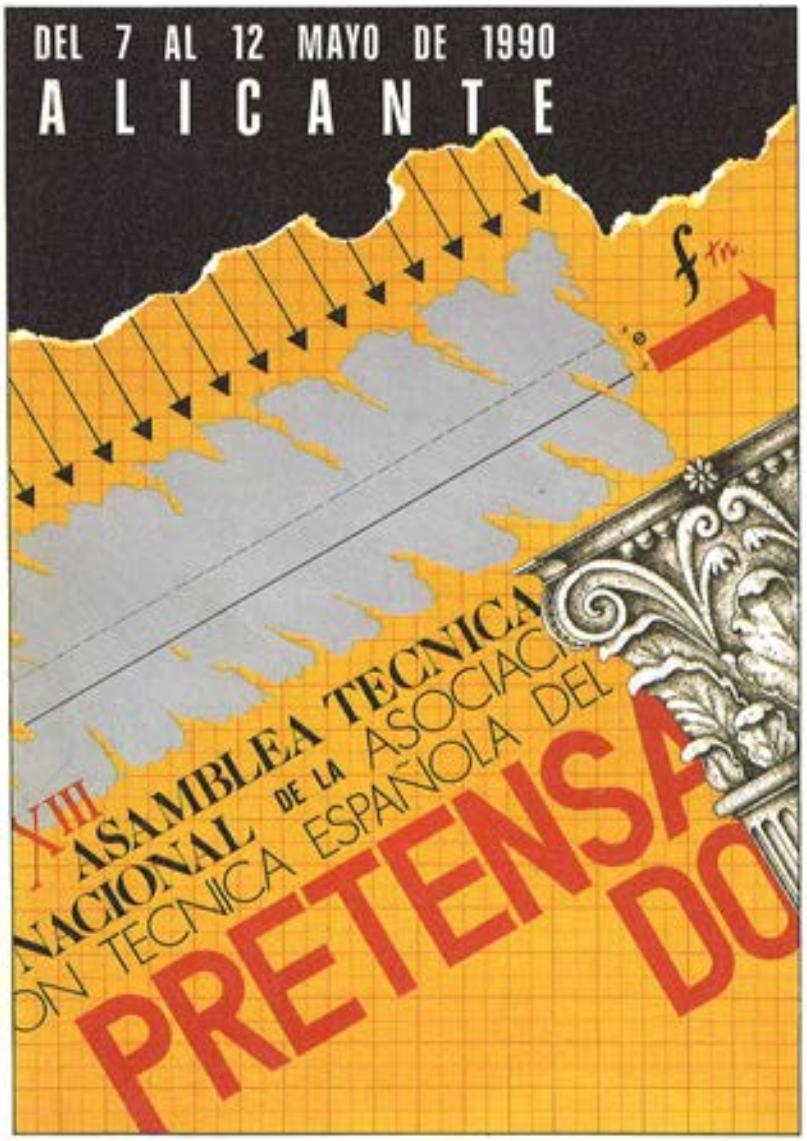
hormigón y ACERO

nº 175



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 20/11/2025

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

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

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 "OFICEMEN".—Velázquez, 23. 28001 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 20/11/2025

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

hormigón y acero

n.º 175

2.º 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 20/11/2025

hormigón y acero n. 175

índice

Págs.

591-2-215 **Pasarela "Kuñataï". Puente peatonal sobre Ruta Nacional n.º 12-Posadas** ... 9 - 28
Passerelle de béton précontrainte, pour piétons, sur la route national nº 12 a Posadas, Argentina.
A prestressed concrete foot-bridge on the highway nº 12, in Posadas, Argentina.
Ing. F. Dante Seta.

XIIIª Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P. ..... 29 - 38
XIIIª Assenblée Technique Nationale de la A.T.E.P.
XIIIª A.T.E.P. National Technical Assembley.
R. Piñeiro.

Discurso pronunciado en la Sesión de Clausura de la XIIIª Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P. ..... 39 - 40
Discours de Clôture de la XIIIª Assemblée Téchnique Nationale de l'A.T.E.P.
Closing Speech of the XIIIª National Assembly.
F. Arredondo.

Comunicaciones presentadas al tema 1.º: "Investigaciones y estudios".

457-0-149 **Estudio experimental de la influencia del pandeo de la armadura comprimida, en la capacidad portante de elementos de hormigón armado sometidos a flexión simple** 41 - 49
Etude expérimental de l'influence du flambement de l'armature comprimée a la résistance des éléments de béton armé soumis a flexion simple.
Experimental investigation of the influence of compressed bars buckling in the strenght capacity of reinforced concrete flexural members.
J.M. Cortés.

457-0-150 **Dimensionamiento de secciones con control de la rigidez** 51 - 55
Calcul des sections avec côntrole de la rigidité.
Design of R.C. cross-sections with stiffness control.
F. Morán.

457-0-151 **Proyecto de tableros de puentes de vigas pretensadas, con ayuda de computador** ..... 57 - 63
Conception assistée par ordenateur pour des tabliers de ponts a poutres précontraintes.
Computer aided prestressed girder bridge deck design.
A. Recuero; J.P. Gutiérrez; O. Río y J.A. Tinao.

457-5-21 **Incrementos dinámicos en puentes de carretera** ..... 65 - 76
Coefficient d'impact en ponts routières.
Impact factors in highway bridges.
R. Astudillo.

457-5-22 **Auscultación dinámica de vigas** ..... 77 - 87
Auscultation dynamique de poutres.
Dynamic auscultation of beams.
R. Astudillo.

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

Págs.

457-8-141 Corrosión bajo tensión de alambres de acero de pretensado, en medios alcalinos conteniendo sulfatos ..... 89 - 93
La corrosion sous contrainte des aciers de précontrainte dans solutions alcalines avec sulfates.
Stress corrosion of prestressed steel in alkaline media with sulphates.
C. Alonso; M. Acha y C. Andrade.

457-8-142 Fluencia y relajación en tendones con temperatura variable 95 - 108
Fluage et relaxation de torons à température variable.
Creep and stress relaxation in tendons at changing temperature.
V. Sánchez-Gálvez; M. Elices y J.M. Martínez.

457-8-143 Empalmes mecánicos de armaduras. Recomendaciones del C.E.B. ..... 109 - 118
Jonction directe de barres d'armatures par manchons.
Mechanical splices for reinforcing bars.
A. Delibes; H. Ortega y V. Ríos.

457-8-144 Influencia de la corrosión de las armaduras en la capacidad portante de las estructuras de hormigón armado ... 119 - 125
Influence de la corrosion des armatures sur la résistance portante des structures de béton armé.
Influence of reinforcement corrosion on load-carrying capacity of concrete structures.
M.J. Rodríguez y C. Andrade.

457-8-145 Modelado numérico de la fisuración por corrosión de armaduras ..... 127 - 132
Modèlisation numérique de la fisuration du béton provoqué par la corrosion des armatures.
Numerical modelling of concrete cracking induced by reinforcement wear.
F.J. Molina y E. Alarcón.

457-8-146 Supresión de juntas como mejora de la conservación en viaductos de tableros isostáticos ..... 133 - 140
Suppresion de joints pour améliorer la conservation de viaducts a tablier isostatique.
Suppresion of joints as a system for improving maintenance in viaducts of simply supported decks.
L.M. Ortega Basagoiti y F.J. del Pozo Vindel.

457-8-147 La estimación in situ de la resistencia del hormigón endurecido. Aplicación a los hormigones de vigas pretensadas prefabricadas ..... 141 - 154
L'estimation in situ de la résistance du béton endurit. Aplication aux bétons des poutres précontraintes préfabriquées.
In situ estimation of hardened concrete strenght. Application to concrete placed in prestressed beams made at factory.
F. Hostalet.

457-8-148 Ejemplos de aplicación de la extensometría a ensayos de control de estructuras singulares ..... 155 - 164
Exemples d'application de l'extensométrie aux essais de contrôle des structures singulières.
Some examples of application of extensometry techniques to control tests of singular structures.
L. Ortega; J.C. Valenciano; J.M. Conde-Salazar y M.A. Floriano.

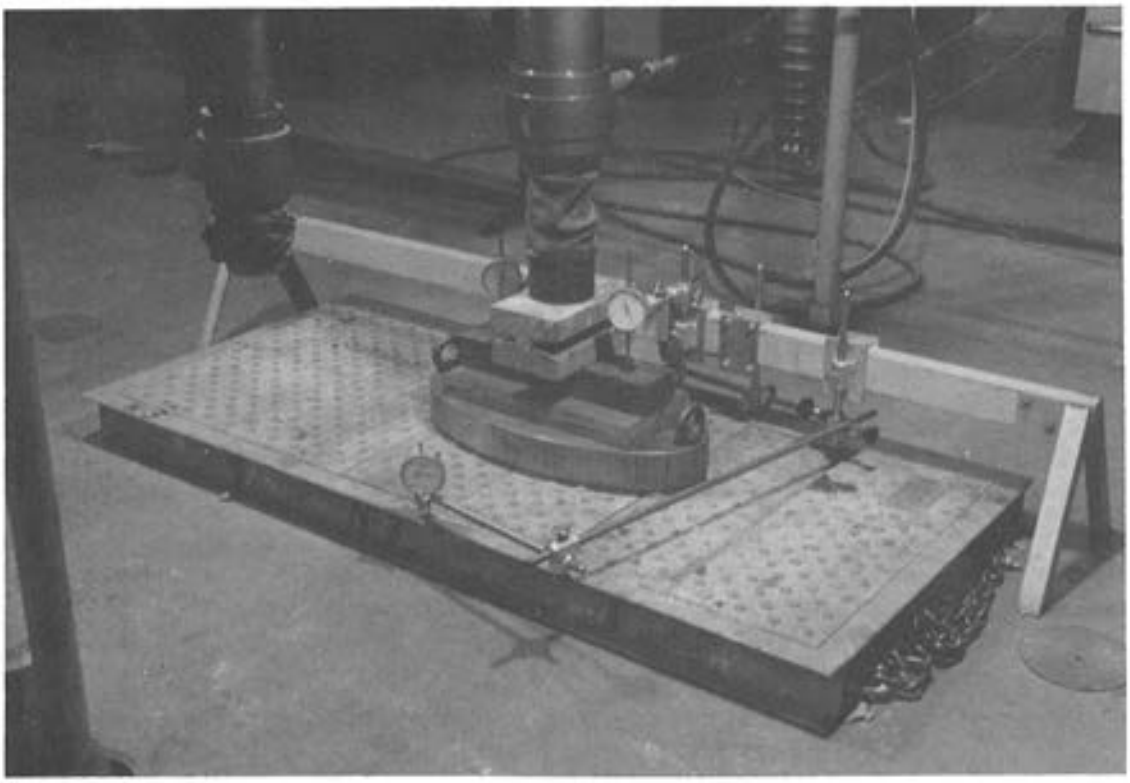
Portada: Reproducción del Cartel anunciador de la XIIIª Asamblea Técnica Nacional, que obtuvo el primer premio en el Concurso al efecto celebrado.

Autor: *José Luis Jara Leal.*

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

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES



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

MADRID: Oficina: Monte Esquinza, 30-4.º-D. Teléfs.: (91) 410 51 58 - 62 - 66. Télex: 49987 INTEM E - Fax: 410 25 80 - 28010 MADRID
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 20/11/2025

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

ESPAÑA

AEPO, S.A.– Estudios y Proyectos.– Madrid
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.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS. Laboratorio de Ensayos.—Murcia.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS. Laboratorio de Ensayos.—Tarragona.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE BALEARES.—Palma de Mallorca.
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 20/11/2025

INGENIERIA Y ECONOMIA DEL TRANSPORTE, S.A.—Centro de Documentación.—Madrid.
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.
UNIVERSIDAD POLITECNICA. Hemeroteca.— Valencia.
UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID. E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos.— Madrid.
VIGUETAS MUBEMI.— Torrente (Valencia).
VISANFER, S.A.— Totana (Murcia).

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

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 20/11/2025

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

1. CONDICIONES GENERALES

Los originales de los artículos que se 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 20/11/2025

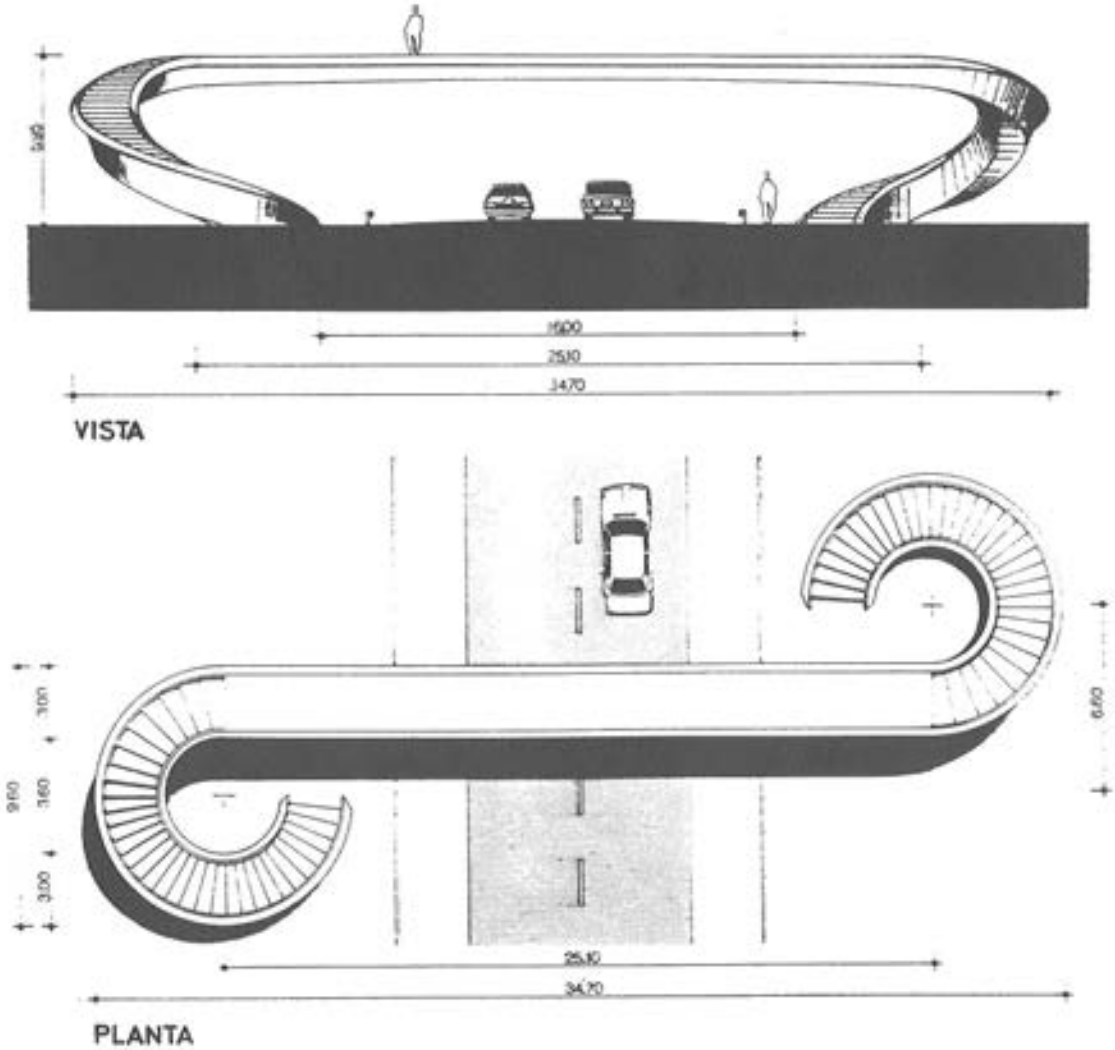
Pasarela "Kuñataî" Puente peatonal sobre Ruta Nacional N° 12 Posadas

Ing. F. Dante Seta
Rosario - Santa Fé
República argentina

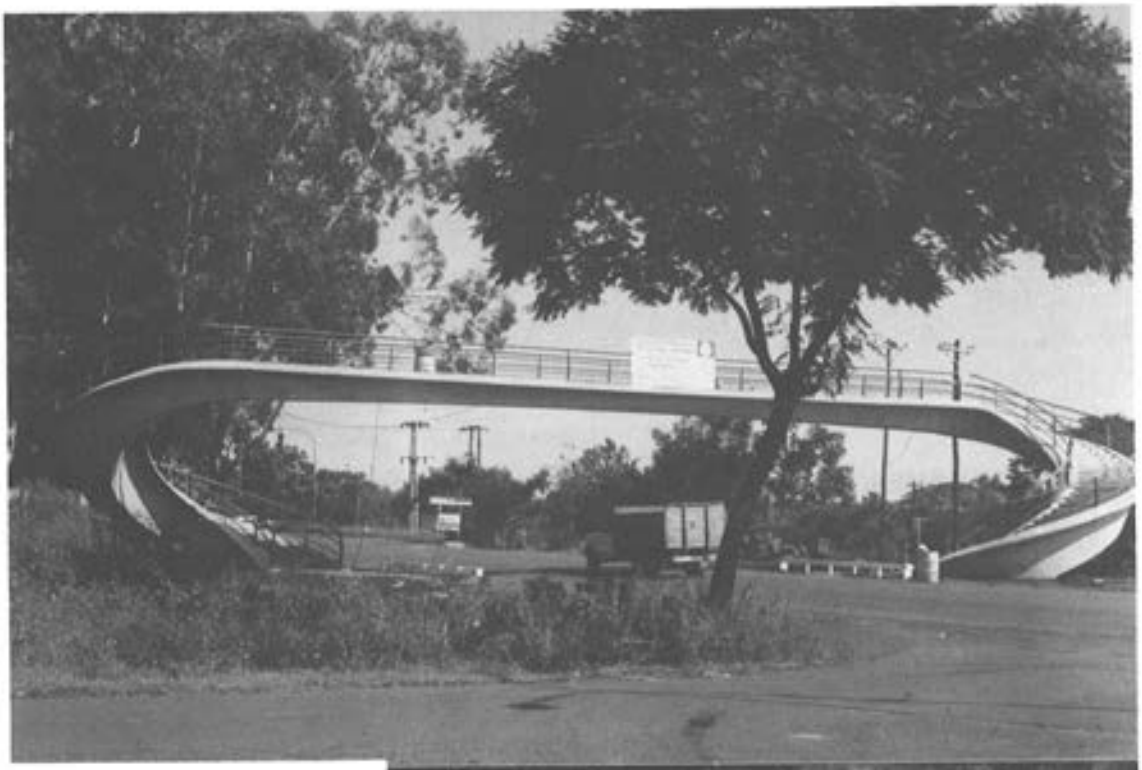
1. CRITERIO DE DISEÑO

Para salvar los 25 m impuestos por el gálibo carretero, se proyectó esta estructura, un cruce peatonal de 25 m de luz libre, compuesto por un tramo recto central, de la misma luz, y dos rampas en desarrollo helicoidal, de planta circular, que rota cada una en sentido opuesto hasta entregarse a la estructura de fundación, resultando de esta manera una luz entre tangentes de 34,70 m y una longitud total de desarrollo igual a 60 m.

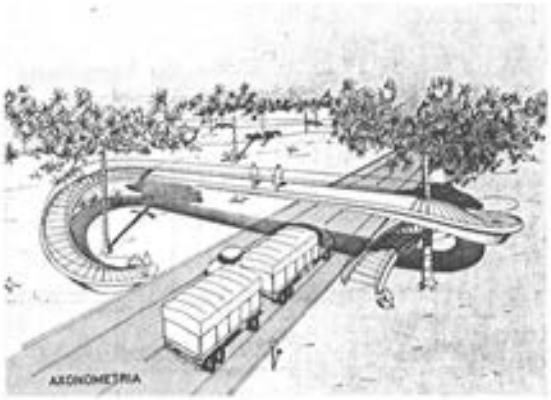
La cota de intradós del tablero, y la luz libre mínima, resultaban condicionadas por los gálibos de la ruta N° 12, por lo que la estructura de paso



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



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



peatonal debía resolverse en forma continua de una banquina a otra, sin apoyos intermedios.

Una vez efectuado el relevamiento del emplazamiento, se estudió la modulación y centrado de la estructura con el eje de la ruta.

El tramo recto central, de 25 m de luz, es de sección cajón hueca, variable en ancho, altura y espesor, en función de las necesidades del esquema estructural que resulta de considerar a la estructura continua.

La variación de altura y ancho de talón, siguen una ley parabólica, resultando de esta forma, las paredes de la sección cajón, superficies regladas de doble curvatura.

La altura de la sección, en el centro de luz, es de 60 cm y el ancho de talón 80 cm, alcanzando en el extremo del tramo recto 110 cm y 90 cm, respectivamente.

El ancho superior estructural se mantiene constante e igual a 2,60 m, completándose en una segunda etapa con alas laterales de 30 cm de ancho, en pendiente descendente, de hormigón no estructural, con el fin de lograr un ala inclinada, saliente, longitudinal, con efecto visual de disminución de la altura de tablero y aspecto de mayor esbeltez.

Se prevén en la sección, los alojamientos para los anclajes de postesado de continuidad y los de montaje, que responden a la condición de tramo biapoyado, que luego se consideran colaborantes en la absorción de las solicitaciones en la configuración estructural definitiva.

Además, se dejan armaduras en espera, en los extremos, que luego se vincularán con las del tramo curvo hormigonado *in situ*.

El tramo curvo, ejecutado *in situ*, también de sección cajón hueca, sigue con la variación parabólica indicada para el tramo recto, configurando una superficie reglada de doble curvatura. A lo largo de su desarrollo, es una helicoide de paso constante en sus 2/3 partes y de paso variable en el tercio superior, para entregarse de forma gradual al tramo recto.

Como puede observarse en las secciones transversales, los escalones quedan en la misma sección, por lo cual las secciones estructurales son las que quedan por debajo de la altura del mismo.

La variación lleva a la sección de empotramiento a las dimensiones de 217 cm de alto y 141 cm de talón, con espesores también variables acordes con las solicitaciones de flexión y torsión.

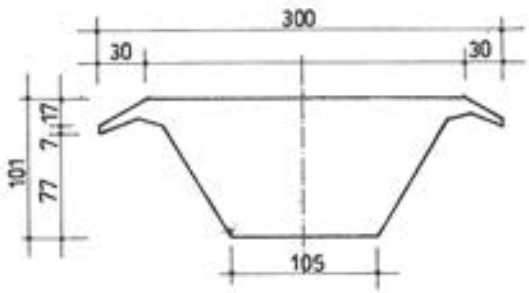
La estructura, en su conjunto, –tramos rectos– rampas helicoidales– conforman, como mencionamos, una estructura continua, hiperestática, afianzada al terreno por medio de anclajes de tracción a la roca.

Por debajo del nivel de terreno natural, se continúa la estructura de la escalera helicoidal, para configurar un brazo estabilizador, perpendicular al eje del tramo recto (estabilidad transversal), a partir de un punto de apoyo, nudo elástico, de donde parte otro brazo de rigidez paralelo a la dirección del tramo recto.

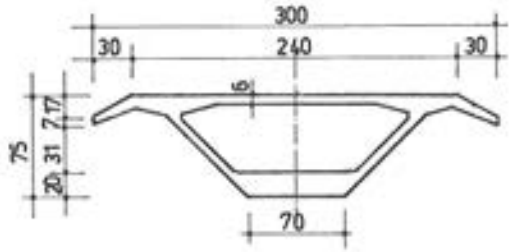
Ambos brazos, anclados en sus extremos, determinan sendos empotramientos elásticos a flexión y torsión.

2. TECNOLOGIA DE EJECUCION

El tramo recto se premoldeó en Planta de Prefabricación, con instalaciones fijas, en la provincia de Santa Fe, para aprovechamiento de la infraestructura y servicios existentes.

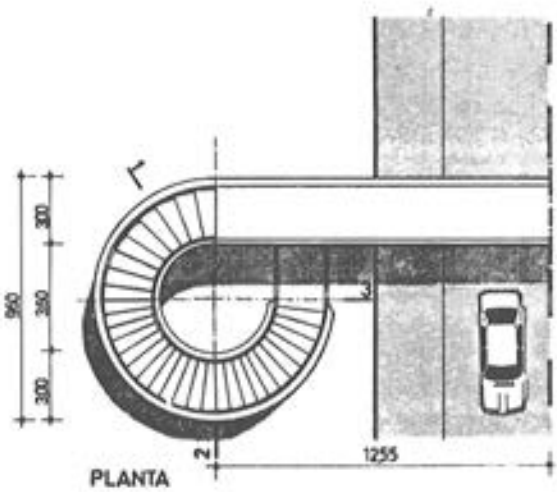


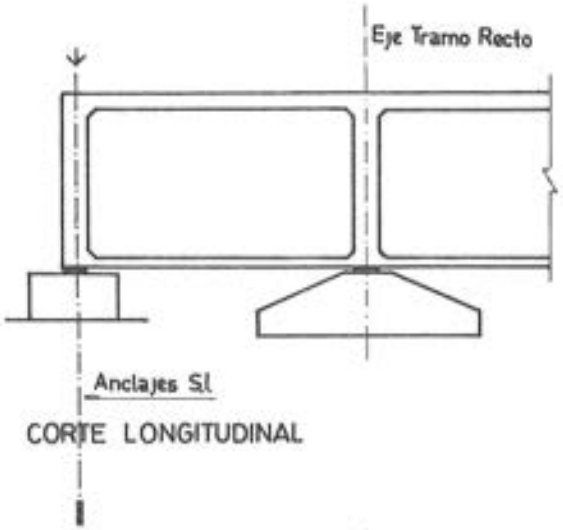
SECCION ℄

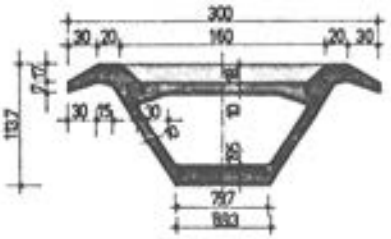


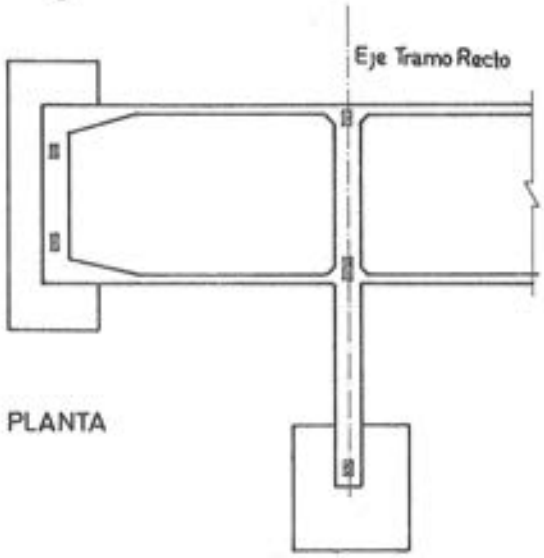
SECCION EXTREMO

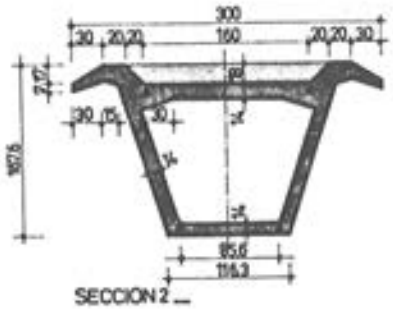
Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

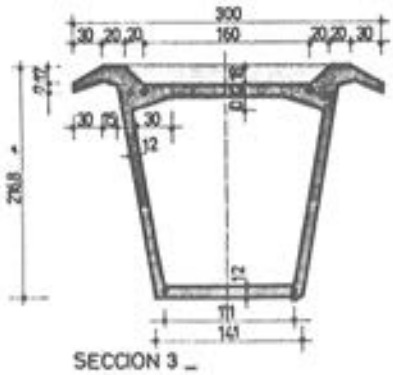












La particular configuración en doble curvatura de los laterales de la pieza, y las exigencias de calidad de terminación, se resolvieron mediante el diseño de encofrados exteriores cavados en el suelo, perfilando la excavación para reproducir la superficie reglada de proyecto.

El encofrado interior, se ejecutó de madera, sobre un esqueleto base. Para la conformación de la superficie reglada se utilizaron tablas de pequeño ancho.

El hormigonado de la sección cajón, se realizaba en dos etapas, llenando primero la losa de fondo y paredes laterales. Se completaba en una segunda etapa, previa recuperación del encofrado de madera interior, colocando losas superiores, hormigonadas aparte, para conformar la totalidad de la sección estructural. Las juntas se cerraban, posteriormente, mediante un sellado húmedo.

La dimensión de la pieza, su peso y la distancia de transporte de la misma, exigió un prolijo estu-

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

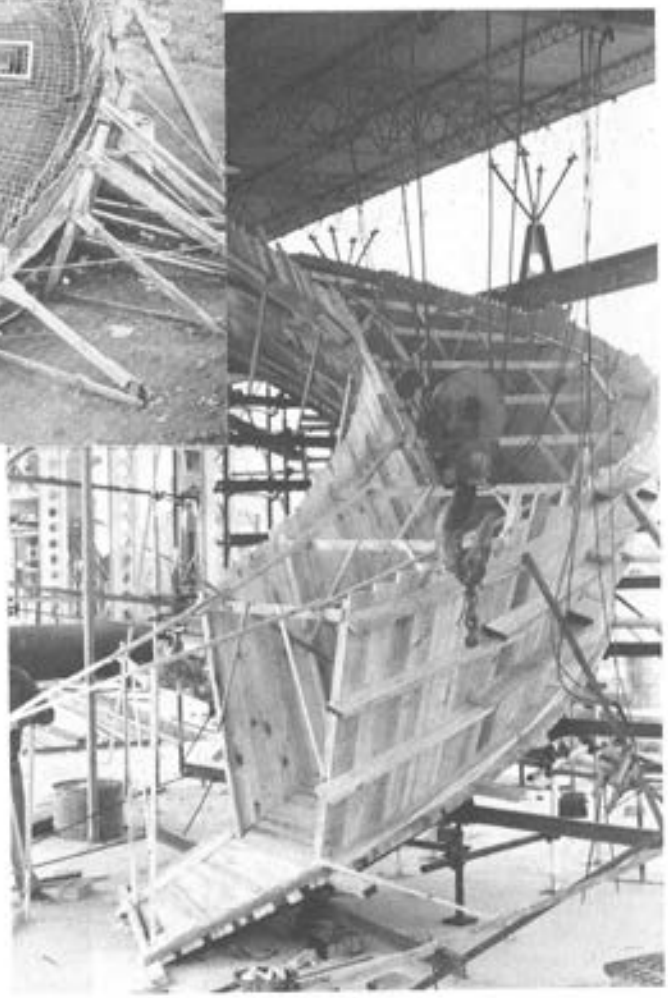
dio de las condiciones y posibilidades de apoyo provisional, con el fin de prever las suficientes armaduras activas y/o pasivas capaces de absorber las solicitaciones de cada etapa, y sus deformaciones.

Paralelamente a la construcción del tramo recto en la Planta de Prefabricación, se construyó, a escala real, el encofrado de las rampas de acceso.

Se utilizó la madera para lograr la configuración de superficie reglada de doble curvatura de las paredes. El fondo del encofrado se apoyaba sobre perfiles de tubo que describían la trayectoria del eje jelicoidal, de paso constante en los 2/3 inferiores y de paso variable (curva de transición) en el tercio superior.

