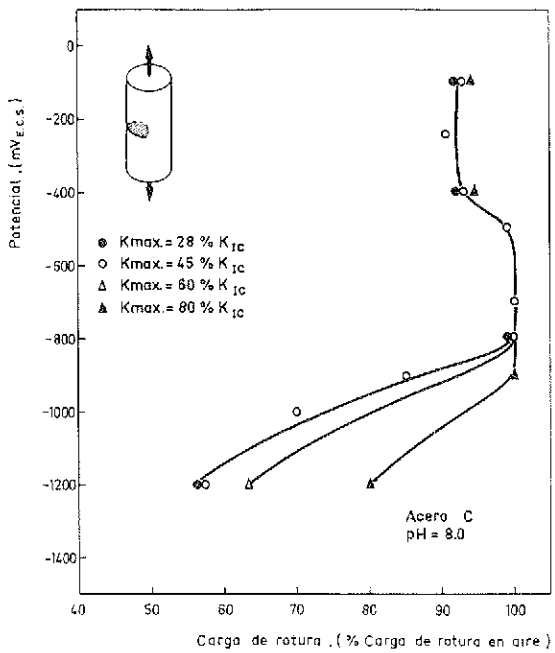


Fig. 8. Resultados experimentales (trefilado, pH = 8).

● En *régimen anódico* (—400 mV) los resultados dependen del pH (Fig. 10: alambrón; Fig. 11: trefilado). En el alambrón la severidad del ensayo disminuye al aumentar la carga máxima de fisuración, y aumenta al hacerse el pH más ácido. El primer efecto es debido a las tensiones residuales compresivas y el segundo, posiblemente, a la coexistencia de fragilización por hidrógeno junto a la disolución anódica. En el trefilado la severidad del ensayo es prácticamente independiente de la carga de fisuración, aunque aumenta levemente al acidificarse el pH. La causa de la invariabilidad radica en el hecho de que las cargas de rotura en ambiente agresivo son cercanas al 100% de la carga de rotura en aire. La conclusión fundamental es que *el proceso de trefilado es muy beneficioso desde el punto de vista de la corrosión bajo tensión a potenciales anódicos (disolución anódica),* pues el comportamiento del acero trefilado es notablemente mejor que el del alambrón frente al ambiente agresivo.

● En *régimen catódico* (—1200 mV) los resultados son prácticamente independientes del pH (Fig. 12: alambrón; Fig. 13: trefilado). En el alambrón la severidad del ensayo disminuye al aumentar la carga máxima de fisuración, y esto ocurre para todos los valores de K_{max}. En el trefilado el efecto es el mismo desde el punto de

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

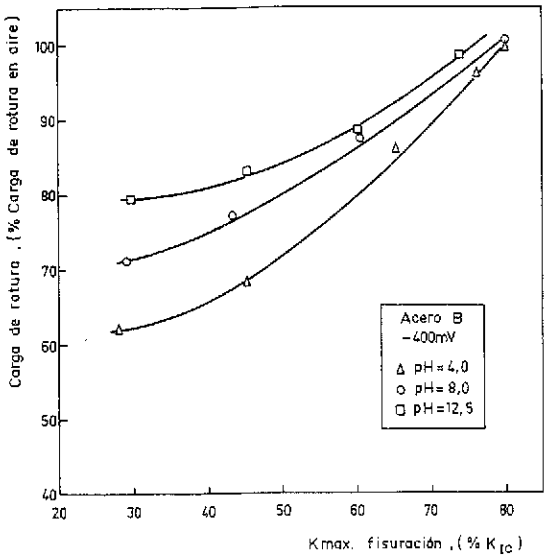


Fig. 10. Influencia de la carga de fisuración (alambrón, régimen anódico).

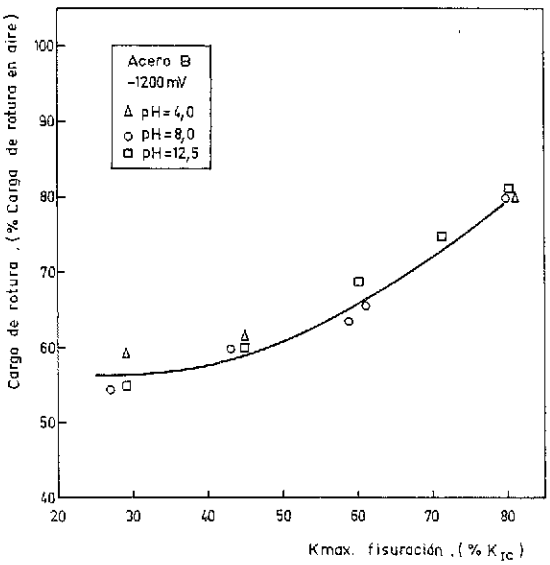


Fig. 12. Influencia de la carga de fisuración (alambrón, régimen catódico).

vista cualitativo (tendencia). No así desde el punto de vista cuantitativo (valores numéricos), pues para valores bajos de K_{max} la severidad del ensayo para el acero trefilado se mantiene constante y muy alta (carga de rotura en ambiente agresivo = 55% de la carga de rotura en aire), y en todo el intervalo de variabilidad del K_{max} el comportamiento del acero trefilado es claramente inferior al del alambrón. La conclusión importante, y a primera vista paradójica, es que *el proceso de trefilado es perjudicial desde el punto de vista de la corrosión bajo tensión a potenciales catódicos (fragilización por hidrógeno).* El trefilado mejora las propiedades mecánicas del acero y su resistencia a la disolución anódica, pero aumenta su susceptibilidad a la fragilización por hidrógeno.

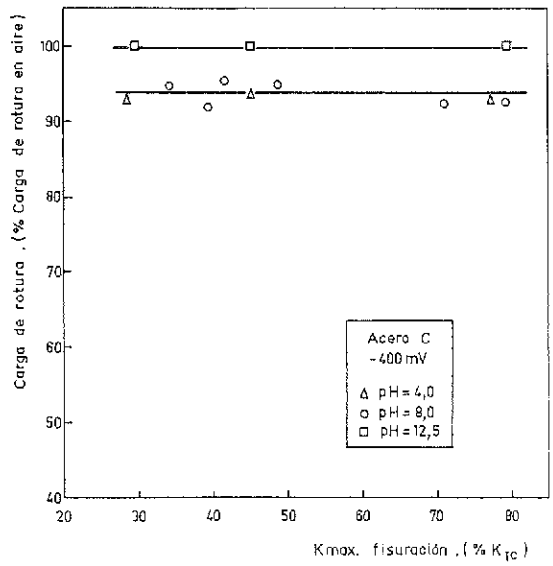


Fig. 11. Influencia de la carga de fisuración (trefilado, régimen anódico).

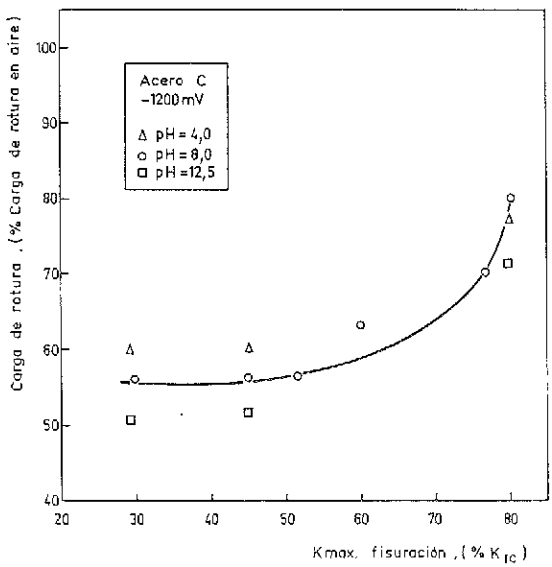


Fig. 13. Influencia de la carga de fisuración (trefilado, régimen catódico).

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

4. ESTUDIO TEORICO

En este apartado se plantea un modelo no convencional de difusión de hidrógeno en metales, para así poder explicar la mayor susceptibilidad a la fragilización por hidrógeno de un acero trefilado de alta resistencia.

Las hipótesis de partida del modelo son las siguientes:

1) El transporte de hidrógeno se produce por difusión, de acuerdo con [24], aunque el coeficiente de difusión puede depender de la temperatura [25], la concentración de trampas [26], el contenido de sulfuros [27] o la presión de hidrógeno [28].

2) La absorción del hidrógeno adsorbido es instantánea, lo cual supone que la condición de contorno para el problema de la difusión se alcanza de forma inmediata. Esta hipótesis ha sido confirmada en [3].

3) La presencia del hidrógeno no modifica la ecuación constitutiva del material, y por tanto no altera el estado tensional en el metal. Tal hipótesis es válida para bajas presiones de hidrógeno, como es el caso de los ensayos de polarización catódica.

Las ecuaciones de la difusión, desarrolladas por Van Leeuwen [29-31] y Astiz [32-35] son las ecuaciones de Fick modificadas para tener en cuenta la influencia del estado tensional en la difusión. El vector densidad de flujo depende del gradiente de concentración y del gradiente de tensión hidrostática:

$$J = - D^* \text{ grad } c + Mc \text{ grad } \sigma \qquad (1)$$

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D^* \Delta c - M \text{ grad } c \,.\, \text{grad } \sigma - Mc \, \Delta\sigma \qquad (2)$$

donde c es la concentración de hidrógeno, t el tiempo, J el vector densidad de flujo, σ la tensión hidrostática, D* el coeficiente de difusión y M un segundo coeficiente función del anterior:

$$M = \frac{D^* V^*}{RT} \qquad (3)$$

siendo V* el volumen parcial molar de hidrógeno, R la constante de los gases perfectos y T la temperatura absoluta.

La condición de contorno para borde de metal en contacto con hidrógeno es:

$$c_\tau = c_0 \exp\left(\frac{V^* \sigma}{RT}\right) \qquad (4)$$

distribución de Boltzmann, donde c_0 es la concentración de equilibrio hidrógeno-metal en ausencia de tensión, obtenible por consideraciones termodinámicas [36]. La ecuación (4) representa también la solución estacionaria al problema de la difusión: en este caso la concentración de hidrógeno es función unívoca de la tensión hidrostática.

El modelo de difusión de hidrógeno así planteado permite ya una primera explicación, si bien de índole cualitativa, de los resultados experimentales correspondientes a fragilización por hidrógeno en ambos aceros, resumidos en las Figs. 12 y 13. En efecto, de las ecuaciones (1) y (2) se desprende la importancia que tiene en difusión la distribución de tensión hidrostática en las proximidades de la punta de la fisura: el hidrógeno fluye no sólo a los puntos de mínima concentración, sino también a los de máxima tensión hidrostática. Resulta así que las tensiones residuales compresivas inducidas por plastificación del extremo de la grieta durante la pre-fisuración de las muestras por fatiga inhiben la entrada de hidrógeno y por lo tanto retardan la fragilización.

Si se tiene en cuenta la curva tensión-deformación de ambos aceros (Fig. 1) se comprueba que en el alambrón (menor límite elástico) la plastificación es más importante, por lo que las tensiones residuales compresivas en el fondo de la fisura son mayores. Se explica así el resultado —aparentemente paradójico— de que el acero de mayor límite elástico (trefilado) sea más susceptible a la fragilización por hidrógeno.

Un nuevo paso al frente llevaría a intentar conocer la verdadera distribución de tensiones residuales junto al extremo de la fisura, al menos en primera aproximación. Las dificultades de este problema son triples. En primer lugar, desde el punto de vista teórico es imposible conocer la distribución de tensiones junto al extremo de una fisura, al haber una singularidad tensional atenuada por la plastificación. Por otra parte, la aproximación numérica al problema (elementos finitos) es compleja debido a la enorme concentración tensional. Finalmente, la distribución de tensiones residuales al final de la pre-fisuración por fatiga, únicamente es representativa al principio del ensayo de fragilización por hidrógeno, pues hay una re-distribución tensional según avanza el proceso de carga.

Existen, no obstante, modelos teóricos simplificados para la distribución de tensiones residuales junto al extremo de una fisura tras un proceso de carga y descarga. En este artículo se utilizará el debido a J. Rice [37], para materiales sin endurecimiento por deformación. Este modelo predice la distribución de tensiones al final de la última fase de fisuración y antes, por lo tanto, del ensayo de fragilización por hidrógeno. Durante el propio ensayo las tensiones residuales se redistribuyen al aplicar carga sobre la probeta, eliminándose las compresiones. Esto explica que para cargas muy altas de fisuración (80% de K_{IC})

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

los resultados en el alambrón y el trefilado sean similares (Figs. 12 y 13).

La Fig. 14 ofrece la distribución de tensiones propuesta por el modelo de Rice para las cargas mínimas ($K = K_{min}$) y máxima ($K = K_{max}$) de fatiga. Las tensiones máxima y mínima son iguales en ambos casos al límite elástico del material (σ_y), con signo positivo o negativo. La distribución correspondiente a $K = K_{min}$ representa el estado tensional tras la pre-fisuración de las muestras por fatiga, y se aprecian claramente las tensiones residuales de compresión junto al extremo de la fisura.

Los valores ω y $\Delta\omega$ son:

$$\omega = \frac{\pi}{8}\left(\frac{K_{máx}}{\sigma_y}\right)^2 \qquad (5)$$

$$\Delta\omega = \frac{\pi}{32}\left(\frac{\Delta K}{\sigma_y}\right)^2 \qquad (6)$$

donde σ_y es el límite elástico del material, K_{max} el máximo factor de intensidad de tensiones en el ciclo de fatiga (fase última de fisuración), y ΔK el intervalo de oscilación del factor de intensidad de tensiones en dicha fase ($\Delta K = K_{max} - K_{min}$). En la experimentación que aquí se presenta se ha realizado la fisuración por fatiga con $K_{min} \cong 0$, por lo cual $\Delta K \cong K_{max}$. Denominando λ al cociente adimensional entre el máximo factor de intensidad de tensiones de fatiga y la tenacidad de fractura:

$$\lambda = \frac{K_{máx}}{K_{IC}} \qquad (7)$$

se tiene:

$$\omega = \frac{\pi}{8}\left(\frac{K_{IC}}{\sigma_y}\right)^2 \lambda^2 \qquad (8)$$

$$\Delta\omega = \frac{\pi}{32}\left(\frac{K_{IC}}{\sigma_y}\right)^2 \lambda^2 \qquad (9)$$

en las cuales el cociente (K_{IC}/σ_y) es característico del material.

El modelo de Rice no tiene en cuenta el endurecimiento por deformación del acero, por lo cual la tensión residual compresiva en el contorno es siempre igual al límite elástico. A pesar de ello ha sido utilizado con éxito para estudiar la propagación de fisuras cortas por fatiga [38]. En investigaciones posteriores [39] se analiza por Elementos Finitos, en régimen elastoplástico, la distribución de tensiones residuales junto al extremo de la fisura, para el caso de un material concreto. Recientemente se ha comenzado a estudiar la influencia del endurecimiento por deformación en dichas tensiones residuales, sin llegar todavía a resultados definitivos [40].

La limitación del modelo de Rice consistente en no considerar el endurecimiento por deformación no es decisiva en la investigación que aquí se presenta, pues ambos aceros tienen similar coeficiente de endurecimiento. El modelo, sin embargo, es capaz de predecir la profundidad del punto de tensión hidrostática máxima, de importancia primordial en difusión de hidrógeno, como han demostrado los autores en investigaciones previas [41-45]. Dicho punto se encuentra siempre localizado a distancia ω del extremo de la fisura (Fig. 14).

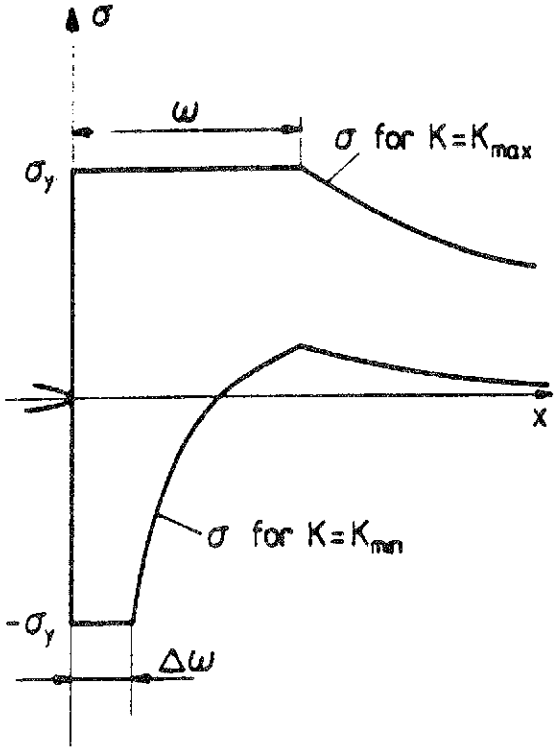


Fig. 14. Distribución de tensiones residuales junto al extremo de la fisura.

Aplicando la expresión (8), y teniendo en cuenta que el cociente (K_{IC}/σ_y) vale 0,073 $m^{1/2}$ para el alambrón y 0,056 $m^{1/2}$ para el trefilado, se tiene que la profundidad del punto de máxima tensión hidrostática es:

ALAMBRON: $\omega = 2{,}099\ \lambda^2$ (mm)
TREFILADO: $\omega = 1{,}232\ \lambda^2$ (mm)

donde λ es el cociente adimensional entre K_{max} y K_{IC} (0,28, 0,45, 0,60 y 0,80). El valor ω es claramente mayor en el alambrón. Esta longitud representa la distancia que tiene que recorrer el hidrógeno en su difusión hasa alcanzar el punto crítico. La concentración de hidrógeno en ese punto es mayor en el acero trefilado, pues se encuentra más próximo al extremo de la fisura. Resulta así que la carga de rotura en ambiente de hidrógeno, expresada en porcentaje de la carga

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

de rotura en aire, es inferior en el acero trefilado que en el ambrón, como se vió en las Figs. 12 y 13.

Las consideraciones anteriores explican por qué, aunque el trefilado mejora la resistencia del acero, aumenta su susceptibilidad a la fragilización por hidrógeno y, desde este último punto de vista, resulta perjudicial.

Finalmente una reflexión sobre el mantenimiento de estructuras en Ingeniería Civil. Desde el punto de vista de la fragilización por hidrógeno en alambres fisurados de acero, resulta beneficioso aplicar sobrecargas periódicas a la estructura (obviamente, siempre dentro de los límites de su resistencia), pues plastifican la punta de las fisuras, generando así tensiones residuales de compresión que retardan la entrada de hidrógeno. Este efecto de "pretensado" del extremo de la grieta es también aconsejable frente a la propagación por fatiga.

5. CONCLUSIONES

1) Los aceros de alto límite elástico son más susceptibles a la fragilización por hidrógeno. El proceso de trefilado, desde este punto de vista, resulta perjudicial, a pesar de mejorar las propiedades mecánicas.

2) El diferente comportamiento frente al hidrógeno en función del límite elástico, se explica a la luz de un modelo no convencional de difusión, basado no sólo en la concentración sino también en la tensión hidrostática.

3) El modelo de Rice permite calcular la profundidad del punto de máxima tensión hidrostática y explicar así la mayor susceptibilidad del acero trefilado a la fragilización por hidrógeno.

4) Se confirma la importancia de la difusión como principal mecanismo de transporte de hidrógeno en aceros.

5) Las tensiones residuales compresivas generadas junto al extremo de la grieta durante la pre-fisuración de las muestras por fatiga resultan determinantes.

6) Desde el punto de vista ingenieril, las sobrecargas periódicas a la estructura son beneficiosas frente a la fragilización por hidrógeno.

REFERENCIAS

[1] ELICES, M. "Fracture of steels for reinforcing and prestressing concrete", in "Fracture Mechanics of Concrete" (Edited by G.C. Sih). Martinus Nijhoff Publishers, pp. 226-271 (1985).

[2] ELICES, M. "Mecánica de la fractura aplicada a sólidos elásticos bidimensionales". Servicio de Publicaciones de la E.T.S.I. Caminos. Madrid (1989).

[3] TORIBIO, J. "Fractura elastoplástica de alambres entallados". Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid (1987).

[4] ELICES, M. "Problemas de corrosión bajo tensión en el hormigón pretensado". Rev. Ib. Corrosión y Protección, pp. 21-31 (1983).

[5] CABALLERO, L. "Corrosión bajo tensión en aceros eutectoides trefilados y en aceros hipoeutectoides térmicamente tratados". Tesis Doctoral. Universidad Complutense de Madrid (1985).

[6] LANCHA, A.M. "Influencia del trefilado en la corrosión bajo tensión de aceros eutectoides". Tesis Doctoral. Universidad Complutense de Madrid. (1987).

[7] ELICES, M., SANCHEZ-GALVEZ, V. "El Tercer Simposio de la F.I.P. sobre corrosión bajo tensión en aceros para pretensado". Hormigón y Acero nº 144, pp. 129-138 (1982).