Paralelamente, se comienzan las tareas *in situ*, que consisten en la ejecución de las fundaciones. Previa excavación de los recintos respectivos, se procede a la colocación de las armaduras pasivas

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



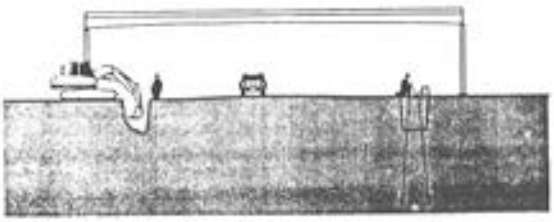
y los alojamientos (vainas) para la armadura activa, donde corresponde.

Se prevé la colocación de tubos guía para la ejecución de las perforaciones de los anclajes S. I. de tracción al suelo, de los brazos estabilizadores.

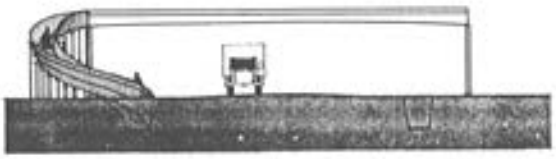
Una vez transportado el tramo recto premoldeado, se procede al posicionado del mismo sobre los puntales provisionales, que lo soportan en configuración biapoyada, hasta tanto se ejecuten los tramos en holicoide y el postesado de continuidad de la estructura.

La necesidad de ejecutar en sitio el tramo en

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

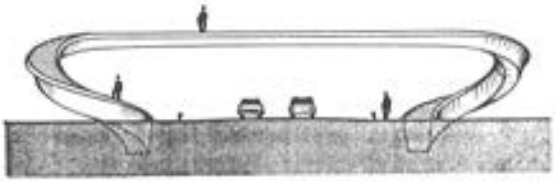


1. Ejecución de excavaciones, hormigonado y anclajes S. I. de tracción, al suelo. Colocación del tramo recto, premoldeado en Planta de Prefabricación.



2. Colocación del encofrado, hormigonado y curado del tramo de escalera helicoidal. Ejecución de la unión con el tramo recto premoldeado. Lado izquierdo.

3. Ejecución de tramo derecho, en helicoide, con idéntico procedimiento al utilizado en el lado izquierdo. Ejecución de la losa superior, en segunda etapa, y escalones.

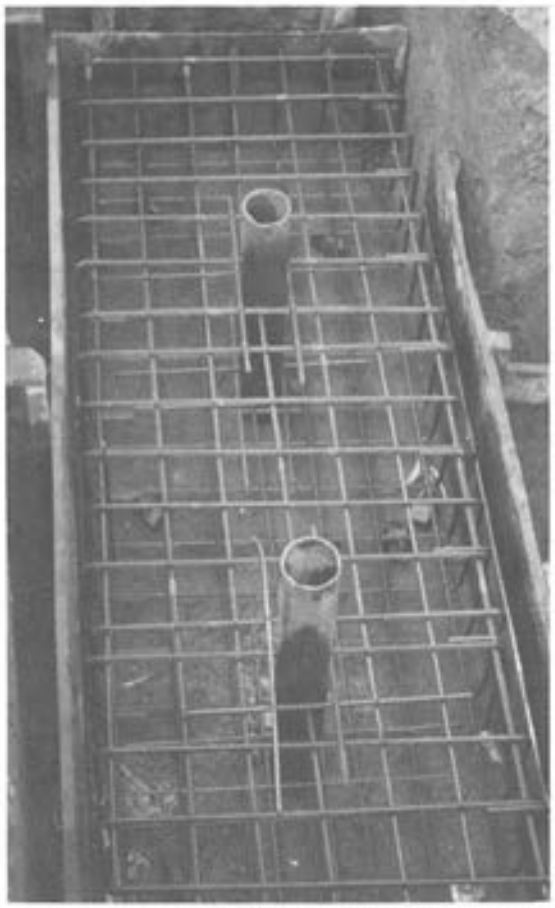


4. Ejecución del tesado de continuidad que permite el despegue de los pontones provisionales y puesta en funcionamiento de la estructura.

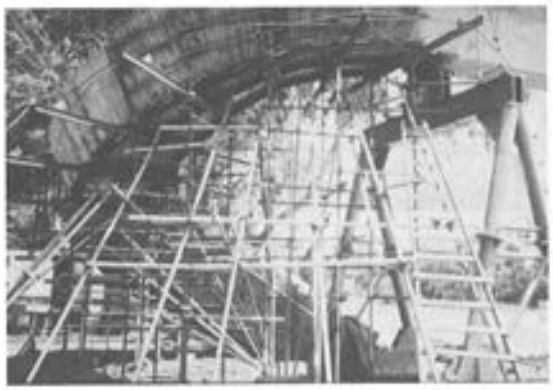
Etapa previa al hormigonado del brazo de continuidad de estabilidad transversal.

Hormigonado del brazo de estabilidad.

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

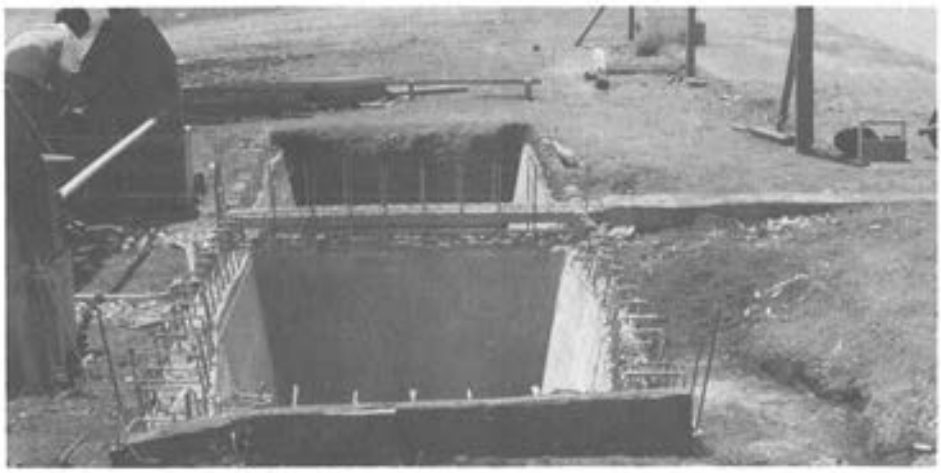


Alojamiento para anclajes SI de trancción, en roca.



ETAPA 2. Construcción del encofrado para el tramo en helicoide

ETAPA 3. Ejecución de la losa superior y escalones.



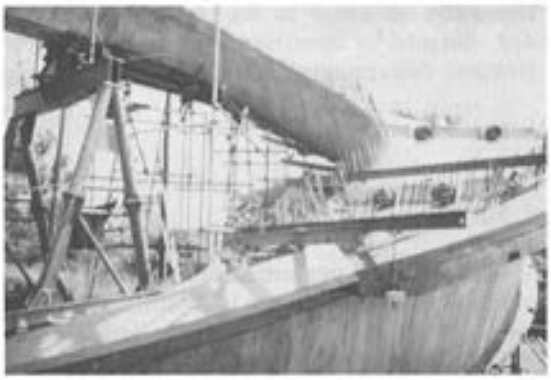
Continuación de la sección cajón del tramo en helicoide (brazo de estabilidad transversal) por debajo del terreno natural.

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

helicoide surge a partir de las solicitaciones resultantes del diseño adoptado. El esfuerzo de torsión que se manifiesta en la parte curva, exije continuidad a lo largo de la misma. Podría haberse resuelto con dovelas premoldeadas; pero en la sección de contacto deberá, además, garantizarse una compresión permanente, necesaria para generar una fricción entre las partes, capaz de absorber el esfuerzo cortante por torsión. Es por ello que se decide entonces ejecutar este tramo en sitio, así como las uniones en los extremos del tramo premoldeado, donde el momento torsor es mínimo. De igual modo, se garantiza la continuidad de la estructura, merced a la vinculación de armaduras pasivas y posterior tesado.

Se realiza entonces el replanteo del encofrado fabricado por módulos, se colocan las armaduras pasivas, las vainas de los tendones de continuidad y se procede al hormigonado de la primera etapa de la sección, sin la losa superior que se ejecuta en una segunda etapa, con encofrado de madera recuperable, previo posicionado de los anclajes activos y pasivos de los tendones.

Posteriormente, se realiza la misma operación del otro lado, sin retirar el apuntalamiento que sostiene el tramo curvo.



PREVISION DE TENDONES DE CONTINUIDAD T4

Una vez ejecutado el hormigonado de ambos tramos, y alcanzada la resistencia necesaria, se efectúa entonces el postesado de continuidad que garantizará el trabajo conjunto de las partes como un todo.

ENFILADO DEL TENDON T1
1-Tendones SI de tracción al suelo
2-Tendones T5
3-Tendones T6
4-Tendones T7

3. PRETENSADO DE LA ESTRUCTURA

Del análisis de los diagramas de momentos flectores surge, en forma inmediata, la necesidad de pretensado para las distintas secciones.

Debido a lo variable y, en algunos casos, alternativo de los momentos, es necesario colocar familias de tendones que en su recorrido, para las secciones mencionadas, den un pretensado prácticamente centrado.

ESQUEMA ESTATICO

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

Seccion	T_1	T_2	T_3	T_4	T_5	T_6	T_7
C-C	—	—	—	—	159	153	216
B-B	—	—	—	—	165	160	205
1-1	—	—	—	—	160	155	220
2-2	—	—	—	173	—	110	172
3-3	—	—	—	191	—	—	112
4-4	142	63	83	126	—	—	76
5-5	140	66	86	—	—	—	81

PLANILLA DE ESFUERZOS DE PRETENSADO

TRAYECTORIA DE LOS TENDONES S.I.

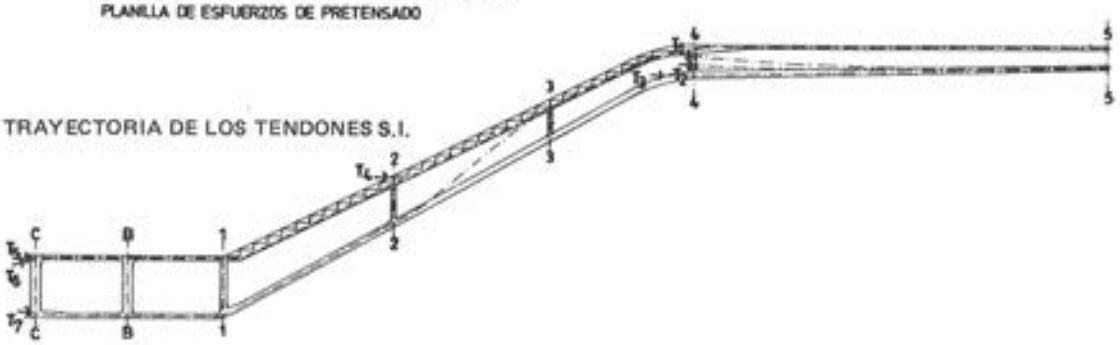


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES ENVOLVENTES

Observando entonces el diagrama de tesado y analizándolo en detalle, se procede como sigue:

Los tendones denominados 1 y 2, se ponen en tensión definitiva y se inyectan, previo al transporte del tramo recto, para absorber las solicitaciones del tramo recto en su esquema biapoyado y darle una contraflecha suficiente para que, en condiciones de trabajo, permanezca predeformado.

Ejecutado el hormigonado de los tramos en helicoide y la unión estructural con el tramo recto, y alcanzada la resistencia necesaria, se procede al tesado de los tendones denominados 4, 3; 4,6 y 7, respectivamente, en dos etapas y simultáneamente en ambos extremos.

Antes de completar la segunda etapa, se ponen en tensión los tendones de anclaje S.I. de tracción al suelo. Es en este momento cuando se pretensa la estructura y ésta, entonces, comienza a trabajar como continua y pueden liberarse los apoyos provisionales de puntales de los tramos recto y en helicoide.

Previamente, en gabinete, se habían estimado descensos finales, en el centro de tramo, del orden de los 110 mm. Por tal motivo, gracias al pretensado y la predeformación del encofrado de los helicoides, (punto de contacto con el tramo recto, más alto), se introducía, en el centro, una predeformación del orden de los 160 mm. En la realidad, durante las operaciones mencionadas se registraron deformaciones del orden de los 130 mm.

4. METODO DE CALCULO

Tratándose de una estructura hiperestática, por su vinculación, se optó por la determinación de las solicitaciones utilizando el Método de la Fuerzas.

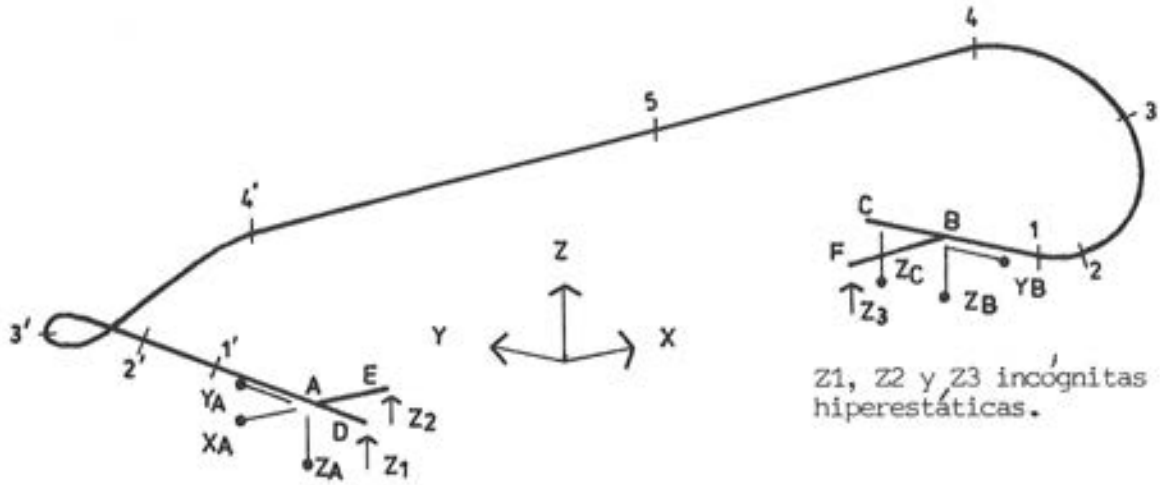
Se tuvieron en cuenta las deformaciones producidas por momentos flectores y torsores, despreciándose los resultantes de menor significación, en cuanto a la determinación de las reacciones.

Por tratarse además de una estructura de inercia variable en todo su desarrollo, se discretizó la misma en partes y se evaluaron inercias medias.

Se resolvieron los subsistemas para cargas unitarias de las incógnitas hiperestáticas y los subsistemas base para los estados de:

Peso propio.
Sobrecarga total en la totalidad del desarrollo.
Sobrecarga en el tramo recto.
Sobrecarga en ambas hélices.
Sobrecarga en una hélice.
Sobrecarga en tramo + torsión adicional.
Viento.

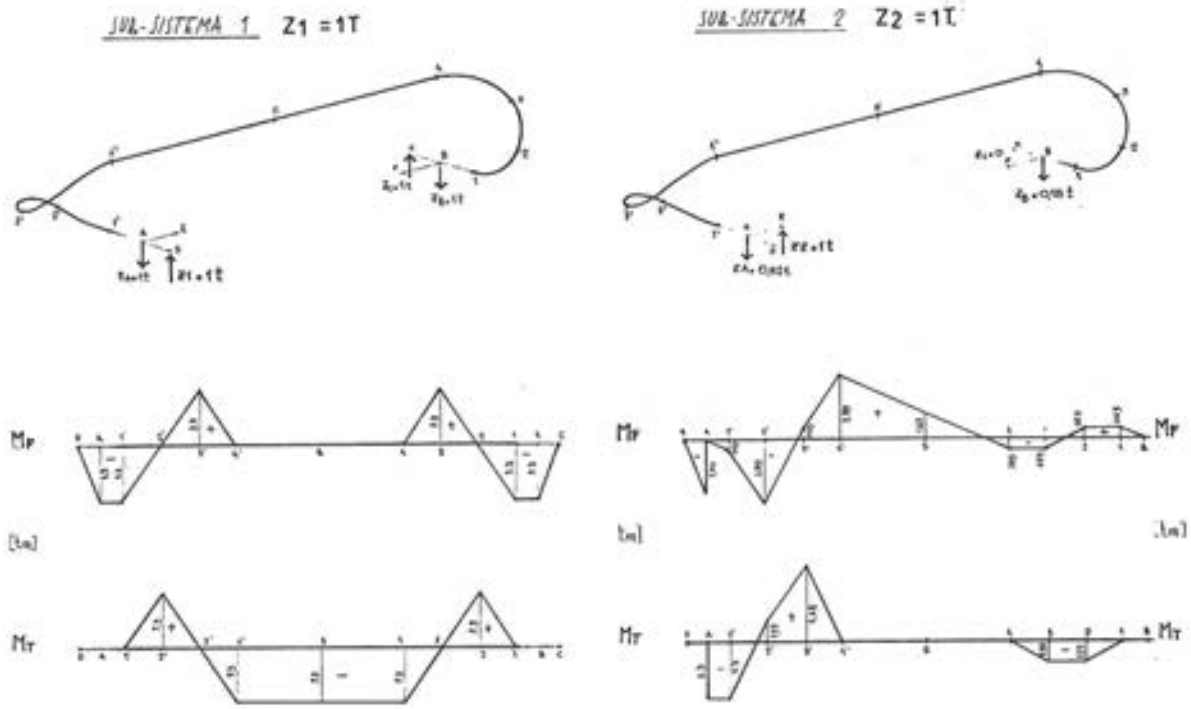
Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025



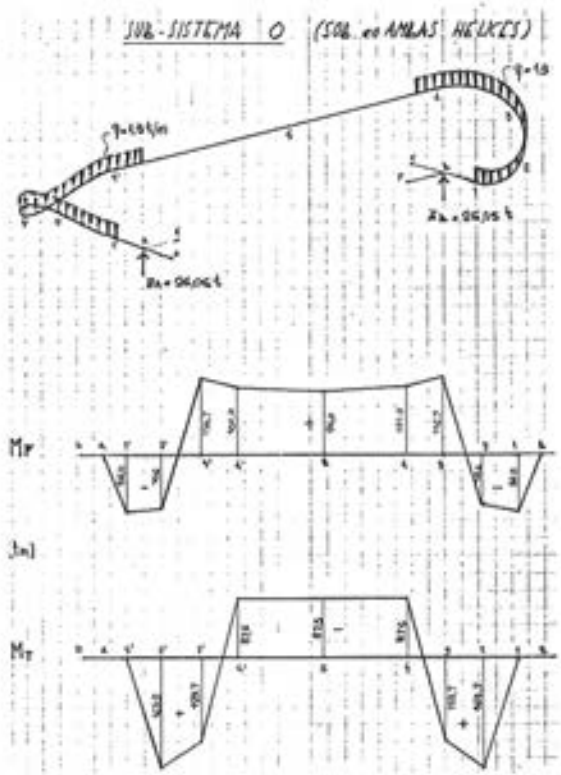
ESQUEMA FUNDAMENTAL ADOPTADO

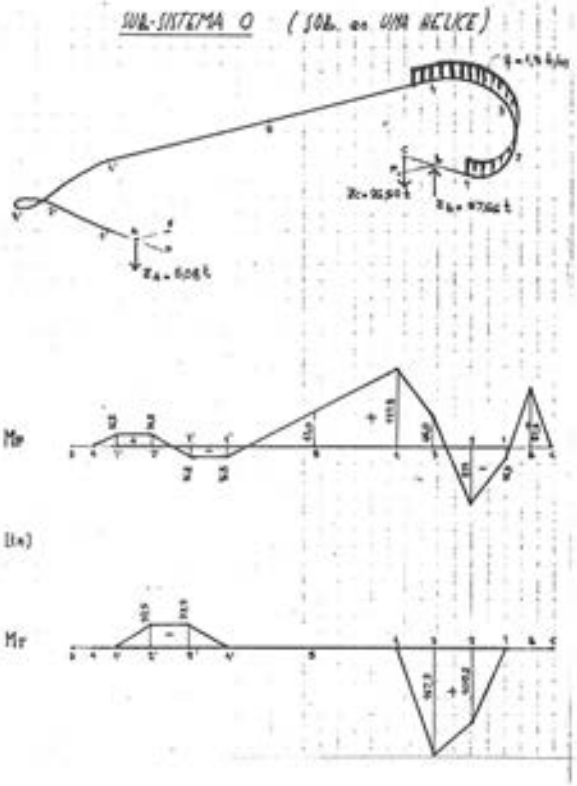
RESOLUCION DE SUBSISTEMAS PARA CARGAS UNITARIAS DE LAS INCOGNITAS

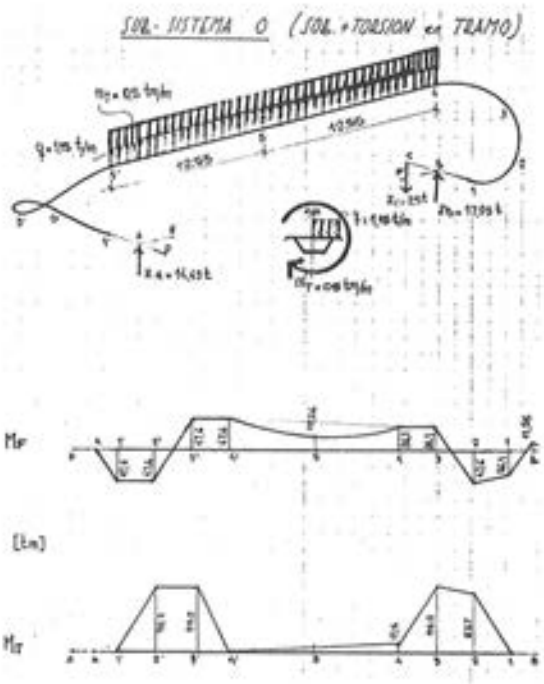
Con los diagramas de momentos resultantes integrados con los estados de solicitaciones indicados, se plantea el sistema de ecuaciones que permite resolver la estructura.

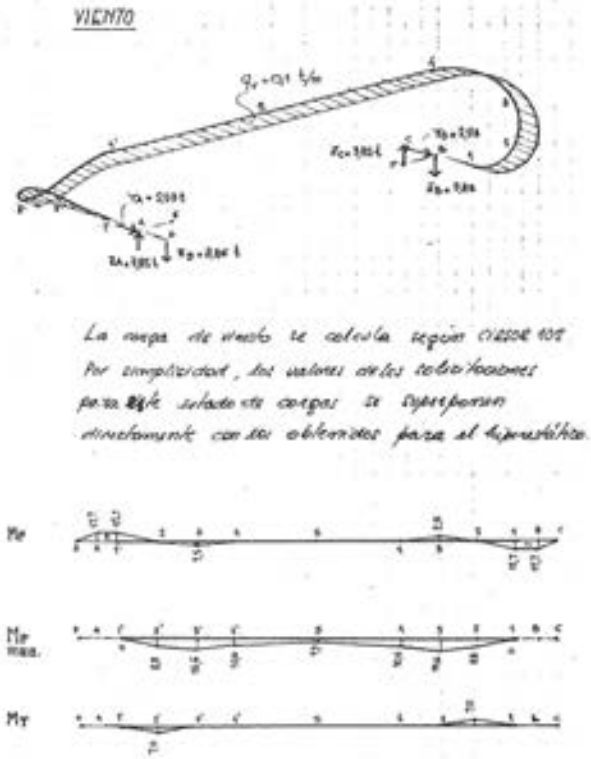


Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

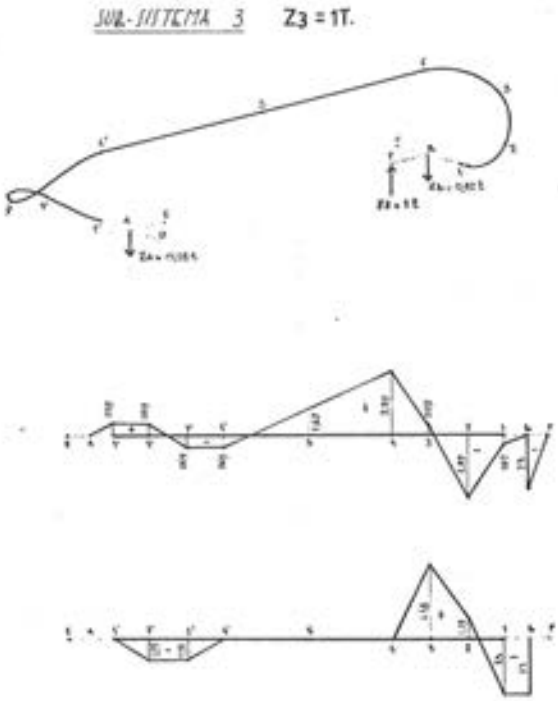


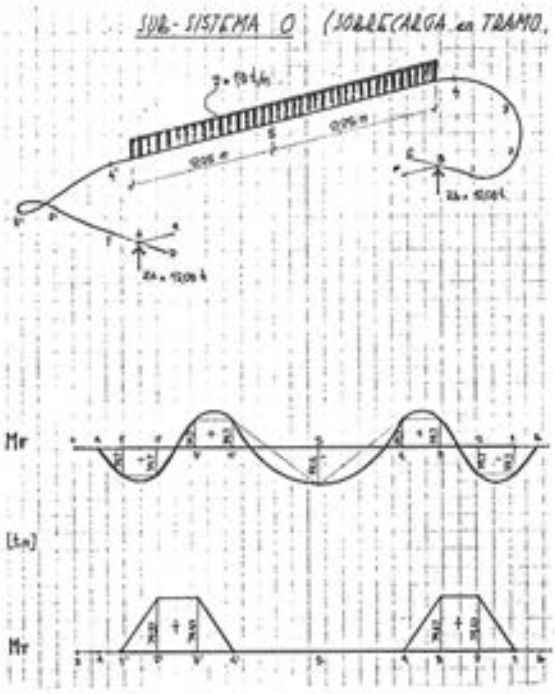




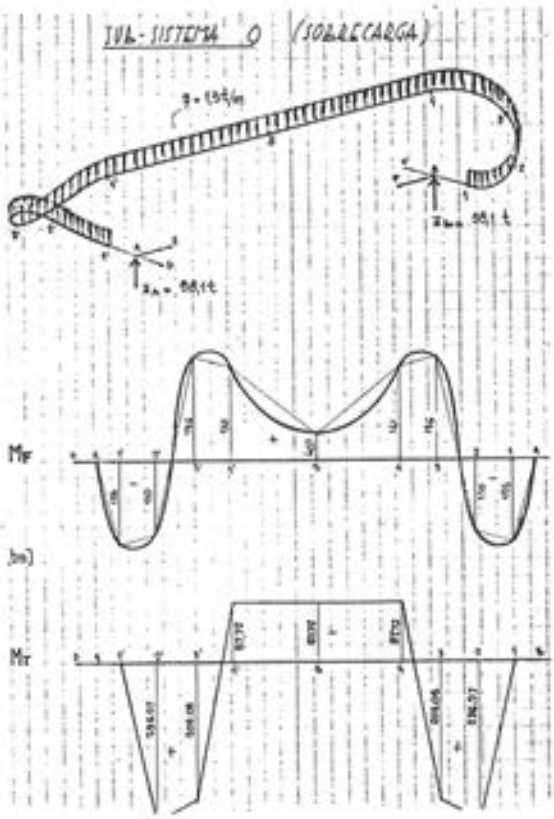


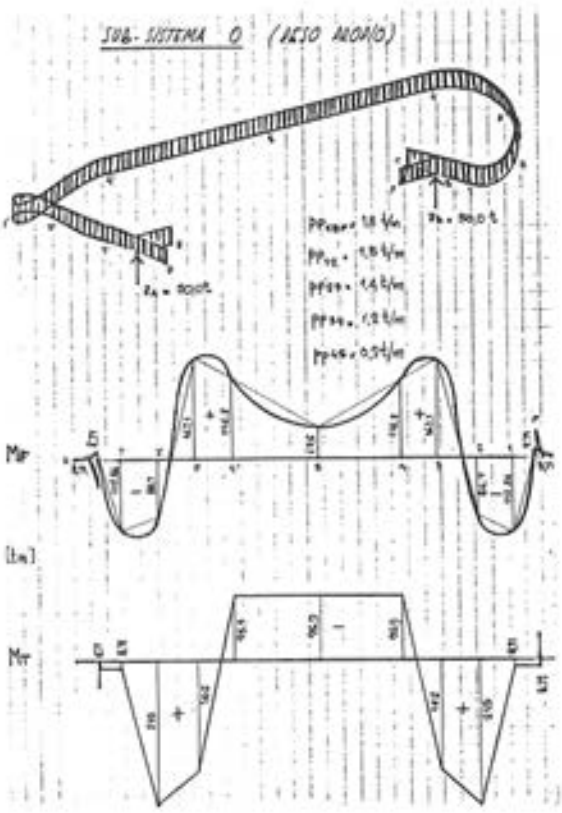
Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025





RESOLUCION DE SUBSISTEMAS PARA EL ESQUEMA FUNDAMENTAL ADOPTADO





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

A partir de la resolución de los esquemas fundamentales, se plantean los sistemas de ecuaciones que permiten determinar las incógnitas hiperestáticas.

Resolución de los sistemas de ecuaciones:

$$\delta_{11}\,X_1 + \delta_{12}\,X_2 + \delta_{13}\,X_3 = -\delta_{01}$$
$$\delta_{21}\,X_1 + \delta_{22}\,X_2 + \delta_{23}\,X_3 = -\delta_{02}$$
$$\delta_{31}\,X_1 + \delta_{32}\,X_2 + \delta_{33}\,X_3 = -\delta_{03}$$

Para los estados de carga simétricos $x_1 = x_2$.

Peso propio

Dimensiones de B = 2 x 1

Matrix A:

Row No.	J	Column J	J + 1	J + 2
1	1	11803.000000	−78.540000	
2	1	−39.270000	4118.470000	

Matrix B:

Row No.	J	Colum J	J + 1	J + 2
1	1	−338325.400000		
2	1	−87824.000000		

Matrix X:

Row No.	J	Column J	J + 1	J + 2
x1	1	−2.880808E+001		
x2	2	−2.159911E+001		

Sobrecarga en tramo

Dimensiones de B = 2 x 1

Matrix A:

Row No.	J	Column J	J + 1	J + 2
1	1	11803.000000	−78.540000	
2	1	−39.270000	4118.470000	

Matrix B:

Row No.	J	Column J	J + 1	J + 2
1	1	−4173.800000		
2	1	−2442.600000		

Matrix X:

Row No.	J	Column J	J + 1	J + 2
1	1	−3.575912E−001		
2	1	−5.964940E−001		

Sobrecarga en ambas hélices

Dimensiones de B = 2 x 1

Matrix A:

Row No.	J	Column J	J + 1	J + 2
1	1	11803.000000	−78.540000	
2	1	−39.270000	4118.470000	

Matrix B:

Row No.	J	Column J	J + 1	J + 2
1	1	−321526.800000		
2	1	−99726.700000		

Matrix X:

Row No.	J	Column J	J + 1	J + 2
x1	1	−2.740398E+001		
x2	1	−2.447580E+001		

Determinadas las incógnitas hiperestáticas para cada uno de los estados mencionados, por superposición de efectos se evalúan las solicitaciones definitivas que se indican a continuación.