[8] PARKINS, R.N., ELICES, M., SANCHEZ-GALVEZ, V., CABALLERO, L. "Environment Sensitive Cracking of prestressing steel". Corr. Sci., Vol. 22, pp. 379-405 (1982).

[9] HIRTH, J.P. "Effects of hydrogen on the properties of iron and steel". Met. Trans., Vol. 11 A, pp. 861-890 (1980).

[10] ELICES, M., SANCHEZ-GALVEZ, V., BERNSTEIN, L., THOMPSON, A., PIÑERO, J.M. "Hydrogen embrittlement of prestressing steel" in "Hydrogen Effects in Metals". AIME, pp. 971-978 (1980).

[11] FIP-78 (Stress Corrosion Test). "Stress Corrosion Cracking resistence for prestressing tendons" Technical Report nº 5.7 FIP, Wexham Springs. Slough U.K. (1981).

[12] CAMPO, M., CLIMENT, J., ELICES, M., SANCHEZ-GALVEZ, V. "Contribución española al ensayo FIP de corrosión bajo tensión". Hormigón y Acero 130, 131 y 132, pp. 245-250 (1979).

[13] ELICES, M., SANCHEZ-GALVEZ, V., ENTRENA, A. "Stress corrosion testing of cold drawn steel wires in NH_4SCN solution. K_{ISCC} measurements". Proceedings 3rd FIP Symposium. FIP-Berkeley. Wexham Springs. Slough U.K. (1981).

[14] PARKINS, R.N., ELICES, M., SANCHEZ-GALVEZ, V. "Some comments on the standardization of test methods for prestressing steel" Proceedings 3rd FIP Symposium. FIP-Berkeley. Wexham Springs. Slough U.K. (1981).

[15] ELICES, M., MAEDER, G., SANCHEZ-GALVEZ, V. "Effect of surface residual stress

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

on hydrogen embrittlement of prestressing steels" British Corrosion Journal, Vol. 18, Nº 2, pp. 80-81 (1983).

[16] CAMPOS, J.M., ELICES, M. "Influencia de las tensiones residuales en la fragilización por hidrógeno de alambres trefilados". Anales de Mecánica de la Fractura, Vol. 3, pp. 251-256 (1986).

[17] CAMPOS, J.M., ELICES, M. "Tensiones residuales en alambres trefilados". Anales de Mecánica de la Fractura, Vol. 4, pp. 143-157 (1987).

[18] SANCHEZ-GALVEZ, V., ELICES, M. "On hydrogen induced cracking in prestressing steel wires", in "Life Assesment of Dinamically Loaded Materials and Structures" (L. Faria Ed.), pp. 1003-1014 (1984).

[19] TORIBIO, J., ELICES, M. "Nuevas aportaciones al ensayo FIP de fragilización por hidrógeno en tiocianato amónico" Hormigón y Acero nº 168, pp. 121-130 (1988).

[20] ETIENNE, C.F., WIJNGAARD, B.H. "Comparison of stress corrosion testing of prestressing steel under constant load and constant strain-rate". Proceedings 3rd FIP Symposium. FIP-Berkeley. Wexham Springs. Slough U.K. (1981).

[21] TANAKA, Y., YAMAOKA, Y., KARAUCHI, M. "Effects of tensile strength on the stress corrosion behaviour of steel wires in NH_4SCN and NH_4NO_3 aqueous solutions" Proceedings 3rd FIP Symposium. FIP-Berkeley. Wexham Springs. Slough U.K. (1981).

[22] LANCHA, A.M., ELICES, M. "Influencia de la orientación de las colonias de perlita en la corrosión bajo tensión de aceros eutectoides" Hormigón y Acero nº 167, pp. 143-151 (1988).

[23] BROWN, B.F., FUJII, C.T., DAHLBERG, E.P. "Methods for studying the solution chemistry within stress corrosion cracks". J. Eectrochem. Soc., Vol. 116, pp. 218-219 (1968).

[24] TORIBIO, J., ELICES, M. "Importancia de la Difusión en el Transporte de Hidrógeno en Metales". Anales de Ingeniería Mecánica, Año 6, Nº 3, pp. 33-38 (1988).

[25] KIKUTA, Y., OCHIATI, S., ARAKI, T. "The Diffusivity of Hydrogen and its Effect on the Embrittlement of Steel". 1st. Int. congress on Hydrogen in Metals, París. (1972).

[26] BOCKRIS, J.O'M., SUBRAMANYAN, P.K. "Hydrogen Embrittlement and Hydrogen Traps". J. Electrochem. Soc., pp. 1114-1119. (1971).

[27] IINO, M. "Trapping of Hydrogen by Sulfur-Associated Defects in Steels". Met. Trans., Vol. 16A, pp. 401-409 (1985).

[28] CHOO, W.Y., LEE, J.Y. "Effect of Cold Working on the Hydrogen Trapping Phenomena in Pure Iron". Met. Trans. A, Vol. 14, pp. 1299-1305 (1963).

[29] VAN LEEUWEN, H.P. "Hydrogen embrittlement of the circumferentially notched round specimen". Technical Report NLR TR 72113U. National Aerospace Laboratory. Amsterdam. The Netherlands (1972).

[30] VAN LEEUWEN, H.P. "The kinetics of hydrogen embrittlement: a quantitative diffusion model" Eng. Fract. Mech., Vol. 6, pp. 141-161 (1974).

[31] VAN LEEUWEN, H.P. "A failure criterion for internal hydrogen embrittlement". Eng. Fract. Mech., Vol. 9, pp. 291-296 (1977).

[32] ASTIZ, M.A. "Numerical modelling of hydrogen diffusion in metals" II International Conference on Numerical Methods for Nonlinear Problems. Barcelona. Spain (1984).

[33] ASTIZ, M.A. "Estudio de la difusión de hidrógeno en materiales metálicos". Anales de Mecánica de la Fractura, Vol. 2, pp. 107-111 (1985).

[34] ASTIZ, M.A. "Estudio de la difusión de hidrógeno en materiales metálicos" II Simposium sobre Aplicaciones del Método de los Elementos Finitos en Ingeniería. Barcelona. España. (1986).

[35] ASTIZ, M.A. "Hydrogen diffusion analysis in metals" Computational Methods for Non Linear Problems. (Edited by C. Taylor, B.R.J. Owen, E. Hinton), pp. 271-299. Pineridge Press (1987).

[36] BOCKRIS, J.O'M., SUBRAMANYAN, P.K. "A Thermodynamic Analysis of Hydrogen in Metals in the Presence of an Applied Stress Field". Acta Metallurgica. Vol. 19, pp. 1205-1208 (1971).

[37] RICE, J.R. "Mechanics of crack tip deformation and extension y fatigue", in "Fatigue Crack Propagation", ASTM STP 415, pp. 247-309 (1967).

[38] PIPPAN, R. "The growth of short cracks under cyclic compression". Fatigue Fract. Engng. Mater. Struct. Vol. 9, Nº 9, Nº 5, pp. 319-328 (1987).

[39] GORTEMAKER, P.C.M., PATER, C., SPIERING, R.M.E.J. "Near-crack tip finite strain analysis", in "Advances in Fracture Research" (Ed. by Francois), pp. 151-160 (1981).

[40] BOHORQUEZ, L., DOMINGUEZ, J. "Influencia del endurecimiento por deformación en las tensiones de cierre bajo cargas de amplitud constante". Anales de Ingeniería Mecánica, Año 7, Vol. 1, pp. 221-227 (1989).

[41] TORIBIO, J. "Fractura elastoplástica de alambres entallados". Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid (1987).

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

[42] TORIBIO, J., ELICES, M. "Estudio Cinemático de la Fragilización por Hidrógeno en Alambres Entallados". Anales de Mecánica de la Fractura, Vol. 4, pp. 389-404 (1987).

[43] TORIBIO, J., ELICES, M. "Slow Strain-Rate Technique Applied to Round-Notched Wires". Corrosion 88, pp. 88-92, N.A.C.E. Publishers (1988).

[44] TORIBIO, J., ELICES, M. "Effect of Local Strain in Stress Corrosion Testing". in "Failure Analysis. Theory and Practice" (EMAS, Eds.), pp. 301-303 (1988).

[45] TORIBIO, J., ELICES, M. "Importancia de la velocidad de deformación local en la fractura en ambientes agresivos". Anales de Mecánica de la Fractura, Vol. 6, p. 39-44 (1989).

RESUMEN

El fenómeno de la fragilización por hidrógeno en aceros de pretensado juega un papel primordial en Ingeniería Civil, al tratarse del principal mecanismo de agresión al material por parte del ambiente. En efecto: la fisuración por corrosión bajo tensión es frecuentemente debida a la fragilización por hidrógeno, fenómeno propio de todo tipo de ambientes y condiciones electroquímicas. Su importancia llevó en 1978 a la F.I.P. a establecer el ensayo en Tiocianato Amónico para determinar la susceptibilidad a la fragilización por hidrógeno de aceros de pretensado.

En la presente investigación se compara la susceptibilidad a la fragilización por hidrógeno de dos aceros de pretensado de diferente límite elástico, para así determinar la influencia de las características mecánicas del material —y concretamente del límite elástico— en el comportamiento en presencia del fenómeno mencionado. El programa experimental comprende la realización de ensayos de fractura en ambiente agresivo bajo diferentes condiciones electroquímicas (diferentes valores de pH y potencial). El análisis teórico incluye el planteamiento de un modelo no convencional de difusión de hidrógeno en metales, así como la consideración de la distribución de tensiones residuales compresivas en las proximidades del fondo de la grieta. El modelo resulta capaz de explicar el diferente comportamiento de ambos aceros frente a la fragilización por hidrógeno.

SUMMARY

The hydrogen embrittlement phenomenum in prestressing steels plays an important role in Civil Engineering, because it is the main environmental mechanism to damage the material. Furthermore: the stress corrosion cracking is often due to hydrogen embrittlement phenomenum, associated with all kinds of enviroments and electrochemical conditions. Its importance made the F.I.P. stablish, in 1978, the Ammonyum Thiocyanate test to measure the hydrogen embrittlement susceptibility of prestressing steels.

In the present investigation the hydrogen embrittlement susceptibility of two prestressing steels with different yield stress is compared, in order to point out the influence of mechanical parameters of the material —in particular the yield stress— in the behaviour in presence of the mentioned phenomenum. The experimental programme includes fracture tests in aggressive environment under different electro-chemical conditions (different values of pH and potential). The theoretical analysis includes the statement of a non-conventional model of hydrogen diffusion in metals, and the consideration of the compresive residual stresses distribution in the vicinity of the crack tip. The model is able to explain the different behavior of both steels under hydrogen embrittlement.

* * *

Conferencia Internacional sobre "Nuevas técnicas en puentes y pasos elevados"

Organizada por la Institución India de Ingenieros de Puentes, se va a celebrar en Singapur, durante los días 27 y 28 de Junio de 1991, una Conferencia Internacional sobre "Nuevas técnicas en puentes y pasos elevados".

Dado el constante aumento que, en todos los países, viene experimentando el transporte, tanto por carretera como por ferrocarril, se presenta como imprescindible la necesidad de construir nuevos puentes y pasos elevados, y conservar los actualmente existentes.

En esta Conferencia se tratarán los diferentes aspectos relacionados con la ingeniería de puentes y pasos elevados sobre autopistas, tales

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

como el cálculo, construcción, inspección, mantenimiento y reparación de estas estructuras, construidas en hormigón o acero.

Durante los dos días de duración de esta Conferencia, se tratarán temas sobre:

—Materiales para la construcción de puentes:

- Utilización del hormigón y el acero como materiales constructivos.
- Durabilidad de los materiales de construcción.
- Protección contra la corrosión y factores ambientales agresivos.

—Cálculo y análisis de puentes:

- Criterios de proyecto.
- Utilización de los Códigos y Normas nacionales.
- Cargas de viento, sísmicas y de vehículos.

—Construcción de puentes:

- Construcción de cimentaciones, pilas y estribos.
- Construcción de tableros utilizando nuevos métodos y nuevas técnicas.
- Utilización de cimbras como estructuras provisionales.

—Inspección y valoración.

—Inspección y ensayos no destructivos:

- Valoración de la estructura.
- Instrumentación y normas de mantenimiento.

—Conservación y mantenimiento de puentes:

- Equipos y métodos de conservación de puentes.
- Comportamiento y conservación de las estructuras de puentes.

—Reparación y rehabilitación:

- Inspección y rehabilitación.
- Reparación de defectos.
- Técnicas de refuerzo de puentes.

Los interesados en participar en estas reuniones deberán ponerse en contacto con:

Conference Director: John S Y Tan
150 Orchard Road ≠ 07-14 Orchard Plaza
Singapore 0923
Telex: RS 33205 FAIRCO
Fax: 235 35 30

* * *

Tercera Conferencia Internacional sobre fallos de estructuras "ICSF-91"

Organizada por el Instituto del Hormigón y la Universidad Internacional, de Singapur, se va a celebrar en dicha ciudad, durante los días 4 y 5 de abril del presente año 1991, una Conferencia Internacional sobre "Fallos de Estructuras", continuación de las dos ya anteriormente celebradas los años 87 y 89.

El objetivo fundamental de esta Conferencia, es facilitar un foro internacional para el intercambio de experiencias en fallos estructurales, entre investigadores, profesores, ingenieros y demás técnicos relacionados con los siguientes temas principales:

—Durabilidad.
—Conservación.
—Rehabilitación.

Se tratarán también otros temas tales como:

—Proyecto y construcción.
—Mecanismos de rotura.
—Rotura de materiales.
—Aspectos geotécnicos.
—Aspectos legales y económicos.

La Conferencia se celebrará en un hotel de Singapur. Se están programando una serie de actos sociales para los acompañantes, incluyendo visitas a la ciudad, y también algunas excursiones a lugares de especial interés relacionados con los temas de la Conferencia.

Los interesados en participar en estas reuniones, deberán ponerse en contacto con:

Dr. K.H. Tan
Secretary ICSF91
Department of Civil Engineering
National University of Singapore
10 Kent Ridge Crescent
Singapore 0511
Fax: (65) 779 16 35

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Metodología de ensayo evaluadora de la capacidad protectora de pinturas para hormigón frente a la carbonatación

A. Marta García Guillot,
C. Andrade
y C. Alonso
Instituto Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja
Madrid

INTRODUCCION

La neutralización del hormigón por efecto de la carbonatación, es una de las causas que puede desencadenar el proceso corrosivo de las armaduras embebidas en él.

A pesar de que la carbonatación es un proceso lento, actualmente son ya numerosas las estructuras en estado de corrosión debido a esta causa.

En ensayos previos (1) se ha demostrado que cuando una estructura se está corroyendo debido a la carbonatación del recubrimiento de hormigón, el grado de corrosión que alcanzan las armaduras es tal que puede provocar peligrosos niveles de deterioro, afectando seriamente a la vida en servicio de la estructura en un periodo de tiempo relativamente corto.

Para proteger al hormigón del efecto de la carbonatación y así evitar la corrosión de armaduras, se han desarrollado distintos métodos de protección, siendo uno de ellos el empleo de recubrimientos impermeables para hormigón, como pinturas, membranas, etc. (2), (3), (4).

Desde hace mucho tiempo, se vienen empleando pinturas para recubrir el hormigón, aunque en principio se hizo con una función meramente decorativa. Sin embargo es a partir de los años setenta cuando se empieza a plantear su uso como protectores frente a la corrosión de armaduras y al ataque químico del hormigón. Una de las primeras aplicaciones de esta idea fue su empleo en estructuras sumergidas, para evitar la difusión de los iones cloruro hacia el interior. Actualmente, el campo de aplicación de este método de protección es mucho más amplio y se emplea tanto en estructuras nuevas como en reparaciones, aunque su coste es relativamente elevado y necesitan mantenimiento.

La proliferación del empleo de recubrimientos para hormigón, ha propulsado la aparición en el mercado de gran número de productos destinados a este fin, lo que hace a veces difícil la elección del producto idóneo a cada necesidad, siendo además importante tener en cuenta que, actualmente, no existen unos ensayos estandarizados que permitan evaluar la capacidad protectora de dichos productos en función de las exigencias requeridas al mismo. Debido a esto, se han desarrollado distintos tipos de metodología de ensayo (5), (6), (7), lo que hace que los resultados obtenidos no sean siempre comparativos.

El presente trabajo describe una nueva metodología de ensayo para conocer la permeabilidad frente a la carbonatación y al vapor de agua, capaz de establecer una clasificación de varios recubrimientos para hormigón. También se presenta una discusión sobre la viabilidad del empleo de ensayos acelerados.

METODO EXPERIMENTAL

—Materiales:

Se han empleado probetas de mortero de tamaño 2 x 5,5 x 8 cm y 5 x 5 x 5 cm con relaciones c/a = 1/3 y a/c = 0,5, fabricadas con cemento I-45. Las probetas se curaron durante 28 días al 100% H.R. y 20 ± 2ºC de temperatura. Después, se dejaron secar al 50% de H.R. durante un periodo de 15 días, y se pintaron con dos manos de pintura.

Las pinturas ensayadas fueron:

—Pintura de base sílice coloidal (BSC).
—Pintura de base resina epoxi (BRE).
—Pintura de base cemento (BC).
—Pintura de base resina acrílica (BRA).

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

—Pintura de base resina de polímero etilénico (BPEt).

—Pintura de base resina de metacrilato de metilo (BRMM).

Además se emplearon probetas sin pintar, como referencia (PATRON).

Las probetas prismáticas llevan embebidas dos armaduras corrugadas y un redondo de grafito que permite el seguimiento de la corrosión por técnicas electroquímicas (8).

—Método de ensayo:

Una parte de las probetas (2 x 5,5 x 8) fue sometida a un proceso de carbonatación semiacelerada en una cámara al 60% de H.R. Durante los primeros 43 días se hizo fluir, a través de la cámara, nitrógeno con 1% de CO_2. A las mismas probetas, se las continuó carbonatando con el 5% de CO_2 durante 163 días y finalmente se pasó CO_2 al 100% hasta carbonatación total. Otra parte de probetas se carbonató aceleradamente durante 8 días, empleando CO_2 al 100%.

La evolución del proceso de carbonatación, se siguió controlando la variación de peso experimentada por las probetas. También se efectuaron medidas de Ecorr, Icorr y Rohm. El potencial de corrosión se midió empleando un electrodo de calomelanos saturado. La evolución de la intensidad de corrosión se determinó a través de la técnica de resistencia de polarización, descrita ya en anteriores trabajos (8). Los cambios experimentados en la caida ohmica se midieron empleando el dispositivo de compensación de caida ohmica del potenciostato.

El grupo de probetas cúbicas de 5 x 5 x 5 cm, fue sometido a un proceso de carbonatación acelerada con CO_2 al 100%, durante 8 días. El seguimiento del proceso se hizo mediante la variación de peso experimentada por las mismas.

RESULTADOS

—Carbonatación acelerada:

Las variaciones de peso experimentadas por las probetas cúbicas sometidas a carbonatación acelerada (100% CO_2) se pueden apreciar en la figura 1.

El comportamiento de las probetas pintadas con (BC) y (BRA) es prácticamente el mismo y sólo ligeramente mejor que el de la patrón. En estos casos, las probetas experimentan inicialmente un aumento de peso brusco, de tipo exponencial, seguido de un incremento mucho más suave.

Por otro lado, las probetas más resistentes al paso de CO_2 han sido las pintadas con (BRE) y (BPEt), ya que su aumento de peso es pequeño y en ningún momento se hace de tipo exponencial,

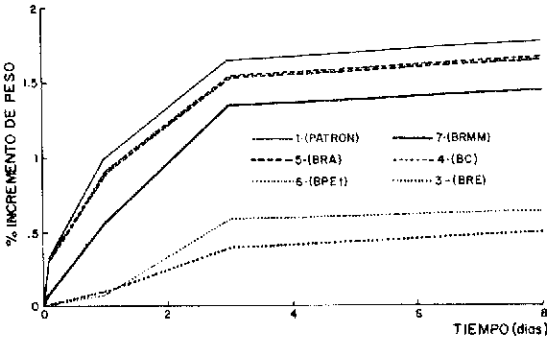


Fig. 1 Variación del % de incremento de peso de las probetas sometidas a carbonatación acelerada.

siendo prácticamente nulo en los primeros momentos de la carbonatación.

Un comportamiento intermedio es el experimentado por las probetas pintadas con (BRMM).

A partir de los 4 días de carbonatación, los incrementos de peso que experimentan las probetas ya son poco pronunciados, por lo que este tiempo sería suficiente para poder establecer una primera clasificación de su capacidad protectora frente al CO_2:

$$(BRE) > (BPEt) > (BRMM) > (BRA) \simeq (BC) > (PATRON)$$

Más protectora ⟶ Menos protectora

Esta clasificación se confirmó también, mediante el empleo del indicador fenolftaleina.

En cuanto a las medidas electroquímicas realizadas en las armaduras embebidas en las probetas prismáticas (figuras 2, 3 y 4), se puede observar que a los 4 días de ensayo, las pintadas con (BRE) y (BPEt) muestran menores Rohm que el resto, lo que podría ser indicador de su mayor capacidad impermeable frente al agua, almacenando mayores contenidos de humedad que favorecen el proceso de corrosión.