Sobrecarga + Mom. torsor en tramo

Dimensiones de B = 3 x 1

Matrix A:

Row No.	J	Column J	J + 1	J + 2
1	1	11803.010000	−39.270000	−39.270000
2	1	−39.270000	3278.670000	839.800000
3	1	−39.270000	839.800000	3278.670000

Matrix B:

Row No.	J	Column J	J + 1	J + 2
1	1	4807.900000		
2	1	−41481.500000		
3	1	−36343.200000		

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

Matrix X:

Row No.	J	Column J	J +1	J +2
1	1	3.444962E−001		
2	1	−1.049839E+001		
3	1	−8.391551E+000		

Matrix B:

Row No.	J	Column J	J +1	J +2
1	1	−4221.700000		
2	1	−8124.200000		
3	1	−98444.900000		

Matrix X:

Row No.	J	Colum J	J +1	J +2
1	1	−4.438002E−001		
2	1	5.574736E+000		
3	1	−3.145910E+001		

Sobrecarga en una hélice

Dimensiones de B = 3 x 1

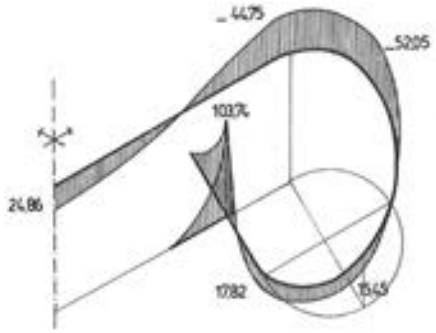
Matrix A:

Row No.	J	Column J	J +1	J +2
1	1	11803.010000	−39.270000	−39.270000
2	1	−39.270000	3278.670000	839.800000
3	1	−39.270000	839.800000	3278.670000

Pasarela peatonal - Misiones
Resolución por el método de las fuerzas - Superposición de distintos subsistemas

Estado de carga: **Peso propio** x1 = −28,8
Solicitación: **Momento flector** x2 = −21,59
x3 = −21,59

Punto	So	S1	S2	S3	Sol. final
C	0	0	0	0	0
F	0	0	0	0	0
B	8,7	−3,3	0	0	103,74
1	−112,86	−3,3	,59	−,59	−17,82
2	−86,7	0	,59	−3,89	−15,453
3	147,09	3,3	−,59	,59	52,05
4	116	0	−,59	3,89	44,753
5	45,52	0	1,63	1,63	−24,8634
4'	116	0	3,89	−,59	44,753
3'	147,09	3,3	,59	−,59	52,05
2'	−86,7	0	−3,89	,59	−15,453
1'	−112,86	−3,3	−,59	,59	−17,82
A	8,7	−3,3	0	0	103,74
D	0	0	0	0	0
E	0	0	0	0	0



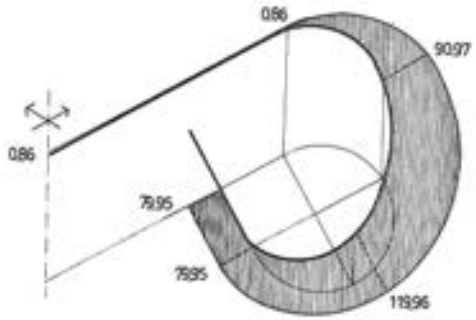
Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

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

Pasarela peatonal - Misiones
Resolución por el método de las fuerzas - Superposición de distintos sistemas

Estado de carga: **Peso propio** x1 = −28,8
Solicitación: **Momento torsor** x2 = −21,59
x3 = −21,59

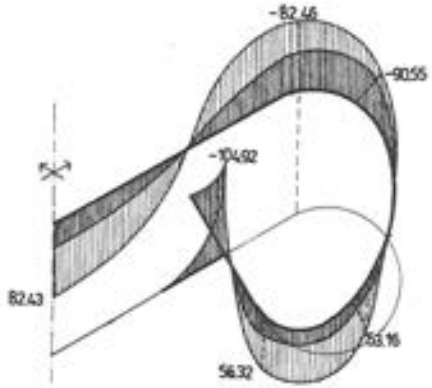
Punto	So	S1	S2	S3	Sol. final
C	0	0	0	0	0
F	0	0	0	0	0
B	8,71	0	0	−3,3	79,957
1	8,71	0	0	−3,3	79,957
2	215	3,3	−1,19	1,19	119,96
3	162	0	−1,19	4,48	90,9689
4	−95,9	−3,3	0	0	−,86
5	−95,9	−3,3	0	0	−,86
4'	−95,9	−3,3	0	0	−,86
3'	162	0	4,48	−1,19	90,9689
2'	215	3,3	1,19	−1,19	119,96
1'	8,71	0	−3,3	0	79,957
A	8,71	0	−3,3	0	79,957
D	0	0	0	0	0
E	0	0	0	0	0



Pasarela peatonal - Misiones
Resolución por el método de las fuerzas - Superposición de solicitaciones distintos subsistemas

Estado de carga: **Sob-tramo** x1 = −,35759
Solicitación: **Momento flector** x2 = −,59649
x3 = −,59649

So	S1	S2	S3	Sol. final	PP+Sol.final
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	−3,3	0	0	1,180047	104,920047
−39,68	−3,3	,59	−,59	−38,499953	−56,319953
−39,68	0	,59	−3,89	−37,711583	−53,164583
39,68	3,3	−,59	,59	38,499953	90,549953
39,68	0	−,59	3,89	37,711583	92,464583
−55,62	0	1,63	1,63	−57,5645574	−82,4279574
39,68	0	3,89	−,59	37,711583	82,464583
39,68	3,3	,59	−,59	38,499953	90,549953
−39,68	0	−3,89	,59	−37,711583	−53,164583
−39,68	−3,3	−,59	,59	−38,499953	−56,319953
0	−3,3	0	0	1,180047	104,920047
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0

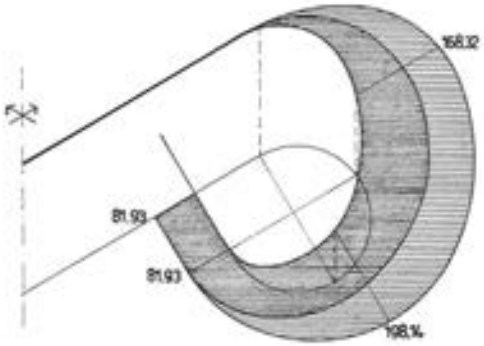


Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

Pasarela peatonal - Misiones
Resolución por el método de las fuerzas - Superposición de solicitaciones distintos subsistemas

Estado de carga: **Sob. en tramo** x1 = –,35759
Solicitación: **Momento torsor** x2 = –,59649
x3 = –,59649

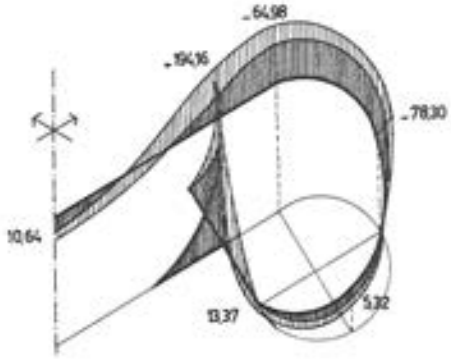
So	S1	S2	S3	Sol.final	PP+Sol.final
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	–3,3	1,968417	81,925417
0	0	0	–3,3	1,968417	81,925417
79,36	3,3	–1,19	1,19	78,179953	198,139953
79,36	0	–1,19	4,48	77,3975479	168,3664479
0	–3,3	0	0	1,180047	,320047
0	–3,3	0	0	1,180047	,320047
0	–3,3	0	0	1,180047	,320047
79,36	0	4,48	–1,19	77,3975479	168,3664479
79,36	3,3	1,19	–1,19	78,179953	198,139953
0	0	–3,3	0	1,968417	81,925417
0	0	–3,3	0	1,968417	81,925417
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0



Pasarela peatonal - Misiones
Resolución por el método de las fuerzas - Superposición de solicitaciones distintos subsistemas

Estado de carga: **Sob-ambas hélices** x1 = –27,4
Solición: **Momento flector** x2 = –24,47
x3 = –24,47

So	S1	S2	S3	Sol.Final	PP+Sol.Fin.
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	–3,3	0	0	90,42	194,16
–85,97	–3,3	,59	–,59	4,45	–13,37
–70,62	0	,59	–3,89	10,131	–5,322
116,67	3,3	–,59	,59	26,25	78,3
100,98	0	–,59	3,89	20,229	64,982
94	0	1,63	1,63	14,2278	–10,6356
100,98	0	3,89	–,59	20,229	64,982
116,67	3,3	,59	–,59	26,25	78,3
–70,62	0	–3,89	,59	10,131	–5,322
–85,97	–3,3	–,59	,59	4,45	–13,37
0	–3,3	0	0	90,42	194,16
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0

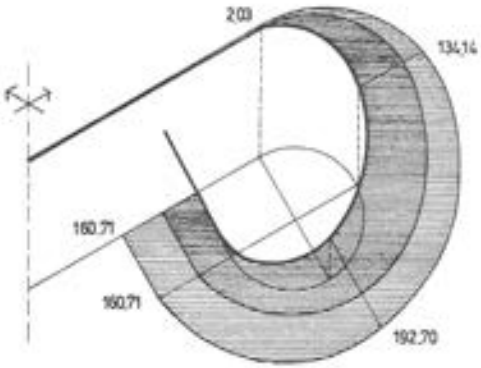


Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

Pasarela peatonal - Misiones
Resolución por el método de las fuerzas - Superposición de solicitaciones distintos subsistemas

Estado de carga: **Sob-Ambas hélices** x1 = −27,4
Solicitación: **Momento torsor** x2 = −24,47
x3 = −24,47

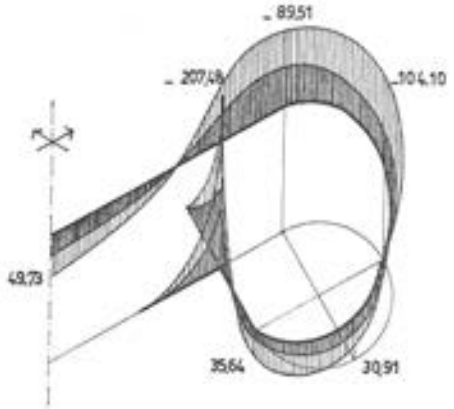
S0	S1	S2	S3	Sol.Final	PP.+S.fin.
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	−3,3	80,751	160,708
0	0	0	−3,3	80,751	160,708
163,16	3,3	−1,19	1,19	72,74	192,7
123,68	0	−1,19	4,48	43,1737	134,1426
−87,53	−3,3	0	0	2,89	2,03
−87,53	−3,3	0	0	2,89	2,03
−87,53	−3,3	0	0	2,89	2,03
123,68	0	4,48	−1,19	43,1737	134,1426
163,16	3,3	1,19	−1,19	72,74	192,7
0	0	−3,3	0	80,751	160,708
0	0	−3,3	0	80,751	160,708
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0



Pasarela peatonal - Misiones
Resolución por el método de las fuerzas - Superposición de solicitaciones distintos subsistemas

Estado de carga: **Sobrecarga total** x1 = −28,8
Solicitación: **Momento flector** x2 = −21,59
x3 = −21,59

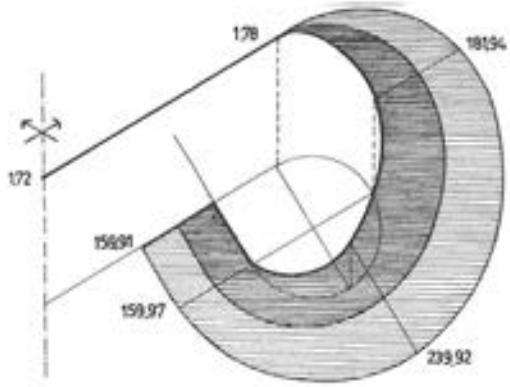
S0	S1	S2	S3	Sol.Final	PP+Sol.Fin
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
8,7	−3,3	0	0	103,74	207,48
−112,86	−3,3	,59	−,59	−17,82	−35,64	
−86,7	0	,59	−3,89	−15,453	−30,906
147,09	3,3	−,59	,59	52,05	104,1
116	0	−,59	3,89	44,753	89,506
45,52	0	1,63	1,63	−24,8634	−49,7268
116	0	3,89	−,59	44,753	89,506
147,09	3,3	,59	−,59	52,05	104,1
−86,7	0	−3,89	,59	−15,453	−30,906
−112,86	−3,3	−,59	,59	−17,82	−35,64
8,7	−3,3	0	0	103,74	207,48
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0



Pasarela peatonal - Misiones
Resolución por el método de las fuerzas - Superposición de solicitaciones distintos subsistemas

Estado de carga: **Sobrecarga total** x1 = −28,8
Solicitación: **Momento torsor** x2 = −21,59
x3 = −21,59

S0	S1	S2	S3	Sol.Final	PP. + S. Fin.
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
8,71	0	0	−3,3	79,957	159,914
8,71	0	0	−3,3	79,957	159,914
215	3,3	−1,19	1,19	119,96	239,92
162	0	−1,19	4,48	90,9689	181,9378
−95,9	−3,3	0	0	−,86	−1,72
−95,9	−3,3	0	0	−,86	−1,72
−95,9	−3,3	0	0	−,86	−1,72
162	0	4,48	−1,19	90,9689	181,9378
215	3,3	1,19	−1,19	119,96	239,92
8,71	0	−3,3	0	79,957	159,914
8,71	0	−3,3	0	79,957	159,914
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0



RESUMEN

En este artículo se describe el cálculo y construcción de un puente peatonal, de hormigón pretensado, que ha sido construido sobre la Ruta Nacional nº 12, en Posadas, Argentina.

Es una estructura de 25 m de luz libre, compuesta por un tramo recto central y dos rampas helicoidales de planta circular.

El tramo central, también de 25 m de luz, es de sección cajón. Su canto en el centro de la luz es de 60 cm, con 80 cm de anchura, y en los extremos tiene 110 cm de canto y 90 cm de ancho.

En la construcción de este puente se ha utilizado la prefabricación y el pretensado.

SUMMARY

This paper summarizes the design and process of construction of a prestressed concrete foot-

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

bridge, on the highway N. 12, in Posadas, Argentina.

The structure of this foot-bridge consists of a central span 25 m long and two helicoidal ramps of circular plant.

The central span is a box section 60 cm depth and 80 cm wide at the central section and 110 cm depth and 90 cm wide at the ends. In the construction of this structure have been utilised the techniques of prefabrication and prestressed.

* * *

Premio "Cincuentenario Feria de Zaragoza" de Periodismo

La Feria de Muestras de Zaragoza, con motivo del 50 aniversario de su primera exposición, convoca un Premio de Periodismo al mejor trabajo periodístico difundido a través de los medios españoles de comunicación social.

Este Premio se regirá de acuerdo con las siguientes Bases:

1.a Podrán concurrir los autores, individuales o colectivos, de trabajos periodísticos aparecidos en diarios y revistas, en programas de radio y televisión y los difundidos por nuevas tecnologías de la información. El contenido estará en relación con el tema: "INCIDENCIA ECONOMICA DE LAS FERIAS COMERCIALES: FERIA DE ZARAGOZA Y SU CINCUENTA ANIVERSARIO", y se desarrollará a través de resultados de investigaciones, estudios, reportajes, informes o cualquier otra faceta.

2.ª Los trabajos deberán haber sido publicados o emitidos en España dentro del plazo comprendido entre el 1 de junio y el 31 de octubre del año 1990.

3.ª Los trabajos serán remitidos a la Feria de Muestras de Zaragoza por su autor o por el equipo de realización, en cuyo caso se hará constar el nombre de todos los participantes, indicando sus señas y número de teléfono. En el caso de artículos de prensa, se remitirán tres ejemplares de la publicación donde hayan aparecido, con especificación de la fecha. Para los programas de radio se remitirá una grabación en casete y una copia de vídeo para los programas de televisión. Los trabajos emitidos por estos dos últimos medios deberán ir acompañados de un certificado de la emisora, en el que se haga constar la fecha y demás detalles de la emisión.

La Feria de Muestras de Zaragoza podrá proponer al jurado aquellos trabajos que por su calidad, originalidad o difusión, y que no habiéndose presentado al concurso y habiéndose publicado o emitido en plazo, merecieran a su juicio la inclusión en el mismo.

4.ª Los autores podrán presentar cuantos trabajos deseen, sin limitación alguna en cuanto a extensión o duración.

5.ª El Premio "CINCUENTENARIO FERIA DE ZARAGOZA" de Periodismo estará dotado con la cantidad de UN MILLON DE PESETAS y no podrá ser dividido.

6.ª El Jurado podrá conceder dos accésits dotados cada uno con 250.000 pesetas.

7.ª El Jurado del Premio estará integrado por tres miembros del Comité Ejecutivo de la Feria, por el Presidente de la Asociación de la Prensa de Zaragoza y por el Presidente de la Asociación de Radio y Televisión de Zaragoza.

8.ª Los trabajos deberán ser entregados o enviados por correo certificado antes de las doce horas del 30 de noviembre de 1990 a la Feria de Muestras de Zaragoza, Ctra. Nacional II, km 311, 50012 Zaragoza, mencionando en el sobre "PREMIO CINCUENTENARIO FERIA DE ZARAGOZA" de Periodismo.

9.ª La decisión del Jurado será inapelable y se hará pública antes del día 21 de diciembre de 1990. La fecha de entrega del Premio se comunicará oportunamente y se llevará a efecto en un acto con adecuada difusión.

10.ª El Jurado podrá declarar desierto el concurso si considera que ninguno de los trabajos presentados alcanza la entidad y el mérito suficientes.

11.ª Una vez emitido el fallo y dado a conocer a los distintos medios de comunicación, los concursantes no premiados dispondrán de un plazo de sesenta días para retirar su trabajo. Transcurrido este plazo, la Feria de Muestras de Zaragoza no se responsabilizará de la custodia y conservación de los mismos.

12.ª Los originales de los trabajos ganadores podrán publicarse o emitirse por la Feria de Muestras de Zaragoza sin ninguna limitación. La mera aceptación del Premio implica por parte del autor la cesión total de sus derechos sobre el trabajo galardonado y que acepta la difusión que la Feria de Muestras de Zaragoza considere procedente.

13.ª El mero hecho de participar en este Premio implica la total aceptación de las presentes Bases y la renuncia expresa a impugnarlas.

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

XIII^{a} Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P.

R. Piñeiro
Vocal Secretario de la ATEP

Según se hace constar en el Artículo 2º de los Estatutos de nuestra Asociación, el objetivo fundamental que la misma tiene encomendado es "...fomentar los progresos de todo orden referentes a la técnica del pretensado, colaborando al desarrollo técnico y social del país dentro del campo específico de esta rama de la construcción".

Con el objeto de cumplir este cometido, la ATEP tiene programadas una serie de actividades, una de las cuales es la celebración, cada tres años, de Asambleas Técnicas de carácter nacional, las cuales, sin duda, por su trascendencia y repercusión dentro del campo del pretensado en España, pueden calificarse como una de sus principales actuaciones. Y así, realmente, están consideradas por nuestros Asociados.

La mayor parte de ellos (aunque no todos puesto que, durante tres años, son varios los que se han incorporado a la ATEP) recordarán que, en octubre de 1987, celebramos en Granada la XII^{a} Asamblea. Por consiguiente, de acuerdo con las directrices vigentes, era necesario organizar en 1990 la decimotercera. Y para ello, lo primero que había que hacer, era elegir la sede adecuada.

Es criterio mantenido por nuestra Junta de Gobierno ir recorriendo con estas Asambleas los diversos rincones de nuestra Geografía, para que en todos ellos conozcan nuestras inquietudes, qué hacemos, y qué nos proponemos hacer para la mayor y mejor divulgación del pretensado; técnica que por ser ya bien conocida en la actualidad, no necesita una especial propaganda aunque, ciertamente, siempre hay quien la mira con cierto recelo, especialmente en el campo de la Arquitectura, y la imagina como prácticamente exclusiva de unos pocos iniciados. Por ello, teniendo en cuenta esta lamentable pero indiscutible realidad, estamos interesados en demostrar, en todas partes, que nada hay de eso.

En definitiva, con estas Asambleas se intenta establecer un foro para el intercambio de conocimientos y experiencias entre todos los sectores que intervienen en el campo de la construcción, tales como: fabricantes de materias primas y equipos, proyectistas, constructores, investigadores, etc. Y este objetivo se cumple, en nuestras Asambleas, de dos formas muy distintas pero ambas muy efectivas. Una, formalmente, en las Sesiones Técnicas de trabajo, durante las cuales se exponen oralmente las Comunicaciones que han sido seleccionadas. Otra, informalmente, en las conversaciones entre participantes durante los descansos, las excursiones y visitas técnicoturísticas, y los diversos Actos Sociales programados.

Como es lógico, al elegir la sede adecuada para la Asamblea hay que tener muy en cuenta una serie de circunstancias: es imprescindible que la ciudad seleccionada cuente con los locales apropiados, adecuadamente equipados y atendidos para el desarrollo de las Sesiones; que existan facilidades para el alojamiento de los participantes; que el lugar resulte acogedor y con los suficientes atractivos, en todos los aspectos, tanto para los participantes como para sus acompañantes, y que las Autoridades, Organismos, Colegios Profesionales, Entidades y Empresas locales, esten dispuestos a colaborar prestando su apoyo y las adecuadas ayudas económicas.

Teniendo en cuenta todo ello y accediendo a la invitación que, en su día, recibimos del Instituto Valenciano de la Edificación y de la Asociación de Laboratorios Homologados de la Comunidad Valenciana, a través de las personas de D. Vicente Sifré y D. Ismael Sirvent, en esta ocasión resultó elegida la ciudad de Alicante que, como hemos podido comprobar, cumple con exceso todos los requisitos necesarios. ¡Qué magnífica suerte hemos tenido y cuán acertada ha resultado la elección!. Muy difícil, si no imposible, hubiese resulta-

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

do encontrar un lugar más adecuado, desde todos los puntos de vista. Así lo atestiguan las opiniones expresadas por cuantos han participado en esta Asamblea.

Con independencia del aspecto técnico, que más adelante comentaremos, desde el punto de vista tanto humano como social, la semana que tuvimos la fortuna de pasar en Alicante ha resultado francamente agradable y estamos seguros de que todos los Asambleistas guardarán un grato recuerdo, tanto de los paisajes y monumentos de la ciudad y de la región, como de la gentileza de sus moradores y de las exquisiteces y variedad de su gastronomía.

Obligado resulta ahora dejar constancia de que todos los trabajos de Organización se centralizaron en el Instituto Técnico de la Construcción de Alicante que dirige D. Ismael Sirvent, cuya colaboración, digna del mayor elogio, ha resultado fundamental para el buen desarrollo de la Asamblea.

Desde el punto de vista técnico debemos señalar que, en esta ocasión, se han recibido, en total, 97 Comunicaciones, distribuidas en la forma siguiente:

– Para el Tema 1°, "Investigaciones y estudios", 41.

– Para el Tema 2°, "El pretensado en edificación", 9.

– Para el Tema 3°, "Reparación, rehabilitación y refuerzo de estructuras", 16; y

– Para el Tema 4°, "Realizaciones", 31.

Lamentablemente, dado el tan elevado número de Comunicaciones, y aún habiéndose recurrido a reducir el tiempo asignado a cada una de ellas, para su presentación oral, a tiempos mínimos de hasta solo diez minutos, resultó imposible encajarlas todas dentro de los dos días y medio de Sesiones Técnicas programadas, (siete Sesiones en total); y el Comité de selección designado al efecto se vió forzado a tener que rechazar algunas de ellas. Afortunadamente, los textos completos de todas, tanto las aceptadas para su presentación oral como las que no lo fueron, serán publicados en sucesivos números de la Revista "Hormigón y Acero" de nuestra Asociación.

Gracias a la generosidad del Instituto Valenciano de la Edificación, todas las Sesiones pudieron celebrarse en el moderno Palacio de Congresos del Ilustre Colegio de Médicos de Alicante, perfectamente equipado para este tipo de reuniones.

Y una vez hechos estos comentarios previos, procede iniciar el informe detallado del programa completo de las Sesiones Técnicas y de los diversos Actos celebrados, para el debido conocimiento de aquellos Miembros de nuestra Asociación que, por diversas circunstancias, no pudieron asistir personalmente a estas Jornadas.

En esta XIII^{a} Asamblea se han inscrito 176 técnicos, 53 de ellos no Miembros de la ATEP. De todos estos participantes, 34 se inscribieron con acompañante. En definitiva, el número total de personas que han asistido a esta Asamblea ha sido de 210.

Las Entidades, Organismos y Empresas que, a través de los 176 técnicos asistentes han estado representados, se eleva a 84, dato que, en nuestra opinión, merece también ser destacado como una muestra más del interés que estas reuniones despierta entre los implicados, de una forma u otra, en este campo de la técnica.

Los trabajos de organización han corrido a cargo de un Comité constituido por los siguientes Miembros:

Presidente: ARREDONDO VERDU, Francisco.

Vicepresidente: SIRVENT CASANOVA, Ismael.

Vocales: ALCAIDE ROMERO, Juan S.; AYUS y RUBIO, Manuel; BLANCO GARCIA, Juan; CERDA ANTON, Manuel; CRUZ JOVER, Manuel Juan de la; CUARTERO GARCIA, Joaquín; ORTEGA CERDAN, Joaquín; PARRES GARCIA, Alejandro; PIÑEIRO ABRIL, Rafael; REGALADO TESORO, Florentino; SIFRE MARTINEZ, Vicente, y TARRAGO FREIXES, Enrique.

Como ya es costumbre inveterada, se designó un Comité de Honor de la Asamblea que, en esta ocasión, estuvo constituido por las personalidades que a continuación se mencionan y a las que, desde estas líneas, queremos reiterarles nuestro más sincero agradecimiento por haberse dignado honrarnos aceptando nuestra invitación a formar parte de este Comité:

Invitados a propuesta de la Junta de Gobierno de la ATEP (citados por orden alfabético de apellidos):

Ilmo. Sr. D. Rafael Blázquez Martínez.–Director del Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, del CSIC.

Excmo. Sr. D. Ignacio Briones Saenz de Tejada.–Presidente del Consejo Técnico del Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja del CSIC y Presidente de la Confederación Nacional de la Construcción.

Ilmo. Sr. D. Mariano de Diego Mafría.–Director General para la Vivienda y Arquitectura del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

Ilmo. Sr. D. Jaime Duro y Farré.–Presidente del Consejo Superior de los Colegios de Arquitectos de España.

Ilmo. Sr. D. Rafael Fernández Sánchez.–Director General de Carreteras del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

Ilmo. Sr. D. Juan Carlos Mampaso Martín-Bui-

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

trago.–Subdirector General de Industrias de la Construcción del Ministerio de Industria y Energía.

Ilmo. Sr. D. Manuel Martín Antón.–Subdirector General de Informes Económicos y Tecnología del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

Excmo. Sr. D. Emilio Muñoz Ruíz.–Presidente del Consejo Superior de Investigaciones Científicas.

Ilmo. Sr. D. José Rubio Bosch.–Director General de Obras Hidráulicas del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

Excmo. Sr. D. José Antonio Torroja Cavanillas.–Presidente del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Excmo. Sr. Ing. Rene Walther.–Presidente de la Federación Internacional del Pretensado (FIP).

Invitados a propuesta del Comité Organizador local:

Muy Honorable Sr. D. Joan Lerma y Blasco.–Presidente de la Comunidad Autónoma de Valencia.

Excmo. Sr. D. José Luis Lassaletta Cano.–Alcalde del Excmo. Ayuntamiento de Alicante.

Excmo. Sr. D. Antonio Fernández Valenzuela.–Presidente de la Excma. Diputación Provincial de Alicante.

Honorable Sr. D. Eugenio Burriel de Orueta.–Conseller de Obras Públicas, Urbanismo y Transporte de la Comunidad Autónoma de Valencia.

Excmo. Sr. D. Justo Nieto Nieto.–Rector Magnífico de la Universidad Politécnica de Valencia.

Ilmo. Sr. D. Luis Casado Martín.–Director General de Arquitectura y Vivienda de la C.O.P.U.T.

Ilmo. Sr. D. Salvador Martínez Ciscar.–Director General de Obras Públicas de la C.O.P.U.T.

Ilmo. Sr. D. Angel Cuesta Alduini.–Presidente de la Junta del Puerto de Alicante.

Excmo. Sr. D. Miguel Louis Cereceda.–Director de la Escuela de Obras Públicas de la Universidad Politécnica de Alicante.

Ilmo. Sr. D. Enrique Sanus Tormo.–Jefe del Servicio Territorial de Arquitectura y Vivienda de Alicante.

Ilmo. Sr. D. Jorge Llopis Martínez.–Jefe del Servicio Territorial de Carreteras de Alicante.

Excmo. Sr. D. José Sanus Tormo.–Alcalde del Excmo. Ayuntamiento de Alcoy.

Excmo. Sr. D. Manuel Rodríguez Macía.–Alcalde del Excmo. Ayuntamiento de Elche.

A nadie, creemos, habrá de sorprender que deseemos dejar también constancia de cuantos, con una generosidad digna del mayor elogio, han contribuido con sus aportaciones y ayudas económicas a sufragar los elevados gastos extraordinarios originados con motivo de esta Asamblea, a los que dada la escasez de recursos con que cuenta la ATEP no hubiésemos podido hacer frente. Solo gracias a ellos se ha podido ofrecer, tanto a los participantes como a sus acompañantes, una serie de actividades perfectamente elegidas, al margen de las estrictamente técnicas, que han contribuido en gran medida a redondear el éxito de esta XIII^{a} Asamblea. Todos ellos se integraron en un Comité Patrocinador que estaba constituido como a continuación se indica (se citan por orden alfabético):

Alvi, S.A.–Prefabricados Albajar.
Asland-Cymsa.
Asociación de Laboratorio Homologados de la Comunidad Valenciana.
Excmo. Ayuntamiento de Alcoy.
Excmo. Ayuntamiento de Alicante.
Excmo. Ayuntamiento de Elche.
Caja de Ahorros del Mediterráneo.
Caja de Ahorros Provincial de Alicante.
Cámara Oficial de la Propiedad Urbana de Alicante.
Carlos Fernández Casado, S.A.
Centro de Trabajos Técnicos, S.A.–CTT.
Colegio Oficial de Arquitectos de la Comunidad Valenciana.
Colegio de Aparejadores y Arquitectos Técnicos de Alicante.
Colegio de Arquitectos de Alicante.
Colegio de Ingenieros de Caminos de Alicante.
Colegio de Ingenieros de Caminos de Madrid.
Colegio de Ingenieros Industriales de Alicante.
Colegio de Ingenieros Técnicos Industriales de Alicante.
Colegio de Ingenieros Técnicos de Obras Públicas de Alicante.
Compañía Valenciana de Cementos, S.A.
Construcciones Cavimar, S.L.
Cubiertas y MZOV.
Excma. Diputación Provincial de Alicante.
Dragados y Construcciones, S.A.
Empresa Auxiliar de la Industria, S.A.–Auxini.
Entrecanales y Távora, S.A.
Esteyco, S.A.
Estructuras y Cimientos Insulares, S.A.
Estructuras Reticulares, S.A.
Ferrovial, S.A.
Fomento de Obras y Construcciones, S.A.–FOCSA.
Freyssinet, S.A.
Hormigones y Aridos Poveda, S.A.
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja.
Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones.
Instituto Técnico de la Construcción, S.A.
Instituto Técnico de Materiales y Construcciones.–INTEMAC.