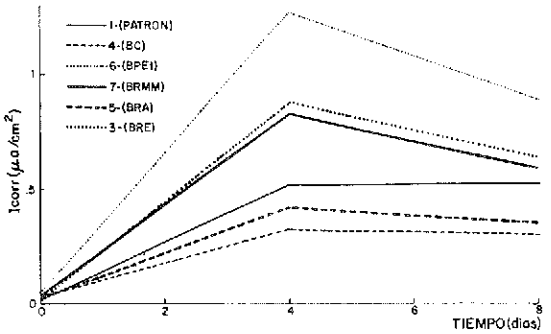


Fig. 2 Registro de la i corr. de las probetas sometidas a carbonatación acelerada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

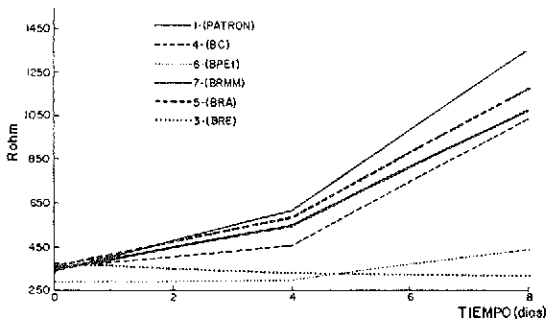


Fig. 3. Registro de la Rohm de las probetas sometidas a carbonatación acelerada.

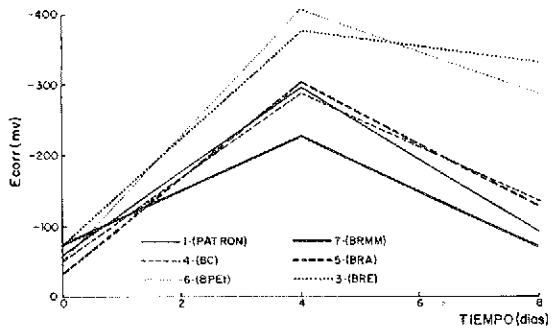


Fig. 4 Registro del Ecorr de las probetas sometidas a carbonatación acelerada.

Esto concuerda con las mayores Icorr y Ecorr más negativas que presentan con respecto al resto de las probetas, que al eliminar más fácilmente el agua formada durante la carbonatación y estar más secas, impiden el libre desarrollo de la corrosión, aún estando completamente carbonatadas.

—Carbonatación semiacelerada:

Durante los aproximadamente 40 días del proceso de carbonatación con 1% de CO_2 (figura 5), se aprecia una disminución de peso debido al proceso de secado que experimentan las probetas por encontrarse a H.R. bajas. Aquí, la carbonatación es muy lenta y el agua generada durante la misma es menor que la que se evapora.

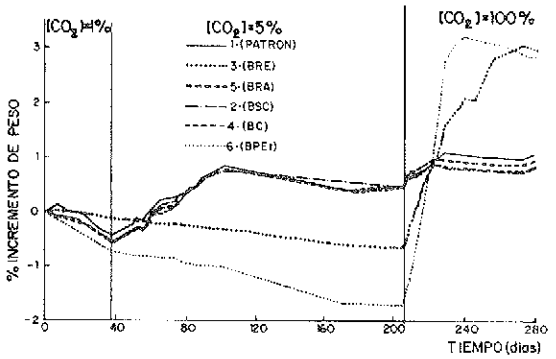


Fig. 5 Variación del % de incremento de peso de las probetas sometidas a carbonatación semi-acelerada

Al pasar a una carbonatación con un 5% de CO_2, las probetas pintadas con (BRE) y (BPEt) continúan perdiendo peso, mientras que el resto aumenta ya que al estar menos impedida la carbonatación, es más rápida la formación de agua que su evaporación.

Los ensayos con 5% de CO_2 se completaron con la rotura de una parte de las probetas, y revelado del frente carbonatado con fenolftaleína, encontrándose que las probetas pintadas con (BRE) y (BPEt) sólo estaban parcialmente carbonatadas, mientras que el resto lo estaban totalmente.

Al resto de las probetas se las continuó carbonatando con 100% de CO_2, apreciándose que las pintadas con (BRE) y (BPEt) experimentaban un brusco aumento de peso debido a que llegan a la carbonatación total, mientras que el resto apenas experimentan variaciones.

Esta información también se puede extraer con las medidas de Rohm (figura 6), y así las mayores Rohm detectadas en las probetas (PATRON) y pintadas con (BSC), (BC) y (BRA), con respecto al resto, es debido a que están completamente carbonatadas y a que evaporan más fácilmente el agua almacenada en su interior.

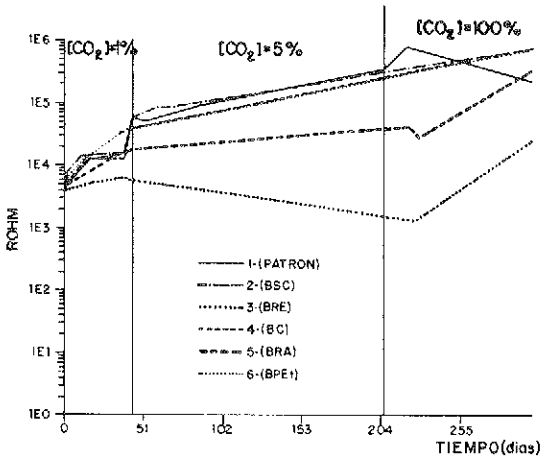


Fig. 6. Registro de la Rohm de las probetas sometidas a carbonatación semiacelerada.

En cuanto a las velocidades de corrosión medidas durante el tiempo al 5% de CO_2 (figura 7), se observa que en la probeta (PATRON) y en las pintadas con (BSC), (BC) y (BRA) son despreciables (menores de 0,1 $\mu A/cm^2$) aunque el agresivo haya penetrado. Esto es debido a la baja H.R. en su interior y al aumento de resistividad causado por el propio efecto de la carbonatación. Sin embargo, la intensidad de corrosión aumenta en las probetas pintadas con (BRE) y (BPEt), ya que el CO_2 ha alcanzado las armaduras y al mismo tiempo la humedad almacenada en su interior es mayor, con respecto a las otras probetas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

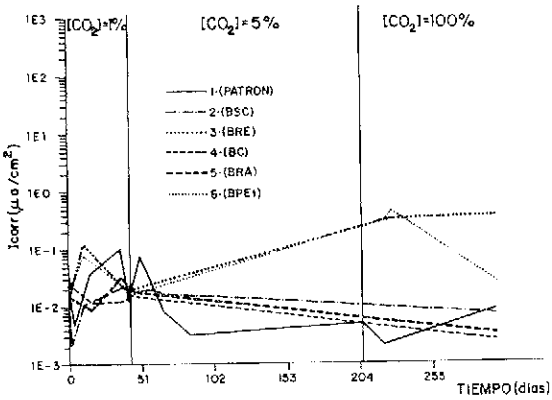


Fig. 7 Registro de la i corr de las probetas sometidas a carbonatación semiacelerada.

Los Ecorr medidos concuerdan con lo expuesto anteriormente, ya que indican corrosión no activa para las probetas (PATRON) y pintadas con (BSC), (BC) y (BRA), aún estando completamente carbonatadas, y corrosión activa para las pintadas con (BRE) y (BPEt) (Ecorr < -300 mv_{SCE}), hasta que alcanzan la carbonatación total y comienzan a perder humedad interior.

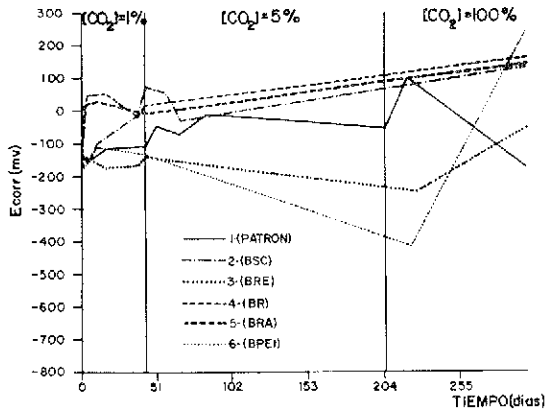


Fig. 8 Registro del Ecorr de las probetas sometidas a carbonatación semiacelerada.

La única clasificación que se puede extraer de este ensayo semiacelerado de carbonatación es que las pinturas más resistentes al paso de CO_2 son la (BRE) y (BPEt), mientras que el resto lo son en mucho menor grado.

Por otro lado, al hacer el análisis de los resultados, se aprecia que por tratarse de un ensayo más lento, se consigue establecer un equilibrio entre el agua formada en la carbonatación y la eliminada por evaporación, posibilitando entonces la obtención de información sobre la permeabilidad de las pinturas frente al vapor de agua y así se aprecia que la más impermeable es la (BRE).

DISCUSION

El estudio de las variaciones de peso experimentadas por las probetas durante el proceso de carbonatación acelerada, se presenta como un ensayo rápido y fiable que permite establecer una clasificación prácticamente completa de la capacidad protectora frente al CO_2, de las pinturas ensayadas.

Cuando el ensayo es semiacelerado sólo se llega a una clasificación parcial, ya que al tratarse de un proceso más lento, se produce un equilibrio entre el agua formada durante la carbonatación y la eliminada por evaporación, siendo por tanto, las variaciones de peso registradas el balance entre ambas y no únicamente efecto del ingreso de CO_2. Esto presenta la ventaja de permitir estudiar la permeabilidad al vapor de agua de las pinturas, a la vez que el de la permeabilidad al CO_2.

El ensayo acelerado también permite estudiar la permeabilidad al vapor de agua, pero con posteriores y específicos ensayos, sobre probetas ya carbonatadas, encaminados a estudiar esta variable.

La aplicación de técnicas electroquímicas de control de la corrosión, paralelamente al seguimiento de los cambios de peso, permite obtener información sobre el estado de corrosión de los aceros embebidos en las probetas y estudiar cómo les afecta la entrada de agresivo, así como el efecto de los cambios de humedad que se producen en el interior de las probetas.

Ambos métodos presentan la ventaja de no ser destructivos, lo que permite realizar un estudio exhaustivo sobre las mismas probetas.

El estudio del avance del frente carbonatado mediante rotura de probetas y revelado con fenolftaleina, presenta el inconveniente de ser un método destructivo y además sólo da una idea aproximada del grado de avance de la carbonatación, ya que dicho indicador vira a pH entorno a 8, y si sólo una pequeña cantidad de CO_2 llega a la armadura ya puede producirse la despasivación local de la misma, y sin embargo, esta carbonatación local no ser detectada con fenolftaleina.

Por otro lado, su empleo ha permitido visualizar la forma del frente carbonatado, resultando que al igual que en la carbonatación natural, la forma de avance del frente carbonatado es uniforme, aunque se hace más acentuado el efecto de la existencia de poros en el recubrimiento.

Actualmente, se encuentran en curso ensayos de exposición natural, para poder comparar los resultados obtenidos mediante estos ensayos en condiciones reales, con los obtenidos por métodos acelerados de laboratorio.

Hasta el momento sólo se ha podido hacer rotura de probetas a la edad de 6 meses, obteniéndose resultados concordantes con los de carbonatación acelerada. Esta concordancia

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

permite considerar los ensayos acelerados de carbonatación como fiables y válidos, ya que son rápidos y extrapolables a condiciones reales.

CONCLUSIONES

1) La carbonatación acelerada es un ensayo de laboratorio válido y rápido, que permite comprobar la capacidad protectora de revestimientos en un corto espacio de tiempo.

2) La carbonatación semiacelerada permite diferenciar la distinta permeabilidad de las pinturas frente al CO_2, aunque menos exhaustivamente, pero sin embargo, permite simultáneamente conocer lapermeabilidad al vapor de agua de las mismas.

3) La determinación de la variación de peso durante la carbonatación es una técnica sencilla, que da una información fiable sobre la evolución del proceso, sobre todo en el caso de ensayos acelerados.

4) La medida de parámetros electroquímicos como son Ecorr, Icorr y Rohm, en el estudio de revestimientos para hormigón, permite conocer el efecto nocivo o beneficioso que éstos ejercen sobre las armaduras.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la CICYT por la financiación de esta investigación.

BIBLIOGRAFIA

1. C. ALONSO and C. ANDRADE. Effect of cement type and cement proportion in the corrosion rate of rebars embedded in carbonated mortar. Materiales de construcción. Vol. 37 Nº 205 (1987) 5.

2. F. DUTRUEL and J.P. LE HAIR. Nouvelles techniques de protection du béton manufacturé par impregnation. Béton, Nº 364, sept. (1978) 91.

3. D.W. PFEIFER and W.F. PERENCHIO. Cost-effective protection of rebars against chlorides, sealers or overlays? Concrete Construction, may. (1984) 503.

4. B. LINDBERG. Protection of concrete against aggresive atmospheric deterioration by use of surface treatment (painting). 4th Int. Confer. on Durability of Building Materials and Components. Singapore (1987).

5. H. WEBER. Methods for calculating the progress of carbonation and the associated life expectancy for reinforced concrete components. Betonwerk Fertigteil Technik, 8 (1983) 508.

6. R.D. BROWNE and P.C. ROBERY. Practical experience in the testing of surface coating for reinforced concrete. 4th Int. Confer. on Durability of Building Materials and Components. Singapore (1987).

7. A. BABA, O. SENBU. A predictive procedure for carbonation depth of concrete with various types of surface layers. 4th Int. Confer. on Durability of Building Materials and Components. Singapore (1987).

8. C. ANDRADE and J.A. GONZALEZ. Quantitative measurements of corrosion rate of reinforcing steels embedded in concrete using polarization resistance measurements. Werkstoff und korrs. 29 (1987) 515.

RESUMEN

La carbonatación del hormigón es uno de los procesos que puede desencadenar la corrosión de armaduras, disminuyendo por tanto la vida en servicio de las estructuras.

A pesar de ser un proceso lento, es creciente el número de estructuras de no reciente construcción, afectadas por este hecho, que muestran deterioros considerables.

Actualmente, han proliferado los tipos de recubrimientos enfocados a proteger el hormigón y evitar su pérdida de durabilidad, como son las pinturas, membranas, etc. Sin embargo, no existen ensayos estandarizados que permitan caracterizar la capacidad protectora de dichos recubrimientos y calificarlos como aptos para el hormigón.

En el presente trabajo, se describe una nueva metodología de ensayo, en la cual se ha empleado un ensayo semiacelerado de carbonatación y otro acelerado, comparando los resultados obtenidos en ambos.

El ensayo semiacelerado permite hacer una clasificación de la capacidad protectora de los recubrimientos frente al CO_2, pero sin embargo la obtenida mediante el ensayo acelerado es más selectiva y rápida. También se ha estudiado la permeabilidad al vapor de agua de estos recubrimientos.

SUMMARY

Concrete carbonation is one of the processes which may develop rebar corrosion, and therefore the service life of the structure decreases.

Concrete coatings are increasingly being used to delay this risk of corrosion, but there is not a standardized method to evaluate their efficiency. In this paper a new testing methodology is decribed. A semiaccelerated carbonation test is employed. The results are compared with those from the accelerated one.

The first one allows a partial classification of the coatings to CO_2 resistance but the accelerated method is more selective and takes shorter time. Water permeability of the coatings is also evaluated.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Simposio Internacional sobre "Puentes: Interacción entre la tecnología constructiva y el cálculo"

Organizado por la IABSE y el Ministerio de Transportes ruso, y auspiciado por el CEB, se va a celebrar en Leningrado (URSS), durante los días 11 al 14 de septiembre de 1991, un Simposio cuyo objetivo fundamental es ayudar a los ingenieros a proyectar y construir mejores puentes.

En el curso de las Sesiones programadas, se presentarán y comentarán los actuales métodos y normas de buena práctica que en la actualidad se vienen utilizando para el proyecto y construcción de puentes en los distintos países, bajo condiciones locales muy diferentes.

Se estudiarán todos los tipos de puentes, de pequeña, mediana y gran luz, con especial dedicación a las modernas tecnologías utilizadas en los puentes metálicos, de hormigón armado y de hormigón pretensado.

Como temas principales, han sido seleccionados, en principio, los siguientes:

—Tema A: Aspectos genrales.

—Tema B: Influencia de las técnicas constructivas en los puentes metálicos.

—Tema C: Influencia de la técnica constructiva en los puentes de hormigón.

—Tema D: Evolución de los materiales y puentes de gran luz.

Además de las Sesiones Técnicas, se celebrarán también "Mesas Redondas" para el estudio y discusión de los dos temas siguientes:

—Puentes para ferrocarriles de alta velocidad.

—Puentes móviles (levadizos, giratorios, flotantes, etc.).

También se ha previsto una Sesión para la presentación de "posters".

Asimismo, se tienen programados diversos actos sociales, visitas técnicas y viajes post-Simposio.

Los interesados en participar en este Simposio, deberán ponerse en contacto con:

IABSE Secretariat
ETH-Hönggerberg
CH-8093 Zurich
Switzerland
Telex: 822186 IABS CH
Telefax: Int. 41/1/371 55 48. Att. IABSE

O bien a:
Organizing Committee
IABSE Symposium 1991
21 Sadovo-Spasskaya
107217 Moscow
USSR

* * *

IV Simposio Internacional sobre "Ferrocemento"

En octubre de 1991 y organizado por el Centro de Información Técnica de La Habana, Cuba, se va a celebrar el IV Simposio Internacional sobre "Ferrocemento", con el objeto de intercambiar experiencias entre especialistas e interesados en este tema, procedentes de los diferentes países.

El tema general del Simposio es "Ferrocemento: Su papel en el desarrollo de la construcción". Se tratarán los siguientes puntos:

—Propiedades mecánicas.
—Investigaciones y desarrollo.
—Normas.
—Tecnología constructiva.
—Utilización del ferrocemento en edificación.
—Utilización del ferrocemento en estructuras marítimas.
—Utilización del ferrocemento en edificios rurales.
—Depósitos y piscinas.
—Otras aplicaciones.
—Experiencias nacionales.

Además de las Sesiones Técnicas, habrá una exposición de materiales, maquinaria, fotografías, posters, publicaciones, etc.

Los interesados en participar en este Simposio, deberán dirigirse a:

Lic. Fidel Delgado
Director del CIT
Secretario del Comité Organizador del IV Simposio Internacional sobre Ferrocemento
P.O. Box, 60
10100 LA HABANA, Cuba

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Estudio térmico -tensional de grandes volúmenes de hormigón frente a la acción del calor de fraguado

Enrique Mirambell
Dr. Ingeniero de Caminos
Francisco Pujol
Ingeniero de Caminos
Departamento Ingeniería de la Construcción
E.T.S.I.C.C. y P. de Barcelona
Universidad Politécnica de Cataluña

1. INTRODUCCION

Es conocido que durante el proceso de fraguado y endurecimiento del hormigón, el calor de hidratación del cemento origina un significativo incremento de la temperatura en el interior de la masa de hormigón. Como resultado de las distribuciones de temperaturas obtenidas durante el fraguado y de las condiciones de vinculación de la estructura o elemento que se analice, se originan, en edades tempranas, tensiones térmicas de tracción que pueden ocasionar fisuración en el hormigón. Por consiguiente, se hace necesario el predecir de una forma más o menos realista el estado tensional al que se ven sometidas determinadas estructuras masivas de hormigón por efecto del calor de fraguado —grandes bloques de hormigón para rompeolas de puertos, presas, grandes cimentaciones masivas,...—. Este es el objetivo principal de algunas de las numerosas referencias bibliográficas que versan sobre esta temática, ya sea desde un punto de vista general, ya sea desde un punto de vista práctico aplicado a una determinada tipología en concreto (Rastrup (12), Machida y Uehara (9), Pitkänen (11), Branco y Mendes (3), Yamazaki et al. (17), Acker (2), Holladay (6), Paulon y Saad (10), Ukrainičik et al. (14), van Damme et al. (16), van Breugel (15), Townsend (13), ACI Committee 207 (1)).

El presente artículo se centra en el estudio térmico y tensional de grandes bloques cúbicos de hormigón, predimensionados para su utilización posterior en rompeolas de puertos. En primer lugar se determinan los parámetros definitorios de la curva de generación interna de calor durante el proceso de fraguado del hormigón, los cuales han sido obtenidos a través del desarrollo y contrastación de los resultados derivados de estudios experimentales de medición de temperaturas en bloques a escala reducida y de estudios analíticos de obtención de distribución de temperaturas en el interior de tales bloques. Caracterizada ya la acción térmica del calor de fraguado, se pasa a continuación a estudiar el comportamiento térmico y tensional de los bloques cúbicos predimensionados de hormigón, los cuales, en este estudio concreto, presentan unas dimensiones de 3,30 x 4,00 x 3,30 m y un peso aproximado de 110 toneladas.