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

Instituto Valenciano de la Edificación.
Junta del Puerto de Alicante.
Laing, S.A.
Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.
Pacadar, S.A.
Pioneer Concrete Hispania, S.A.
Prebetong Sureste, S.A.
Readymix Asland, S.A.
Servicio Territorial de Arquitectura y Vivienda de Alicante.
Subdirección General de Industrias de la Construcción.–MINER.

Y dentro de este capítulo de agradecimientos, recogiendo el sentir unánime de todos los participantes, es de justicia destacar la eficacísima labor desarrollada por las Srtas. María Teresa Asensi Mirambell, Mª del Carmen Sánchez Palomo y Juana Urdazpal Morcillo, encargadas de la Secretaría de la Asamblea y que, tanto por su amabilidad y simpatía como por su ejemplar comportamiento, se han hecho acreedoras a los mayores elogios. Se ocuparon, y lo hicieron magníficamente, de formalizar las inscripciones preparar y distribuir la documentación, atender a todo tipo de consultas y, en fín, ayudar a resolver todos esos problemas que durante el desarrollo de este tipo de reuniones siempre se presentan.

Por lo que respecta al desarrollo de la Asamblea, a continuación se reproduce el programa detallado de los diversos Actos celebrados:

Lunes, 7 de mayo de 1990

Mañana:

9,30 - 11,30 Recepción de participantes y entrega de la documentación en la Secretaría de la Asamblea, instalada a la entrada del Salón de Actos del Palacio de Congresos del Ilustre Colegio de Médicos de Alicante, en donde se celebraron las Sesiones Técnicas.

Foto 1. Mesa Presidencial de la Sesión de Apertura.

11,30 - 12,30 Solemne Sesión de Apertura. La Mesa presidencial estuvo constituida por el Excmo. Sr. D. Miguel Louis Cereceda, Director de la Escuela de Obras Públicas de la Universidad Politécnica de Alicante; Ilmo. Sr. D. Enrique Sanus Tormo, Jefe del Servicio Territorial de Arquitectura y Vivienda de Alicante; Ilmo. Sr. D. Jorge Llopis Martínez, Jefe del Servicio Territorial de Carreteras de Alicante; D. Vicente Sifré Martínez, Gerente del Instituto Valenciano de la Edificación; D. Francisco Arredondo Verdú, Presidente de la Asociación Técnica Española del Pretensado (ATEP), y D. José Antonio Torroja Cavanillas, Vicepresidente de la ATEP.

Abierta la Sesión, se cedió la palabra a D. José Antonio Torroja quien, después de justificar el programa previsto para el desarrollo de las Sesiones, hizo un vreve resumen de las principales actividades llevadas a cabo por la ATEP durante los últimos tres años y comentó el satisfactorio estado actual de la técnica del pretensado, tanto en España como en el extranjero. Analizó los campos en los que, a su juicio, aún no se aprovechan como debería hacerse, todas las ventajas que ofrece el pretensado, refiriéndose especialmente al campo de la arquitectura, por lo que considera imprescindible organizar una campaña para promover el conocimiento y la utilización de nuestra técnica entre los profesionales que intervienen en la edificación. Terminó expresando su deseo de una feliz estancia en Alicante a todos los participantes y de que la Asamblea que se iniciaba alcanzase un completo éxito.

Foto 2. Un aspecto del Salón de Actos durante la Sesión de Apertura.

A continuación, todos los asistentes se trasladaron al Castillo de Santa Bárbara, en donde el Excmo. Sr. Alcalde Presidente del Ayuntamiento de Alicante, D. José Luis Lassaletta Cano, les dió la bienvenida a la Ciudad y les deseó una semana de eficaz labor y el más agradable disfrute de todos los atractivos que, tanto la Ciudad de Alicante como toda la región, ofrece a cuantos la visitan.

El Presidente de la Asociación, Sr. Arredondo, le contestó con unas sentidas palabras de agradecimiento y, seguidamente, se sirvió un espléndido refrigerio. El Acto se desarrolló en un ambiente de gran cordialidad por lo que todos los que en él participaron quedaron plenamente complacidos.

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

Foto 3. Recepción ofrecida por el Excmo. Sr. Alcalde Presidente del Ayuntamiento de Alicante, en el Castillo de Sta. Bárbara.

Tarde:

15,45 - 18,15: I Sesión Técnica.

Mesa Presidencial:

Presidente: F. del Pozo Frutos; Vocales: J.J. Arenas de Pablo y A. Parres García. Secretario: R. Piñeiro.

Tema 1° "Investigaciones y Estudios"

Comunicaciones:

–R. Astudillo: "Incrementos dinámicos en puentes de carretera".

–R. Astudillo: "Auscultación dinámica de vigas".

–M.C. Alonso; M. Acha, y C. Andrade: "Corrosión bajo tensión de alambres de acero pretensado, en medios alcalinos conteniendo sulfatos".

–J. Rodríguez y C. Andrade: "Influencia de la corrosión de las armaduras en la capacidad portante de las estructuras de hormigón armado".

–L. Agulló; S. Zuloaga y A. Aguado de Cea: Factores que influyen en la estimación de la profundidad de fisuras en elementos de hormigón, mediante transmisión ultrasónica indirecta".

–A. del Río y J. Ortiz: "Estudio crítico del cálculo de flechas en vigas de hormigón armado, según la Instrucción E.H.-88".

–A. del Río y J. Ortiz: "Método simplificado para el cálculo de flechas en vigas de hormigón armado, adaptado al Eurocódigo EC-2".

–E. Barberá; B. Perepérez; J. Benlloch; J.M. Fran y G. González: "Fisuración de elementos de hormigón armado sometidos a flexión simple: Evolución en el tiempo".

–J. León; H. Corres; J. Calavera; J.A. Fernández Gómez, y M. Xavier Ycaza: Leyes de esfuerzos para el dimensionamiento en forjados hiperestáticos de hormigón pretensado. Análisis experimental hasta rotura".

–J.J. Egozcue y A. Aguado: "Análisis de riesgo en las vigilancias del pretensado de Centrales Nucleares".

–V. Sánchez Gálvez; M. Elices y J.M. Martínez: "Fluencia y relajación de tendones, con temperatura variable".

–J.M. Cortés: "Estudio experimental de la influencia del pandeo de la armadura comprimida, en la capacidad portante de elementos de hormigón armado sometidos a flexión simple".

18,15 - 18,30: Coloquio.

Noche:

21,30 Invitados por los Colegios Profesionales de Alicante, los participantes en la Asamblea y sus acompañantes, disfrutaron de una muy agradable cena de confraternidad servida en el Casino de Villajoyosa, que se prolongó hasta la media noche. Después, todavía algunos de los asistentes se arriesgaron a probar fortuna, con mejor o peor suerte, en las mesas de juego del Casino.

Martes, 8 de Mayo de 1990

Mañana:

8,45 - 11: II Sesión Técnica

Mesa Presidencial:

Presidente: I. Sirvent; Vocales: A.C. Aparicio Bengoechea y M. Cerdá Antón. Secretario: R. Piñeiro.

Tema 1° "Investigaciones y Estudios" (Continuación).

Comunicaciones:

–J.R. Casas y A.C. Aparicio: "Sistema de diseño asistido por ordenador para el anteproyecto de puentes de carretera compuestos por tableros de vigas prefabricadas".

–A. Pérez Caldentey y H. Corres: "Comportamiento, en servicio, de estructuras de hormigón pretensado. Modelo teórico y contrastación experimental".

–J. Romo y H. Corres: "Pérdidas diferidas en elementos de hormigón pretensado. Resultados experimentales".

–J.R. Casas y A.C. Aparicio Bengoechea: "Estudio sobre la determinación experimental de los parámetros dinámicos en los puentes, mediante métodos no convencionales".

–A. Delibes; H. Ortega, y V. Ríos: "Empalmes mecánicos de armaduras. Recomendaciones del CEB".

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

–J.L. Fominaya: "Protección catódica de tuberías de hormigón pretensado de grandes diámetros".

–A. Aguado de Cea y X. Montobbio: "Comportamiento en destesado de armadura activa. Parte II. Estudio experimental".

–E. Alarcón y F.J. Molina: "Modelado numérico de la fisuración por corrosión de armaduras".

–J. Murcia: "Análisis no lineal y comportamiento hasta rotura de estructuras de hormigón pretensado con tendones no adherentes".

–F. Morán: "Dimensionamiento de secciones con control de la rigidez".

–L.M. Ortega y F.J. del Pozo Vindel: "Supresión de juntas como mejora de la conservación en viaductos de tableros isostáticos".

11,00 - 11,15 Coloquio.

11,15 - 11,30 Descanso.

11,30 - 13,20 III Sesión Técnica.

Mesa Presidencial:

Presidente: M. Martín Antón. Vocales: M. Ayûs y R. del Cuvillo.

Secretario: R. Piñeiro.

Tema 2° "El pretensado en edificación".

Comunicaciones:

–M. Fisac: "Estática y estética del pretensado en arquitectura".

–V. Salort; J. Catalá; J.J. Moragues y P.L. Sirvent: "Transmisión de cargas entre forjados, durante el proceso constructivo: medidas realizadas en obra".

–A. Marí y J. Murcia: Proyecto de investigación sobre el comportamiento de losas postesas con tendones no adherentes, para edificación. Parte I: Antecedentes, planteamiento general y objetivos".

–A. Marí; P. Roca; A. Vives, y J.C. Adell: "Proyecto de investigación sobre el comportamiento de losas postesas con tendones no adherentes, para edificación. Parte II: Descripción de los ensayos y análisis estructural previo".

–J. Rui-Wamba: "Losas postensadas, con cables no adherentes, en estructuras de edificación".

–J.L. Bellod, y J. Rui-Wamba: "Estructura de losas postensadas con cables no adherentes, para el edificio Mirasierra, en Madrid".

J.A. Esteban Rodríguez y J. Osorio: "La construcción de losas postensadas con cables no adherentes".

–F. Cabrera; M. Casaponsa; G. Chardin y J.L. Delauzun: "Aplicación de los hormigones de altas prestaciones a los componentes pretensados para la edificación".

–C. de la Fuente: "Innovación en la construcción de aparcamientos subterráneos, gracias al pretensado".

13,20 - 13,45 Coloquio.

Tarde:

15,45 - 19,00 IV Sesión Técnica.

Mesa Presidencial:

Presidente: R. Blázquez. Vocales: F. Regalado y A. Marí. Secretario: R. Piñeiro.

Tema 1° "Investigaciones y Estudios" (Continuación).

Comunicaciones:

–F. Hostalet: "La estimación *in situ* de la resistencia del hormigón endurecido. Aplicación a los hormigones de vigas pretensadas prefabricadas".

–J. Jordán: "Estudio experimental del comportamiento a flexión: tensiones rasantes y deformaciones de forjados compuestos de chapa y hormigones normales y ligeros".

–M. Elices; G.V. Guinea y J. Planas: "Evaluación de la energía disipada en los apoyos, en el ensayo RILEM de medida de la energía de fractura del hormigón".

F. Rodríguez García y J.M. Gálligo: "Permeabilidad del hormigón: Influencia de la dosificación y métodos de ensayo".

–E. Alarcón; J.J. López Cela y Mª S. Gómez Lera: "Análisis sísmico de puentes".

–J.F. Millanes: "Estudio del comportamiento en servicio, de puentes pretensados de hormigón y estructura mixta".

–E. Mirambell y F. Pujol: "Estudio térmico-tensional de grandes volúmenes de hormigón frente a la acción del calor de fraguado".

–A.M. García Guillot; C. Andrade y M.C. Alonso: "Metodología de ensayo, evaluadora de la capacidad protectora de pinturas para hormigón frente a la carbonatación".

J.P. Gutiérrez; A. Recuero; O. Río y J.A. Tinao: "Proyecto de tableros de puentes de vigas pretensadas, con ayuda del computador".

–V. Ausín; F. Jiménez Padilla; J.A. Bolaño; S. Feliú; J.A. González; M.C. Andrade e I. Rodríguez Maribona: "Medida de la velocidad de corrosión de armaduras, en estructuras de hormigón: Desarrollo y evaluación de un equipo portátil adaptable a distintas técnicas electroquímicas".

–V. Sánchez-Gálvez; A. Martín Sanz y J. Llorca: "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 las fisuras".

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

—M.J. de la Cruz e I. Sirvent: "Análisis experimental de la seguridad global en piezas de hormigón armado sometidas a solicitaciones de flexión simple".

—M. Elices; J. Toribio y A. Lancha: "Influencia del límite elástico en la susceptibilidad de la fragilización por hidrógeno de los aceros de pretensado".

—P. Roca y A. Marí: "Algunos ejemplos de análisis no lineal de estructuras laminares de hormigón armado y pretensado".

—L. Adrados y G.A. Ortín: "Morteros especiales para la inyección y relleno de vainas en hormigón pretensado".

19,00 - 19,15 Coloquio.

19,15 - 19,30 Descanso.

19,30 - 20,00 Proyección de vídeos.

Programa para acompañantes:

Durante este día, los acompañantes efectuaron una excursión en autobús y visitaron los Museos de Arte Moderno, de Novelda, y el Azorín, de Monovar.

Miércoles, 9 de mayo de 1990

Mañana:

8,45 - 11,00 V Sesión Técnica.

Mesa Presidencial:

Presidente: V. Sifré; Vocales: J.S. Alcaide y C. Siegrist. Secretario: R. Piñeiro.

Tema 3°: "Rehabilitación, reparación y refuerzo de estructuras".

Comunicaciones:

—B. Perepérez; E. Barberá; J. Benlloch; G. González y J.M. Fran. "La adherencia de aceros lisos y corrugados, revestidos con resina epoxi aplicada manualmente".

—J. Moreno: "El pretensado exterior como técnica de reparación y refuerzo".

—V. López Desfilis; J.R. Atienza; R. Irles; R. Codina y J. Miragall: "Refuerzo y reparación del puente de Riola sobre el Júcar".

—E. Fagoaga y O. Jiménez: "Reparación y refuerzo de grandes depósitos de agua, cuya armadura activa se ha deteriorado, y sustitución de la misma".

—I. Sirvent; M.J. de la Cruz; A. Parres y M.A. Ayús: "Análisis experimental de dos sistemas de refuerzo, en vigas de hormigón armado solicitadas a flexión".

—F. del Pozo Vindel: "Manual de Conservación de puentes pretensados, H.P.-7".

—A. González Serrano: "Aplicación de la técnica de los conectores de las estructuras mixtas, para la reparación de estructuras de hormigón".

—A. González Serrano: "Refuerzo de un edificio compuesto por tres sótanos, planta baja y cuatro plantas superiores, al que se le añadieron tres nuevas plantas al cambiar el P.G.O.U. de La Coruña".

—A. González Serrano: "Reparación de un paso superior sobre la C.N. VI a su paso por Betanzos".

—A. González Serrano: "Reparación de un puente de ferrocarril en el P.K. 23/278 de la línea Redondela a Santiago".

—A. González Serrano: "Reparación de pilares en los bloques 42, 45 y 46 del Barrio de Las Flores, en La Coruña".

—A. González Serrano: "Reparación del puente del Burgo en La Coruña".

—A. González Serrano: "Reparación del puente del Ezaro en la ría del Jayas en la Carretera 550 de Finisterre a Tuy, por la costa".

—A. González Serrano: "Reparación de los arcos metálicos que soportan el Botafumeiro de la Catedral de Santiago".

—A. González Serrano: "Reparación de un Colegio de las Hermanas de la Grande Obra de Atocha, en Puentedeume, en la provincia de La Coruña".

—A. González Serrano: "Supresión de pilares en una nave".

Tema 4°: "Realizaciones".

Comunicaciones:

—A. González Serrano: "Construcción de un aparcamiento subterráneo, de 306 m de longitud, sin juntas de dilatación, en Palma de Mallorca".

—A. González Serrano: "Cuelgue de una estructura de Chillida, en el Park de la Creu del Coll, en Barcelona".

—J.R. Casas y A.C. Aparicio Bengoechea: "La utilización de nuevos materiales en hormigón pretensado: una experiencia a escala real".

—M. Thomé: "Depósito criogénico de hormigón pretensado, de 60.000 m³ de gas natural licuado, en Huelva".

11,00 - 11,15 Colonio.

11,15 - 11,30 Descanso.

11,30 - 13,30 VI Sesión Técnica

Mesa Presidencial:

Presidente: V. Sánchez-Gálvez. Vocales: M.J. de la Cruz y F.J. del Pozo Vindel. Secretario: R. Piñeiro.

Tema 4°: "Realizaciones" (Continuación).

Comunicaciones:

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

–A. Martín Paredes: "Proyecto y construcción del puente Concepción-Puerto Militar, sobre el río Paraguay".

–J.M. Villar: "Puentes de Pinedo (Valencia)".

–J.M. Villar: "Pasarela de peatones sobre el río Duero, en Almazán".

–J.M. Villar: "Viaducto de Ontón (Cantabria)".

–J.M. Villar: "Puente de Las Fuentes, sobre el río Ebro, en Zaragoza".

–J.M. Villar: "Viaducto de Chantada (Lugo)".

–J.J. Arenas y M. Pantaleón: "Puentes de vías peatonales".

–J.J. Arenas y M. Pantaleón: "Puentes losa".

–J.J. Arenas y M. Pantaleón: "Puentes en la EXPO-92, de Sevilla".

–J.M. Arrieta; F. del Pozo Frutos y F.J. del Pozo Vindel: "Puentes pretensados proyectados por PROES, S.A.".

–R. Irles; J.R. Atienza; V. López Desfilis y R. Codina: "Acondicionamiento de un tramo del Muelle de Levante para el atraque de barcos de 12 m de calado".

–M. Burón; A. Ortiz Bonet; L. Gómez Sanz y M. Alvarez Laita; Aspectos formales del diseño de puentes pretensados. Realizaciones".

–J. Medina: "Hangar n° 6 de Iberia".

–J. Montaner: "Puente sobre el río Alcanadre".

13,30 - 13,45 Coloquio.

Tarde:

15,45 - 18,10 VII Sesión Técnica.

Mesa Presidencial:

Presidente: E. Sanus Tormo. Vocales: A. Adsuar. Secretario: R. Piñeiro.

Tema 4° "Realizaciones" (Continuación)

Comunicaciones:

–P. Crespo y C. Lage: "Puente de La Alameda".

–J.L. Bellod; L. de Santiago y B. Fernández Ordiñez: "Pasos superiores sobre el NAFA".

–F.J. Millanes; J. Martínez Calzón; J.A. Fernández Ordoñez y G. Ontañón: "Puente del centenario sobre el río Guadalquivir, en Sevilla".

–J. Martínez Calzón: "Puentes compuestos continuos con pretensado exento. Puente sobre el río Turia, en Valencia".

–J. Martínez Calzón; F. Millanes y J.A. Fernández Ordoñez: "Dos ejemplos de puentes mixtos pretensados, en Tortosa y Valencia".

–J.A. Llombart: "Viaductos del tramo Adamuz-Villanueva, pertenecientes al nuevo acceso ferroviario a Andalucía".

–J.A. Llombart: "Dos puentes con tablero continuo, construidos por fases".

–J.A. Llombart: "Pasarelas sobre el Canal Norte, en el Recinto de la EXPO-92".

–S. Pérez Fadón y J.L. Alonso: "Puente atirantado de Marbella".

–S. Pérez Fadón y J.E. Herreso: "Ultimos puentes construidos por FERROVIAL, con dovelas prefabricadas".

–L. Fernández Troyano y J. Manterola: "Puente atirantado de Sama de Langreo; puentes arco en Valladolid y río Guadarrama; puente en Badajoz; puentes en Barcelona, y puentes empujados en Tordesillas".

–C. Siegrist y M.A. Utrilla: "Algunas experiencias en puentes construidos por el sistema de voladizos sucesivos".

–F. Regalado: "Los edificios de altura, en Alicante y Benidorm".

18,10 - 18,30 Coloquio.

18,30 - 18,45 Descanso.

18,45 - 19,15 Solemne Sesión de Clausura.

Una vez concluida la séptima y última Sesión Técnica de esta XIII^{a} Asamblea, se celebró el acto de Clausura. En la Mesa Presidencial se sentaron D. Justo Nieto Nieto, Rector Magnífico de la Universidad Politécnica de Valencia; D. Enrique Sanus Tormo, Jefe del Servicio Territorial de Arquitectura y Vivienda de Alicante; D. Francisco Arredondo Verdú, Presidente de la ATEP, y D. Rafael Piñeiro, Vocal Secretario de dicha Asociación.

Foto 4. Mesa Presidencial de la Sesión de Clausura.

Abierta la Sesión, el Presidente, Sr. Arredondo, cedió la palabra al Vocal Secretario, quien dió lectura al Acta de la reunión celebrada por la Comisión encargada de asignar las tres "Medallas de la ATEP" concedidas con motivo de esta Asamblea. Por acuerdo adoptado en dicha reunión, los galardonados fueron los siguientes Señores, citados por orden alfabético: Aparicio Bengoechea, Angel C.;

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

Fernández Troyano, Leonardo, y Juliá Vilardell, Manuel.

Seguidamente, el Secretario leyó el Acta en la que se recoge el fallo del Jurado encargado de asignar los premios correspondientes al Concurso convocado para seleccionar el Cartel anunciador de la Asamblea. De acuerdo con este fallo, el Primer premio, dotado con cien mil pesetas, se concedió al trabajo presentado bajo el lema "Capitel", del que resultó ser autor D. José Luis Jara Leal. Se otorgaron también dos Menciones Honoríficas. La primera, a D. Luis Alberto González Ferreño, por el trabajo. presentado bajo el lema "Atirantado", y la segunda, a los Señores D. José Miguel Romero Sáez y D. Ramón Terol Beneyto, como autores del presentado bajo el lema "A cara o cruz".

A continuación, el Presidente de la ATEP, Sr. Arredondo, pronunció un breve discurso, cuyo texto se reproduce en este mismo número de "Hormigón y Acero", en el que, después de hacer el merecido elogio de cuantos han colaborado en la organización y desarrollo de esta Asamblea, y de destacar el indudable interés y elevado nivel técnico de las Comunicaciones presentadas, se refirió al problema que ha supuesto el gran número de trabajos recibidos; lo que ha obligado incluso a tener que rechazar algunos de ellos, para su presentación oral, por falta material de tiempo. Comentó que este problema, que en cada Asamblea se va agudizando, será necesario estudiarlo detenidamente, para lograr resolverlo del modo más adecuado, con vistas a posteriores ocasiones. Expresó su satisfacción por lo, a su juicio, realmente agradable y técnicamente provechosa que ha resultado esta XIII^{a} Asamblea Técnica Nacional de la ATEP. Considera muy importante destacar el elevado número de nuevos y jóvenes profesionales que en ella han intervenido y que aseguran un muy prometedor futuro para nuestra Asociación.

Concluida su intervención, quedó clausutada esta Asamblea.

Noche:

21,30 La Cena de Clausura, ofrecida por la Excma. Diputación Provincial y la Cámara Oficial de la Propiedad Urbana, de Alicante, se celebró en el Casino de dicha Ciudad. En el curso de esta Cena, se hizo entrega de las "Medallas de la ATEP" a los con ellas galardonados, ya citados anteriormente, y de los Premios concedidos a los ganadores del Concurso de Carteles anunciadores de la Asamblea, que también han sido mencionados.

Programa para acompañantes:

Durante la mañana de este día, se trasladaron en autobús a Benidorm. Al regreso, visitaron diversos lugares de interés de la ciudad de Alicante.

Jueves, 10 de mayo de 1990

Se realizó una excursión, en autobús, para visitar el Puente "Fernando Reig", en Alcoy, ejemplo destacado de la utilización de la prefabricación de elementos de hormigón pretensado en este tipo de estructuras. A continuación, el Alcalde del Excmo. Ayuntamiento de la Ciudad, ofreció una recepción a todos los participantes y, seguidamente, la Empresa Dragados y Construcciones obsequió con un sabroso almuerzo.

Foto 5. Fotografía tomada durante la Cena de Clausura ofrecida, en el Casino de Alicante, por la Excma. Diputación Provincial y la Cámara de la Propiedad Urbana, de Alicante.

Viernes, 11 de mayo de 1990

El viernes día 11, se partió de Alicante, en autobús, apra visitar las obras que, en la Autovía Madrid-Alicante, han realizado las Empresas Fomento de Obras y Construcciones, S.A. y Laing, S.A. Se continuó después para visitar el Parque Municipal de Elche y en el Excmo. Ayuntamiento de la Capital, el Alcalde ofreció una recepción que resultó muy amena y agradable. Posteriormente, las Empresas antes citadas invitaron a una magnífica comida que fue muy del agrado de cuantos en ella tuvieron la suerte de participar. La jornada concluyó con una detenida visita al famoso "Huerto del Cura".

Y con esto, concluyeron los Actos organizados con motivo de esta XIII^{a} Asamblea.

* * *

Finalizada la enumeración de los diversos Actos programados, antes de terminar, se considera interesante hacer unos breves comentarios, a modo de conclusiones sobre el desarrollo de la Asamblea.

El interés que estas reuniones despiertan entre nuestros Asociados, queda patente por el elevado número de inscripciones registradas. Si a esto añadimos los favorables comentarios recogidos al final de las reuniones, parece lógico deducir que los resultados obtenidos han sido los deseados y que esta actividad de la ATEP debe ser mantenida en el futuro.

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

De la calidad Técnica de las Comunicaciones presentadas, los que las habéis escuchado tendréis ya vuestro juicio formado. Un primer dato que permite valorar su interés nos lo han proporcionado los animados coloquios celebrados al término de cada una de las Sesiones Técnicas y la asiduidad con que a estas Sesiones ha asistido la mayoría de los inscritos en la Asamblea, a pesar de lo prolongado de las reuniones y las horas, bastante intempestivas, de inicio de las mismas. Por otra parte, en este mismo número de "Hormigón y Acero" se inicia la publicación de los textos completos de las diferentes intervenciones; lo que servirá para analizarlas con mayor detenimiento y obtener así un mayor provecho de su contenido.

Por todo ello, antes de concluir, deseamos dejar constancia de nuestra más sincera gratitud a cuantos, de una u otra manera, han contribuido a que, clausurada la Asamblea, podamos sentirnos satisfechos al comprobar cómo nuestra Asociación, con más de cuarenta años de existencia, continúa manteniendo toda su vitalidad y cumpliendo con indudable éxito sus fines estatutarios en pro del perfeccionamiento, difusión y progreso de la técnica del pretensado. Y como este éxito a todos corresponde, puesto que entre todos ha sido forjado, a todos también os felicitamos, al mismo tiempo que os exhortamos a proseguir en tan laudable comportamiento.

* * *

EUROPAGES: El Anuario Europeo de los Negocios

En estos días aparece en toda Europa la edición 1990-91 de EUROPAGES, el más importante anuario europeo de los negocios, y un auténtico punto de encuentro para más de 140.000 empresas del continente agrupadas bajo 600 apartados, interesadas en el comercio exterior.

Con un formato similar al de las conocidas "páginas amarillas", 400.000 ejemplares de EUROPAGES se distribuyen gratuitamente en seis idiomas (español, inglés, francés, italiano, alemán y neerlandés) entre los directores comerciales de las empresas de 12 países europeos.

Esta edición, la octava, incorpora dos importantes mejoras en su contenido para ampliar la información que proporciona a sus usuarios: un estudio analítico comparativo de cada sector económico y una síntesis con los indicadores económicos y estadísticas globales de los 12 países donde se difunde: España, República Federal Alemana, Francia, Bélgica, Holanda, Italia, Gran Bretaña, Suiza, Irlanda, Dinamarca, Austria y Luxemburgo.

Teniendo en consideración el horizonte del 92, EUROPAGES es un auténtico "Quién es quién" de la exportación y una herramienta esencial para los empresarios españoles interesados en abrirse las puertas del Mercado Unico o en conocer potenciales proveedores extranjeros para el mercado nacional.

EUROPAGES, que el año próximo ampliará su difusión a los países del Este, está editado por EUREDIT, un consorcio formado por los grandes editores de anuarios europeos (ODA por Francia, Deutsche Postreklame por la RFA y STET por Italia) en el que CETESA participa por parte española realizando en exclusiva la gestión publicitaria.

Los interesados en esta publicación deben dirigirse a:

CETESA
EUROPAGES
Pedro Teixeira, 8
28020 MADRID
Tno.: 556 70 37

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

Discurso pronunciado en la sesión de clausura de la XIII^{a} Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P.

Francisco Arredondo
Dr. Ingeniero de Caminos
Presidente de la ATEP

Excmos. e Ilmos. Sres. Señoras, Señores:

Siempre que termina una Asamblea de A.T.E.P., empezamos a pensar dónde será la próxima. Y eso nos pasó al terminar la anterior, la nº 12 que tuvo lugar en Granada.

Cuando la Junta de Gobierno de A.T.E.P. estaba considerando este extremo, nos llegó la propuesta de celebrarla en Alicante, propuesta formulada por el Instituto Valenciano de la Edificación y por el Instituto Técnico de la Construcción, personificados por D. Vicente Xifre y D. Ismael Sirvent, respectivamente.

Alicante tenía las condiciones necesarias para celebrar una Asamblea: ciudad simpática y agradable, plena de luz y de sol; con buenos hospedajes; local magnífico para las reuniones (véanse planos); puntos de apoyo claros como las dos instituciones citadas antes; obras que visitar en sus alrededores; y para acabarlo de arreglar, Corte Inglés.

Y aquí estamos, terminando ya esta décimotercera Asamblea, la cual, a pesar de mi intranquilidad del primer día se ha desarrollado a plena satisfacción, con algún retraso en algún momento, imprescindible por otra parte para que Rafael Piñeiro pueda justificar su nerviosismo. Pero en fin, bien.

Hemos pasado unos días recordando a los que nos precedieron y ya no están con nosotros y reunidos con algunos compañeros y con muchos alumnos; y os aseguro que la mayor satisfacción que puede tener un profesor es ver cómo sus alumnos le recuerdan, cómo sus alumnos progresan y cómo sus alumnos se preparan para tomar el relevo; y al hablar de los alumnos me refiero también, naturalmente, a las alumnas.

Cuando empezamos a preparar la Asamblea, se constituyó el Comité Organizador Local, que ha trabajado de firme (pero daba gusto trabajar, si es que trabajar da gusto alguna vez) y en cuyas reuniones no hemos tenido más discusiones que las normales entre arquitectos e ingenieros, llevadas a cabo con un encarnizado humanismo y una ironía cariñosa.

Se ha hecho una gran difusión de esta Asamblea en los medios locales, regionales y nacionales, y yo creo que el único medio al que no hemos acudido ha sido a esa Encarna de las emisiones vespertinas de la COPE.

El resultado ha sido que en esta Asamblea ha habido más inscripciones que en ninguna y se han presentado más comunicaciones que en ninguna. Incluso ha ocurrido lo que no había ocurrido nunca en el curso de la Asamblea; uno de los participantes ha sido abuelo por primera vez. Ese recién nacido tiene ganado, por derecho propio, el título de Miembro de Honor de A.T.E.P.

Este aumento de asistentes y de comunicantes es siempre buena noticia; crea problemas, pero no cabe duda de que es síntoma de que la A.T.E.P., a sus 41 años de edad, está en pleno vigor y llena de vida.

En pleno vigor y llena de vida, sí, pero no todo su camino está bordeado de rosas; también tiene escollos de indiferencia e incomprensión que la A.T.E.P. se dispone a abordar. No sería extraño que antes de un año se celebrará una Asamblea General de Socios para tomar determinaciones.

No alarmaros por mis palabras: A.T.E.P. va a seguir su próspera vida, pero puede que con otros condicionamientos.

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

Como siempre, la nota más simpática de la Asamblea la han puesto las sonrisas femeninas.

Me ha complacido sobremanera la presencia femenina entre los participantes e incluso en esta tarima, cosa que ya ha ocurrido en las últimas Asambleas y que demuestra que nos vamos poniendo a nivel europeo.

Por otra parte quiero rendir un homenaje a las esposas de los investigadores, de los técnicos, de los profesionales que trabajamos como tales, porque, sin género de duda, son nuestras colaboradoras, unas veces directamente y otras creando a nuestro alrededor un clima de paz y tranquilidad que nos permite realizar nuestro trabajo en las mejores condiciones.

No cabe duda de que las mujeres tienen una decisiva influencia en las cosas que hacemos los hombres, incluso en las cosas buenas.

Me parece que fue en Granada donde dije que era la Asamblea en la que había más mujeres guapas por metro cuadrado; bueno, pues también esta cifra se ha superado en esta décimotercera Asamblea.

Quisiera dar mi más cordial enhorabuena a los ayer discípulos y hoy compañeros que han obtenido las medallas de A.T.E.P. por sus méritos propios. Y también a los ganadores del Concurso de carteles anunciadores de la Asamblea.

Si tuviera que dar las gracias a todos, Autoridades, Organismos, Empresas y personas que nos han ayudado, estaríamos aquí toda la noche. Todos han rivalizado en hacernos las cosas fáciles y agradables. Permitídme que, con todos los respetos, emplee la frase de expresar mi agradecimiento "urbi et orbi", con lo cual no me dejo a nadie en el tintero.

Pero se me hace difícil no citar, como organismo, al Instituto Valenciano de la Edificación y como persona al embajador de A.T.E.P. en Alicante, Ismael Sirvent, artífice en gran parte del éxito de esta Asamblea.

Mi agradecimiento también a las niñas de secretaría, al personal de cabina, de autobuses, etc.

Dejo para el final mi agradecimiento a las dignas autoridades que nos presiden y que se han desplazado hasta aquí para asistir a este Acto.

Queda clausurada la XIII^{a} Asamblea de la Asociación Técnica Española del Pretensado.

* * *

SEMINARIOS TORROJA

Tecnología de la Construcción y de sus Materiales

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 tienen lugar los jueves alternos a las 12:00 horas. Su duración aproximada es de dos horas, incluyendo la ponencia y el coloquio que se realiza a continuación. La asistencia a los mismos tiene carácter libre y gratuito.

Los seminarios programados para el sexto ciclo, correspondiente al otoño de 1990, son los siguientes:

Fecha	Ponente	Tema
11 Oct	José CALAVERA	Patología de Estructuras de Hormigón. Análisis de acuerdo con la Instrucción EH-88
25 Oct	Miguel HERRAIZ	Estudios de Microsismicidad. Aplicaciones a Ingeniería Civil
08 Nov	Carlos BARREDO	Trenes guiados monovía no convencionales
22 Nov.	Salvador PEREZ ARROYO	Tipologías Estructurales de Edificios
13 Dic	Félix HERNANDEZ ALVAREZ	Energías de naturaleza renovable

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

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

Tema 1º: "Investigaciones y estudios"

457 - 0 - 149

Estudio experimental de la influencia del pandeo de la armadura comprimida, en la capacidad portante de elementos de hormigón armado sometidos a flexión simple

Juan Mª Cortés Bretón
Dr. Ingeniero de Caminos
Director de la División de
Control de obra de INTEMAC

1. INTRODUCCION

La utilización generalizada de vigas de pequeño canto, denominadas normalmente "vigas planas", en las estructuras de edificación, ha conducido a la agudización de un detalle constructivo impuesto por la normativa en vigor, referente a la disposición de armadura transversal en cuantía suficiente para evitar el pandeo de la armadura comprimida que necesariamente es preciso disponer por la limitada dimensión del canto de la viga.

Dicho inconveniente se contrapone a las múltiples ventajas que se obtienen con la disposición de tal tipo de vigas, tanto desde el punto de vista funcional, al evitar el descuelgue de las jácenas, como constructivo, ya que el encofrado se simplifica enormemente.

Desde siempre, la normativa de los diferentes países de nuestro entorno, así como la nuestra propia, ha establecido tal limitación de cuantía de la armadura transversal para este tipo de piezas, basada, según nuestra estimación, en las investigaciones realizadas con elementos sometidos a compresión simple (pilares), que son muy numerosas, ya que no existen reseñas bibliográficas sobre experimentaciones efectuadas con piezas sometidas a flexión.

Tal antecedente, así como la experiencia profesional positiva en el sentido de no haber detectado nunca fenómenos de pandeo de la armadura comprimida, como causa principal del agotamiento de piezas sometidas a flexión, tanto en laboratorio como en el estudio de casos reales de patología de estructuras de hormigón armado, nos condujeron a plantearnos el presente estudio experimental y acometer su desarrollo.

2. INVESTIGACION EXPERIMENTAL DESARROLLADA

A la vista de los antecedentes citados, el objetivo de la investigación es el análisis experimental de la influencia de la inestabilidad por pandeo de la armadura comprimida, en la capacidad portante de elementos estructurales sometidos a esfuerzos por flexión, evaluando la repercusión, en dicho fenómeno, de distintas separaciones entre estribos, para varios diámetros de la armadura longitudinal, bajo la actuación de cargas estáticas de corta duración.

La elección del modelo experimental vino condicionada por la necesidad de elegir una viga de canto relativamente moderado, con objeto de que fuera suficientemente elocuente el efecto de la armadura comprimida en cuanto al aumento del momento flector de agotamiento.

La cuantía de armadura traccionada debía ser elevada para poder agotar la armadura en compresión, al movilizar un bloque comprimido grande. Por otro lado, la aplicación de la carga se realizó de forma que se obtuviera una zona de al menos 1,00 m en centro de vano, sin cargas aplicadas, para no impedir el libre pandeo de la armadura superior.

Se optó, en definitiva, por el ensayo de vigas biapoyadas, en las que comprobamos el fenómeno del pandeo de la armadura, en las secciones de centro de vano, ya que la aparición del mismo en secciones de apoyo está más condicionada por el efecto beneficioso de las reacciones de apoyo, aparte de la coacción que en general supone la propia continuidad del hormigón.

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

CUADRO I

Vigas ensayadas

Serie	Viga	Diámetro de la armadura comprimida	Separación de estribos	Recubrimiento (mm)	Tipo de carga
G) Principal Diámetro Grueso	G - 15 G - 25 G - 40	20	15 ϕ 25 ϕ 40 ϕ	15	Corta duración
M) Principal Diámetro Medio	M - 15 M - 25 M - 40	16	15 ϕ 25 ϕ 40 ϕ	15	Corta duración
F) Principal Diámetro Fino	F - 15 F - 25 F - 40	10	15 ϕ 25 ϕ 40 ϕ	15	Corta duración
C) Complementaria	C - 15 C - 25 C - 40	20	15 ϕ 25 ϕ 40 ϕ	35	Corta duración
LD) Larga Duración	G - 40LD	20	40 ϕ	15	Larga duración

Las variables principales de la investigación fueron la separación entre estribos y el diámetro de la armadura comprimida, como ya se ha citado, quedando como variables complementarias las correspondientes al recubrimiento de las barras y el tipo de carga. En el cuadro I figuran la nomenclatura de las diferentes vigas ensayadas y los valores de los diferentes parámetros.

La sección transversal de las vigas ensayadas se observa en la figura 1, así como las características de los materiales empleados, sobre los que se realizaron los ensayos de idoneidad especificados por la Instrucción EH-88 y los de control, muestreando al 100 por 100 las unidades de producto empleadas.

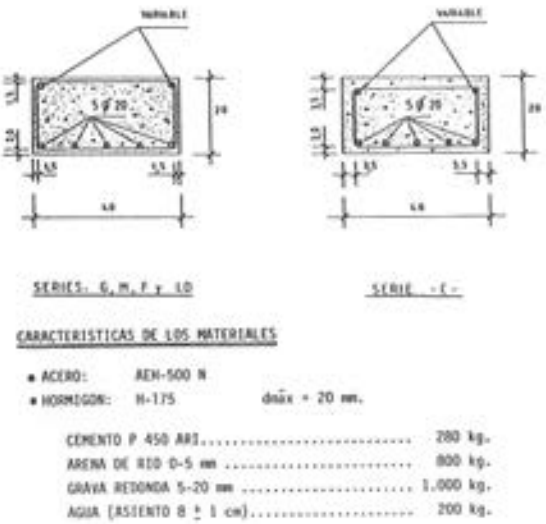


Fig. 1. Definición de las vigas ensayadas.

La disposición del ensayo fue la que se observa en la figura 2, en la que se ha esquematizado la instrumentación dispuesta, que constaba de cuatro transductores inductivos LVDT, de 0,05 mm de apreciación, para la medida de descensos verticales (T1 a T4), y dos transductores LVDT, de 0,001 mm de apreciación (D1 y D2), sobre una base de medida de 800 mm, para la medida de deformaciones unitarias en centro de vano, conectados a un sistema automático informatizado de adquisición de datos HP-3050A.

3. RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ENSAYOS REALIZADOS

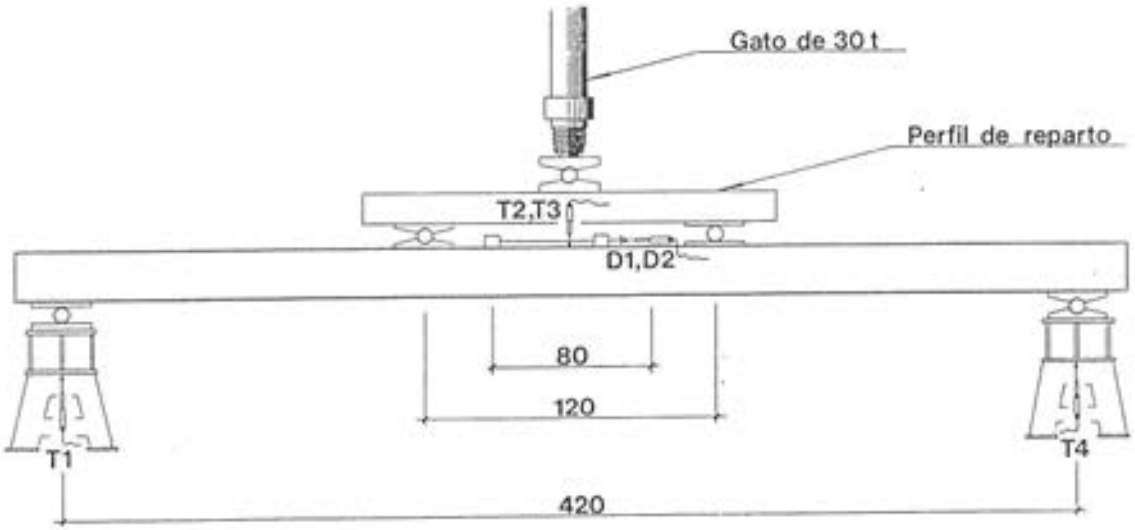
3.1. Sobre las características de los materiales

En el cuadro II figuran las resistencias medias de las amasadas de cada una de las vigas, a la edad de ensayo, obtenidas sobre probetas cilíndricas gemelas, curadas en las mismas condiciones que los modelos, y las resistencias medias correspondientes al ensayo, a 28 días de edad, de probetas gemelas curadas en condiciones estándar de humedad y temperatura.

Como puede observarse, la calidad del hormigón es bastante diferente de unas vigas a otras, introduciendo así una variable más en la investigación, con la que en principio no se contaba.

De la misma manera, en el cuadro III se acompañan los resultados obtenidos en el ensayo a rotura por tracción, realizado sobre probetas de acero tomadas de cada una de las barras empleadas en la fabricación de las vigas. En el cuadro figuran los

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



Cotas en cm

T y D: Captadores inductivos LVDT

Fig. 2. Disposición del ensayo.

CUADRO II

Resistencias medias de los hormigones utilizados en la fabricación de las vigas

Serie	Viga tipo	f_{ce}		f_{c28}
		(kp/cm²)	Edad días	(kp/cm²)
G	15 25 40	175 228 211	28 14 76	164 264 188
M	15 25 40	226 221 225	99 98 101	196 178 187
F	15 25 40	234 179 220	99 100 93	193 151 188
C	15 25 40	256 244 306	13 10 8	250 233 —
G - LD	40	255	—	—

f_{ce} = Resistencia a la edad de ensayo, en probetas curadas en ambiente análogo al de las vigas.
fc28 = Resistencia a 28 días, en probetas curadas en cámara estándar.

valores del límite elástico nominal y la tensión de rotura, como media de dos probetas, tanto para la armadura empleada en la zona superior de las vigas, como para la inferior, observándose que casi se trataba de un acero de calidad 600.

Asimismo, se incluyen los valores, medidos sobre los modelos, de la profundidad, desde la cara superior, de los dos niveles de armadura.

3.2. Sobre la resistencia a flexión

El resultado de la investigación se basa, fundamentalmente, en la resistencia de las vigas a flexión, dadas las características elegidas para el modelo y para la forma de aplicación de las cargas. Mediante la comparación de los momentos flectores de agotamiento obtenidos en cada ensayo, teniendo en cuenta la carga aplicada por el ga-

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

CUADRO III

Resultados de los ensayos de acero, cantos y recubrimientos de armaduras

Serie	Viga tipo	d (cm)	d' (cm)	Armadura superior			Armadura inferior		
				n ϕ	f_y kp/cm²	f_s kp/cm²	n ϕ	f_y kp/cm²	f_s kp/cm²
G	15	16,8	1,7	2 ϕ 20	5.730	6.812	5 ϕ 20	5.653	6.793
	25	17,0	2,7		6.016	7.194		6.010	7.188
	40	17,1	2,8		6.016	7.257		5.538	6.621
M	15	17,3	2,6	2 ϕ 16	5.844	6.913		5.952	7.130
	25	17,1	2,4		5.670	6.694		6.003	7.213
	40	17,3	2,4		5.859	6.983		5.952	7.200
F	15	17,1	2,0	2 ϕ 10	6.010	6.977		5.952	7.244
	25	17,2	2,5		6.022	7.003		5.882	7.181
	40	17,5	2,5		6.112	7.105		5.955	7.194
C	15	17,0	4,5	2 ϕ 20	5.809	6.971		5.904	7.092
	25	17,1	4,6		5.539	6.589		5.761	6.754
	40	17,0	4,5		5.825	6.875		5.755	6.729
G - LD	40	17,0	2,5	2 ϕ 20	6.175	7.353		5.870	7.048

CUADRO IV

Cargas, momentos y deformaciones de rotura

Serie	Viga	f_{ce} (kp/cm²)	Valores últimos obtenidos en ensayo		
			ϵ_c	$P_u(T)^*$	Mrt (mxT)
G	15	175	0,0055	15.716	12.207
	25	288	0,0050	17.810	13.778
	40	211	0,0061	17.079	13.229
M	15	226	0,0054	17.855	13.811
	25	221	0,0056	17.430	13.493
	40	225	0,0057	16.867	13.070
F	15	234	0,0057	14.951	11.633
	25	179	0,0065	12.409	9.727
	40	220	0,0055	14.623	11.387
C	15	256	0,0049	16.303	12.647
	25	244	0,0050	15.519	12.059
	40	306	0,0042	17.030	13.193
G - LD	40	255	0,0072	17.670	13.676

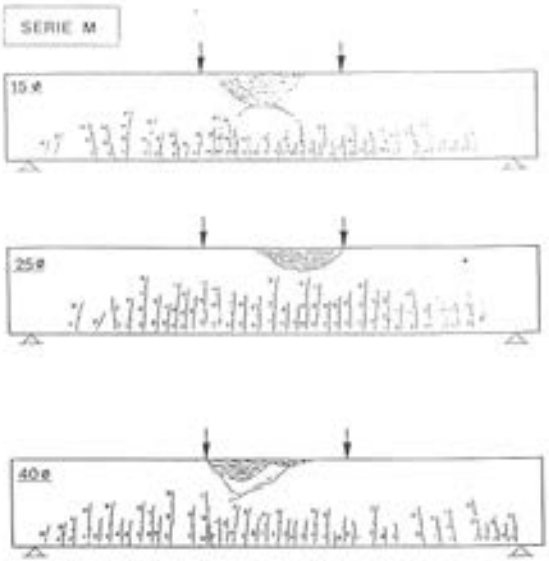
* P_u corresponde a la carga en el gato.

to, más el momento debido al peso propio de la viga, se pueden establecer las conclusiones pertinentes sobre la influencia de las variables principales de la investigación.

Por ello, en el cuadro IV figuran los valores de las cargas aplicadas por el gato en el momento de la rotura de las piezas, que en todos los casos se produjo por flexión (agotamiento del bloque comprimido), y los momentos flectores correspondientes a dicho isntante. Asimismo, figuran los valores de la deformación unitaria de la fibra más comprimida de hormigón, que como puede observarse son muy elevados.

La fisuración de las vigas en cada escalón de carga fue registrada durante el ensayo, obteniéndose esquemas semejantes al que se muestra en la figura 3.

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



ESCALON DE CARGA	ANCHO MAXIMO DE FISURA (mm)		
	15 ø	25 ø	40 ø
I	0,05	0,05	0,05
II	0,10	0,10	0,10
III	0,10	0,10	0,10
IV	0,10	0,10	0,10
V	0,10	0,10	0,10
VI	0,10	0,15	0,15

Fig. 3.

3.3. Sobre la deformabilidad

En el cuadro V se acompañan los valores de las flechas medidas en cada una de las vigas, en el escalón III de la carga, que prácticamente correspondería al escalón de servicio.

CUADRO V

Flechas medidas en ensayo
Estado de servicio

Serie	Viga	Flecha medida Escalón III (mm)
G	15 25 40	22,9 22,4 22,5
M	15 25 40	19,9 19,7 19,8
F	15 25 40	17,2 17,6 17,0
C	15 25 40	21,7 22,9 19,8
G - LD	40	24,2

4. ANALISIS DE LOS RESULTADOS

4.1. Análisis de la resistencia a flexión

El análisis del comportamiento a flexión de los diferentes modelos ensayados, se puede abordar, mediante la comparación de los resultados obtenidos para las diferentes vigas que componen una serie, (lo que implica diferentes valores de la separación entre estribos de la armadura transversal), o comparando cada valor con el momento de agotamiento calculado de acuerdo con un modelo teórico que recoja la diferente calidad de los materiales utilizados en la fabricación de las diferentes piezas. En este sentido, para el cálculo de los momentos flectores de agotamiento de cada viga, hemos utilizado el método aconsejado por la Instrucción EH-88, para un diagrama parábola-rectángulo, con una tensión máxima $\sigma c = 0{,}95$ fc, no limitando las tensiones en el acero y considerando la deformación unitaria última ϵc detectada en el ensayo.

De acuerdo con esto, los valores obtenidos para los momentos flectores teóricos de agotamiento, tanto considerando, como sin considerar la armadura comprimida, son los que figuran en el cuadro VI, en el que también se incorporan los resultados obtenidos en el ensayo.

Si comparamos viga a viga dichos valores teóricos con los obtenidos experimentalmente, tenemos los resultados que se incluyen en el cuadro VII, que se han esquematizado en la figura 4, tomando en cada serie, como valor de comparación, el correspondiente a la viga que presentaba una separación de estribos de 15 ϕ.

4.2. Análisis de las flechas

Utilizando la misma metodología empleada para el análisis de los resultados de resistencia a flexión, la comparación se establece, en primer lugar, entre las flechas de ensayo obtenidas en el estado de servicio, para las vigas de una misma serie, previamente corregidas por el factor

$$\sqrt{\frac{fc}{175}}$$

para homogeneizar los valores para un hormigón de calidad H-175. En el cuadro VIII se acompañan los valores obtenidos para los diferentes modelos, que se han esquematizado en diagramas como el correspondiente a la serie M (figura 5).

Por otro lado, hemos calculado mediante la fórmula de Branson que, aunque de aplicación dudosa al caso que nos ocupa, representa una posible aproximación, los valores teóricos de las flechas esperables en el estado de servicio de las vigas de cada tipo, para compararlos con los obtenidos realmente en el ensayo. El resultado de dicho análisis se adjunta en el cuadro IX, que a su vez hemos representado en diagramas como el de la figura 6.

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

CUADRO VI

Momentos máximos teóricos y experimentales obtenidos

Serie	Viga	Valores últimos obtenidos en ensayo			Momento máximo teórico M_K (mxT)	
		ϵ_c	P_u	Mrt	Con armadura de compresión	Sin armadura de compresión
G	15	0,0055	15,716	12.207	11.797	7.753
	25	0,0050	17.810	13.778	13.130	9.826
	40	0,0061	17.079	13.229	12.269	9.553
M	15	0,0054	17.855	13.811	12.638	10.197
	25	0,0056	17.430	13.493	12.463	9.861
	40	0,0057	16.867	13.070	12.677	10.241
F	15	0,0057	14.951	11.633	11.625	10.363
	25	0,0065	12.409	9.727	9.640	8.372
	40	0,0055	14.623	11.387	11.467	10.197
C	15	0,0049	16.303	12.647	12.317	10.822
	25	0,0050	15.519	12.059	12.062	10.588
	40	0,0042	17.030	13.193	12.307	11.768
G-LD	40	0,0072	17.670	13.676	13.193	11.167

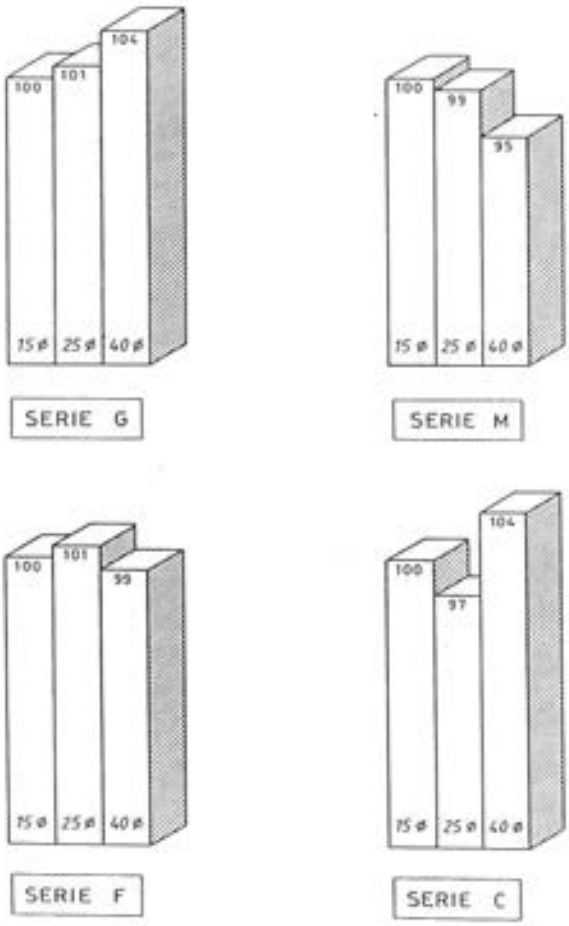


Fig. 4. Resultados comparativos, por series. Deformaciones de ensayo.

CUADRO VII

Comparación entre momentos flectores experimentales y teóricos considerando las deformaciones registradas

Serie	Viga	M_{rt}/M_K	
		Con armadura de compresión	Sin armadura de compresión
G	15	1,04	1,57
	25	1,05	1,40
	40	1,08	1,39
M	15	1,09	1,35
	25	1,08	1,37
	40	1,03	1,28
F	15	1,00	1,12
	25	1,01	1,16
	40	0,99	1,12
C	15	1,03	1,17
	25	1,00	1,14
	40	1,07	1,12
G-LD	40	1,04	1,23

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

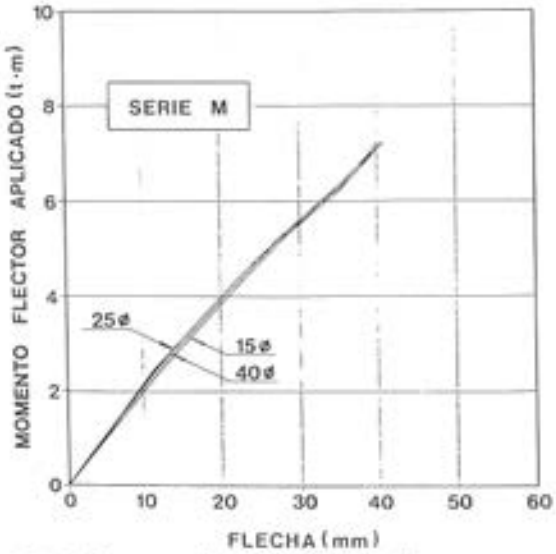


Fig. 5. Diagrama flechas-momentos flectores aplicados.

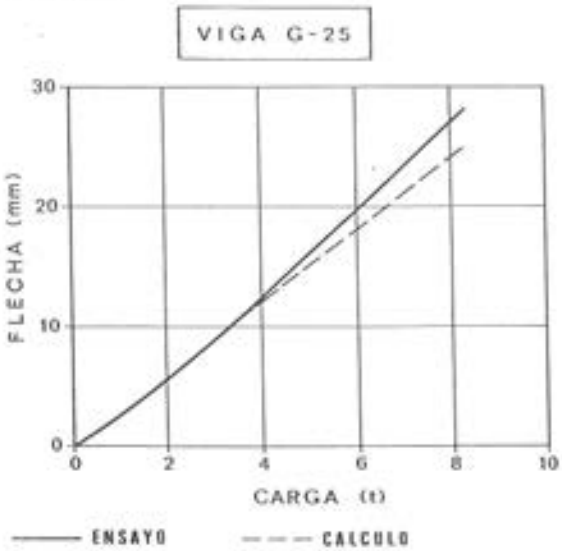


Fig. 6. Diagrama cargas-flechas.

CUADRO VIII

Flechas de ensayo corregidas a H-175
Estado de servicio

Serie	Viga	Flecha corregida Escalón III (mm)
G	15 25 40	22,9 25,6 24,7
M	15 25 40	22,6 22,2 22,4
F	15 25 40	19,8 17,8 19,1
C	15 25 40	26,2 27,0 26,2
G-LD	40	29,2

5. CONCLUSIONES

5.1. Los resultados obtenidos confirman que la separación entre estribos y el diámetro de la armadura comprimida no son parámetros determinantes en el comportamiento frente al estado límite último de resistencia a flexión de las piezas flectadas, con armadura en compresión, respecto a su inestabilidad por pandeo.

CUADRO IX

Comparación de flechas teóricas y experimentales

Serie	Viga	P_u (T)	Flecha teórica f_T (mm)	Flecha medida f_R (mm)	f_T/f_R
G	15	3,84 5,30 6,77 8,24	11,9 16,5 21,1 25,6	10,82 16,61 22,87 31,00	1,10 0,99 0,92 0,82
	25	3,84 5,30 6,77 8,24	11,5 15,9 20,4 24,8	11,66 17,23 22,39 28,00	0,98 0,92 0,91 0,88
	40	3,84 5,30 6,77 8,24	11,5 16,0 20,5 24,9	12,02 17,18 22,49 28,00	0,96 0,93 0,91 0,89

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

5.2. La deformación cóncava de las piezas, debe contribuir de forma apreciable para que la inestabilidad por pandeo de la armadura comprimida no se produzca en el plano vertical, forzando a que aparezca fundamentalmente en el plano horizontal, lo que conduce a que en las piezas reales, en las que, por la configuración estructural, las barras tienen eficazmente constreñido el pandeo en dicho plano, el nivel de seguridad sea mayor que el obtenido en las piezas ensayadas.

5.3. El recubrimiento de la armadura es otro factor que creemos importante como efecto estabilizador del pandeo de la barra, en tanto en cuanto no se produzca la rotura por compresión del hormigón que la recubre.

5.4. En los casos en que una pieza flectada necesite armadura de compresión, la separación de estribos no necesita ser gobernada por la condición $S \leqslant 15\ \phi$, con independencia de que deba cumplir otras condiciones de separación, función del canto útil, esfuerzo cortante, etc.

5.5. Si, por cualquier circunstancia, se dispone de una pieza flectada de armadura longitudinal en la zona comprimida, pero no necesaria a efectos de cálculo, tal armadura puede ser considerada como colaborante al bloque de compresión, de acuerdo con su deformación en estado límite último, sin necesidad de cumplir la condición $S \leqslant 15\ \phi$.

6. AGRADECIMIENTOS

El presente artículo es un resumen de la Tesis "ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA CAPACIDAD MECANICA DE SECCIONES DE HORMIGON, CON ARMADURA COMPRIMIDA, SEGUN EL GRADO DE COACCION AL PANDEO DE LAS ARMADURAS", leída en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, de la Universidad Politécnica de Madrid, el 12 de Septiembre de 1989, por el Autor y dirigida por el Profesor J. Calavera, Dr. Ingeniero de Caminos, Catedrático de Edificación y Prefabricación en dicha Escuela.

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.

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.

Mi agradecimiento a todas las personas que han intervenido, por su inestimable ayuda.

BIBLIOGRAFIA

1. ACI Commites 318 "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)". American Concreete Institute, Detroit 1983.

2. British Standards Institution, BS., 8110/1985.

3. CEB-FIB "Code Modèle pour les Structures en Béton" Comité Euro-International du Béton, 1978.

4. CALAVERA, J. "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado para Edificios" (2 Tomos). INTEMAC, Madrid 1984.

5. Deutsche Institute für Normung DIN 1045. 1988.

6. E.H.88 "Instrucción para el proyecto y la ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado". Comisión Permanente del Hormigón. Madrid, 1988.

7. MAKARICHEV, V.V. and MYROMSKII, K.P. "Transverse Flexure in Reinforcement Under Compression" Beton i Zhelezhobeton, N° 6, June 1987.

8. NEUNER, J. and STOKL, S. "Versuche zur Kuicksicherung von Druckbeams pruchten Bewehrungsstaben".

9. Régles BAEL/83 "Régles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des Etats-limites" 1983.

10. SCRIBNER, C.F. "Reinforcement Buckling in Reinforced Concrete Flexural Members", ACI Journal, Nov-Dec. 1986.

RESUMEN

Las jácenas de canto reducido, son un tipo de elemento estructural de uso extraordinariamente extendido hoy día, dadas las ventajas tanto constructivas como estéticas que trae consigo el hecho de que su canto coincida con el del forjado que soporta.