El modelo numérico de predicción de las distribuciones de temperatura, se basa en un modelo tridimensional de elementos finitos que contempla los mecanismos de transferencia de calor —conducción, convección y radiación de onda corta y onda larga— y el fenómeno de la generación interna de calor durante el proceso de fraguado. Las distribuciones tensionales inducidas por la acción térmica y por el peso propio del bloque, se obtienen mediante la utilización de un modelo de análisis tridimensional de elementos finitos, considerando para el material hormigón una ley elástica-lineal, la cual contempla la variación del módulo de deformación durante los primeros días. Los resultados obtenidos han permitido cuantificar, tanto desde un punto de vista térmico como tensional, el efecto del calor de fraguado sobre el comportamiento de grandes estructuras masivas de bloques de hormigón para rompeolas, en primeras edades.

Cabe aquí señalar que el estudio térmico y tensional presentado en este artículo se plantea para un hormigón determinado, para unos bloques con dimensiones previamente definidas y

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

para unas condiciones de contorno, tanto ambientales como estructurales y de ejecución, también previamente definidas. Es conocido que el efecto de la acción térmica del calor de fraguado depende de numerosos factores; en lo referente al propio material hormigón, tal efecto depende, entre otros, del tipo y dosificación del cemento, del tipo de áridos, de la relación agua/cemento, de si se utilizan o no aditivos retardadores de fraguado; en lo que se refiere a las condiciones ambientales, los efectos de la generación interna de calor dependerán de la exposición del elemento en estudio a radiación solar, de la temperatura ambiente y de otras variables climáticas como la velocidad del viento, etc.; en lo relativo a condiciones de ejecución, el efecto del calor de fraguado dependerá de la temperatura inicial de la mezcla, del tipo de encofrado, del procedimiento constructivo, de si se lleva a cabo o no un enfriamiento artificial del hormigón, ...; por último, las condiciones de vinculación supuestas en el análisis estructural, influirán en la respuesta tensional de las estructuras masivas de hormigón sometidas a la acción del calor de fraguado.

No obstante, los resultados derivados del presente estudio mostrarán un hecho que cualitativamente tiene lugar en todo tipo de estructura masiva de hormigón sometida al efecto del calor de fraguado, y es la fuerte no linealidad del campo de temperaturas que se induce en el seno de la masa, con temperaturas elevadas en el centro del elemento —bloque— analizado y con temperaturas próximas a la temperatura ambiente en la superficie exterior. Ello se traduce en unas distribuciones tensionales tales que el contorno exterior de la estructura masiva se ve sometida a tracciones que, dependiendo de los factores anteriormente mencionados, pueden superar fácilmente la resistencia a tracción que el hormigón ha podido desarrollar a tales edades tempranas.

2. ESTUDIOS EXPERIMENTALES EN BLOQUES DE HORMIGON. DETERMINACION DE LA CURVA DE CALOR DE FRAGUADO

2.1. Caracterización del hormigón del bloque

En primer lugar es obvio que debe partirse de un hormigón que cumpla los requisitos exigidos en cuanto a trabajabilidad y resistencia característica. En este estudio particular, el cemento utilizado fue un cemento III-2/35 SR MR de bajo calor de hidratación. El fabricante de cemento aportó los calores de hidratación del cemento a diferentes instantes de tiempo, los cuales se recogen en la tabla 1.

La resistencia característica exigida al hormigón del bloque de rompeolas era de 225 Kp/cm^2, adoptándose una dosificación de cemento de 300 kg por metro cúbico de hormigón.

Tabla 1

Calor de hidratación del cemento, a diferentes instantes de tiempo

Tiempo (horas)	Calor de hidratación (cal/gr)
12	26,6
24	46,5
72	55,0
120	57,2

Por otra parte, el hecho de que los áridos empleados para la confección del hormigón no fueran de muy buena calidad y el hecho de que la arena presentara un porcentaje de absorción elevado, motivó el que la relación agua/cemento tuviera que aumentarse hasta un valor de 0,58 para conseguir una adecuada trabajabilidad del hormigón. El primer valor adoptado de la relación a/c fue de 0,50, obteniendo un asiento prácticamente nulo en el cono de Abrams. Aunque la trabajabilidad del hormigón no es un requisito de diseño especialmente restrictivo para la tipología en estudio -grandes bloques— es claro que la consistencia del hormigón no podía ser tan seca.

Considerando algunos condicionantes previos, tales como que el tamaño máximo del árido es de 40 mm y que no se emplearían aditivos que mejoraran la trabajabilidad del hormigón o retardaran el proceso de fraguado, se llegó a la dosificación definitiva del hormigón con el que se confeccionarían los bloques del rompeolas:

Arido 20/40	625,7 Kg
Arido 5/20	760,1 Kg
Arena 0/5	678,0 Kg
Cemento	300,0 Kg
Agua	170,0 litros

Con esta dosificación se fabricaron 3 series de 5 probetas cilíndricas, de 15 x 30 cm, para romper a compresión a 7, 14 y 28 días. Los resultados obtenidos para la resistencia media a compresión, se presentan en la tabla 2. Cabe señalar que la dispersión en los resultados de rotura de las 5 probetas, para las 3 series confeccionadas, fue muy pequeña.

Tabla 2

Valores de la resistencia media a compresión, en probeta cilíndrica, a 7, 14 y 28 días

Tiempo (días)	Resist. Comp. (Kp/cm^2)
7	199,0
14	241,0
28	288,0

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

2.2. Experimento de medición de temperaturas en el bloque de hormigón, en condiciones cuasi-adiabáticas

Caracterizado ya el hormigón desde un punto de vista mecánico y resistente, de cara a poder evaluar con cierto rigor la influencia del calor de fraguado sobre el comportamiento tensional de bloques de hormigón, se hacía necesario caracterizar éste desde un punto de vista térmico. Por consiguiente, debía determinarse la curva de generación interna de calor en el seno de la masa de hormigón durante el proceso de fraguado y endurecimiento. La realización de experimentos de medición de temperaturas en bloques de hormigón, a escala reducida 1:3 con respecto a los bloques predimensionados, perseguía tal objetivo. Posteriormente, la contrastación de los resultados experimentales con los resultados analíticos derivados del análisis térmico tridimensional del bloque experimentado, permitiría identificar los parámetros definitorios de la curva de calor de fraguado para el hormigón en cuestión.

El primer experimento de medición de temperaturas en el bloque de hormigón, se planteó en condiciones cuasi-adiabáticas. Su volumen era de 1 m^3, de dimensiones 1,0 x 1,0 x 1,0 metros, y se aisló térmicamente mediante la utilización de chapas de poliestireno extrusionado de 10 cm de espesor. Dadas las características térmicas de este material, con una muy baja conductividad térmica (k = 0,028 W/m ºC), el hormigón envuelto en él se comporta como el hormigón en el interior de un bloque de grandes dimensiones. Asimismo se dispuso un encofrado de madera, de 3 cm de espesor, arriostrado de forma conveniente, en torno al poliestireno. Previamente a la operación de hormigonado, se ubicaron las sondas de medida de temperatura en los puntos deseados, las cuales se conectaban a un medidor-registrador. Los datos registrados se volcaron posteriormente a un miniordenador. Los dispositivos de medida de temperatura se colocaron en dos ejes de simetría del cubo (según uno de los dos ejes horizontales y según el eje vertical de simetría) tal como se muestra en la figura 1. El registro de temperaturas se realizó de forma continua a lo largo de los 13 primeros días después de finalizar la operación de hormigonado.

Puesto que el bloque se encuentra en condiciones adiabáticas —aislado térmicamente— la temperatura en todos los puntos de medida debía ser muy similar; y así ocurrió. Las diferencias máximas obtenidas entre las temperaturas de cada uno de los dispositivos de medida fueron muy reducidas, no superando en ningún instante, a lo largo de todo el período de registro del experimento, los 3ºC. Ello puede apreciarse claramente en la figura 2, en la cual puede observarse asimismo que la temperatura en el centro geométrico del cubo es algo superior al resto de puntos instrumentados, tal como era de esperar. También se muestra la evolución de la temperatura ambiente a lo largo del período de duración del experimento.

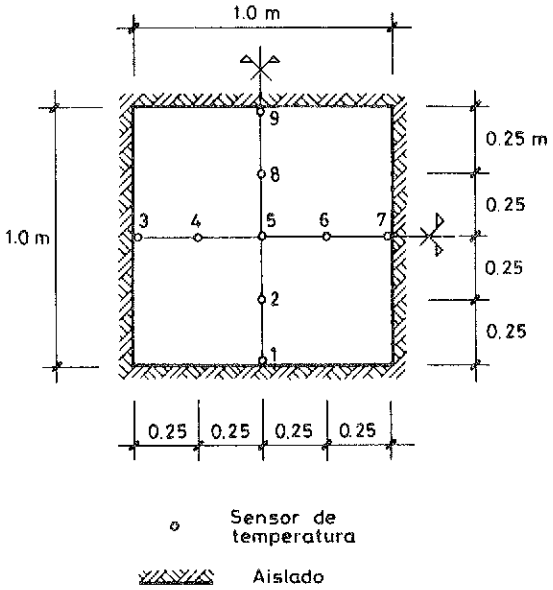


Fig. 1. Ubicación de los puntos de medida de temperatura en el bloque experimental de hormigón, en condiciones cuasi-adiabáticas (alzado).

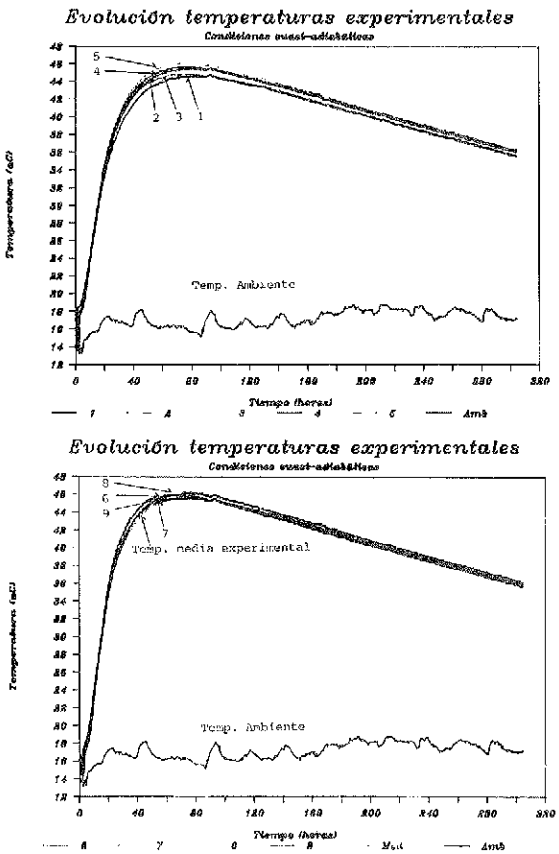


Fig. 2. Evolución de las temperaturas en el hormigón a lo largo del primer experimento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Por otra parte, en base a los valores suministrados del calor de hidratación del cemento, puede obtenerse el incremento adiabático de temperatura. Así, para un calor de hidratación a 3 días de 55,0 cal/gr, instante para el cual se induce, aproximadamente, la temperatura máxima en el bloque de hormigón, el incremento adiabático sería de 29ºC. En efecto, la temperatura máxima registrada en el centro del cubo fue de 46,2ºC, aproximadamente igual a la suma de la temperatura inicial de la mezcla, que fue de 17ºC, y del incremento de temperatura adiabática. Ello corroboró el suministro de un cemento de bajo calor de hidratación.

2.3. Determinación de la curva de calor de fraguado

Conocida la evolución de las temperaturas —mediciones experimentales— en los diferentes puntos instrumentados del bloque, se pasa a continuación a realizar el análisis térmico tridimensional de dicho bloque. La posterior contrastación de resultados experimentales y analíticos, permite determinar la curva de generación interna de calor.

En primer lugar, se exponen sucintamente las bases de cálculo del modelo de análisis térmico utilizado en el presente estudio.

La ecuación diferencial que gobierna el fenómeno de la transmisión del calor es

$$\operatorname{div}(-\kappa \cdot \operatorname{grad} T) - \dot{Q} + \rho c \frac{\partial T}{\partial t} = 0 \qquad (1)$$

en donde κ es el tensor de conductividades térmicas, ρc es la capacidad calorífica del medio y $\dot{Q}$ es la velocidad de generación interna de calor en el seno de la masa de hormigón.

El modelo de análisis térmico es lineal, es decir, las propiedades térmicas y la densidad, parámetros que influyen en la resolución de la ecuación diferencial de transmisión de calor, no dependen de la temperatura. En este estudio y dado el régimen de temperaturas del hormigón en el que nos movemos, esta hipótesis de partida puede ser perfectamente adoptada. El modelo numérico utiliza la técnica de los elementos finitos tridimensionales, para evaluar y cuantificar el efecto del calor de fraguado según las tres direcciones del espacio. Asimismo, también se contempla la posible pérdida o ganancia de calor a través del contorno exterior del elemento que se va a analizar, como resultado de los mecanismos de transferencia de calor por convección y por radiación, de onda corta y onda larga.

$$k_x \cdot \left(\frac{\partial T}{\partial x} n_x\right) + k_y \cdot \left(\frac{\partial T}{\partial y} n_y\right) + k_z \cdot \left(\frac{\partial T}{\partial z} n_z\right) + q(x, y, z, t) = 0 \qquad (2.a)$$

$$q(x, y, z, t) = q_{\text{radiación solar}} + q_{\text{convección}} + q_{\text{re-radiación}} \qquad (2.b)$$

De cara a llevar a cabo el análisis térmico tridimensional del bloque experimental de hormigón, es necesario contemplar la existencia de los tres materiales presentes en el experimento: madera (encofrado), poliestireno extrusionado (aislante térmico) y hormigón (bloque). En la tabla 3 se presentan los valores adoptados para la densidad y las propiedades térmicas de dichos materiales.

Debido a la simetría central del problema, se ha llevado a cabo el análisis térmico de una octava parte del bloque de 1 m^3. Dicha parte del cubo se ha discretizado mediante 8 elementos cubos isoparamétricos y serendípitos de 20 nodos. El encofrado de madera y las placas de poliestireno, también han sido discretizados mediante elementos cubos de 20 nodos. La figura 3 muestra la malla adoptada en el análisis térmico.

En lo referente a la curva de generación interna de calor durante el proceso de fraguado, puede suponerse que ésta varía en el tiempo de forma exponencial. En el presente estudio se ha utilizado la expresión propuesta por Rastrup (12), la cual ha sido utilizada asiduamente en estudios relativos a la influencia del calor de fraguado sobre el comportamiento tenso-deformacional en estructuras masivas de hormigón. Dicha expresión, para el cemento, presenta la siguiente forma:

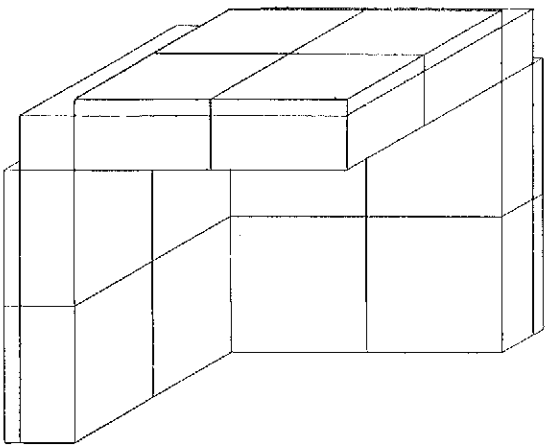
$$Q = a + E \cdot e^{-b(t_e)^n} \qquad (3)$$

Tabla 3

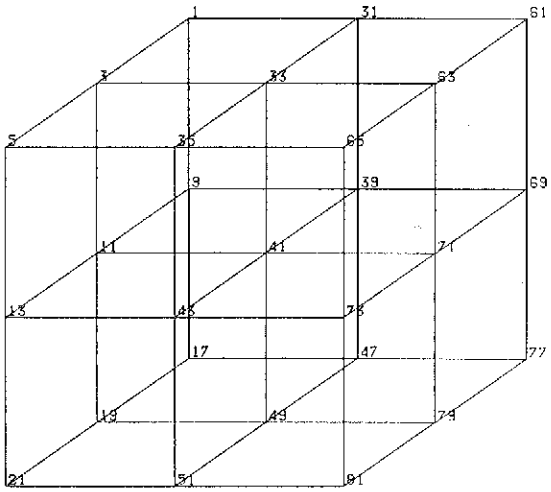
Valores de la densidad y de las propiedades térmicas de los materiales, adoptados en este estudio

Propiedad	Hormigón	Poliestireno	Madera
Conductividad (W/m ºC)	1,5	0,028	0,14
Calor específico (J/Kg ºC)	960,0	836,00	1.254,0
Densidad (Kg/m^3)	2.400,0	35,0	410,0

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025



Encofrado y aislante



Bloque de hormigón

Fig. 3. Mallas de discretización del encofrado, del aislante térmico y del bloque de hormigón.

Realmente, el término que entra en juego en la ecuación diferencial de transmisión de calor [véase ecuación (1)] es la generación de calor por unidad de tiempo y unidad de volumen de hormigón. Así pues, el valor de Q será:

$$\dot{Q} = E \cdot e^{-bt_e^{-n}} (nb)\, t_e^{-n-1} \cdot C \qquad (4)$$

En esta expresión, C representa la cantidad de cemento por m^3 de hormigón, que en este estudio es de 300 Kg/m^3; E es el calor de hidratación desprendido a tiempo infinito; y b y n son exponentes que hay que determinar. Por otra parte, el valor de t_e representa un tiempo equivalente, distinto al real, que tiene en cuenta el hecho de que el proceso de generación de calor tiene lugar a temperatura variable. Basándose en datos experimentales, Rastrup (12) propone la siguiente expresión para el tiempo equivalente:

$$t_e = \int_0^t 2^{(T-T_r)/10}\, dt \qquad (5)$$

Expresada en forma incremental, la expresión (5) se transforma en

$$t_e = \sum_0^t 2^{(T-T_r)/10}\, \Delta t \qquad (6)$$

en donde T es la temperatura del proceso durante el intervalo de tiempo Δt, y T_r es la temperatura uniforme de referencia para la cual se determinan los parámetros de la ecuación (4). En el presente estudio, la contrastación de los resultados derivados del modelo de análisis, con los derivados de la experimentación, ha permitido determinar, para una temperatura de referencia $T_r = 0ºC$, los valores de dichos parámetros, los cuales se presentan en la tabla 4.

Tabla 4

Valores de los parámetros que determinan la velocidad de generación interna de calor por unidad de volumen ($T_r = 0ºC$)

E (cal/gr)	b (horas^2)	n
80,0	7,0	0,45

En la figura 4 se representa la evolución de la media de los valores experimentales registrados en los nueve puntos de medida de temperatura, a lo largo del ensayo, y la evolución del valor de la temperatura en el nodo central del cubo, obtenida mediante la aplicación del modelo de análisis térmico.

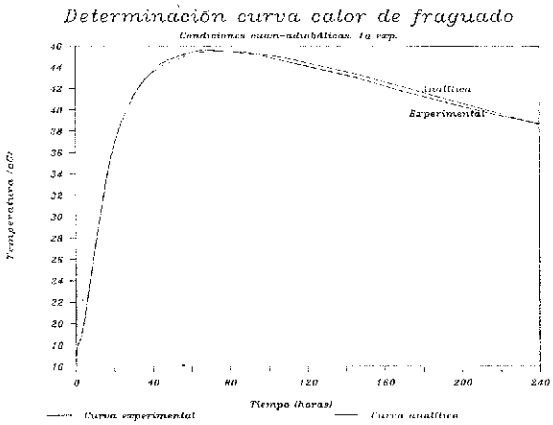


Fig. 4. Determinación de la curva de calor de fraguado. Identificación de los parámetros E = 80 cal/gr, b = 7 horas^2, n = 0,45 (en condiciones cuasi-adiabáticas).

Como puede apreciarse, la diferencia entre ambas evoluciones de las temperaturas contrastadas es mínima. Por consiguiente, puede concluirse que los parámetros E, b y n presentados en la tabla 4, definen el comportamiento térmico de este hormigón frente a la acción del calor de fraguado. La curva de generación interna de calor por unidad de volumen y unidad de tiempo, obtenida a través de la sustitución de los

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

valores de dichos parámetros, será la que se introducirá como acción que hay que considerar en el análisis térmico tridimensional del bloque predimensionado para su utilización en el rompeolas.

2.4. Experimento de medición de temperaturas en el bloque de hormigón, en condiciones no adiabáticas

El objetivo principal de este segundo experimento era, por una parte, contrastar la bondad de los resultados experimentales obtenidos en el primer experimento, así como verificar los valores de los parámetros de definición de la curva de generación interna de calor, obtenidos a través del experimento. Por otra parte, también serviría para contrastar de nuevo el modelo de análisis utilizado en el estudio.