El hecho de que su canto sea reducido, conduce a que su capacidad portante esté condicionada por el comportamiento de sus secciones de vano que, en general, es preciso que incorporen armadura comprimida, lo cual, de acuerdo con la normativa vigente, implica el que la armadura transversal dispuesta cumpla con una especificación mínima, similar por otro lado a la de otros textos normativos de otros países, con objeto de evitar, según el texto, que la armadura comprimida sufra fenómenos de inestabilidad por pandeo.

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

La observación práctica prolongada de que, en elementos sometidos a flexión que presentan armadura de montaje comprimida, en centro de vano, no tenida en cuenta en los cálculos, con separaciones entre estribos superiores a las mínimas marcadas por la especificación ya citada, no se presentan casos de pandeo de dichas barras, nos indujeron a abordar la presente investigación experimental, sobre un tema, además, prácticamente inédito en la bibliografía técnica consultada.

Para su desarrollo, preparamos un plan de ensayo de vigas de 4,20 metros de luz, simplemente apoyadas, con una sección de 40 x 20 cm x cm, con una armadura traccionada próxima a la crítica y con tres casos de armadura comprimida, 2 ϕ 20, 2 ϕ 16 y 2 ϕ 10, con objeto de barrer el campo más amplio posible, y disponiendo separaciones entre estribos, en las secciones de centro de vano, como variable principal de la investigación, de 15 ϕ, especificación mínima de la Instrucción, de 25 ϕ y de 40 ϕ, que consideramos como límite práctico superior.

Como variable complementaria, consideramos interesante estudiar el efecto del recubrimiento de la armadura comprimida. Así, mientras que en las series principales se dispuso un recubrimiento de 1,5 cm, en la serie complementaria dispusimos un recubrimiento de 3,5 cm.

Los resultados de la investigación muestran que, en el esfuerzo de agotamiento de las secciones experimentadas, no influye la separación entre estribos, obteniéndose en todos los casos momentos de rotura superiores a los teóricos. En todos los ensayos, las formas de rotura fueron similares, con pandeo de la armadura comprimida, inmediatamente antes de la rotura, y esquemas de fisuración muy similares.

Creemos, por tanto, que los resultados de la presente experimentación abren un camino, que complementado quizá con análisis sobre modelos teóricos y con una experimentación de modelos similares bajo cargas cíclicas que aportaran mayor información sobre el comportamiento frente a sismo, pudiera facilitar una reconsideración de la especificación normativa que redundara en una mayor sencillez de los procedimientos constructivos.

SUMMARY

Main beams of reduced depth, are a type of structural member of extraordinarily common use today, given both their construction and aesthetic advantages as a result of their depths coinciding with that of the floor supports.

The fact that their depth can be reduced, leads to their load bearing being conditioned by the behaviour of their sections of vane which, in general, need to include compressed reinforcement, which, in accordance with the current regulations, requires to dispose transversal reinforcement to comply with the minimum specified, similar, on the other hand, to other standards, in force in other countries, with the object of avoiding, according to the text, that the compressed reinforcement suffers buckling instability phenomenon.

From the practical observation, we deduce that members on bending, which have compressed assembled reinforcement in the centre of the vane which is not taken into account in the calculations, with spacing distances between stirrups, superior to the minimums indicated by the aforementioned specifications, do not present cases of buckling of bars. This leads us to approach the present experimental investigation into a subject on which extremely little appears in the technical bibliography consulted.

We prepared a test plan on beams of 4,20 m span, simply supported, with a size of 40 x 20 cm x cm, (width x depth) with a reinforcement of tension near to critical and three cases of compressed reinforcement, 2 ϕ 20, 2 ϕ 16 and 2 ϕ 10, in order to approach the field as widely as possible, and establishing spacing distances between stirrups, in the sections of centre of vane, as a principal variable of the investigation, of 15 ϕ, being the minimum specification of the Standard, of 25 ϕ and of 40 ϕ, which we consider as maximum practical limits.

As a complementary variable, we considered it interesting to study the effect of the cover of compressed reinforcement. So, while in the main series a cover of 1,5 cm was established, in the complementary series we dispose of a cover of 3,5 cm.

The investigation results show that in the ultimate capacity of the experimental sections, there is no influence of spacing distances between stirrups, obtaining in all cases failure moments superior to the theoretical. In all tests the manners of failure was similar, with buckling of the compressed reinforcement immediately before the failure and very similar diagrams of fisuration.

We think, therefore, that the results of this experimentation open a way, which, when complemented, perhaps, by analysis on theoretical models and with experimentation on similar models under cyclical loads that can give more information on the behaviour under seismic risk, could provide a reconsideration of the Standards, resulting in a greater simplicity of the construction procedures.

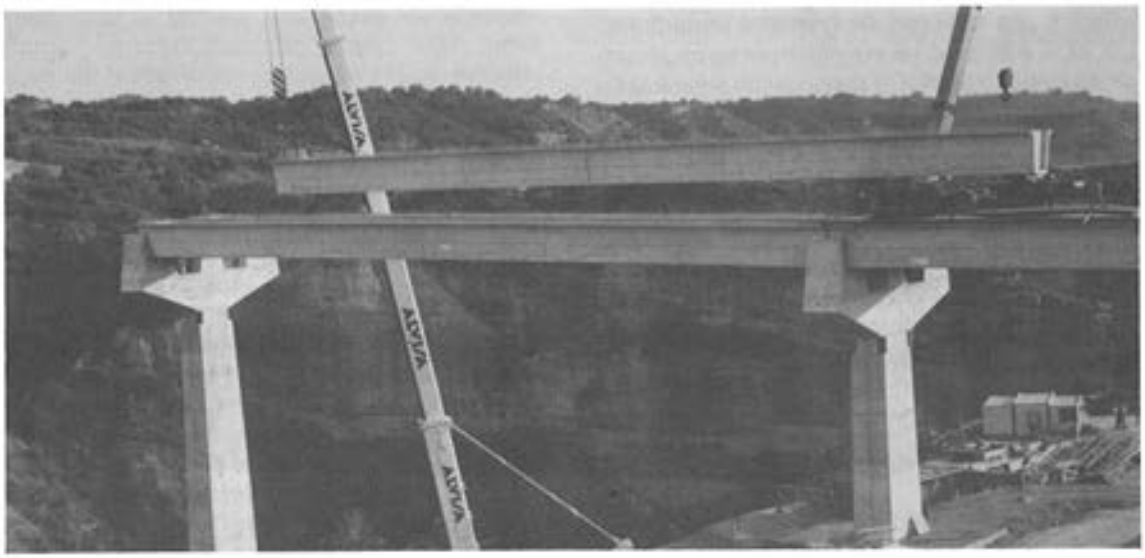
Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

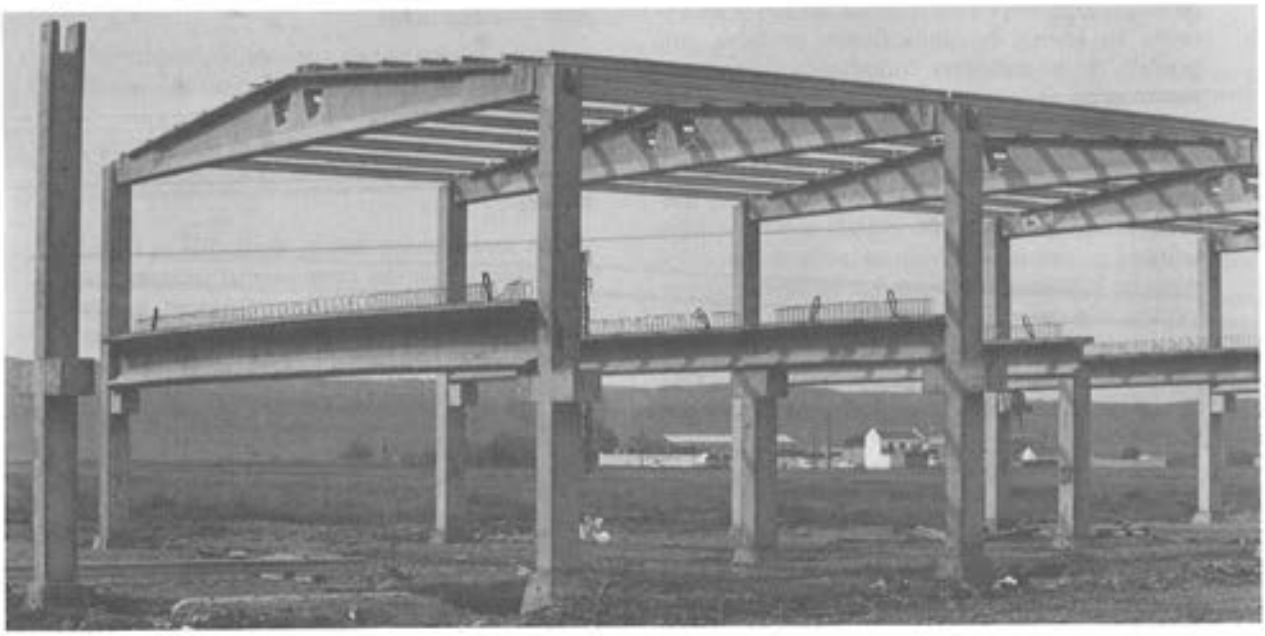
PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

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 20/11/2025

Dimensionamiento de Secciones con control de la rigidez

Francisco Morán
Dr. Ing. de Caminos
Instituto CC Eduardo Torroja

1. INTRODUCCION

La tendencia de los elementos de hormigón armado y pretensado hacia esbelteces crecientes, impulsada por las calidades y resistencias cada vez más elevadas de los materiales, por el proyecto mediante métodos cada vez más afinados y por el control de ejecución cada vez más riguroso, conduce a que estos elementos presenten importantes problemas derivados de su excesiva deformabilidad.

El procedimiento tradicional del dimensionamiento del hormigón, consistente en considerar condiciones puramente resistentes para la fijación de las dimensiones de las secciones y la obtención de sus armaduras, y comprobar *a posteriori* el cumplimiento de las condiciones deformacionales, se revela muchas veces inadecuado, al ser estas últimas condiciones determinantes para el dimensionamiento. Esta situación, característica en las estructuras metálicas y relativamente habitual en las de hormigón pretensado, comienza a ser frecuente en las de hormigón armado, sobre todo en forjados. Para el dimensionamiento de estos elementos resultaría, por tanto, de gran utilidad disponer de métodos y herramientas que permitieran tener en cuenta, de forma simultánea, las condiciones resistentes y las deformacionales. De esta forma, a costa de aumentar ligeramente la cuantía de armadura, y dentro de ciertos límites [2], resultaría posible garantizar el cumplimiento de estas condiciones sin necesidad de acudir a comprobaciones más rigurosas que exigen, en general, realizar varios tanteos sucesivos.

De una forma general, la rigidez de las secciones de hormigón es un dato necesario para el cálculo, no sólo de las deformaciones estructurales, sino también para el análisis de esfuerzos en estructuras hiperestáticas. Sin embargo, dicha rigidez no es conocida sino después de efectuar el dimensionamiento o armado. Por ello, la hipótesis usada tradicionalmente en el análisis lineal (figura 1), consistente en tomar para dicha rigidez el valor correspondiente a la sección bruta de hormigón, sin tener en cuenta la fisuración ni la existencia de armaduras, debe considerarse una aproximación grosera, que conduce a valores poco correctos de esfuerzos y deformaciones.

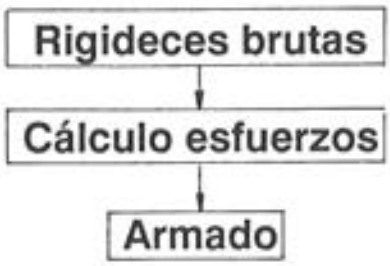


Fig. 1. Análisis lineal y dimensionamiento de estructuras de hormigón.

Un tipo de elementos y estructuras especialmente sensible a los valores de las rigideces es el constituido por los elementos y estructuras esbeltos comprimidos. En este caso, el efecto de las deformaciones sobre los esfuerzos puede ser determinante (teoría de segundo orden, efecto P - Δ). Por ello, la Instrucción Española del Hormigón [1] exige, para pórticos de 15 o más pisos, el empleo del análisis no lineal (figura 2). Este análisis puede hacerse de forma iterativa, corrigiendo en cada etapa las posiciones de los nudos de la estructura y las rigideces de sus elementos. A su vez, el conocimiento de dichas rigideces presupone el de las armaduras en cada sección, por lo que será necesario efectuar un dimensionamiento inicial y corregirlo, una vez que el proceso iterativo haya convergido, en función de los esfuerzos obtenidos, recomenzando si las armaduras han sufrido modificaciones

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

significativas. El esfuerzo numérico implicado es enorme, pudiendo estimarse entre dos y tres órdenes de magnitud por encima del exigido para un análisis lineal, lo que lo sitúa fuera del alcance de los medios generalmente disponibles.

Fig. 2. Análisis no lineal de estructuras de hormigón.

Como método alternativo al análisis lineal para este tipo de estructuras, que incluso podría sustituir al análisis no lineal en los casos en los que los efectos de segundo orden no sean especialmente importantes y en situaciones de tanteo y de predimensionamiento, puede proponerse el siguiente procedimiento (véase figura 3):

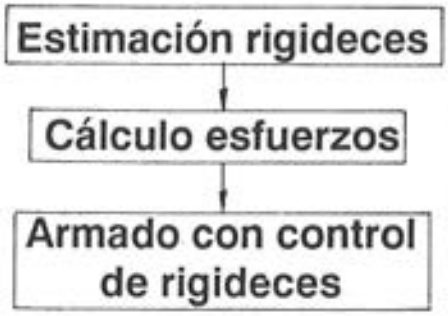


Fig. 3. Método propuesto.

Estimación de las rigideces de las secciones

Esta estimación debería basarse en la experiencia y buen criterio del proyectista, y tal vez en los resultados de un análisis lineal previo. Así, para vigas de cuantías normales, la rigidez podría oscilar entre el 30 y el 80 por 100 de la rigidez bruta (sección de hormigón solo, sin fisurar). Para pilares en flexión compuesta, también con cuantías normales, entre el 40 y el 100 por 100 de la rigidez bruta. Para pilares en compresión compuesta, entre el 90 y el 120 por 100 de la misma.

Análisis lineal de esfuerzos, en base a dichas rigideces

En el caso de estructuras comprimidas esbeltas sería en general necesario efectuar al menos dos pasos de este análisis para juzgar acerca de la importancia de los efectos de segundo orden (efecto P-Δ). El primer paso partiría de la estructura sin deformar o, todo lo más, de la estructura con una inclinación accidental correspondiente a la tolerancia constructiva. En el segundo paso se analizaría la estructura en la posición deformada resultante del primer paso. Si los momentos significativos en los elementos de la estructura no variaran en más de un 10 por 100, podría considerarse, de acuerdo con el Código Modelo del CEB [3], que la estructura es intraslacional a efectos de pandeo. En el caso de estructuras no esbeltas sería suficiente con un análisis lineal directo.

Dimensionamiento de secciones, con control de rigideces

En esta fase se obtendrían las armaduras teniendo en cuenta no sólo las condiciones resistentes (esfuerzos obtenidos en el análisis anterior), sino también las condiciones de rigidez. Se garantizaría así que las secciones obtenidas tuvieran rigideces concordantes con las estimadas inicialmente, lo que permitiría la validación *a posteriori* del análisis realizado.

En rigor, las deformaciones estructurales dependen no sólo de la rigidez de las secciones individuales, sino también de la deformabilidad global de los elementos, que integra las rigideces de las secciones a lo largo de los mismos, variables tanto por la variación de los esfuerzos como por la del armado. No obstante, para determinadas estructuras y piezas y considerando una cierta sistemática de armado, resulta posible relacionar, de forma aproximada, la deformabilidad de los elementos y de la estructura con la rigidez de algunas secciones características. Por ello resulta interesante la regulación de la rigidez de las secciones en el momento de su dimensionamiento.

El presente trabajo pretende, sobre la base de las ideas anteriores, explorar la forma de realizar un dimensionamiento de secciones con control de la rigidez.

2. DIMENSIONAMIENTO GRAFICO, MEDIANTE DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA

Sea una sección de hormigón armado o pretensado, de dimensiones dadas, y cuyas armaduras es preciso dimensionar. Se supone que estas armaduras se colocarán en la sección respetando una disposición de armado determinada (por ejemplo, armadura simétrica en dos capas) y con un recubrimiento mecánico prefijado, con lo que el dimensionamiento se reduce a la obtención del área total de armaduras A_s o, lo que es equivalente, de la cuantía mecánica w (relación entre la capacidad mecánica de la armadura $A_s f_{yd}$ y la del hormigón $A_c f_{cd}$).

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

Se trata de dimensionar esta sección para una solicitación normal dada, M_d, N_d (flexocompresión recta), controlando además que la rigidez R de la sección así dimensionada y sometida a dicha solicitación cumpla la condición $R \geqslant R_d$, siendo R_d una rigidez dada. Se entiende como rigidez de una sección la relación:

$$R = M/\theta$$

siendo:

M = Momento flector que actúa sobre la sección.
θ = Curvatura resultante en la misma.

La rigidez R, que en análisis lineal se toma de forma arbitraria igual al producto EI, siendo E el módulo de elasticidad del hormigón e I la inercia de la sección bruta (hormigón sin armaduras), es variable en análisis no lineal, dependiendo de los esfuerzos M_d, N_d y del armado de la sección.

En la figura 4 se han representado, de forma esquemática, los diagramas Momento-Curvatura correspondientes a una sección, para distintos valores de la cuantía mecánica w. Se supone que todos estos diagramas corresponden al valor constante del esfuerzo axil N_d que solicita la sección. En estos diagramas, la rigidez R de la sección viene representada por la relación entre el momento M y la curvatura θ, es decir, por la pendiente del segmento 0A. Tal como puede verse en la figura, al aumentar la cuantía de armadura las rigideces de la misma aumentan, disminuyendo sin embargo las curvaturas últimas (ductilidad decreciente de la sección).

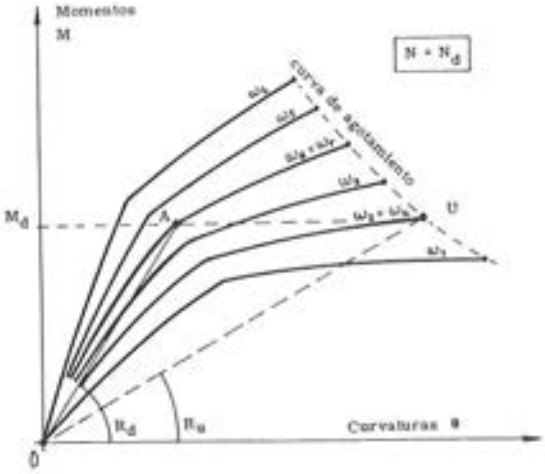


Fig. 4. Dimensionamiento mediante diagramas Momento-Curvatura.

Disponiendo de estos diagramas resulta fácil el dimensionamiento con control de rigideces. En efecto, si el valor del momento es M_d (véase figura 4), el dimensionamiento por condiciones exclusivamente resistentes correspondería al punto U, intersección de la recta $M = M_d$ con la curva de agotamiento. Este dimensionamiento conduciría a la cuantía de armado estricta o de agotamiento, w_u.

Si además se precisa que la rigidez R cumpla la condición $R \geqslant R_d$, habría que comparar el valor de R_d con el valor de R_u correspondiente al agotamiento. En el caso de que $R_u \geqslant R_d$, el dimensionamiento estricto sería aceptable. Por el contrario, en el caso de que $R_u < R_d$ (véase figura 4), habría que disponer una armadura $w_r > w_u$, por condiciones de rigidez, y la sección no llegaría a agotarse. La armadura w_r es la correspondiente al diagrama Momento-Curvatura que pasa por el punto A de intersección entre la recta $M = M_d$ y la recta 0A de pendiente R_d.

3. DIMENSIONAMIENTO NUMERICO. ABACOS DE DIMENSIONAMIENTO

Desde el punto de vista de la práctica de proyecto, el método anterior no resulta aplicable, ya que, por una parte, presupone disponer de una amplia colección de diagramas Momento-Curvatura y, por otra, exige efectuar construcciones gráficas sobre los mismos.

Por ello, parece lógico considerar la posibilidad de preparar ábacos para el dimensionamiento, tales como el representado, de forma esquemática, en la figura 5. Dichos ábacos, equivalentes a los diagramas de interacción utilizados habitualmente para el dimensionamiento de secciones en el estado límite último (condición resistente), incorporarían el control de la rigidez mínima de las secciones, dimensionadas de acuerdo con las ideas expuestas en el apartado anterior.

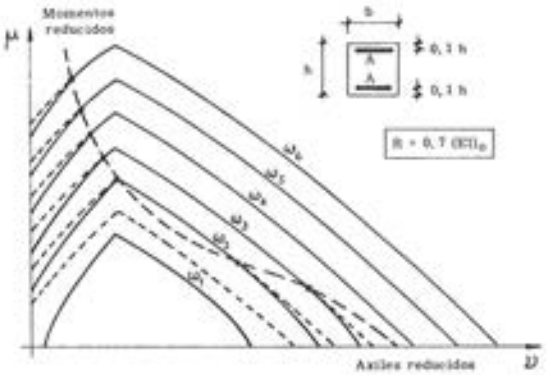


Fig. 5. Diagrama de interacción para secciones con rigidez controlada.

Un diagrama de interacción como el de la figura 5 sería adimensional y estaría preparado para proyectar secciones de una forma determinada (por ejemplo, rectangulares). Sería válido para un determinado tipo de acero y un valor determinado del límite elástico del mismo. También supondría una cierta distribución de armado (por ejemplo, armaduras iguales en dos caras opuestas) y un determinado valor del recubrimiento relativo. Hasta aquí los parámetros serían los mismos que los de los diagramas de interacción habituales. Además

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

correspondería a secciones con una rigidez relativa determinada. Esta rigidez relativa podría expresarse como un porcentaje determinado del valor correspondiente a la sección bruta de hormigón.

Para la preparación de estos diagramas deberían considerarse secciones con las características indicadas, armadas con cuantías crecuentes. Para cada valor de la cuantía la sección está completamente definida, y es preciso obtener la curva $w = w_i$ del diagrama. A su vez, parece lógico definir esta curva por puntos correspondientes a valores determinados del esfuerzo axil reducido ν (o, lo que es equivalente, del axil N_d). Para cada punto es preciso encontrar el momento reducido resistido μ.

Ahora bien, conocido el axil es posible construir el diagrama Momento-Curvatura de la sección y estudiar de forma numérica su intersección con la recta 0A de pendiente igual a la rigidez R_d dato (véase figura 4). En general, pueden presentarse tres casos (véase figura 6):

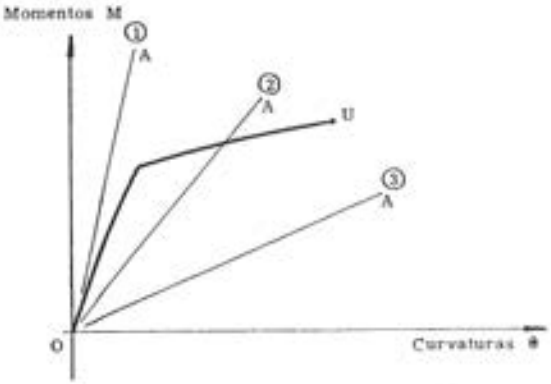


Fig. 6. Interseción del diagrama M-con la recta de rigidez dada.

1. La recta 0A queda por encima del diagrama de interacción, sin cortarlo. En este caso no es posible conseguir la rigidez suficiente con la cuantía de armadura considerada.

2. La recta 0A corta al diagrama de interacción. En este caso la solución del problema viene dada por el valor del momento M_d del punto de corte.

3. La recta 0A queda por debajo del diagrama de interacción, sin cortarlo. En este caso cualquier punto del diagrama cumple la condición de rigidez superabundante. El dimensionamiento estricto (cuantía de agotamiento) proporciona la solución más económica.

Para averiguar cuál de los tres casos es el aplicable para cada pareja de valores de la cuantía y del axil considerados, un procedimiento adecuado consiste en encontrar la rigidez última R_u (correspondiente al estado de agotamiento) y la rigidez inicial R_i (o rigidez tangente) de cada diagrama Momento-Curvatura, que serán los valores mínimo y máximo, respectivamente, de las rigideces de los puntos del diagrama. Estos valores se compararán seguidamente con el valor de la rigidez dada R_d, pudiendo presentarse los siguientes casos:

Si $R_d > R_i$ no habrá corte (caso 1).

Si $R_u \leqslant R_d \leqslant R_i$ habrá corte (caso 2).

Si $R_d < R_u$ no habrá corte (caso 3).

Como puede verse en la figura 5, el caso 3 se presenta por encima de una cierta curva del diagrama (curva de trazos). En dicha zona, el dimensionamiento con control de rigidez no exige aumentar la cuantía resultante con respecto a la estrictamente necesaria por condiciones resistentes. Por debajo de dicha curva, sin embargo, se produce un incremento de cuantía para garantizar la rigidez mínima (curvas de trazo lleno que quedan por debajo de las de trazos, correspondientes a cuantía estricta resistente). Esta situación corresponde a los casos 1 y 2.

En el caso 2, para encontrar el punto de corte, basta ir dando valores a la curvatura θ y para cada uno de ellos encontrar el punto del diagrama de interacción, obteniendo el valor del momento y de la rigidez, que como se ha dicho es igual al cociente M/θ, hasta conseguir que dicho valor sea igual al de la rigidez dato R_d. Para ello resulta conveniente emplear el método de bipartición, cuya convergencia está asegurada en un número finito de pasos (con 10 pasos la aproximación es suficiente a efectos prácticos), puesto que se conocen los extremos del intervalo en el que ha de encontrarse la solución.

La obtención de puntos del diagrama Momento-Curvatura de una sección definida, correspondientes a valores determinados de la curvatura θ, es un problema cuya solución es suficientemente conocida. Un procedimiento habitual para resolverlo consiste en dar valores a la profundidad x del eje neutro de deformaciones. Para cada profundidad x se conoce la posición completa del plano de deformaciones, por lo que pueden calcularse los esfuerzos M, N resultantes en la sección. La profundidad buscada es aquélla para la cual el axil N coincide con el axil prefijado N_d. Por tanto se trata de efectuar tanteos variando x hasta conseguir ajustar el axil N. Para ello puede aplicarse el método de la cuerda o de la *régula falsi*, más rápido que el de bipartición, ya que el axil N es una función que varía de forma monótona y regular con la profundidad x.

4. CONCLUSIONES

Como conclusiones más relevantes del presente trabajo pueden enunciarse las siguientes:

1. La rigidez de las secciones de hormigón armado y pretensado depende de la cuantía de armadura dispuesta en las mismas, dato que no es conocido de antemano. A su vez, esta rigidez determina las deformaciones y los esfuerzos. Ello obliga a los proyectistas, en situaciones en las que

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

dichos efectos son determinantes, a efectuar comprobaciones y recálculos complicados y laboriosos.

2. En muchos de estos casos resulta posible evitar estos recálculos, controlando la armadura en el momento de su dimensionamiento de forma que no sólo se cumplan las condiciones resistentes, sino también se garantice una rigidez concordante con la estimada inicialmente, empleando para ello una cantidad extra de acero que, normalmente, no es significativa.

3. El dimensionamiento con rigidez regulada puede hacerse, de forma sencilla, utilizando diagramas parecidos a los diagramas de interacción usuales, pero preparados para incorporar dichas condiciones de rigidez.

5. REFERENCIAS

1. Comisión Permanente del Hormigón: Instrucción EH-88 para el proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa o armado. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Madrid, 1988.

2. JESUS ORTIZ y ALFONSO DEL RIO: Cálculo de flechas según la Instrucción EH-88: Una propuesta alternativa. Seminario celebrado en el Instituto Eduardo Torroja el 15 de febrero de 1990. Parcialmente publicado en la revista Hormigón y Acero n° 173.

3. Comité Euro-international du Béton: Model Code 1990. Chapter 6: Ultimate Limit State of Buckling. Draft aprobado en la reunión de la Comisión Permanente III. Madrid, septiembre 1990. Sin publicar.

SUMMARY

The analysis of Reinforced Concrete structures and the computation of its deflections require the knowledge of the stiffness of its cross-sections. These stiffnesses are usually estimated by some rule-of-thumb, such as the value corresponding to the uncracked concrete without considering reinforcement. This paper suggests the possibility of making more realistic initial estimates of the stiffnesses, controlling later on the validity of these estimates when the actual reinforcement ratio is obtained. This design procedure can be implemented by means of interaction diagrams which permit to control the stiffness of the designed cross-sections.

* * *

Reunión de la Comisión de prefabricación de la F.I.P.

Coincidiendo con la celebración del XI Congreso Internacional de la F.I.P. que tuvo lugar en Hamburgo (R.F.A.), durante los días 4 al 9 de junio del presente año 1990, el viernes día 8 se reunión, en una de las Salas del Palacio de Congresos de dicha Ciudad, la Comisión de Prefabricación. Participaron en esta reunión 27 de sus Miembros, entre ellos, los representantes de España Señores Calavera y Piñeiro.

Con anterioridad a esta Sesión Plenaria de la Comisión, celebraron reuniones independientes, con el fin de preparar sus informes sobre los trabajos que tienen encomendados, los siguientes Grupos de Trabajo:

Día 6 de junio:

–de 9,00 a 1,00 horas el Grupo de "Estructuras Compuestas",.

–de 11,00 a 13,00 horas el Grupo de "Uniones entre elementos estructurales", y

–de 14,00 a 16,00 horas, el Grupo de "Garantía de Calidad".

En el Grupo de Trabajo de "Estructuras compuestas" está integrado el Subgrupo que, presidido por el Sr. Calavera, se ocupa de redactar las Recomendaciones para forjados construidos con viguetas y bovedillas. Estas Recomendaciones, junto con las de los otros Subgrupos de "Estructuras compuestas", constituirán un texto único aplicable al cálculo, ejecución y control de calidad de las estructuras construidas con elementos prefabricados. Este texto se encuentra bastante avanzado por lo que es posible que pueda publicarse antes de terminar el año actual.

En la Sesión Plenaria de la Comisión, se pasó revista a la labor que los diferentes Grupos de Trabajo vienen desarrollando y se discutieron los problemas que dichos Grupos tienen aún pendientes de resolver, entre los cuales cabe destacar los siguientes:

–Comportamiento en rotura, por flexión y cortante, de las losas aligeradas.

–Detalles de las uniones en apoyos sobre vigas, de dichas losas.

–Problemas de continuidad.

–Criterios para el cálculo mediante ensayos.

El martes día 5 de junio, los Miembros de la Comisión realizaron una excursión de día completo, para visitar las Factorías "IMBAU", "BARTRAM" y "BRESPA", de elementos prefabricados de hormigón pretensado, situadas en los alrededores de Hamburgo.

La próxima reunión de la Comisión de Prefabricación, se celebrará, en Moscú, en Abril de 1991.

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

Reunión del Consejo de la F.I.P.

Con ocasión del XI Congreso Internacional de la FIP, celebrado en Hamburgo durante los días 4 al 9 de junio del presente año 1990, el lunes día 4, el Consejo de la FIP tuvo su primera reunión correspondiente al año actual.