En este segundo experimento se dispuso material aislante —poliestireno extrusionado— en todas las caras exteriores excepto en dos, permitiendo así flujo de calor hacia el exterior, según una de las dos direcciones horizontales, desde el principio del experimento. El bloque de hormigón tenía un volumen de 1,20 m^3 con dimensiones 1,20 x 1,0 x 1,0 m. Los valores adoptados para las propiedades térmicas de los materiales, no varían con respecto a los adoptados en el primer experimento (véase tabla 3). Por otra parte, las condiciones de ejecución de este experimento fueron idénticas a las del primero, ubicándose los nueve puntos de medida de temperatura en el interior del bloque, en el plano horizontal de simetría. La ubicación de dichos puntos de medida se muestra en la figura 5. El registro de temperaturas se realizó de forma continua a lo largo de los 13 primeros días después de finalizar la operación de hormigonado.

La figura 6 muestra la evolución de las temperaturas en los puntos de medida ubicados según el eje horizontal de simetría del bloque que no se encuentra aislado. De dicha gráfica pueden desprenderse algunas conclusiones parciales que corroboran la bondad del ensayo experimental. En primer lugar, los puntos de medida 7 y 8 deben encontrarse a menor temperatura que los demás, puesto que aquéllos se encuentran ubicados en el contorno del bloque y en contacto, prácticamente, con el encofrado de madera. En las caras no aisladas térmicamente, el flujo de calor hacia el exterior es mayor y ello se traduce en una disminución de la temperatura en dichos puntos de medida.

Por otra parte, la evolución de la temperatura en los restantes puntos de medida debe ser muy similar, puesto que todos ellos se encuentran en unas condiciones cercanas a las cuasi-adiabáticas. No obstante, debido a que no existe

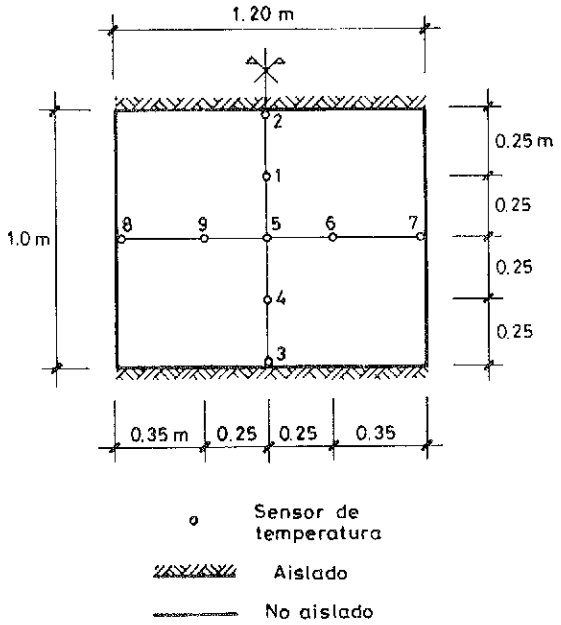


Fig. 5. Ubicación de los puntos de medida de temparatura en el bloque experimental de hormigón, en condiciones no adiabáticas (planta).

aislamiento térmico según una de las dos direcciones horizontales, la temperatura máxima alcanzada en estos puntos de medida debe ser inferior a la obtenida en el primer experimento, bajo condiciones cuasi-adiabáticas. Concretamente, para el nodo central del cubo, en el primer experimento se alcanzó una temperatura máxima de 46,2°C, mientras que para el segundo experimento dicho nodo alcanzó una temperatura máxima de 43°C.

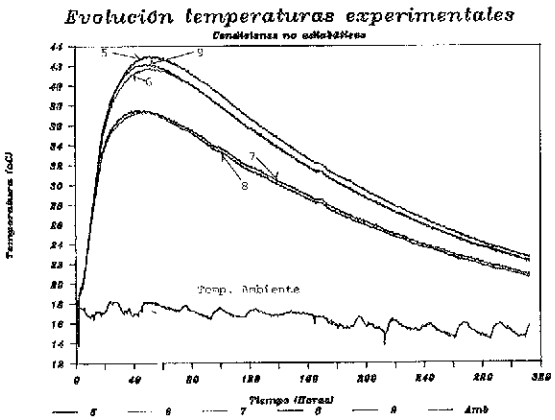


Fig. 6. Evolución de las temperaturas en los puntos de medida del eje horizontal no aislado, en el experimento en condiciones no adiabáticas.

Al igual que en el primer experimento, se procedió a continuación a la contrastación de los resultados experimentales con los derivados del modelo de análisis. Las bases de cálculo son las ya expuestas con anterioridad; la única diferen-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

cia estriba en que los elementos finitos que modelaban el aislante térmico en el primer experimento, en uno de los dos ejes horizontales, se transforman en elementos de hormigón. Por otra parte, la curva de calor de fraguado viene definida por los parámetros E, b y n obtenidos en el primer experimento (véase tabla 4). En la figura 7 se presenta la evolución de las temperaturas analítica y experimental, en el nodo central y en el nodo exterior situado en una de las dos caras sin aislante térmico.

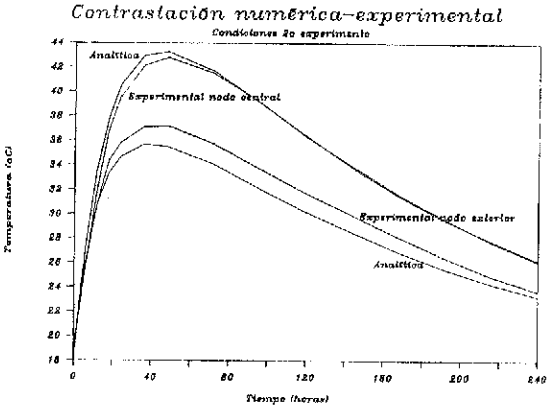


Fig. 7. Evolución de las temperaturas experimental y analítica de los nodos central y exterior en cara sin aislante, en el experimento bajo condiciones no adiabáticas.

En dicha figura puede apreciarse que la temperatura del nodo central obtenida mediante el modelo de análisis es muy similar a la obtenida experimentalmente. Para el nodo exterior, las diferencias entre la temperatura analítica y la obtenida experimentalmente son algo más acusadas; no obstante, la diferencia máxima no supera el valor de 2ºC. Ello puede ser debido a que, durante la operación de hormigonado, el encofrado de madera cedió algo en las caras donde precisamente no existía aislante térmico; por consiguiente, el dispositivo de medida de temperatura ubicado en el paramento exterior del bloque, quedó ligeramente introducido, en la masa de hormigón, una distancia suficiente como para que la temperatura registrada experimentalmente fuera algo superior a la obtenida mediante el modelo de análisis.

En cualquier caso, las diferencias no son significativas y, en base a los resultados obtenidos, queda contrastada la bondad del modelo de análisis así como el ajuste de parámetros de la curva de generación interna de calor del hormigón.

3. ANALISIS TERMICO DE BLOQUES DE HORMIGON DE GRANDES DIMENSIONES, DURANTE EL PROCESO DE FRAGUADO

3.1. Bases de cálculo. Condiciones adoptadas de ejecución

Habiendo determinado la curva de generación interna de calor, se lleva a cabo el análisis térmico tridimensional del bloque predimensionado, de 3,30 x 4,0 x 3,30 m, para su utilización en rompeolas. Los resultados de dicho análisis serán las temperaturas de todos los nodos en los que se discretice el gran bloque, para cualquier instante de tiempo, a lo largo de todo el período de análisis.

Las bases de cálculo son las mismas que las expuestas en el apartado 2.3 de este artículo y se fundamentan en la resolución de la ecuación diferencial de transmisión de calor en un medio continuo, imponiendo las pertinentes condiciones de contorno.

Se ha supuesto que el encofrado del bloque es de chapa de acero, de 8 mm de espesor, utilizado frecuentemente en la confección de grandes bloques de hormigón para rompeolas de puertos. El modelo contempla la presencia de dos materiales de medio continuo: acero (encofrado) y hormigón (bloque). Los valores de las propiedades térmicas y de la densidad de ambos materiales se presentan en la tabla 5.

Tabla 5

Valores adoptados de la densidad y de las propiedades térmicas de los materiales

Propiedad	Hormigón	Acero
Conductividad (W/mºC)	1,5	46,0
Calor específico (J/Kgº C)	960,0	494,0
Densidad (Kg/m³)	2.400,0	7.850,0

Dado que las condiciones de contorno del análisis térmico y del análisis tensional son, como se verá con posterioridad, diferentes en la cara superior e inferior del bloque, y que el peso propio influye sobre el estado tensional de éste, no se puede analizar únicamente una octava parte del mismo. Así, dada la simetría del problema y el carácter también simétrico de las acciones, se analizará una cuarta parte del bloque real.

El número de nodos de discretización de la estructura es, incluyendo encofrado, 357, que corresponden a un total de 50 elementos de medio continuo, de los cuales 24 son de material hormigón y 26 de material acero. Los elementos utilizados en el análisis son elementos cúbicos serendípitos, de 20 nodos, utilizando 27 puntos de Gauss para su integración. La figura 8 muestra la malla de discretización utilizada para el bloque de hormigón.

Por otra parte, hay que tener presente que la ecuación diferencial que gobierna el fenómeno de la transmisión de calor en el bloque es de régimen transitorio. Debido a ello, y a la propia acción del calor de fraguado, la integración debe realizarse paso a paso en el tiempo, obteniendo para cada incremento de tiempo analizado, los

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

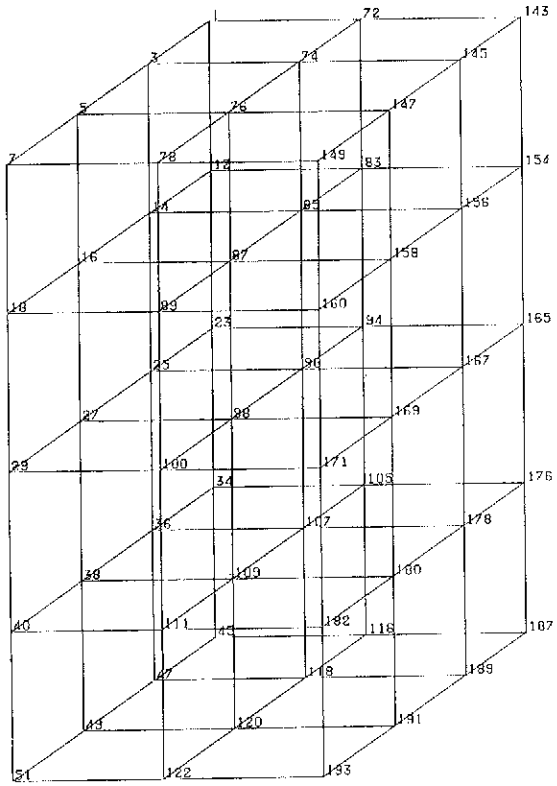


Fig. 8. Malla de discretización del bloque de hormigón de grandes dimensiones.

incrementos de temperatura existentes en cada uno de los nodos de la estructura analizada. La acumulación de dichos incrementos de temperatura permitirá obtener la temperatura en cualquier nodo y para cualquier instante que se considere a lo largo del período de tiempo analizado.

En este estudio, el incremento de tiempo adoptado es de 2 horas y el período total de tiempo analizado es de 10 días. Dado que el esquema de integración adoptado en el tiempo es incondicionalmente estable y convergente, el incremento de tiempo adoptado en el análisis podría haber sido algo mayor. No obstante, debido a que los efectos de la acción térmica del calor de fraguado son claramente significativos en primeras edades, hasta los 5 primeros días, se ha optado por elegir tal incremento de tiempo en el análisis, lo cual permite un seguimiento exhaustivo de la evolución de las temperaturas. Ello, en cualquier caso, es necesario para cuantificar, de forma rigurosa, los estados tensionales asociados a la reacción exotérmica durante el proceso de fraguado y endurecimiento del hormigón.

En lo referente al período de tiempo total contemplado en el análisis térmico, puede comentarse que, a los 10 días, el efecto del calor de fraguado sobre la distribución de temperaturas y de tensiones asociadas no es muy significativo, tal como se apreciará al analizar los resultados obtenidos, empezando a evidenciarse un comportamiento cuasi-estacionario en lo que se refiere a la influencia del calor de fraguado.

En cuanto a las condiciones de contorno impuestas en el análisis, éstas deben reproducir, de la forma más fidedigna posible, las condiciones reales de ejecución de los bloques. Así, la cara superior del bloque, por una parte, puede verse sometida a radiación solar directa y, por otra, gana o pierde calor como resultado de los mecanismos de transferencia por convección y por radiación de onda larga. En el resto de las caras, el flujo de calor impuesto es únicamente debido a convección y radiación de onda larga, adoptándose un coeficiente de transferencia de calor menor en la cara inferior, debido a que las pérdidas de calor por convección siempre son menores (menor velocidad de viento).

Como estudio térmico de referencia adoptaremos aquel estudio que nos sitúe en las condiciones más desfavorables, desde un punto de vista térmico y tensional. Aunque *a priori* no es fácil vislumbrar cuáles son esas condiciones, sí puede intuirse que aquéllas tendrán lugar bajo unas condiciones climáticas correspondientes a los meses de verano (Junio, Julio), en el lugar donde se confeccionan los bloques de hormigón. Dicho lugar se ha supuesto próximo a la costa del País Vasco, en las cercanías de la ciudad de Bilbao. En base a la documentación suministrada en las publicaciones del Instituto Nacional de Meteorología ((7), (8)), se han determinado algunos datos climáticos necesarios para llevar a cabo el análisis térmico del bloque, los cuales se recogen en la tabla 6.

Tabla 6

Valores de parámetros térmicos y climáticos adoptados en el análisis térmico del bloque de grandes dimensiones

Parámetro	Valor adoptado
Radiación solar global diaria (Wh/m^2)	5.600,0
Temp. ambiente media (°C)	19,5
Rango diario temp. ambiente (°C)	10,0
Coef. transferencia cara inferior (W/m^2 °C)	10,0
Coef. transferencia resto caras (W/m^2 °C)	25,0
Temp. inicial de la mezcla (°C)	20,0

3.2. Resultados del análisis térmico

A continuación se presentan los resultados de distribución de temperaturas, derivados del análisis térmico tridimensional del bloque en condiciones de verano. La figura 9 muestra la evolución de las temperaturas en el nodo central del

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

bloque (nodo 171) y en los nodos correspondientes a los centros geométricos de una de las caras laterales (nodo 29) y de la cara inferior del bloque (nodo 193) (véase figura 8).

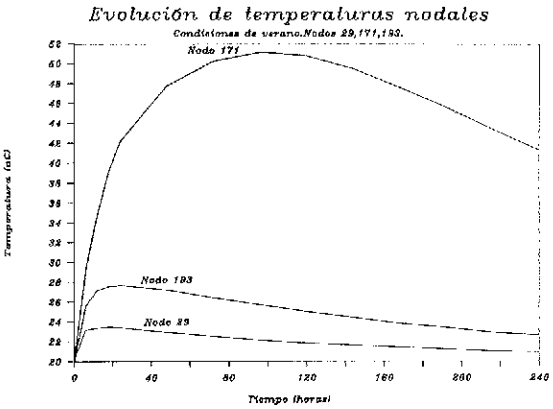


Fig. 9. Evolución de las temperaturas nodales en diferentes nodos del bloque analizado (temperatura inicial de la mezcla = 20°C).

En dicha figura puede apreciarse que el nodo central alcanza una temperatura máxima de 51,2ºC, a los 4 días. Por otra parte, de la observación de la evolución de las temperaturas en los nodos situados en las caras exteriores del bloque (nodos 29 y 193), se desprende que el efecto del calor de fraguado en dichos nodos, los cuales lindan con el encofrado de acero, no es significativo. Ello es debido a la alta conductividad térmica del acero, lo cual permite el flujo de calor hacia el exterior de forma sumamente rápida. Asimismo, también puede observarse el hecho de que, debido a un menor valor del coeficiente de transferencia de calor por convección y por radiación en la cara inferior del bloque, las temperaturas alcanzadas en el nodo central de dicha cara (nodo 193) son algo superiores a las alcanzadas en el nodo de la cara lateral (nodo 29).

En cualquier caso, y comparando entre sí las gráficas presentadas en la figura 9, cabe reseñar el hecho de que existen diferencias de temperatura entre el interior del bloque y el contorno exterior, muy significativas, próximas a los 30ºC, para diferentes instantes de tiempo, y que dicho salto térmico tiene lugar, *a priori*, en una distancia de como máximo 2,0 metros (el semieje de la dimensión mayor del bloque analizado). Ya se verá, con posterioridad, que debido a la fuerte no linealidad de la distribución de temperaturas, la caída de temperatura tiene lugar en una franja de espesor reducido y situada en el contorno del bloque.

La figura 10 tiene por objetivo mostrar la influencia de la radiación solar directa sobre la cara superior del bloque de hormigón. En dicha figura queda reflejada la evolución de la temperatura en el nodo central de la cara superior

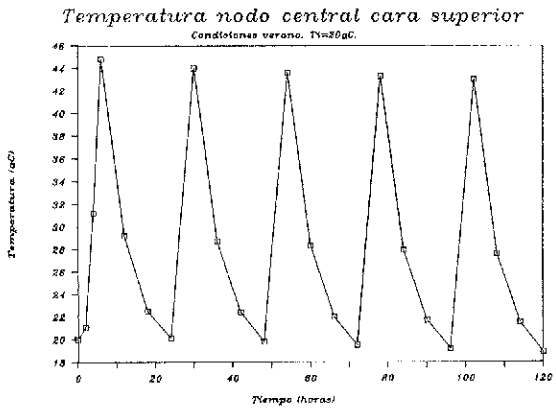


Fig. 10. Evolución de la temperatura en el nodo central de la cara superior del bloque (temperatura inicial de la mezcla = 20°C).

(nodo 149) (véase figura 8). En ella se observa un comportamiento cíclico diario que se corresponde con la incidencia de radiación solar durante el período de insolación. Puede apreciarse que la influencia de la acción térmica del calor de fraguado es muy poco significativa, puesto que para las 14:00 horas solares del primer día de análisis, la temperatura es de 44,7ºC, y al cabo de nueve días, dicha temperatura es de 42,0ºC. Por último, la fluctuación diaria de temperatura en dicho nodo, próxima a los 24ºC, es fruto exclusivamente de la radiación solar.

Las figuras que se presentan a continuación, muestran las distribuciones de temperaturas, según los tres ejes de simetría del bloque, para una temperatura inicial de la mezcla de 20ºC. Dichas distribuciones tienen lugar a las 96 horas (4 días) y muestran con gran claridad la fuerte no linealidad del campo de temperaturas inducido en la masa del hormigón. Este instante de tiempo es tal que la temperatura en el nodo central del bloque es la máxima alcanzada a lo largo de todo el período de tiempo analizado y, como se verá con posterioridad, también coincide con el tiempo para el cual se induce la mayor tensión principal de tracción en el bloque. La figura 11 muestra la distribución de temperaturas según el eje vertical (en abscisas se representa la cota de cada uno de los nodos de dicho eje vertical).

Lógicamente, dicha distribución no puede ser simétrica puesto que las condiciones de contorno de las caras superior e inferior del bloque son diferentes. Como se ha expuesto con anterioridad, en función de la existencia de radiación solar incidente, la temperatura del nodo 149 (véase figura 8), situado a la cota 3,30 m, fluctuará aproximadamente entre los 19ºC (a las 8:00 horas solares) y los 43ºC. Asimismo, puede apreciarse que la parte central del bloque se encuentra a una temperatura más o menos similar, y que la caída brusca de temperatura hacia el contorno exterior tiene lugar en una franja de espesor reducido, tal como se había anunciado anteriormente. Por otra parte, obser-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

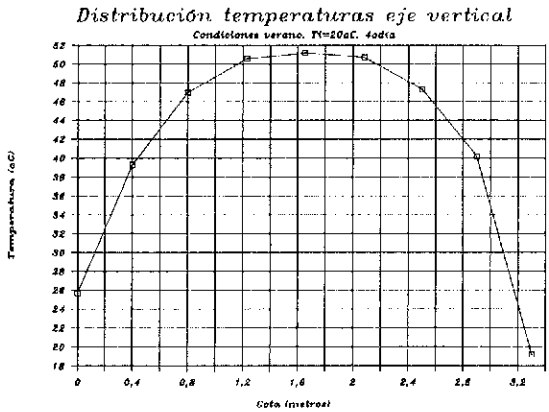


Fig. 11. Distribución de temperaturas según el eje vertical de simetría del bloque, a las 96 horas.

vando la figura, cabe remarcar la gran diferencia de temperaturas existente entre el nodo central de la cara superior (nodo 149 a cota 3,30 m) y el nodo central del bloque (nodo 171 a cota 1,65 m), próxima a los 32ºC.