En ella, bajo la presidencia del Profesor R. Walther, participaron treinta y tres representantes de los diferentes Grupos Nacionales integrados en la Federación, y los Presidentes de las nueve Comisiones Técnicas actualmente en funcionamiento. La representación del Grupo Nacional español, la ATEP, la ostentó el Sr. Piñeiro.

Entre los diversos temas tratados dentro del Orden del día previsto, merecen comentarse, para conocimiento y debida información de nuestros Asociados, los siguientes:

–El Tesorero, Mr. Clark, presentó y comentó el balance de ingresos y gastos correspondiente al pasado año 1989 y el presupuesto para 1990. En este presupuesto se prevé un déficit de 15.000 libras esterlinas, aproximadamente, tomando como base los importes de las cuotas que actualmente vienen abonando los diferentes Grupos Nacionales. Hizo notar que estas cuotas no se han modificado desde hace varios años.

En vista de todo ello y aunque el déficit previsto para el presente año podría ser absorbido por las actuales reservas de capital, no se consideró prudente mantener esta situación y, por lo tanto, se propuso incrementar los importes de las presentes cuotas en un 10 por 100, lo que supondrá aumentar los ingresos anuales, 5.000 libras esterlinas.

Después del correspondiente debate, la propuesta del Tesorero fue aprobada. Por consiguiente, a partir de 1991, la cuota que corresponde abonar al Grupo Nacional español es de 6.000 francos suizos.

–Con el fin de mejorar la cooperación entre las diversas Asociaciones Técnicas Internacionales, se ha constituido un Comité de Enlace con representantes, por el momento, de la FIP, el CEB, el ACI y la IABSE. Este Comité intentará coordinar los trabajos que actualmente vienen realizando las Comisiones que las diferentes Organizaciones tienen constituidas, evitando duplicidades y procurando colaboraciones. Asimismo, tratará de establecer un calendario compatible de las reuniones (Coloquios, Simposios, Congresos, etc.) programadas por dichas Organizaciones.

–Se debatió ampliamente la mejor forma de llevar a cabo la necesaria colaboración con los Comités Europeos de Normalización que, en la actualidad, trabajan en la redacción de las Normas únicas que habrán de regir, en toda la Comunidad Europea, para las estructuras y productos de la construcción.

–Con respecto al Congreso de Hamburgo se informó que, hasta el pasado 31 de mayo, se habían inscrito 800 participantes con 200 acompañantes. Se esperaba que al iniciarse las Sesiones se efectuarían otras 150 inscripciones, por lo menos.

–Los Presidentes de las distintas Comisiones Técnicas de la FIP presentaron Informes de los trabajos que vienen desarrollando. De ellos conviene destacar los siguientes:

- Por uno de los Grupos de Trabajo de la Comisión 2 "Aceros y sistemas de pretensado", ha quedado aprobado el ensayo de tracción desviada para los aceros de las armaduras de pretensado.

- Está en discusión el valor que debe fijarse, como límite inferior, para la resistencia de los hormigones denominados "de alta resistencia". Aunque todavía no se ha alcanzado un acuerdo definitivo, parece que dicho valor se fijará en 800 kg/cm^2.

- La Comisión 3 "Práctica de cálculo", ha concluido y publicado el trabajo que estaba preparando. Es de carácter eminentemente práctico y en él se incluyen una serie de ejemplos de cálculo de diferentes tipos de elementos estructurales.

Por otra parte, el Profesor Walther, que hasta ahora llevaba la Presidencia de esta Comisión, ha tenido que abandonar el cargo como consecuencia de sus muchas ocupaciones como actual Presidente de la FIP. Para sustituirle ha sido designado el Profesor J. Appleton, de Portugal.

- Finalmente, debe mencionarse que, según informó el Presidente de la Comisión 6 "Estructuras marítimas", en estos momentos la Comisión está estudiando cómo deben hacer frente, las estructuras marítimas flotantes, a los riesgos sísmicos.

–Se informó sobre las próximas reuniones internacionales programadas por la FIP. Son las siguientes:

- El Simposio de 1991, se celebrará, en setiembre, en Beijing (China).

- El de 1992, en Budapest, (Hungría), en el mes de mayo.

- El de 1992, en octubre, en Kyoto (Japón).

- El Congreso de 1994, en Washington (USA), a finales de mayo o principios de junio.

- Se anunció también que la FIP patrocinará las II Jornadas Argentinas del Pretensado, programadas para octubre del actual año 1990.

En cuanto a las próximas reuniones del Consejo, se acordó lo siguiente:

- La segunda de 1990 se celebrará, en Lausana (Suiza), a finales de setiembre.

- La primera de 1991, en la primavera, en Stavanger (Noruega), y la segunda, en Beijing (China), coincidiendo con el Simposio de la FIP.

- La primera de 1992, se convocará para el mes de mayo, en Budapest, coincidiendo también con el Simposio previsto.

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

Proyecto de tableros de puentes de vigas pretensadas con ayuda del computador

A. Recuero,
J.P. Gutiérrez,
O. Río
Dres. Ingenieros de Caminos
Instituto Eduardo Torroja

J.A. Tinao
Dr. Ingeniero de Caminos
PRAINSA

INTRODUCCION

Para puentes de tramos isostáticos de luces moderadas, la utilización de vigas prefabricadas pretensadas, con losa superior hormigonada "in situ", es, en la mayoría de los casos, una solución rápida de ejecución y económica.

En este artículo se describe un programa para el diseño automático de este tipo de puentes, que reduce el tiempo dedicado a la preparación de datos e introducción de los mismos en el computador. Las vigas pretensadas han de ser todas de igual sección transversal, y pueden ser en I o en cajón. La planta del puente puede ser un cuadrilátero cualquiera. Las vigas pueden estar regular o irregularmente espaciadas, conservando las distancias relativas en ambas líneas de apoyos.

El programa pide los datos mínimos indispensables para definir el puente, proponiendo una serie de valores por defecto, y permite la modificación de todos los datos. A partir de estos datos genera un emparrillado, determinando sus características topológicas, geométricas y mecánicas, así como las hipótesis de carga. Existen dos versiones, una para puentes de carretera y otra para puentes de ferrocarril, y en ambos casos las aceras pueden ir según las vigas o según una dirección transversal a las mismas (puentes pérgola). El programa permite modificar las hipótesis de carga así como las características mecánicas de las barras del emparrillado y las condiciones de apoyo. Seguidamente, calcula los desplazamientos y los esfuerzos en el emparrillado y, con estos resultados, procede a determinar el pretensado de las vigas así como las armaduras pasivas de las vigas y de la losa.

Este trabajo es parte del proyecto 88VA223 "Desarrollo de sistemas CAD para el proyecto completo de estructuras de hormigón", financiado por la DGICYT que se desarrolla en el Instituto Eduardo Torroja del CSIC.

DEFINICION DEL PUENTE

La planta del tablero se define por las coordenadas de los puntos de intersección de las líneas de apoyo con los bordes libres. Los ejes de las vigas extremas se consideran paralelos a los bordes, en tanto que las vigas intermedias pueden situarse a criterio del proyectista, cumpliendo la condición indicada en la Fig. 1, ésto es, deben ser paralelas o sus ejes deben pasar por un punto común (centro de abaniqueo).

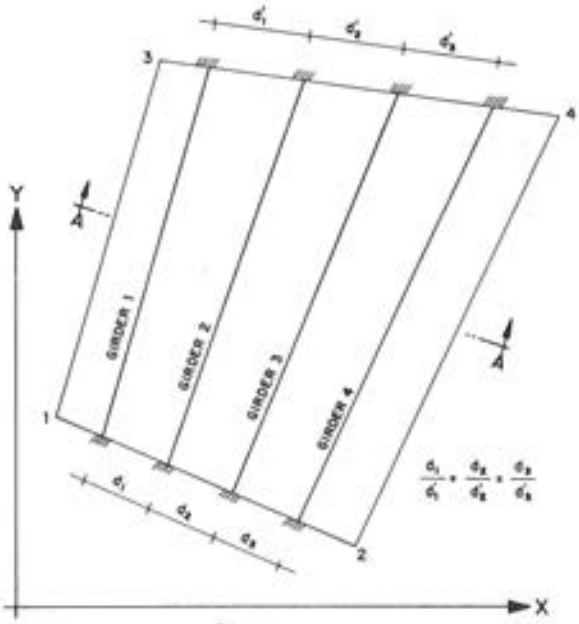


Fig. 1

En el caso de puentes de ferrocarril, la posición de cada una de las vías sobre el tablero se define mediante las coordenadas de dos puntos de paso del eje de cada vía. Las vías pueden ser de ancho métrico, español o internacional, y se admite que sólo uno de los carriles de las vías pueda estar dentro del tablero del puente.

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

Las vigas se describen mediante una serie de trapecios consecutivos que representan el área de hormigón, las distancias al eje del contorno interior en las vigas cajón, el número y posición de los posibles cables de pretensado, la descripción de la armadura de piel y los estribos, constantes o variables, incluyendo su forma y marca (Fig. 2). Los cables se suponen rectos y todos ellos de la misma sección transversal y sometidos a la misma fuerza de pretensado inicial.

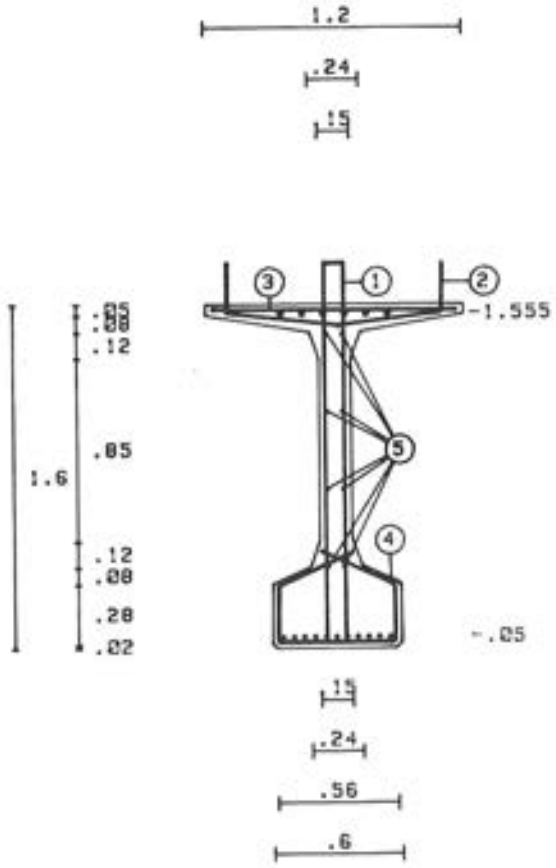


Fig. 2

Para la determinación de los esfuerzos y desplazamientos producidos por las acciones ejercidas sobre el tablero completo, se ha elegido el modelo de emparrillado plano. Las vigas se idealizan mediante una secuencia de barras longitudinales, entrelazadas por otras barras transversales paralelas entre sí. Se sitúa una fila de barras transversales en cada una de las intersecciones de las vigas con las líneas de apoyo, y en la parte central del tablero se sitúa el número de filas que decida el proyectista, regularmente espaciadas. Las condiciones de apoyo generadas consisten en coartar el descenso en los nudos sobre las líneas de apoyo. Los nudos se numeran por filas de barras transversales, de atrás hacia adelante y de izquierda a derecha, dentro de cada fila (fig. 3).

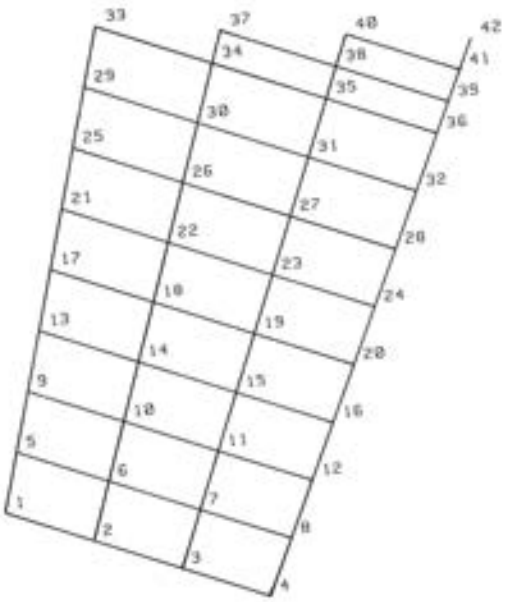


Fig. 3

Para el cálculo de las características mecánicas de las barras longitudinales, se tiene en cuenta la parte correspondiente de losa superior, la cual puede ser de ancho variable en cada barra. El momento de inercia se toma con respecto al eje que pasa por el centro de gravedad de una sección transversal media del tablero. En el caso de vigas cajón, la rigidez torsional considerada corresponde a una sección cerrada que incluye la losa superior.

El momento de inercia de las barras transversales se toma con respecto al eje que pasa por el centro de gravedad de la losa. Cuando se utilizan vigas cajón, se supone que las barras transversales tienen trozos infinitamente rígidos en los extremos, en una longitud igual a la mitad del ancho de la viga cajón.

HIPOTESIS DE CARGA

Para la generación automática de las cargas, el programa tiene en cuenta las respectivas instrucciones españolas para puentes de carretera y de ferrocarril.

A efectos de su consideración en las combinaciones, las hipótesis de carga se clasifican en tres grupos:

—Cargas Permanentes: son cargas cuyo efecto ha de considerarse siempre en cada sección, independientemente de que resulte favorable o desfavorable; de este tipo son las hipótesis de peso propio de las vigas y de la losa y la de peso muerto.

—Cargas Variables: son cargas cuyos esfuerzos deberán ser tenidos en cuenta en la sección, siempre que sean desfavorables. Tal es el caso de la sobrecarga distribuida.

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

—Cargas Excluyentes: se trata de grupos de hipótesis de carga incompatibles entre sí. Esto es, en una sección dada, sólo deberá considerarse, para cada uno de estos grupos, la hipótesis más desfavorable, si es que existe alguna. Pueden existir varios grupos de hipótesis de este tipo, teniendo que elegir una o ninguna hipótesis de cada uno de los grupos; es el caso del tren de cargas en carreteras (un solo grupo de excluyentes) o de los trenes de cargas de vías de ferrocarril (un grupo para cada una de las vías).

Cuando existen más de dos vías, los coeficientes que se aplican en la combinación lineal dependen, en cada sección, del esfuerzo que se esté considerando. Estos factores pueden reducirse para las cargas menos desfavorables.

Las hipótesis de carga correspondientes a peso propio de vigas y de losa, no se incluyen entre las hipótesis de carga del emparrillado, ya que ambas han de ser soportadas por las vigas de forma independiente, sin poder contar con la colaboración de las contiguas, ya que el hormigón de la losa está todavía fresco cuando ambas cargas actúan. El programa calcula los esfuerzos en los mismos puntos de las vigas que corresponden a nudos del emparrillado, con objeto de poder compatibilizar los resultados de estas dos hipótesis con los de las restantes.

Respecto de las hipótesis de carga muerta, en cada una de las barras longitudinales, actuarán los pesos de aglomerado o balasto, más vías, aceras, barreras y barandillas que existan en su zona de influencia, como cargas repartidas en la longitud correspondiente, y, en su caso, un torsor uniformemente repartido.

Respecto de la hipótesis de sobrecarga variable, en puentes de carretera el programa genera tantas hipótesis como vigas, cargando en cada una de ellas todas las barras longitudinales pertenecientes a dicha viga con una sobrecarga uniformemente repartida, y, en su caso, un torsor uniformemente repartido. En puentes de ferrocarril las sobrecargas sobre las aceras se reflejan en dos hipótesis correspondientes a las aceras izquieda o derecha.

En puentes de carretera el programa pasea automáticamente el carro por el tablero, respetando las distancias mínimas a las aceras, con objeto de poder obtener las envolventes de esfuerzos cortantes y momentos flectores, pudiendo además elegirse posiciones adicionales del carro.

Para cada una de las posiciones del centro de gravedad del carro, se alinea su eje con el centro de abaniqueo de las vigas, repartiendo la carga de cada rueda entre los nudos del emparrillado que la rodean. En puentes de ferrocarril, el tren A (máquina) es paseado a lo largo de cada vía, en posiciones distantes aproximadamente 1 m, mientras que el tren B (vagones) se coloca en la vía ocupando toda su longitud.

Dado que las posiciones de las vigas y de las vías pueden ser cualesquiera, el procedimiento seguido para transformar estos trenes en cargas sobre el emparrillado tiene dos pasos. En el primero, las cargas sobre cada carril, concentradas sobre el centro de gravedad de trozos de 0,50 m, se reparten entre los nudos circundantes del emparrillado. En el segundo paso, estas cargas sobre nudos se transforman en cargas sobre barras longitudinales que varían de forma continua.

ESFUERZOS DE CALCULO

Con objeto de mantener la simetría de armado de las vigas respecto de la sección central, la determinación de los esfuerzos que se producen en una sección cualquiera de una viga en las distintas situaciones de carga que haya que considerar, se hace por intermedio de unas leyes de cargas ficticias deducidas a partir de los valores de los esfuerzos calculados en el emparrillado.

Así, para cada viga, las cargas de peso propio, carga muerta y sobrecarga se sustituyen por sendas hipótesis de carga uniformemente repartidas a lo largo de la viga, en la longitud adecuada, según se trate de calcular el máximo momento flector o el máximo esfuerzo cortante y su momento flector correspondiente.

Respecto a las sobrecargas de carro (puentes de carretera) y de tren (puentes de ferrocarril) el programa determina la envolvente de momentos flectores y la de esfuerzos cortantes, así como el momento flector asociado con el cortante máximo en cada sección, considerando el más desfavorable de los valores correspondientes a las dos secciones simétricas respecto del centro.

En el modelo utilizado, la losa superior del tablero se idealiza por medio de las vigas transversales. Los esfuerzos calculados por medio del emparrillado en estas barras, representan los esfuerzos que se producen en la losa debidos a la deformación diferencial de las vigas. En el caso de vigas cajón, al calcular el momento de inercia de las barras transversales se tiene en cuenta la diferencia entre luz libre entre los cajones y la distancia entre ejes. Además, los momentos en los extremos de las barras entre cajones pueden deducirse de los obtenidos del emparrillado, suponiendo que las barras tienen tramos de rigidez infinita en sus extremos.

A estos esfuerzos deben añadirse los que denominaremos esfuerzos locales, que son los producidos por las cargas sobre los vanos entre vigas o en los voladizos extremos. Para la determinación de estos esfuerzos locales pueden utilizarse modelos de vigas simples, biempotradas, o las fórmulas de Westergaard. Para el armado de la losa el programa procede por bandas de barras transversales, con objeto de

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

poder superponer, de una forma simple, los esfuerzos calculados por medio del emparrillado con los esfuerzos locales.

DETERMINACION DE LAS ARMADURAS ACTIVAS Y PASIVAS EN LAS VIGAS

Para cada viga del puente se determinan, en función de las solicitaciones pésimas que actúan en cada sección, el número de cables de pretensado necesarios, el refuerzo de flexión con armadura pasiva para cumplir los requisitos de seguridad frente a rotura, y la armadura transversal para resistir los esfuerzos cortante y rasante.

El número de cables de pretensado se fija de forma que las tensiones de tracción y compresión en el hormigón de la viga y de la losa superior del tablero estén dentro de los límites admisibles establecidos. Esta comprobación se realiza para las distintas fases del proceso constructivo y de uso normal de la estructura, que generalmente comprenden las siguientes etapas: Prefabricación de las vigas, hormigonado de la losa superior del tablero, colocación de las cargas muertas y actuación de las sobrecargas de uso durante la vida útil del puente. En cada etapa se consideran las correspondientes pérdidas de pretensado.

El programa permite modificar el número de cables de pretensado de la viga, alojados tanto en la cabeza superior como en la cabeza inferior, para obtener diseños adecuados frente a las solicitaciones actuantes. Si es necesario, se procede al envainado de los cables en el extremo de la viga, con objeto de que las tensiones en el hormigón no superen las tensiones máximas admisibles.

El refuerzo de flexión con armadura pasiva se determina de forma que la relación entre el momento último de rotura de la sección de la viga y el momento pésimo solicitante sea igual o mayor que el coeficiente de seguridad adoptado. La armadura transversal para resistir el esfuerzo cortante se determina de acuerdo con lo establecido en el artículo 48 de la Instrucción Española EP-80, respetando la cuantía mínima establecida en dicha norma.

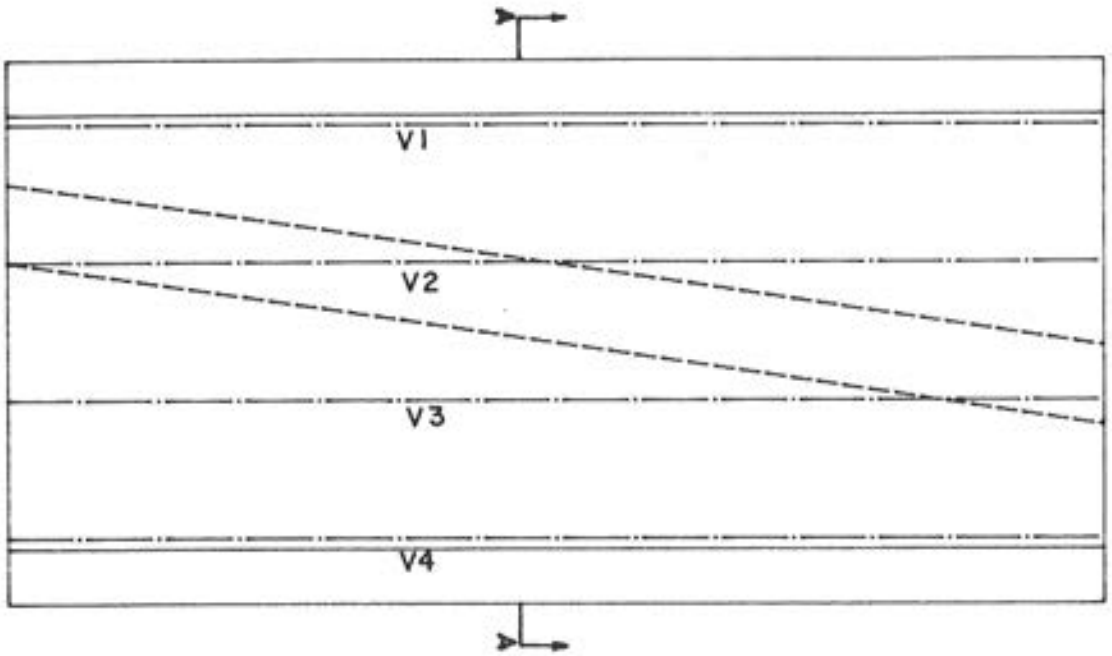


Fig. 4

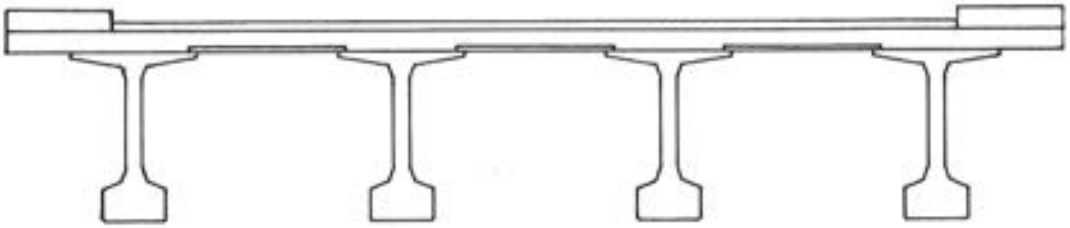


Fig. 5

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

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

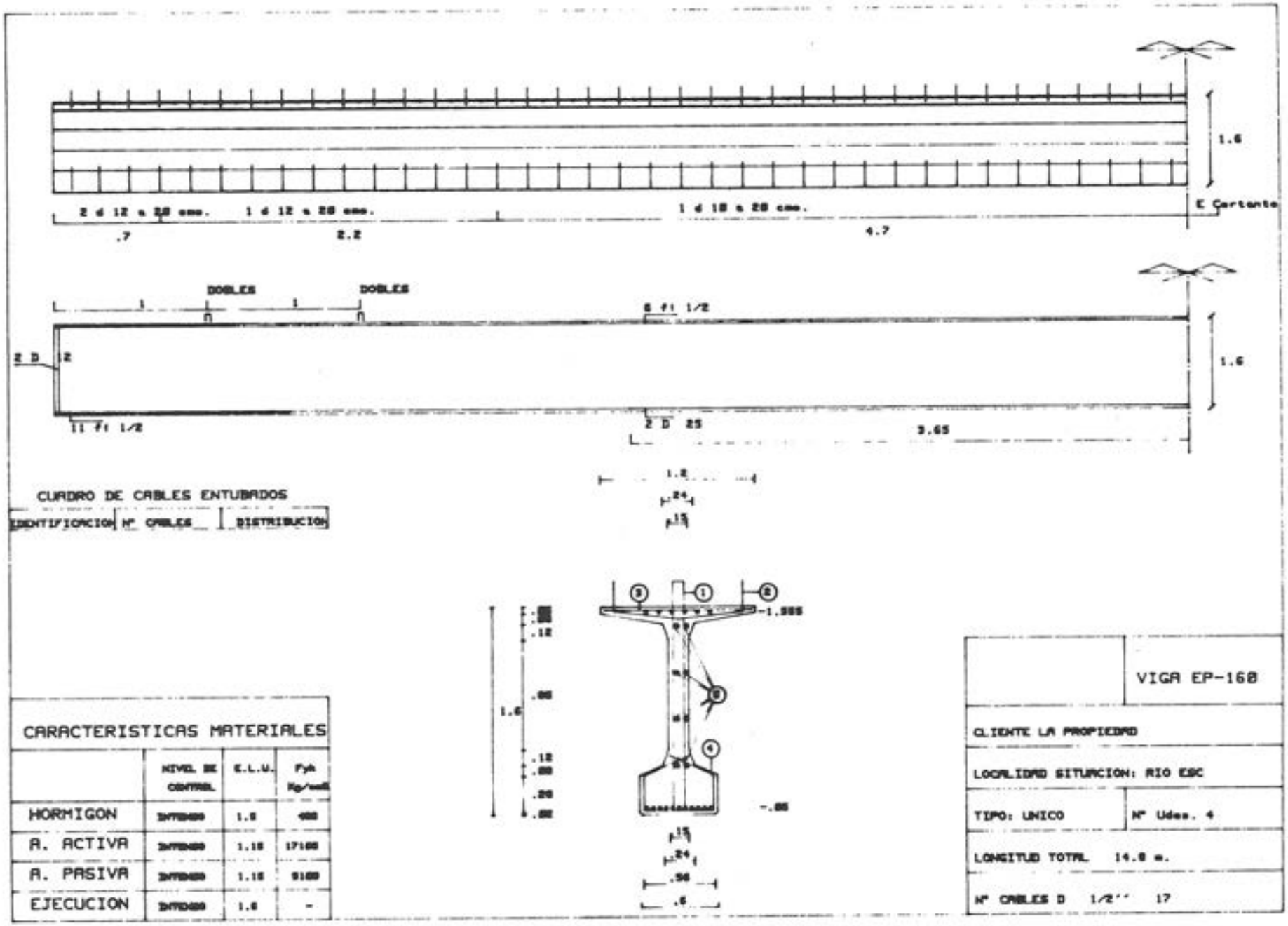


Fig. 6

SALIDA DE RESULTADOS

El programa puede producir una serie de resultados intermedios y finales, ya sean numéricos o gráficos, utilizando como dispositivo de salida la pantalla, la impresora o el plotter.

Puede producir un listado completo de los datos del tablero, así como el dibujo de la planta, indicando la posición de las vigas, aceras, vías, etc. (Fig. 4). Así mismo, puede dibujar una sección transversal media del tablero (Fig. 5) y un esquema del emparrillado (Fig. 3).

Puede imprimirse un listado completo de los datos del emparrillado y de las hipótesis de carga consideradas. La impresión de los resultados del cálculo de estructuras (desplazamientos de los nudos, esfuerzos en los extremos de barras y reacciones en los apoyos) puede hacerse del conjunto o seleccionando los nudos o las barras de los que se quieran obtener los resultados.

Los esfuerzos de diseño pueden también imprimirse detallando la contribución de cada una de las hipótesis de carga para obtener estos esfuerzos. El proceso de cálculo puede imprimirse de forma completa o de forma resumida. Las vigas se describen gráficamente tal como se indica en la fig. 6, donde se presentan dos alzados de la mitad de una viga, indicando los cables de pretensado, las armaduras longitudinales y transversales, las distintas zonas para las armaduras transversales variables, los ganchos para transporte, etc. Además, se presenta la sección transversal de la viga considerada, debidamente acotada e indicando la marca utilizada para designar las diferentes armaduras longitudinales y estribos, así como los cables de pretensado. Se indican, además, las características de los materiales y el cuadro de cables entubados.

En la fig. 7 se presenta una tabla de la misma viga, donde se da una descripción completa de cada una de las armaduras y sus mediciones, teniendo en cuenta las diferentes zonas para el caso de estribos variables y el solape de las barras cuando éste es necesario.

Por último, el programa determina el volumen de hormigón requerido y las medidas y pesos de los cables de pretensado y de las armaduras calculadas, con el fin de obtener el presupuesto estimado de ejecución de cada viga.

Las mediciones globales del puente se obtienen sumando la medición parcial de cada viga y la correspondiente a la losa superior del tablero. La obtención de las mediciones globales permite calcular el presupuesto de la estructura y, en definitiva, comparar si la solución adoptada es más o menos económica que otras.

CONCLUSIONES

Para puentes de tramos isostáticos de luces moderadas, la utilización de vigas prefabricadas pretensadas, con losa superior hormigonada "in situ", es, en la mayoría de los casos, una solución rápida de ejecución y económica.

La automatización del proceso de diseño reduce el tiempo dedicado a la preparación de datos e introducción de los mismos en el computador.

La facilidad de modificación de datos y la rapidez de obtención de resultados, permite al proyectista la comparación de distintas soluciones y, en consecuencia, la optimización del proyecto.

El programa descrito en este trabajo permite el proyecto completo de este tipo de puentes en un caso muy general de forma de la planta; tipo y situación de vigas (I o cajón) y utilización del puente (normal o pérgola, carretera o ferrocarril).

Además de la generación automática de datos, el programa permite la modificación de algunos de ellos, posibilita la introducción de vigas riostras, y la consideración de otras hipótesis de cargas o desplazamientos impuestos no contemplados en la generación automática.

MARCA	Ø1 mm.	N PIEZAS	LONGITUD m.	FORMA L=cm.	LONG. TOT	PESO kg/m	PESO kg	TOTALES
1A	2 ø 12 a 20	14	3.61		50.54	1.78	89.74	89.74
1B	1 ø 12 a 20	22	3.61		79.42	.89	70.51	160.25
1C	1 ø 10 a 20	23	3.61		83.03	.62	51.20	211.45
2	5	74	1.47		108.55	.22	24.39	24.39
3	5 ø .2	1	1.14		14.74	57.00	840.18	840.18
4	5	74	1.83		135.30	.28	37.88	37.88
5	8	8	14.74		120.48	.39	47.54	47.54
6	25	2	7.30		14.60	3.85	56.26	56.26
9	12	4	4.17		16.66	.89	14.79	14.79

Fig. 7

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

El diseño se realiza viga a viga, lo que permite optimizar cada viga en función de las solicitaciones que recibe, si bien esta solución requiere un control estricto de su colocación en la situación que le corresponda dentro del puente. Opcionalmente, puede considerarse para todas las vigas el mismo pretensado que para la más desfavorable de ellas, calculando en tal caso el resto de las armaduras de acuerdo con este pretensado.