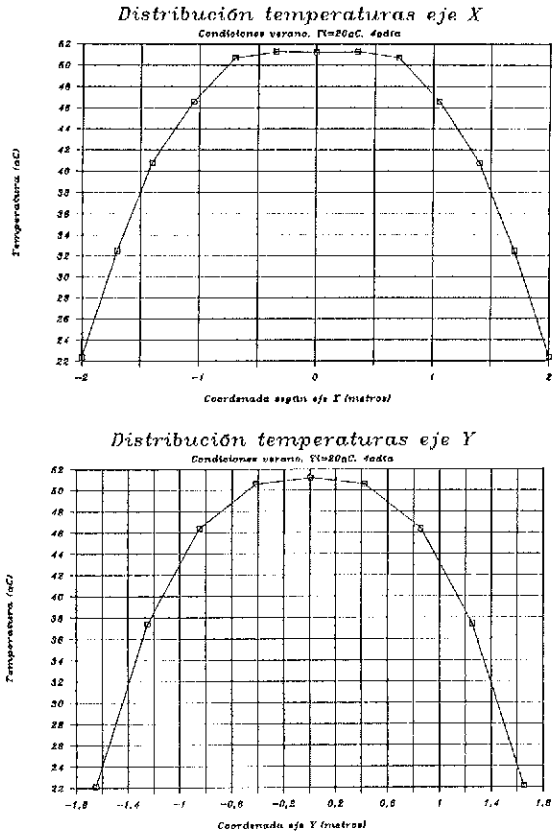


Fig. 12. Distribuciones de temperaturas según los ejes horizontales de simetría del bloque, a las 96 horas.

A continuación, la figura 12 muestra las distribuciones de temperaturas según los ejes horizontales de simetría del bloque analizado. En estos ejes las distribuciones de temperaturas deben ser simétricas, dado que no existe variación de las condiciones de contorno en las caras exteriores laterales. De la observación de dichas gráficas se extrae la conclusión de que existen diferencias muy significativas de temperatura entre el nodo central del bloque y los nodos centrales de las caras exteriores laterales. En concreto, tanto para la dirección x (la dirección de mayor dimensión del bloque) como para la dirección horizontal y, la diferencia de temperaturas alcanza un valor próximo a los 29ºC.

En resumen, y a la vista de los resultados obtenidos a través del modelo de análisis, puede observarse que existen diferencias de temperatura muy significativas entre el interior del bloque y el contorno exterior. Dichas diferencias son máximas en los 4 primeros días y es para esos instantes de tiempo cuando se generarán, *a priori*, las máximas tensiones. A medida que transcurre el tiempo, tales diferencias van amortiguándose y, lógicamente, las tensiones inducidas serán de menor magnitud.

4. ANALISIS TENSIONAL DE BLOQUES DE HORMIGON DE GRANDES DIMENSIONES, DURANTE EL PROCESO DE FRAGUADO

4.1. Bases de cálculo. Variación del módulo de deformabilidad

El modelo de análisis tenso-deformacional adoptado en este estudio, se basa en la resolución del problema de estructuras tridimensionales según la teoría de la elasticidad lineal. El programa numérico desarrollado se basa en la técnica de los elementos finitos. Los elementos según los cuales se discretiza la estructura bloque, son elementos cubos tridimensionales, isoparamétricos y serindípitos, de 20 nodos y, lógicamente, la malla de discretización coincide con la malla adoptada en el análisis térmico. El análisis tensional se lleva a cabo de una forma incremental, introduciendo para cada escalón de carga, asimilable a cada paso de tiempo, los incrementos de temperaturas nodales que tienen lugar en dicho paso de tiempo. La ley constitutiva adoptada para el hormigón es la elástica lineal y no se consideran, en un principio, los efectos de la retracción y fluencia.

Cabe comentar aquí que el análisis tensional se centra fundamentalmente en el análisis del bloque macizo, bajo unas condiciones ambientales correspondientes a la época de verano y con una temperatura inicial de la mezcla de 20ºC.

Sí se ha considerado, en el modelo de análisis, la variación del módulo de deformabilidad del hormigón en función del instante de tiempo que se analiza. Efectivamente, el ajustar de forma algo más realista el módulo de deformación,

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

permitirá obtener una respuesta tensional más cercana a la realidad. Conviene señalar que las expresiones propuestas por la mayoría de los autores y normativas vigentes, de cara a obtener el valor del módulo de deformación del hormigón, hacen referencia a hormigones con 28 días de edad. En el presente estudio nuestro hormigón es más joven, interesando definir dicho módulo para una edad inferior a los 10 días, que es cuando la comparación entre las tensiones térmicas obtenidas y el índice tensional de verificación, en este caso la resistencia a tracción del hormigón, es más crítica. En base a los estudios realizados por Fernández (5) se ha utilizado la siguiente correlación entre f_c y E_c:

$$E_c = 3500 \sqrt[4]{f_c^3} \qquad (7)$$

Dicha expresión representa un buen ajuste a la experimentación que se realizó [Fernández (5)], y proporciona una relación entre el módulo de deformación y la resistencia a compresión de hormigones jóvenes, de edades iguales o inferiores a los 28 días.

Asimismo, también se ha considerado la madurez a la hora de determinar dicha relación entre la resistencia del hormigón y el módulo de deformación. En este estudio se ha considerado una madurez relativa a 20ºC

$$\sum_{j=0}^{n\ \text{días}} \left(\frac{T(x, t) + 10}{30}\right) \cdot j \text{ días} \qquad (8)$$

Dicha madurez se introduce en una expresión de tipo exponencial que permite obtener la evolución en el tiempo de la resistencia a compresión del hormigón. Dicha curva exponencial ha sido obtenida en función de los resultados de los valores medios de la resistencia a compresión de los ensayos de roturas de probetas a 7, 14 y 28 días, respectivamente, suponiendo que a tiempo infinito la resistencia media del hormigón a compresión es un 25% superior, aproximadamente, a la correspondiente a 28 días.

Así pues, se llega a la siguiente ecuación exponencial:

$$f_c = f_{c_{t\to\infty}} (1 - e^{-\alpha t^{\beta}}) \qquad (9.a)$$

$$f_c = 355 \cdot (1 - e^{-0.307\, t^{0.505}}) \ (\text{Kp/cm}^2) \qquad (9.b)$$

El tiempo t que hay que introducir en esta expresión es la madurez, puesto que el proceso de fraguado y endurecimiento del hormigón del bloque tiene lugar a temperaturas superiores a la de 20ºC, temperatura aproximada de referencia para la cual han sido obtenidos los resultados de evolución de la resistencia a compresión de las probetas.

Lógicamente, para determinar la madurez se ha trabajado con una temperatura media aproximada del bloque en su conjunto. Dicha temperatura media ha sido obtenida como media de las integrales de temperatura extendidas a lo largo de los tres ejes de simetría del bloque analizado.

$$T_{\text{media bloque}} = \frac{1}{3}\left[\frac{\int_0^{d_x} T(x)\,dx}{d_x} + \frac{\int_0^{d_y} T(y)\,dy}{d_y} + \frac{\int_0^{d_z} T(z)\,dz}{d_z}\right] \qquad (10)$$

Si la consideración del efecto de madurez no hubiera sido introducida a través de una temperatura media del bloque, habría sido necesario definir una madurez para cada elemento cúbico de la malla y considerar cada uno de dichos elementos como un material con diferente módulo de elasticidad. No obstante, la precisión o el ajuste alcanzados no justifica la adopción de esta consideración.

La determinación de una temperatura media de bloque y de la madurez del hormigón asociada a tal temperatura, ya permite visualizar y cuantificar el efecto de la temperatura de fraguado sobre la evolución de la resistencia a compresión del hormigón y de su módulo de deformación $E_C = 3500\ f_c^{0.75}$. Así pues, al final de cada paso de tiempo analizado, se determinará el módulo de deformabilidad del hormigón.

En la figura 13 se presenta la evolución del módulo de deformación del hormigón del bloque, para una temperatura inicial de la mezcla de 20ºC y bajo las condiciones de contorno ambientales correspondientes al estudio térmico del bloque en el período de verano, las cuales se han recogido en la tabla 6 del presente artículo.

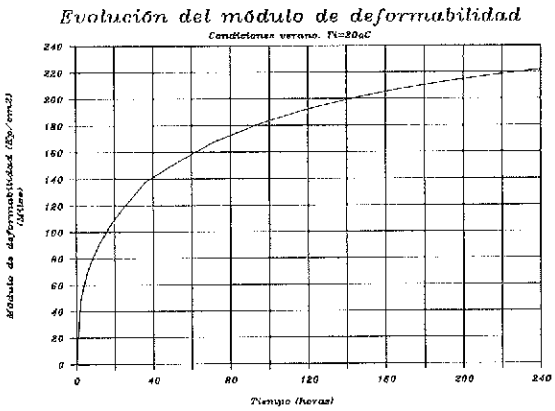


Fig. 13. Evolución del módulo de deformación del hormigón del bloque, en condiciones de verano y para una temperatura inicial de la mezcla de 20°C.

Así, para cada incremento de tiempo, y en función del instante considerado, se adopta el valor del módulo de deformabilidad del hormigón correspondiente al instante para el cual se

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

lleve a cabo el análisis tensional (el incremento de tiempo adoptado en el análisis es de 2 horas, y el período total analizado es de 10 días).

Por último, ya volviendo a la propia estructura que nos ocupa, cabe comentar que las condiciones de contorno impuestas en el análisis estructural son tales que se impide el corrimiento vertical de todos los nodos situados en la cara inferior del bloque. Al analizar una cuarta parte del bloque por simetría, los nodos de la base pertenecientes a los planos verticales de simetría verán impedido su movimiento en la dirección perpendicular a dichos planos. Asimismo, el valor adoptado para el coeficiente de dilatación térmica del hormigón ha sido $\alpha = 10 \cdot 10^{-6}\ {}^{o}C^{-1}$, tal como indica la normativa vigente. Cabe señalar que dicho valor podría variar en función del tipo de árido utilizado en la confección del hormigón.

4.2. Resultados del análisis tensional

A continuación se presentan los resultados de distribuciones de tensiones, derivados del análisis tensional tridimensional del bloque, de dimensiones 3,30 x 4,0 x 3,30 m, bajo las condiciones de verano existentes en zona próxima a Bilbao (véase tabla 6). En la figura 14 se presentan las distribuciones de tensiones σ_x a lo largo del eje vertical de puntos de Gauss más próximo al eje vertical de simetría del bloque.

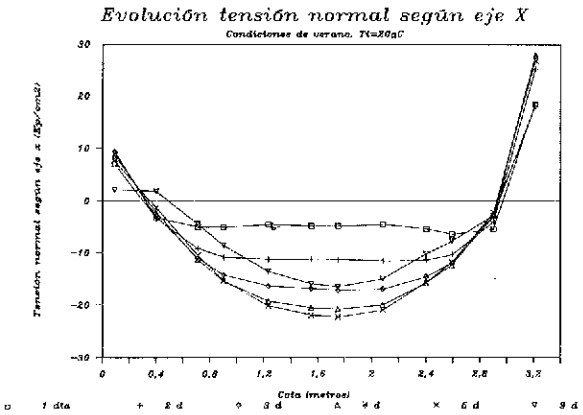


Fig. 14. Distribuciones de tensiones σ_x según el eje vertical de puntos de Gauss más próximo al eje vertical de simetría del bloque.

En dichas gráficas se aprecia que, para el primer día, la tensión σ_x en el punto de Gauss de mayor cota es de tracción y su valor es de 18,4 Kp/cm². También en el punto de Gauss de menor cota se induce una tensión de tracción, aunque de menor magnitud, de 7,0 Kp/cm². Por otra parte, en la zona central del bloque el estado de tensiones inducido por la acción del calor de fraguado es de compresión. Dicha distribución tensional se mantiene cualitativamente para todos los días del análisis y, evidentemente, es resultado directo de la propia distribución de temperaturas (mayor temperatura en el interior que en el exterior del bloque).

Ello se traduce en un estado tensional en el que la zona central del bloque se encuentra comprimida y la franja perimetral del bloque, con un ancho aproximado de 0,40 m de espesor, se encuentra traccionada. Observando en la figura 14 la gráfica de distribución de tensiones correspondientes al 4º día, se observa que la tensión σ_x es máxima, su valor es de 27,7 Kp/cm² y tiene lugar para el punto de Gauss de mayor cota. A partir de ese instante, las tensiones de tracción σ_x en la parte superior del bloque disminuyen, aumentando las compresiones en el interior del bloque; la tensión máxima σ_x de compresión es de —22,3 Kp/cm², aparece al 5º día y tiene lugar en aquellos puntos de Gauss cercanos al plano horizontal de simetría del bloque, como era de esperar. A partir del 4º y 5º día, aproximadamente, la magnitud de las tensiones térmicas va disminuyendo (véase la gráfica correspondiente al 9º día), concluyéndose, por consiguiente, que la situación más desfavorable, en lo que se refiere al comportamiento del bloque desde un punto de vista tensional, se concentra en los cuatro primeros días; para estos días, el hormigón del bloque no ha desarrollado su resistencia a compresión y tracción y, sin embargo, se ve sometido a las máximas tensiones térmicas σ_x inducidas por la acción del calor de fraguado.

A idénticas conclusiones se llega observando la evolución de las distribuciones de tensiones σ_y a lo largo del eje vertical próximo al de simetría del bloque (véase figura 15). En este caso la máxima tensión de tracción σ_y es de 30,0 Kp/cm², aparece también al 4º día y tiene lugar en el punto de Gauss más cercano a la cara superior del bloque.

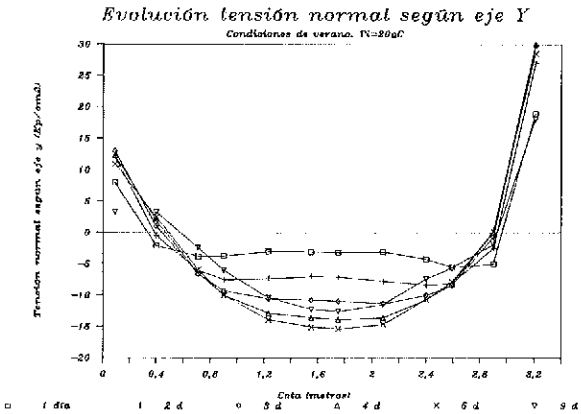


Fig. 15. Distribuciones de tensiones σ_y según el eje vertical de puntos de Gauss más próximo al eje vertical de simetría del bloque.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Lógicamente, si las tensiones máximas σ_x y σ_y de tracción solicitaran una zona muy localizada del bloque, la situación de éste, desde un punto de vista tensional, no sería excesivamente preocupante. No obstante, como puede apreciarse en la figura 16, ello no es así. En dicha figura se quiere representar la magnitud de la tensión principal de tracción σ_I de todos los puntos de Gauss con mayor cota, más próximos a la cara superior del bloque, correspondiente al 4º día de análisis.

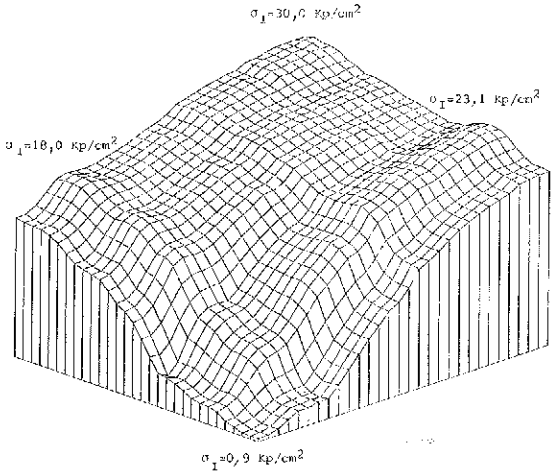


Fig. 16. Magnitud de las tensiones principales de tracción σ_I en la cara superior del bloque, a las 96 horas (T_i = 20°C).

Puede observarse que la totalidad de la cara superior del bloque se encuentra traccionada y que la zona central de dicha cara, circundante al eje vertical de simetría, se ve sometida a unas tensiones principales σ_I de magnitud algo inferior pero cercana a la tracción principal máxima. Ello muestra que las tensiones de tracción que aparecen, no actúan de forma localizada sino que solicitan grandes zonas del bloque.

Cabe ahora cuantificar, en primera aproximación, la evolución de la resistencia a tracción del hormigón. Para ello, se parte de la relación existente entre la resistencia a compresión y el módulo de deformabilidad [expresión (7)]. Conocido este último, en el cual se ha considerado la madurez del hormigón, se determina la resistencia a compresión del hormigón y, a su vez, conocida ésta, puede determinarse, de forma aproximada y algo simplista, el valor de la resistencia a tracción del hormigón, a través de la expresión recogida en la normativa vigente EH-88 (4).

$$f_t = 0{,}45\ \sqrt[3]{f_c^2} \qquad (11)$$

En la figura 17 se muestra la evolución de la tensión principal de tracción σ_I y de la resistencia a tracción del hormigón, para los diez primeros días del análisis.

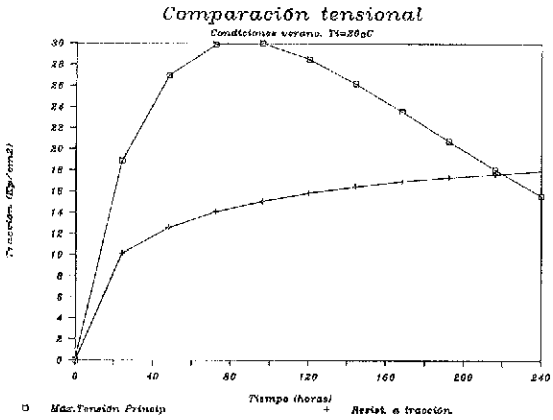


Fig. 17. Evolución de la tensión principal mayor σ_I en cualquier punto del bloque analizado y de la resistencia a tracción del hormigón.

A la vista de los resultados obtenidos en el análisis tensional del bloque, puede concluirse que las tensiones obtenidas en amplias zonas de aquél, superan claramente los valores estimados de la resistencia a tracción del hormigón; y ello ocurre para los nueve primeros días, aunque de forma mucho más acusada para los cuatro primeros.

5. CONCLUSIONES

Como principal consideración final de este estudio, cabe concluir que la magnitud de las tensiones térmicas inducidas en el bloque macizo analizado, de dimensiones 3,30 x 4,0 x 3,30 m, debidas a la acción del calor de fraguado, superan claramente la resistencia a tracción del hormigón a lo largo de los primeros días después de finalizar la operación del hormigonado; y ello no tiene lugar de forma localizada, puesto que todas las caras exteriores del bloque se encuentran traccionadas y con unos niveles de tensión ciertamente elevados con respecto a la resistencia a tracción del hormigón.

Conviene puntualizar que algunos de los parámetros y de los condicionantes iniciales de diseño, hacen que los resultados derivados del análisis, en lo que se refiere a la respuesta tensional del bloque, sean más desfavorables. Así, por ejemplo, una disminución de la relación agua/cemento del hormigón confeccionado mediante el empleo de aditivos que mejoraran la trabajabilidad y que retardaran el proceso de fraguado, supondría una disminución de la velocidad de generación interna de calor, lo cual se traduciría en unas distribuciones tensionales de menor magnitud, las cuales, si fueran críticas, lo serían con un desfase temporal de varios días, con respecto al caso particular estudiado. Para ese instante de tiempo, el hormigón ya habría desarrollado un porcentaje más elevado de su

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

resistencia a tracción. Asimismo, una disminución de la temperatura inicial de la mezcla mediante el enfriamiento de los diferentes componentes de la mezcla de hormigón, daría también como resultado una disminución de la magnitud de las tensiones térmicas inducidas. Lógicamente, pueden plantearse otras actuaciones que tengan como objetivo primordial el prevenir y paliar, en la medida de lo posible, los efectos perjudiciales de la potencial fisuración originada por el calor de fraguado, si bien conllevan implicaciones de carácter técnico y, fundamentalmente, económico, e incluso cambios en la propia geometría predimensionada del bloque (bloque aligerado).

Sin embargo, cabe hacer hincapié en que el estudio realizado y presentado en este artículo pretende ser bastante representativo de la problemática existente en grandes estructuras masivas de hormigón, frente a la acción del calor de fraguado y que, en cualquier caso, para afrontar el análisis térmico y tensional de una forma más o menos rigurosa, se hace necesario el caracterizar el hormigón desde un punto de vista térmico, y fundamentalmente, en todo aquello que haga referencia a la determinación de la curva de generación interna de calor durante el proceso de fraguado y endurecimiento del hormigón.

Por último, cabe comentar que la consideración en el modelo de análisis tensional de la relajación de las tensiones térmicas debida al efecto diferido de la fluencia, supondría una respuesta más satisfactoria en lo que se refiere a la magnitud de las tensiones inducidas por efecto del calor de fraguado. Por otra parte, un modelo de fisuración basado en la teoría de la mecánica de fractura, permitiría comprender mejor el fenómeno de aparición y propagación de fisuras en grandes bloques de hormigón sometidos a la acción del calor de fraguado. No obstante, la consideración en el modelo de ambos efectos, cae fuera de los objetivos perseguidos en este artículo, dejando este estudio para una futura investigación.

AGRADECIMIENTOS

Sirva este apartado para agradecer a la Dirección Técnica del Puerto Autónomo de Bilbao, el soporte económico necesario para llevar a cabo el presente estudio y la tarea experimental desarrollada a lo largo del mismo.

BIBLIOGRAFIA

1. ACI Committee 207: "Mass Concrete for Dams and other Massive Structures". ACI Manual of Concrete Practice. Part 1. Materials and General Properties of Concrete. American Concrete Institute. Detroit, 1980.

2. ACKER, P.: "Effets Thermiques dans les bétons en cours de fabrication et applications aux ouvrages d'art". Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics. No. 442. Série: Béton 235. Paris. Février, 1986.

3. BRANCO, F., MENDES, P.: "Heat of Hydration Temperature in Bridges". RILEM. International Congress on From Materials Science to Material Engineering. Vol. 2. Paris, 1987.

4. EH-88: "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado". Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Comisión Permanente del Hormigón. 1988.

5. FERNANDEZ, J.A.: "Estudio experimental de la evolución de las características mecánicas del hormigón curado en diversas condiciones y su aplicación al cálculo de los procesos de descimbrado". Tesis Doctoral. E.T.S.I.C.C. y P. de Madrid. U.P.M. Enero, 1986.

6. HOLLADAY, N.C.: "Concrete Temperature Control during Dam Construction". Water Power & Dam Construction. May, 1987.

7. INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA: "Guía resumida del clima de España". Servicio de Climatología. Ministerio de Transportes, Turismo y Comunicaciones. Madrid, 1982.

8. INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA: "Atlas de la radiación solar en España". Ministerio de Transportes, Turismo y Comunicaciones. Madrid, 1984.

9. MACHIDA, N., UEHARA, K.: "Nonlinear Thermal Stress Analysis of a Massive Concrete Structure". Computers & Structures, Vol. 26, No. 1/2. 1987.

10. PAULON, V.A., SAAD, M.N.A.: "Preventive Measures to Avoid Cracks due to Temperature Changes in Mass Concrete". Quinzième Congrès des Grands Barrages. Lausanne, 1985.

11. PITKANEN, P.: "Prediction of Temperature Fields of Massive Concrete Structures during Hardening". Nordic Concrete Research. Publication No. 3, 1984.

12. RASTRUP, E.: "Heat of Hydration in Concrete". Magazine of Concrete Research, Vol. 6, No. 17. September, 1954.

13. TOWNSEND, C.L.: "Control of Cracking in Mass Concrete Structures". United States Department of the Interior. Bureau of Reclamation. A Water Resources Technical Publication. Engineering Monograph. No. 34. Washington. October, 1965.

14. UKRAINICIK, V., MIKULIČ, D., MEKHILE, Y.: "Cracks in Mass Concrete at Early Ages in Haditha Dam". Quinzième Congres des

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Grands Barrages. Lausanne, 1985.

15. VAN BREUGEL, K.: "Artificial Cooling of Hardening Concrete". Delft University of Technology. Faculty of Civil Engineering. Department of Structural Concrete. Report 5-80-9. April, 1980.

16. VAN DAMME, L., TAERWE, L., DEDEYNE, R., DE ROUCK, J.: "Quality and Durability of Concrete Armour Units". XXI Coastal Engineering Conference. Vol. 1, No. 156. ASCE. Málaga, Spain. June, 1988.

17. YAMAZAKI, M., MIYASHITA, T., MORIKAWA, H., HAYAMI, Y.: "An Analytical Study on the Thermal Stress of Mass Concrete". Kajima Institute of Construction Technology. KICT Report, No. 57. Tokyo. March, 1985.

RESUMEN

En este artículo se presenta un estudio analítico y experimental relativo a la respuesta térmica y tensional de estructuras masivas de hormigón sometidas a la acción del calor de fraguado. Se han llevado a cabo medidas experimentales de temperatura, en el interior de grandes bloques cúbicos de hormigón, en condiciones cuasi-adiabáticas y no adiabáticas. La contrastación de los resultados experimentales con los derivados del modelo analítico, han permitido caracterizar el hormigón desde un punto de vista térmico, en lo que se refiere a la curva de generación interna de calor durante el fraguado. El modelo de análisis térmico y tensional utilizado en este estudio, se basa en una formulación de elementos finitos tridimensionales. Los resultados derivados de la experimentación y del análisis térmico permiten concluir que las distribuciones de temperaturas generadas en el interior de estructuras masivas de hormigón, debidas al calor de fraguado, son fuertemente no lineales. Ello se traduce en la aparición de tensiones de tracción en la superficie a tracción del hormigón en primeras edades y que podrían afectar a la durabilidad de la propia estructura.

SUMMARY

In this paper a theoretical and experimental study about temperature and stress distributions induced in massive concrete structures during hardening process is presented. Measurements of temperature in several points of concrete blocks in quasi-adiabatic and non-adiabatic conditions have been carried out. A comparison between experimental and analytical results allows to determine the evolution of hydration heat of concrete. The analytical model developed, capable to predict temperature and stress distributions, is based on 3-D finite element method. The results derived from thermal and structural analyses show that the temperature distributions within massive concrete structures are strongly nonlinear. Due to this fact, significant tensile stresses might appear at the external surface of the structure during the hardening process, which can exceed the value of the tensile strength of concrete.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

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 15/12/2025

Permeabilidad del hormigón: Influencia de la dosificación y métodos de ensayo

José Manuel Gálligo Estévez
Fernando Rodriguez Garcia
Laboratorio Central de Estructuras y Materiales - CEDEX.
MOPU. Madrid

1. INTRODUCCION

Las estadísticas existentes sobre las inversiones destinadas en diferentes países del mundo a la reposición y/o sustitución de puentes, reflejan claramente la importancia que, desde el punto de vista económico, tienen los problemas que provocan una durabilidad insuficiente de las estructuras. Sobre este punto, son significativos los estudios llevados a cabo en el marco de la OCDE y que revelan los crecientes costes originados por la reparación de estructuras en servicio. Durante los años 1985-1990, se estima que, en Europa, los gastos originados por este concepto se han incrementado en más de un 65% (1).

Todo ésto ha provocado el creciente interés existente por los temas relacionados con la durabilidad del hormigón, al margen de consideraciones meramente resistentes.

El hormigón no debe cumplir tan sólo con las exigencias resistentes necesarias, sino que debe ser además durable. Este hecho provoca la necesidad de un proceso de concienciación en las fases de proyecto y construcción, enfocado a la consecución de la calidad adecuada para que el hormigón presente un comportamiento correcto de durabilidad.

Los agentes agresivos procedentes del medio ambiente donde se emplea el elemento estructural, se introducen en el hormigón utilizando su red porosa. Los mecanismos para ello son múltiples: fenómenos tales como la difusión, la absorción y en algunos casos, la permeabilidad, se solapan en sus efectos como causas para el ingreso de sustancias en el hormigón. Es por tanto necesario, realizar un estudio sobre la influencia que diversos parámetros de la dosificación ejercen sobre el comportamiento del hormigón frente a dichos mecanismos de transporte de fluidos en su interior.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

En base a lo anterior, se planteó en el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales la realización de un estudio experimental sobre la influencia que algunos parámetros de la dosificación del hormigón ejercían sobre la permeabilidad (incluyendo en este término no sólo la permeabilidad bajo presión en sentido estricto, sino también aquellos otros mecanismos que puedan introducir sustancias agresivas en el hormigón como consecuencia de la existencia de un gradiente, como por ejemplo, la absorción o la difusión).

2.1. Objetivos

Se fijaron los objetivos que se pretendían cumplir en relación con el plan de ensayos. Entre ellos, cabe destacar los siguientes puntos:

—Influencia de la relación agua/cemento.

—Influencia del tipo de curado.

—Relación entre la permeabilidad (o la absorción, en su caso) y la resistencia a compresión del hormigón.

2.2. Métodos de ensayo

Para la consecución de dichos objetivos, se considerarán los siguientes métodos de ensayo.

- Método de absorción superficial inicial (I.S.A.T.), según la norma BS 1881: Parte 5: 1970.
- Método de penetración de agua bajo presión, según la norma UNE 83.309.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

TABLA 1

Plan de ensayos desarrollados en el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales

Dosificación N.º	1	4	5	6	2	3	7	8	9	10
Tipo de cemento	P-450-ARI									
Relación A/C	0,53	0,60	0,70	0,40	0,46	0,41	0,53	0,53	0,53	0,50
Contenido cemento (Kg/m³)	300	300	300	300	350	400	300	300	300	300
dmáx.	20	20	20	20	20	20	40	10	20	20
Tiempo de curado (días)	7	7	7	7	7	7	7	7	3	14
Cantidad de agua (l/m³)	160	180	210	120	160	165	160	160	160	160

CURADO:

- Humedad relativa: 90 ± 5%
- Temperatura: 20 ± 2ºC

2.3. Dosificaciones

En la tabla 1 se muestran los parámetros más significativos de las dosificaciones empleadas. Se fabricaron un total de 200 probetas ∅ 15 x 30 cm, con 10 dosificaciones diferentes.

El tipo de cemento, se mantuvo constante en todas las mezclas fabricadas, ya que se pretendía, durante el trabajo, aislar aquellos parámetros que, al margen de los considerados, podían influir en los resultados, y cuyo estudio incrementaría considerablemente el número de ensayos que habría que realizar. Se eligió el cemento P-450-ARI, dada la ausencia de adiciones en su composición, y su elevado grado de finura, lo que facilita un rápido desarrollo de los procesos de hidratación, con la consiguiente evolución de su red porosa.

Las relaciones a/c consideradas variaban entre 0,40 y 0,70, intervalo éste que se considera representativo, respecto a los hormigones empleados en estructuras de puentes de carretera, así como en edificación.

Los tamaños máximos del árido utilizados fueron 10, 20 y 40 mm, mientras que el curado se realizó a 90 ± 5% de humedad relativa y 20 ± 2ºC, variando, según los casos, su duración, desde 3 hasta 14 días. Posteriormente, se conservaron las probetas, hasta su ensayo, a 20 ± 2ºC y 50 ± 5% de humedad relativa.

Los áridos fueron, en todas las dosificaciones, rodados y de naturaleza silícea, y las granulometrías se adaptaron a la parábola de Fuller para obtener la máxima compacidad.

3. EL ENSAYO DE ABSORCION SUPERFICIAL INICIAL (I.S.A.T.)

3.1. Características del equipo

El equipo necesario para este ensayo ha sido desarrollado en el I.CEM, siguiendo para ello las especificaciones incluidas en la norma británica BS 1.881: Parte 5: 1.970 "Methods of testing hardened concrete for other than strength. Test for determining the initial surface absorption of concrete".

Los elementos de que consta el equipo son:

—Bastidor metálico para el soporte del equipo.

—Cámara de ensayo.

—Depósito de agua.

—Conexiones.

—Tubo capilar graduado.

—Cronómetro.

—Material de sellado.

Las características principales de la cámara de ensayo son (Figura 1 y Foto 1).

—Material plástico transparente.

—Superficie de contacto entre el agua y el hormigón de 5.000 mm², y forma circular.

—Dos orificios, en su parte superior, para la conexión con el depósito y el tubo capilar.

Las características fundamentales del depósito son:

—Material plástico transparente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

—Orificio superior para abastecimiento de agua.

—Orificio inferior para conexión con la cámara de ensayo.

Las características del tubo capilar son:

—Tubo capilar de vidrio.

—Diámetro interior de 0,885 mm.

—Graduación en divisiones de 0,01 ml cada 1,625 cm.

Foto 1. Ensayo I.S.A.T. Vista general del ensayo.

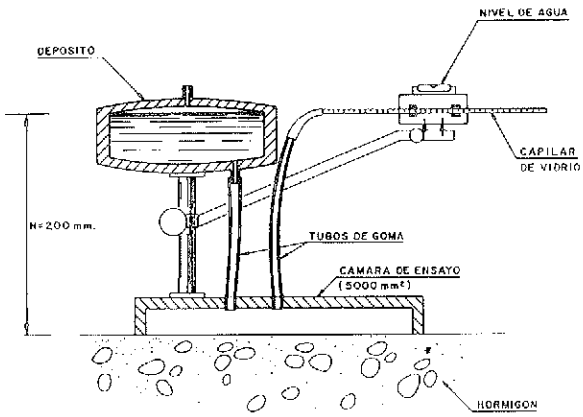


Fig. 1. Ensayo I.S.A.T.

3.2. Descripción del método de ensayo

En primer lugar, se procede a la colocación, en la cámara, del producto de sellado que se utilice, procurando evitar cualquier fallo en el contacto entre éste y el material de la cámara que, posteriormente, puede ser origen de fugas.

A continuación, se procede a la colocación, por presión, de la cámara sobre la superficie del hormigón que se va a ensayar. Se comprobará, así mismo, la buena adherencia entre ésta y el producto de sellado.

Una vez realizadas las operaciones anteriores, se coloca el depósito, de tal manera que, cuando se llena, la carga aplicada sobre la superficie del hormigón sea de 200 ± 20 mm. En el caso de superficies no horizontales, la carga será medida en la altura media de la cámara y será, además, necesario variar el método de fijación de la cámara de ensayo, utilizándose en este caso anclajes en el hormigón.

El tubo capilar se coloca de tal manera que puede ser fijado horizontalmente al mismo nivel que la superficie del agua en el depósito, para que así el extremo abierto del capilar pueda ser elevado y evitar el derrame de agua entre los diversos tiempos de lectura.

En la norma británica BS 1.881: Parte 5: 1970, se indica que, para ensayos realizados en laboratorio, la temperatura del agua debe mantenerse a 20 ± 2ºC. Para ensayos *in situ*, entiende que no pueden establecerse límites, pero advierte que deben tomarse precauciones para minimizar las posibles fluctuaciones en la temperatura del agua, y recomienda que ésta no supere los 22ºC en ningún caso.

Para comenzar el ensayo, se cierra la llave del depósito y se llena éste con agua. Una vez hecho ésto, se anota la hora de comienzo del ensayo, se abre la llave y se pone en marcha el cronómetro.

Al abrir la llave del depósito, el agua alcanza la cámara, llenándola y saliendo por el tubo de conexión con el capilar. Se debe procurar que durante todo este proceso, el depósito no se vacíe y que no queden restos de aire atrapado. En caso contrario, se deben eliminar completamente las posibles burbujas. Al finalizar este proceso, se rellena el depósito, para mantener la carga específica de agua.

Las lecturas se toman después de intervalos de 10 min, 30 minutos y 1 hora desde el comienzo del ensayo. Para la realización de los mismos, se anota el desplazamiento que, durante 1 minuto, tiene el menisco en el interior del capilar. Los resultados se expresan en unidades de $ml/m^2 . seg$. [2].

4. EL METODO DE PENETRACION DE AGUA

La norma ISO/DIS 7031: 1983 contempla el método operativo para la determinación de la profundidad de penetración de agua. La aplicación directa de dicho método lleva consigo un inconveniente de orden práctico que apareció inmediatamente, durante las fases iniciales del estudio, al realizar los primeros ensayos. Cuando el hormigón posee una humedad interna considerable, no siempre es posible conseguir el suficiente contraste de colores, que permita discernir con claridad el hormigón saturado por la penetración de agua durante el ensayo, y el resto del hormigón con un determinado grado de humedad interna. Ello provocó la necesidad de

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

TABLA 2

	Penetración de agua		ISAT (ml/m² seg)		
Dosificación	Pmáx. (mm)	Pmed (mm)	10 min	30 min	60 min
1	47,67	37,00	0,0602	0,0450	0,0157
2	51,67	36,72	0,0802	0,0170	0,0108
3	47,33	36,69	0,1427	0,0295	0,0138
4	104,33	95,22	0,0903	0,0512	0,0340
5	149,67	141,97	0,1684	0,0986	0,0651
6	36,00	20,67	0,0181	0,0086	0,0046
7	74,67	62,39	0,1647	0,0511	0,0294
8	54,67	40,89	0,0752	0,0510	0,0166
9	57,00	37,06	0,0737	0,0253	0,0166
10	44,00	25,39	0,1183	0,0383	0,0232

desarrollar un método operativo distinto del recogido en la mencionada norma.

En primer lugar, se intentó introducir alguna sustancia que fuera capaz de colorear el frente de penetración. Se utilizaron diversos productos (rodamina, azul de metileno, fucsina diamante, etc.). El comportamiento fue el mismo para todos ellos. Las partículas de colorante se depositaban en las paredes de los poros, disminuyendo su sección y provocando un efecto de filtro que originaba un desfase claro entre el frente de coloración y el frente de penetración de agua [3].

Por ello, se decidió adoptar un período de secado de las probetas, previo a la realización del ensayo. Este proceso no debería, en ningún caso, alterar notablemente la estructura porosa, por lo que se adoptó un secado a 45 ± 2ºC durante un periodo de 24 horas, el cual se consideró suficiente. Después de realizar las primeras pruebas, se comprobó la eficacia del procedimiento que facilitaba observar con gran nitidez el frente de penetración.

Estas modificaciones se recogen en la actual redacción de la norma española UNE 83.309, actualmente en fase de edición.

5. RESULTADOS Y DISCUSION

Los resultados se obtuvieron a los 28 días. Para el ensayo ISAT se obtuvieron tres medidas a los 10, 30 y 60 minutos. Los valores medios obtenidos para cada dosificación son los recogidos en la tabla 2.

5.1. Influencia de la relación agua/cemento

Las Figuras 2 a 6 representan los resultados obtenidos en función de la relación agua/cemento.

Es suficientemente conocido el papel transcendental que juega la relación agua/cemento en la naturaleza permeable del hormigón. Prácticamente, todos los autores coinciden en la existen-

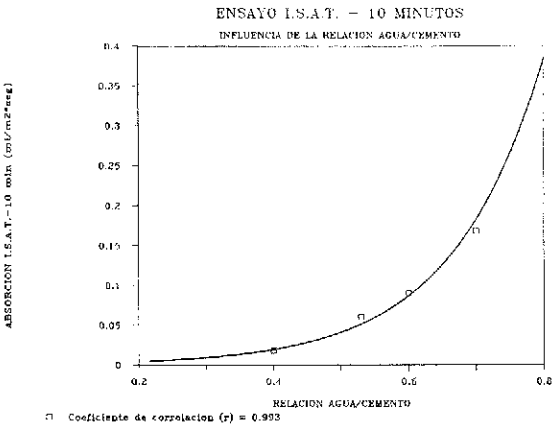


Fig. 2.

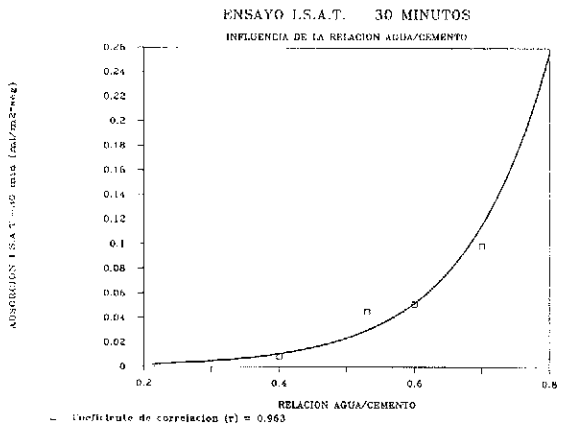


Fig. 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

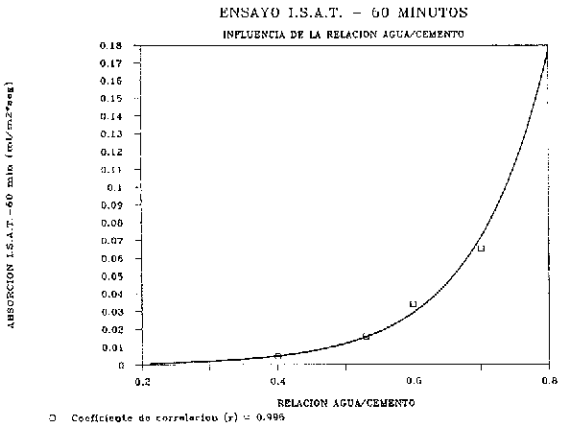


Fig. 4.

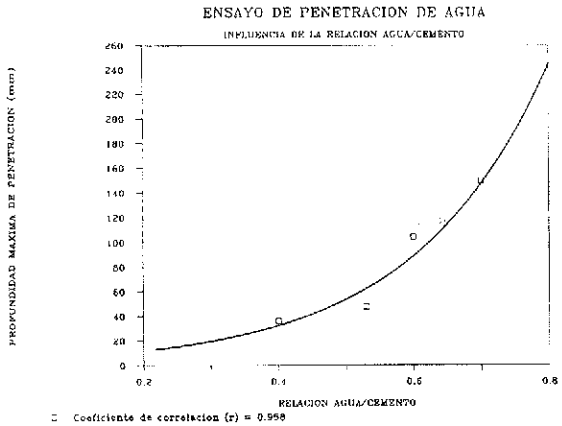


Fig. 5.

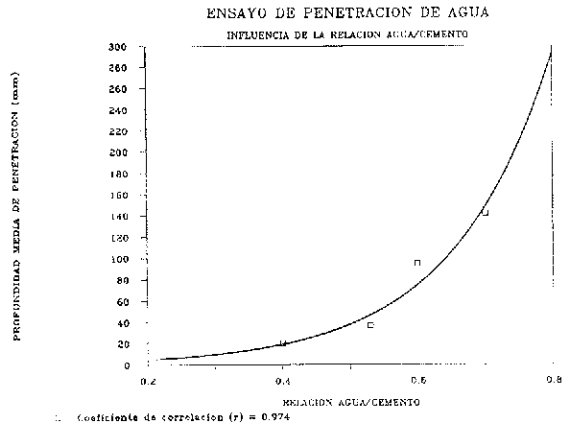


Fig. 6.

cia de un intervalo de relaciones agua/cemento, comprendido entre 0,40 y 0,60, dentro del cual se consigue un máximo de impermeabilidad.

De los resultados obtenidos, se confirma la evidente sensibilidad de la absorción y de la penetración de agua frente al parámetro considerado. Se observa un comportamiento claramente exponencial, siendo creciente la permeabilidad a medida que se incrementa la relación agua/cemento.

Los resultados confirman un excelente comportamiento de las medidas obtenidas a los 10, 30 y 60 minutos en el ensayo ISAT, tal y como confirmaron los coeficientes de correlación obtenidos (0,993, 0,963 y 0,995). Considerando la buena sensibilidad del método y la rapidez en la obtención de medidas, se deduce la utilidad del mismo a la hora de obtener resultados, al menos de carácter cualitativo, sobre la capacidad de absorción de un hormigón, y su correspondiente susceptibilidad frente al ataque de las sustancias agresivas al mismo.

Asimismo, el ensayo de penetración es claramente sensible frente a la influencia de la relación a/c. Los coeficientes de correlación obtenidos son de 0,958 y 0,974 para las profundidades máximas y medias, respectivamente.

5.2. Influencia del tipo de curado

La duración y el tipo de curado al que se somete al hormigón, una vez puesto en obra, influyen decisivamente en la estructura interna del mismo, al impedir en mayor o menor grado la pérdida del agua que pueda ser necesaria para un adecuado proceso de hidratación. Durante el trabajo experimental, no se varió el tipo de curado, que fue realizado a 90 ± 5% de humedad relativa y a 20 ± 2ºC, pero sí se consideraron tres duraciones del mismo: 3, 7 y 14 días. Los resultados obtenidos, para el método de penetración de agua, se indican en las Figuras 7 y 8.

Al ser este método uno de los que mejor reproducen el paso del agua a través del hormigón, se explica fácilmente su sensibilidad frente a las condiciones en las que se lleva a cabo el proceso de curado, ya que éste provoca modificaciones de la estructura porosa del hormigón, variando en cada caso la red capilar por la que penetra el agua al realizar el ensayo. Los coeficientes de correlación obtenidos fueron 0,931 y 0,934.

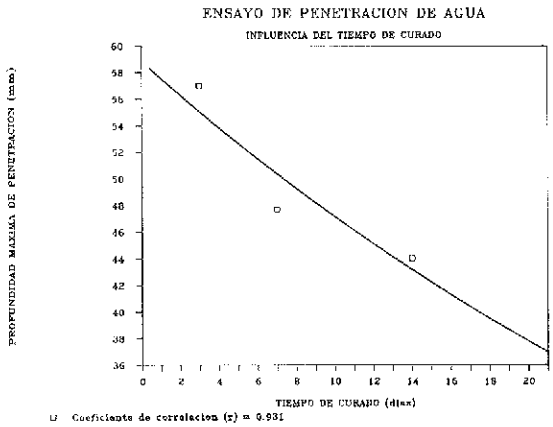


Fig. 7.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

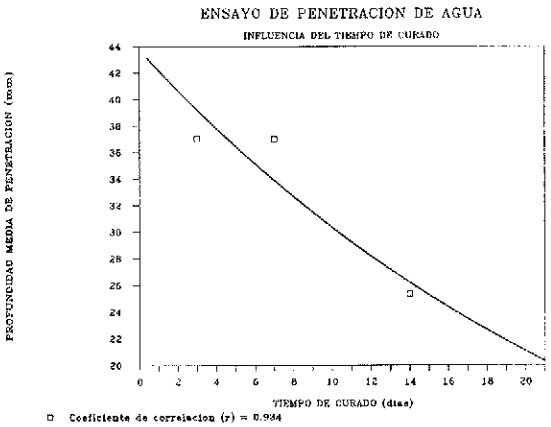


Fig. 8.

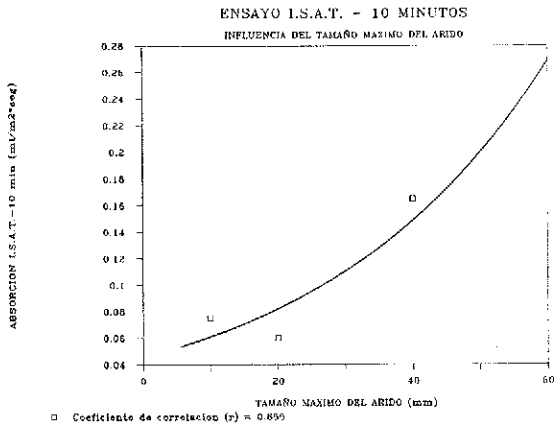


Fig. 9.

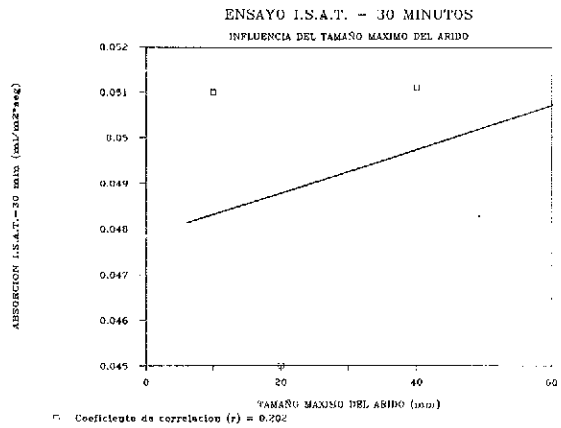


Fig. 10.

5.3. Influencia del tamaño máximo del árido

Los valores medios obtenidos se muestran en las Figuras 9, 10, 11, 12 y 13.

Los resultados obtenidos para 10 y 60 minutos en el ensayo ISAT, presentan un comportamiento análogo frente a las variaciones del tamaño máximo de árido. Se observa en estos casos, al igual que con la penetración de agua, que a

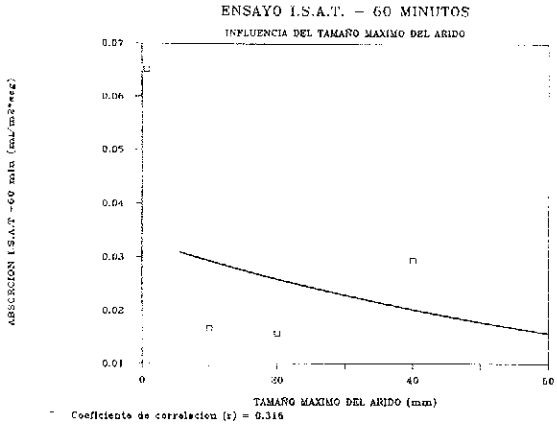


Fig. 11.

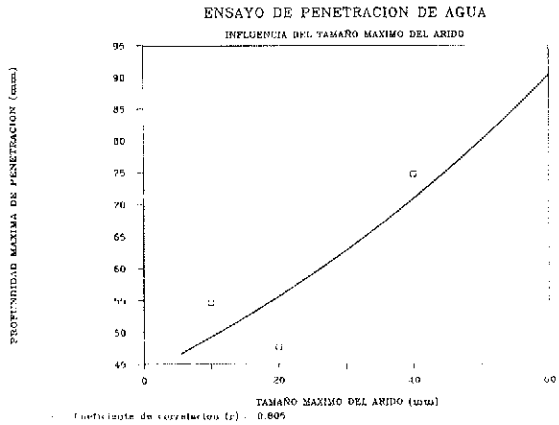


Fig. 12.

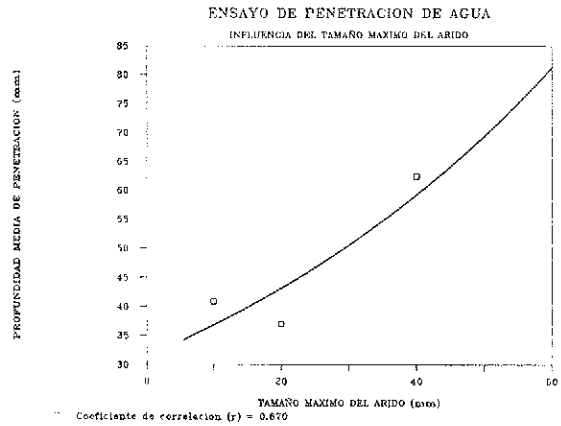


Fig. 13.

medida que se aumenta el tamaño máximo del árido, se incrementa la accesibilidad del agua en el interior del hormigón. Son especialmente significativos, sobre este punto, los valores representados en las Figuras 11, 12 y 13 (obtenidos para el ensayo ISAT - 60 minutos y de penetración de agua). Ello podría estar ligado a la mayor probabilidad de aparición de discontinuidades y huecos en la interfase árido-pasta cuando se aumenta el tamaño del árido.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

Sin embargo, en el caso de los resultados del ensayo ISAT-30 minutos, se presentan unas dispersiones notables y un comportamiento contradictorio con el resto de los valores obtenidos. Este comportamiento anómalo, podría estar justificado por ser éste el periodo de tiempo (30 minutos) en el que el agua absorbida traspasa la primera capa inicial de mortero y penetra en el hormigón propiamente dicho. Ello haría que cobraran una especial transcendencia las posibles interfases existentes entre las diferentes capas de lo que Kreijger denomina la piel del hormigón ("the skin of concrete") [4]. En cualquier caso, sería necesario desarrollar un estudio detallado sobre estos efectos.

5.4. Relación entre permeabilidad o absorción y la resistencia a compresión

Tanto los fenómenos de transporte de fluidos como la resistencia a compresión de un hormigón están estrictamente relacionados con las características de su estructura interna. Por ello, pareció interesante evaluar hasta qué punto podría determinarse dicha relación. Los resultados se muestran en las Figs. 14 y 15.

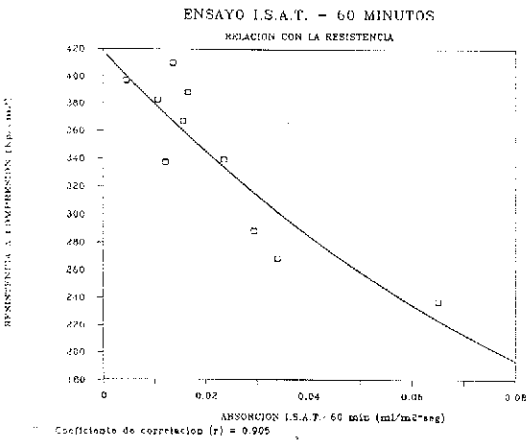


Fig. 14.

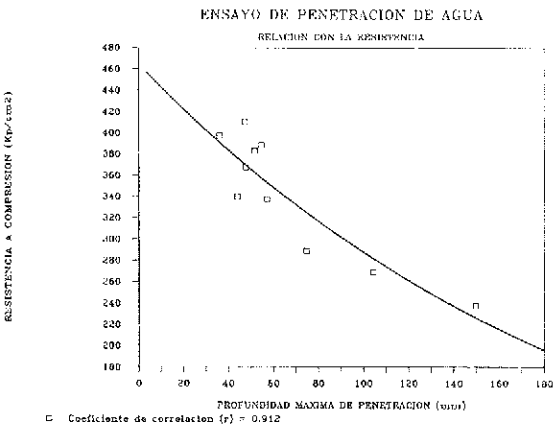


Fig. 15.

Se observaron comportamientos claramente exponenciales, con coeficientes de correlación de 0,905 y 0,912, lo que ratifica la existencia de una estrecha dependencia entre un hormigón poco permeable y una resistencia a compresión elevada. No obstante, ello no debe llevar a considerar que es suficiente con exigir a los hormigones unos requisitos de tipo resistente.

6. EL PROYECTO DE NORMA EUROPEA ENV-206: LIMITACIONES DE PERMEABILIDAD

El actual documento de la ENV-206 contempla, en su epígrafe 7.3.1.5. [5] ("Resistence to water penetration") los límites para la penetración máxima y media de agua en un hormigón, para que éste pueda ser considerado impermeable. Dichos valores son de 50 y 20 mm, respectivamente, para cada una de las citadas medidas.

Según los resultados obtenidos durante el plan de ensayos, se obtiene una relación lineal entre los resultados obtenidos para ambas profundidades, siendo el correspondiente coeficiente de correlación de 0,97, lo que refleja la bondad de la relación.

De ello, se deduce que para una profundidad máxima de penetración de 50 mm, valor éste que parece adecuado, se obtiene una profundidad media de 35 mm, por lo que parece que el valor de 20 es restrictivo en exceso, y poco coherente con el de 50 mm. Probablemente, sería más adecuado limitar las profundidades citadas a 50 y 30 mm.

7. CONCLUSIONES

Para la realización del método de penetración de agua, es necesario someter a las probetas a un periodo de secado previo, al objeto de poder observar con nitidez el frente de penetración.

Los métodos de ensayo ISAT y de penetración de agua, se muestran válidos a la hora de estudiar la influencia de los parámetros considerados. Los coeficientes de correlación obtenidos están bastante próximos a la unidad, lo que refleja la bondad de los resultados.

La relación agua/cemento es el parámetro frente al que son más sensibles los mecanismos de transporte estudiados. En general, se produce un claro incremento de la permeabilidad para relaciones agua/cemento superiores a 0,53.

Parecen existir efectos relacionados con las interfases entre el mortero superficial y el hormigón. Ello se detecta al realizar ensayos de absorción ISAT.

La limitación de 20 mm de profundidad media, recogida en la ENV-206, parece restricti-

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

va en exceso, y poco coherente con los resultados obtenidos durante el trabajo experimental. Parece más lógico una limitación de 30 mm y de 50 mm para las profundidades media y máximas, respectivamente.

REFERENCIAS

[1] Organisation for Economic Co-operation and Development (OCDE) (1989) - Durability of Concrete Road Bridges, Pag. 29.

[2] GALLIGO, J.M.; RODRIGUEZ, F. (1989). Durabilidad del Hormigón: Estudio sobre Medida y Control de su Permeabilidad. Monografía nº 32 de Tecnología de Carreteras. Textos de la Dirección General de Carreteras. M.O.P.U.

[3] GALLIGO, J.M.; RODRIGUEZ, F. (1989). El ensayo de penetración de agua como método para el control de la durabilidad de un hormigón utilizado en puentes de carreteras. Hormigón y Acero, 171, pág. 143-152.

[4] KREIJGER, P.C. (1984). The skin of concrete composition and properties. Materials and structures, 100, pág. 275-283.

[5] European Committee for Standardisation. Technical Committee CENTC/104 (1988). Concrete: perfomance, production, placing and compliance criteria. pr. ENV-206.

RESUMEN

En el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales se ha venido desarrollando, a lo largo de tres años, un estudio sobre las técnicas aplicadas para evaluar la permeabilidad del hormigón, tanto en laboratorio como *in situ*. Entre ellas, cabe destacar el método para la determinación de la profundidad de penetración de agua, recogido en la norma ISO/DIS 7031:1983. Durante la aplicación de este método, se plantearon ciertos problemas de carácter operativo, lo que llevó a desarrollar un estudio específico al objeto de solventarlos y redactar la correspondiente norma de ensayo española UNE 83.309.

Además, el estudio incluyó un programa de ensayos que fué planificado para determinar la influencia que algunos parámetros de la dosificación podían ejercer sobre la permeabilidad del hormigón. Concretamente, se consideraron la relación agua/cemento, el tamaño máximo del árido y la duración del curado.

Se consideraron cinco técnicas de ensayo: el método de penetración de agua, el ensayo de absorción superficial inicial (ISAT), los métodos de Figg para la permeabilidad al aire y al agua, así como el método de Hansen, Ottosen y Petersen para el ensayo de la permeabilidad del hormigón a los gases a baja presión. En total, se ensayaron más de doscientas probetas con diez dosificaciones diferentes. En este trabajo se presentan los primeros resultados experimentales, en relación con los dos primeros métodos de ensayo citados.

SUMMARY

A study on the different techniques to test the concrete permeability has been carried out in the Laboratorio Central de Estructuras y Materiales, in Madrid (Spain), during three years. This research programme has included several test methods to apply to specimens in laboratory, and also to obtain *in situ* measurements. One of them has been the water penetration method. Some operational problems can appear when the test is carried out according to ISO/DIS 7.031:1983. Some modifications were necessary to solve them, in order to develop the Spanish Standard UNE 83.309, which deals with this method.

Besides, the research work has included a test programme to assess the influence of some parameters of the dosage in the permeability of concrete. The water/cement ratio, the maximum size of aggregate and the curing duration were taken into account.

Five test methods were used in the experimental work: water penetration method, initial surface absorption test (I.S.A.T.), the Figg methods to evaluate the air and water permeability of concrete and the Hansen, Ottosen and Petersen's method for permeability of concrete to gases under low pressures. About two hundred specimens with ten different dosages were tested. The first experimental results obtained with the two first methods mentioned above, are presented in this work.

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

(Continuación de Int. Portada)

FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S.A. (FOCSA).—Paseo de la Castellana, 118-4.ª planta. 28046 Madrid.
FREYSSINET, S.A.—General Perón, 24. 28020 Madrid.
GRACE, S.A.—Apartado 523. 08080 Barcelona.
HASA. Servicios Generales.—General Perón, 40-C. 28020 Madrid.
HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, S.A.—Almogávares, 11-17. 08018 Barcelona.
HORMIGONES GERONA, S.A.—Lorenzana, 45. 17002 Gerona.
HORMIGONES PROYECTADOS, S.A.—Avda. Príncipe de Asturias, 63. 08012 Barcelona.
HUARTE, S.A.—HASA.—Oficina Técnica.—Avda. General Perón, 40-C-4.º. 28020 Madrid.
IBERDUERO, S.A. Servicio Formación.—Referencia 3001. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
IBERDUERO, S.A. Servicio Formación.—Referencia 8501. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
IBERICA DE ESTUDIOS E INGENIERIA, S.A. (IBERINSA).—Avda. de Burgos, 11. 28036 Madrid.
IBERING, ESTUDIOS Y PROYECTOS, S.A.—Plaza Gala Placidia, 5-7. 08006 Barcelona.
INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.—Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.
INFORMES Y PROYECTOS, S.A. (INYPSA).—General Díaz Porlier, 49-51. 28001 Madrid.
INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A. (IDASA).—Pérez Cepeda, 5 y 7. 15004 La Coruña.
INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES (IECA).—Velázquez, 11-3.º-izda. 28001 Madrid.
INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION, S.A.—Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.
INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES (INTEMAC).—Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.
INTERNACIONAL DE INGENIERIA Y ESTUDIOS TECNICOS (INTECSA). Biblioteca.—Orense, 70. 28020 Madrid.
JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA, S.A.—Príncipe de Vergara, 103. 28006 Madrid.
LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES.—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.
MECANOGUMBA, S.A.—Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
PACADAR, S.A.—Hermosilla, 57. 28001 Madrid.
PRETENSADOS DEL LOURO, S.A.—Polígono Industrial Atios. 36400 Porriño (Pontevedra).
SENER, TECNICA INDUSTRIAL Y NAVAL, S.A.—Avda. del Triunfo, 56. 48930 Las Arenas (Vizcaya).
SIKA, S.A.—Carretera Madrid-Irún, Km. 14,500. Polígono Industrial. 28100 Alcobendas (Madrid).
SOCIEDAD ESPAÑOLA DE ESTUDIOS PARA LA COMUNICACION FIJA A TRAVES DEL ESTRECHO DE GIBRALTAR, S.A. (SECEGSA).—Estébanez Calderón, 3-1.º-A. 28020 Madrid.
TECNICAS DEL PRETENSADO, S.A. (TECPRESA).—Príncipe de Vergara, 135. 28006 Madrid.
TREFILERIAS DEL NORTE, S.A.—Carretera de Zorroza a Castrejana, 150. Apartado 590. 48080 Bilbao.
TREFILERIAS QUIJANO, S.A.—Fábrica de Forjas de Buelna. 39400 Los Corrales de Buelna (Cantabria).
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S.A. (TYCSA).—Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (Barcelona).

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 15/12/2025

asociación técnica
española del pretensado

Documento descargado de www.e-ache.com el 15/12/2025