La edición de la memoria de cálculo, incluyendo mediciones y planos de detalle de armado, facilita la elaboración de todos los documentos del proyecto.

BIBLIOGRAFIA

1. ROWE, R.E.; "Concrete Bridge Design", John Wiley Sons, Inc., London 1962.

2. MANTEROLA, J.; "Cálculo de tableros por el método del emparrillado", Hormigón y Acero, nº 122, pp. 93-148, Madrid 1977.

3. SAMARTIN, A.; "Cálculo de estructuras de puentes de hormigón", Editorial Rueda, Madrid 1983.

RESUMEN

En este trabajo se presenta un programa para el diseño automático de puentes de tramos isostáticos de luces moderadas, compuestos de vigas prefabricadas pretensadas con losa superior hormigonada "in situ". La planta del puente puede ser un cuadrilátero cualquiera (tanto las líneas de apoyo como los bordes libres pueden no ser paralelos). Las vigas pueden ser I o cajón. El programa permite proyectar, tanto puentes de carretera como de ferrocarril. El proyectista debe dar al sistema los datos mínimos indispensables para definir el puente y obtiene, en forma numérica y gráfica, los datos y resultados del análisis estructural, los cálculos de pretensado y las armaduras pasivas de las vigas y de la losa superior, así como las mediciones y una estimación del costo total de la estructura.

SUMMARY

This paper describes the main features of a system for designing single span bridge decks formed by prestressed girders that are joined by a top slab. This type of bridge deck can be mounted speedily and economically for medium span isostatic bridges. The plan of the bridge may be any quadrilateral (non-parallel support lines and non-parallel edges). Girders may be either I or box shaped. The system can be used to design road or rail bridges. The designer provides the system with the minimum necessary data and the system returns, in numerical and graphical form, the data and the results of the structural analysis, the calculation of the prestressing cables and all the detailing of the girders and top slab.

* * *

Novedad editorial del Centro de Publicaciones del MOPU

La Subdirección de Normativa Básica y Tecnología, de la Dirección General para la Vivienda y Arquitectura, del MOPU, continuando la labor desarrollada desde el año 1978 en que se publicó el primer "Indice de Disposiciones relacionadas con la Edificación" para mantener informado al Sector de la Edificación sobre la legislación vigente y consciente de la importancia de esta actividad, acaba de publicar el Anexo que actualiza la legislación promulgada hasta el 1 de junio de 1987.

Esta recopilación de Disposiciones, de la que son autoras Dª Angeles Castro Sánchez, Licenciada en Derecho y Dª María Luisa Sánchez-Laulhé Alcolado, Arquitecta, consta de dos partes bien diferenciadas.

La primera, ordenada por una serie alfabética de epígrafes, recoge la legislación del Estado y la segunda la de las Comunidades Autónomas, a su vez ordenada utilizando los mismos epígrafes de la primera parte.

Acompañando el texto de cada disposición figura una breve reseña acerca del objeto, ámbito de aplicación y contenido.

Se completa la publicación con un índice alfabético de términos utilizados en la edificación que facilita la búsqueda de la legislación sobre un determinado tema.

Los interesados en adquirir esta publicación deberán dirigirse a:

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO
Centro de Publicaciones
Pº de la Castellana, 67
28071 MADRID

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

Simposio Internacional sobre traviesas ferroviarias, prefabricadas, de hormigón

Organizado por la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, con la colaboración del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, se va a celebrar en la mencionada Escuela, durante los días 8 al 11 de abril de 1991, un Simposio Internacional para estudiar y discutir los problemas que plantea la utilización de traviesas ferroviarias, prefabricadas, de hormigón.

En este Simposio se tiene previsto tratar con detalle los siguientes temas:

A. El proyecto.
B. Ensayos en laboratorio y en vía.
C. Prefabricación.
D. Sistemas de transporte y montaje.
E. Mantenimiento.
F. Control y garantía de calidad.
G. Análisis de fallos.
H. Investigación.
I. Análisis económico-financiero.

Los interesados en participar en dicho Simposio, deberán dirigirse a:

Colegio de Ingenieros de Caminos
(Simposium Traviesas)
Almagro, 42
28010 MADRID - España

* * *

Comisión Española de Geotextiles

En fecha reciente, se ha constituido la "Comisión Española de Geotextiles", dentro de la A.T.C., presidida por el Subdirector General de Planificación y Proyectos de la Dirección General de Carreteras del MOPU.

En el artículo nº 1 del Reglamento de la citada Comisión, en el que se explican sus objetivos, se dice:

"Art. 1. La Comisión Española de Geotextiles se constituye como una Organización técnica especializada en el seno de la Asociación Técnica de Carreteras, organización sin fines lucrativos políticos o comerciales, con el objeto de aglutinar los esfuerzos de los distintos sectores, intereses y puntos de vista técnicos implicados en la investigación, fabricación, proyecto, normalización, desarrollo y utilización de los geotextiles, geomembranas, geomallas y productos similares (en adelante Geotextiles) en el ámbito de la construcción en España, y representar dichos esfuerzos en las Organizaciones Técnicas internacionales interesadas en temas afines, y muy particularmente la International Geotextile Society (IGS), de la que se propone actuar en España como "Capítulo" o "Rama" nacional".

Los interesados en solicitar su ingreso en la referida Comisión, deberán dirigirse por escrito a la Sede de la misma en calle Monte Esquinza, 24 - 4º D. 28010 Madrid, a la atención del Secretario de la A.T.C./A.I.P.C.R.

* * *

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

Incrementos dinámicos en puentes de carretera

1. INTRODUCCION

Dado el interés del MOPU en el conocimiento de los parámetros que afectan a la magnificación de la respuesta de un puente debido a los efectos dinámicos, interés motivado por la previsible futura actualización de las Instrucciones de cálculo, en lo que se refiere a las acciones que se deben considerar, así como por la necesidad de la previsión de los esfuerzos máximos a que pudieran estar sometidas algunas estructuras al paso de vehículos excepcionales, en el año 1985 la Dirección General de Carreteras encargó al Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX el estudio y diseño de un ensayo dinámico estandarizado para la determinación del coeficiente de impacto en puentes de carretera (1), (2). Este trabajo, cuyo desarrollo tuvo una duración de dos años, comprendió la realización de las siguientes fases:

–Elaboración de una recopilación bibliográfica sobre el tema.

–Diseño de un ensayo dinámico que permitiera la obtención del coeficiente de impacto.

–Puesta a punto de la instrumentación necesaria en estos ensayos para la toma de datos y el análisis de los mismos.

–Realización de unas primeras pruebas para evaluación de la metodología utilizada.

Como continuación de este trabajo se decidió, utilizando la metodología anterior, obtener los valores del coeficiente de impacto, al que denominaremos, más correctamente, a partir de ahora, incremento dinámico, en quince puentes de carretera de distinta tipología.

2. ESTRUCTURAS ENSAYADAS

Se han ensayado, tal como se ha adelantado, quince puentes de carretera, todos ellos de hormigón pretensado, y cuyas tipologías, en cuanto al tablero, hemos agrupado en cuatro clases distintas:

–Puentes con tablero de vigas prefabricadas y sección en I.

–Puentes con tablero de vigas prefabricadas y sección en artesa.

–Puentes con tablero de losa continua de espesor uniforme.

–Puentes con sección en cajón o en π.

El Cuadro 1 recoge las características básicas de la geometría de los puentes y la figura 1 muestra las secciones de los tableros de todas las estructuras ensayadas.

Respecto a la anterior tipología cabe hacer los siguientes comentarios:

Luces: Las luces máximas oscilan entre los 21,30 m del puente A1, de sección en vigas artesa, y los 90,00 m del puente C1, de sección en cajón y construido por voladizos sucesivos.

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

CUADRO 1

Características de las estructuras

Puente	Tipo	Luz tramo	Luz máxima	Ancho	Esviaje	N° tramos
V - 1	Vigas	37,70	37,70	12,00	NO	21
V - 2	"	25,72	25,72	11,50	SI	2
V - 3	"	32,00	32,00	12,35	NO	4
V - 4	"	25,00	25,00	10,50	NO	10
V - 5	"	34,30	34,30	15,00	NO	4
A - 1	Artesa	21,30	21,30	14,70	SI	4
A - 2	"	25,70	25,70	10,00	NO	2
A - 3	"	25,00	25,00	12,00	NO	5
L - 1	Losa	21,60	21,60	14,50	SI	4
L - 2	"	22,50	22,50	12,50	SI	4
L - 3	"	21,60	21,60	14,50	NO	4
C - 1	Cajón	45,00	90,00	12,00	NO	3
C - 2	"	46,50	46,50	14,50	NO	5
P - 1	π	35,00	45,00	12,00	NO	8
P - 2	"	35,00	45,00	12,00	NO	10

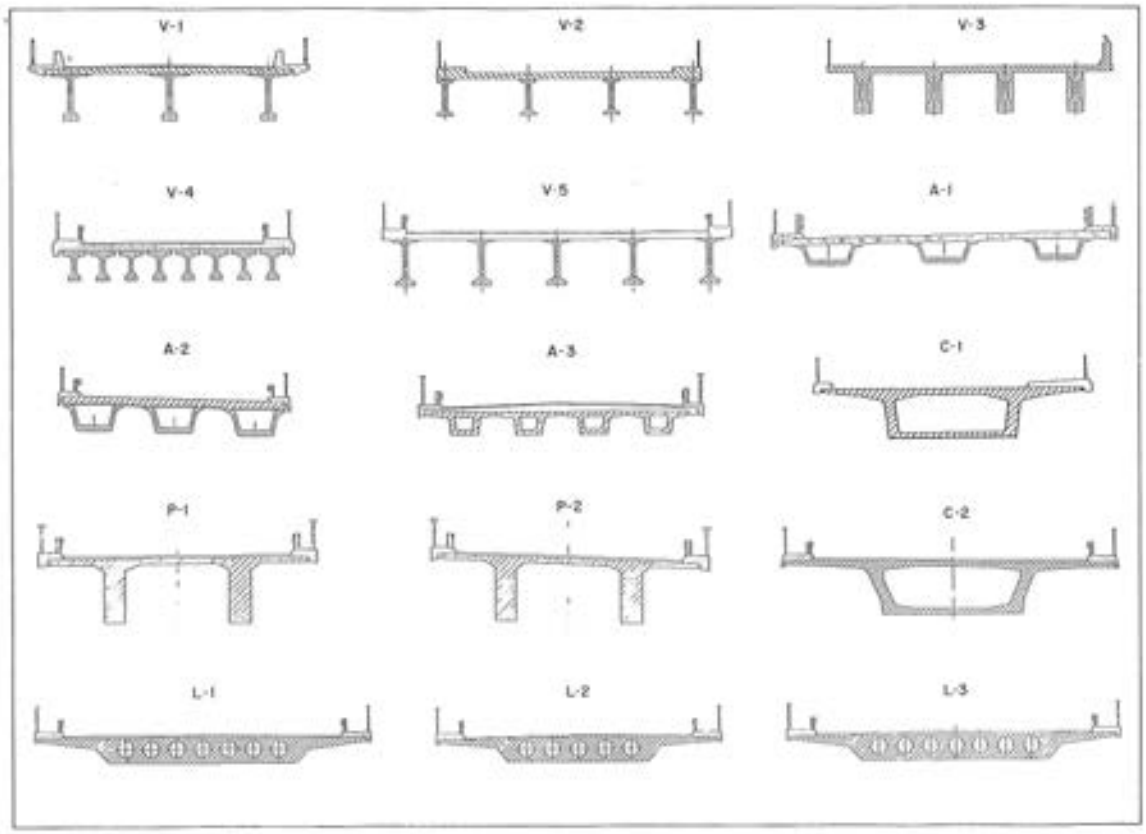


Fig. 1 Secciones transversales

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

Anchuras: La anchura del tablero oscila entre los 10,00 m del puente A2 y los 15,00 m del V5.

Esviajes: Todos los puentes son rectos, excepto los V2, A1, L1 y L2.

Continuidad: Los puentes de vigas en I y en artesa son todos ellos de tramos isostáticos, aun cuando los puentes V2, V3 y A2 presentan continuidad de la losa superior.

Pavimento: Los pavimentos de todas las estructuras estaban en buenas o muy buenas condiciones.

Cabe señalar que las estructuras L1 y L3 son estructuras análogas, con la sola excepción de la presencia de esviaje en la L1. Asimismo, los viaductos P1 y P2 tienen la misma sección transversal y luces de los tramos, aún cuando el número de éstos y la pendiente longitudinal son diferentes.

3. METODOLOGIA DE ENSAYO

La metodología de ensayo seguida ha sido, básicamente, la especificada en la publicación anteriormente citada y que se irá describiendo en parte en los apartados siguientes.

Los ensayos no se han limitado exclusivamente a la obtención del incremento dinámico, sino que las fases de instrumentación de las estructuras y de análisis de los datos, se han ampliado lo necesario para poder obtener también otras magnitudes que caracterizan la respuesta dinámica de las mismas, tales como frecuencias propias y formas modales de los primeros modos de vibración de los tableros y, cuando ello ha sido posible, el amortiguamiento.

3.1. Excitación de la estructura

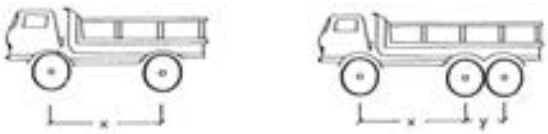
Dada, como se expondrá más adelante, la propia definición de incremento dinámico como la relación entre el incremento de la respuesta de una estructura frente a una acción dinámica y su respuesta frente a la misma acción actuando de forma estática, solamente tiene sentido la obtención de esta magnitud mediante la excitación del puente por vehículos circulando sobre él. No es de utilidad, en este caso, la excitación mediante otros métodos: relajación instantánea de una deformación impuesta o la actuación de gatos o vibradores mecánicos.

Se ha utilizado, entonces, como sistema de excitación de las estructuras, el paso controlado de un vehículo de ensayo a distintas velocidades. Solamente en el caso del puente V3, debido a la dificultad de poder realizar un ensayo con vehículo controlado, sin cortar el intenso tráfico existente, se ha utilizado como excitación, exclusivamente, el paso de vehículos pesados contenidos dentro de dicho tráfico.

El vehículo de ensayo utilizado en cada caso, se hacía pasar sobre la estructura por el carril correspondiente a su sentido de paso, a varias velocidades, desde la más lenta, que correspondía al ensayo "casi estático", hasta la máxima velocidad que permitía el vehículo y el trazado de la carretera en la zona del puente. El incremento de velocidad entre dos pasadas sucesivas se mantuvo, por lo general, en 10 km/h.

En cuanto a los vehículos de ensayo, en 10 de las estructuras se ha utilizado un camión de 2 ejes (en 7 de ellas se trataba del mismo vehículo) y en el resto camiones de 3 ejes. Los pesos de los vehículos utilizados oscilan, aproximadamente, entre 120 y 380 kN (Véase fig. 2).

VEHICULOS DE ENSAYO



PUENTE	Nº EJES	X (m)	Y (m)	PESO (t)
V-1	2	4,25	-	23
V-2	2	5,00	-	12
V-3	-	-	-	-
V-4	2	5,00	-	12
V-5	2	5,00	-	12
A-1	2	5,00	-	12
A-2	3	3,80	1,45	28
A-3	2	5,00	-	12
L-1	3	4,00	-	28
L-2	3	4,00	-	27
L-3	3	3,86	1,37	22
C-1	3	3,80	1,40	26
C-2	3	3,80	1,45	18
P-1	2	5,00	-	12
P-2	2	5,00	-	12

Fig. 2 Vehículos para excitación de las estructuras

Aparte de los ensayos con vehículo controlado, se ha obtenido también el ID al paso de tráfico normal sobre las estructuras, en aquellos casos donde esto ha sido posible. En otros casos, por tratarse de estructuras nuevas, no abiertas al tráfico en el momento del ensayo, no ha podido realizarse este tipo de ensayos.

3.2. Magnitudes medidas

La magnitud medida para la obtención del ID ha sido, en todos los casos, el ***desplazamiento vertical*** en la sección del centro de la luz del tramo ensayado. Solamente en un caso, el del puente V1, se obtuvo también el ID en ***deformaciones.***

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

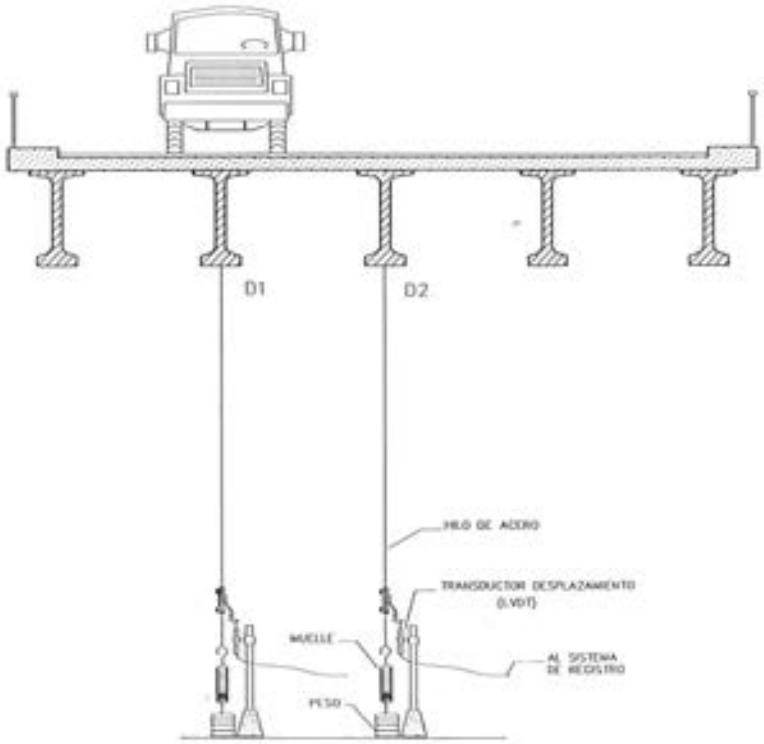


Fig. 3 Sistema para medida de desplazamientos

Para la obtención de las frecuencias propias se midieron, en todos los casos, *aceleraciones* en distintos puntos del tablero.

3.3. Aparatos de medida

DESPLAZAMIENTOS

Para la medida de desplazamientos verticales se han utilizado transductores inductivos (LVDT) de 3 mm o 6 mm de rango, dependiendo dicho rango del nivel de amplitud de la respuesta de cada estructura.

El dispositivo adoptado ha sido el de hilo + muelle + transductor, tal como se refleja en la figura 3, que muestra el sistema utilizado en uno de los ensayos.

Este sistema de medida había sido contrastado previamente en laboratorio, comprobándose que, para las alturas de los puentes ensayados y los niveles de amplitud y frecuencia previstos, la respuesta, tanto en amplitudes como en frecuencias, presentaba errores tolerables.

Los puntos de medida de desplazamiento estaban situados en el centro de la luz del vano ensayado y, transversalmente, dentro de la zona de influencia del vehículo de ensayo, tal como muestra, a título de ejemplo, la figura 4.

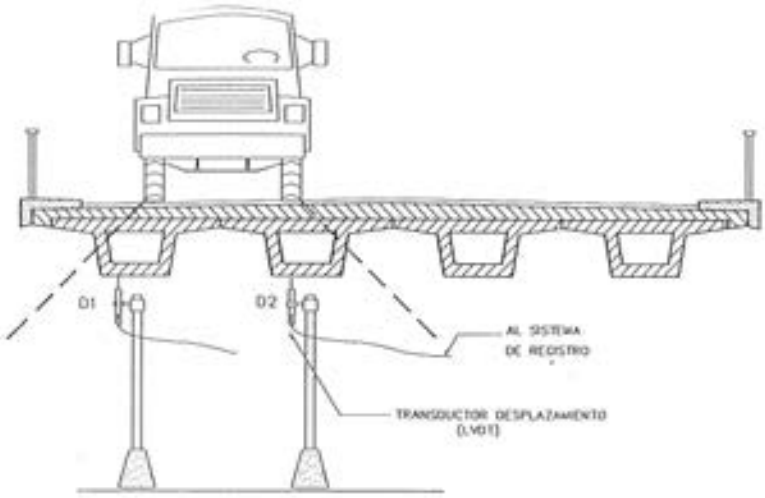


Fig. 4 Zona de influencia del vehículo de ensayo

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

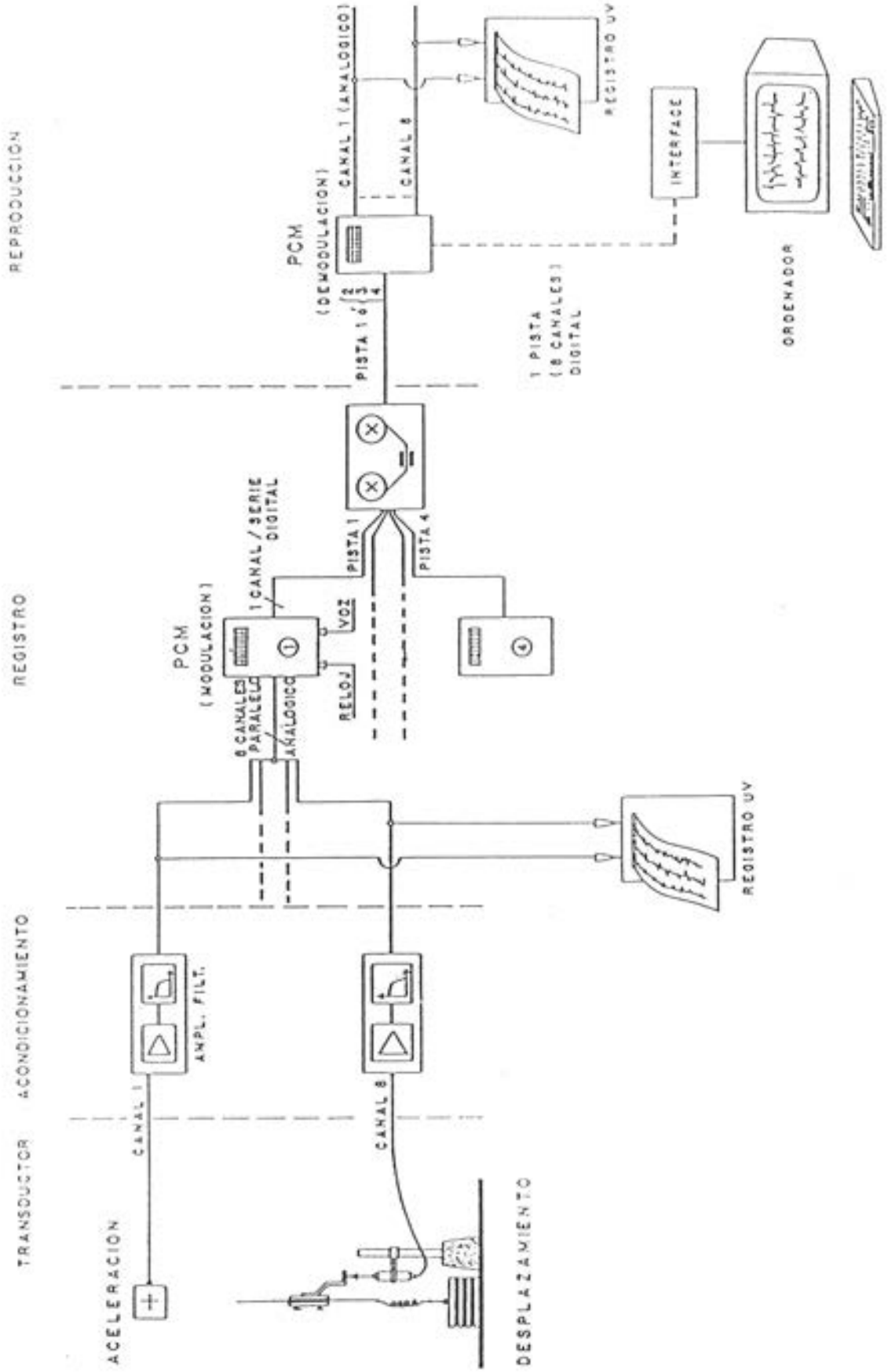


Fig. 5 Sistema de toma de datos

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

ACELERACIONES

Para la medida de aceleraciones se utilizaron acelerómetros, del tipo servoacelerómetro, de 1/4 g de rango. Se colocaron estos transductores sobre las aceras, en el número y disposición necesarios para poder obtener datos suficientes para deducir las primeras formas modales del tablero.

3.4. Sistema de toma de datos

En cada ensayo, los canales de medida anteriormente descritos se conectaron, previo paso por su correspondiente etapa de acondicionamiento, a un sistema de grabación digital sobre cinta magnética (PCM) que permitiría su posterior reproducción en laboratorio, para el análisis de las señales.

Las señales se visualizaban durante el ensayo mediante un registrador de fibra óptica que permitía controlar que la grabación se efectuaba de forma correcta.

Todo el equipo de acondicionamiento y registro se instaló en un laboratorio móvil que se situaba en el terreno, bajo el tablero.

La figura 5 esquematiza, de forma general, el sistema de registro y reproducción de las señales.

3.5. Análisis de las señales

Para el análisis de las señales procedentes de los ensayos y grabadas durante los mismos en cinta magnética, ésta se reproducía posteriormente en el laboratorio y se transferían los datos a un microordenador donde, además de proceder al análisis que más adelante se comentará, se almacenaban definitivamente en disquete, para posibles procesos sucesivos de las mismas.

Mediante este sistema de transferencia de datos y con los programas de análisis desarrollados al efecto, se obtuvieron:

– Registros amplitud/tiempo de las señales.

– Filtrado digital de las mismas, para obtención de la deformada "casi-estática" en los ensayos de paso lento del vehículo o de paso de tráfico.

– Obtención de la medida del amortiguamiento mediante el cálculo del decremento logarítmico (δ).

Además de este proceso digital de las señales, llevado a cabo en el ordenador, se utilizó un analizador de espectros de 2 canales que permitió obtener el contenido de frecuencias de las mismas y, mediante la obtención de los espectros cruzados de dos señales, distinguir las frecuencias que correspondían a cada modo de vibración.

4. MODELOS TEORICOS

En todos los casos, y a fin de ayudar a la interpretación de los datos de los ensayos a la hora de obtener las formas modales, se ha efectuado un estudio teórico del comportamiento dinámico de los puentes. Para ello se ha utilizado un programa de ordenador, basado en el método de los elementos finitos y que permite, después de realizada una discretización adecuada del tablero, el cálculo del comportamiento dinámico del mismo.

El tablero de cada estructura se ha discretizado utilizando elementos lineales tipo "frame", dando como resultado mallas unidimensionales o bidimensionales, dependiendo del tipo del tablero.

De esta forma se han obtenido las frecuencias y las formas modales teóricas de los primeros modos de vibración de cada una de las estructuras ensayadas.

La concordancia entre valores teóricos y los obtenidos experimentalmente, ha sido plenamente aceptable de forma que, dada la finalidad ya comentada de estos modelos teóricos, no ha sido necesario realizar ajustes de parámetros que permitieran mejores aproximaciones.

5. ANALISIS DE RESULTADOS

5.1. Amplitudes de desplazamiento

La figura 6 muestra, a título de ejemplo, uno de los gráficos que recogen las señales, en el tiempo, de las amplitudes de desplazamiento registradas en uno de los pasos del vehículo y en una de las estructuras ensayadas.

El Cuadro 2 recoge las amplitudes máximas producidas en los ensayos "casi estáticos". En todos los casos, las flechas estáticas citadas son inferiores a 2 mm. Dicho cuadro recoge también las amplitudes dinámicas máximas medidas, tanto al paso del vehículo de ensayo como del tráfico pesado. Se observa que las amplitudes de desplazamiento producidas al paso del tráfico son, por lo general, bastante superiores a las obtenidas en los ensayos normalizados con camión controlado. Esto es debido, fundamentalmente, al mayor peso total de los vehículos seleccionados dentro del tráfico normal sobre los puentes.

5.2. Amplitudes de aceleración

La figura 7 recoge, asimismo, las señales de aceleración a lo largo del tiempo registradas en una de las pruebas. El Cuadro 2 muestra los valores máximos de esta magnitud, para ensayos con vehículo controlado y ensayos con tráfico.

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

CUADRO 2

Amplitudes desplazamiento (d); Aceleración (a)

Puente	d Estat. (mm)	Ensayo normal $d_{máx}$ (mm)	Ensayo normal $a_{máx}$ (g)	Tráfico $d_{máx}$ (mm)	Tráfico $a_{máx}$ (g)
V - 1	1,97	–	–	–	–
V - 2	1,34	1,66	0,028	4,14	0,026
V - 3	–	–	–	2,94	0,042
V - 4	1,96	1,96	0,025	2,04	0,043
V - 5	1,21	1,78	0,031	4,00	0,043
A - 1	0,91	1,10	0,200	0,95	0,012
A - 2	1,86	2,13	0,019	–	–
A - 3	1,48	1,84	0,040	3,68	0,032
L - 1	0,93	1,04	0,017	0,54	0,030
L - 2	1,31	1,56	0,025	–	–
L - 3	0,81	0,99	0,028	1,53	–
C - 1	0,91	1,01	0,025	–	–
C - 2	1,25	1,39	0,025	–	–
P - 1	0,71	0,83	0,021	2,55	0,047
P - 2	0,61	0,72	0,017	2,78	0,057

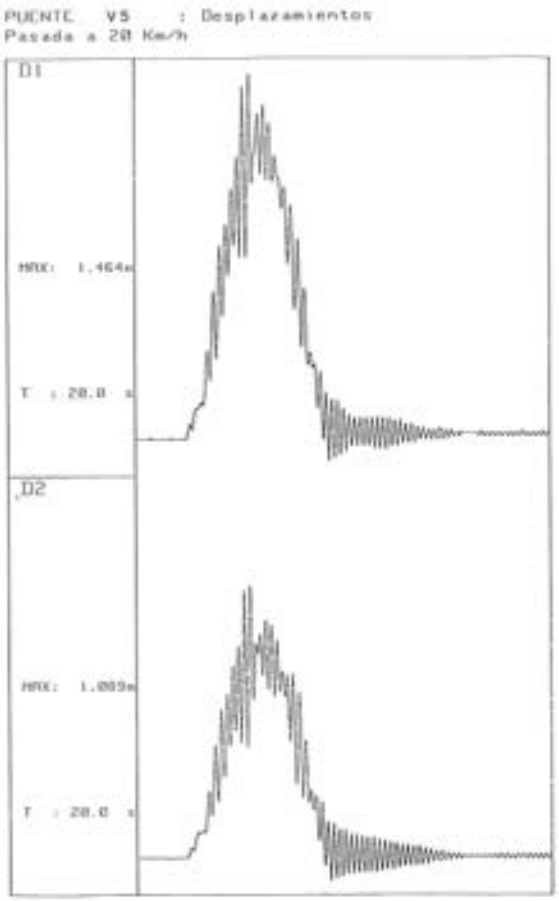


Fig. 6 Ejemplo de señales de desplazamiento

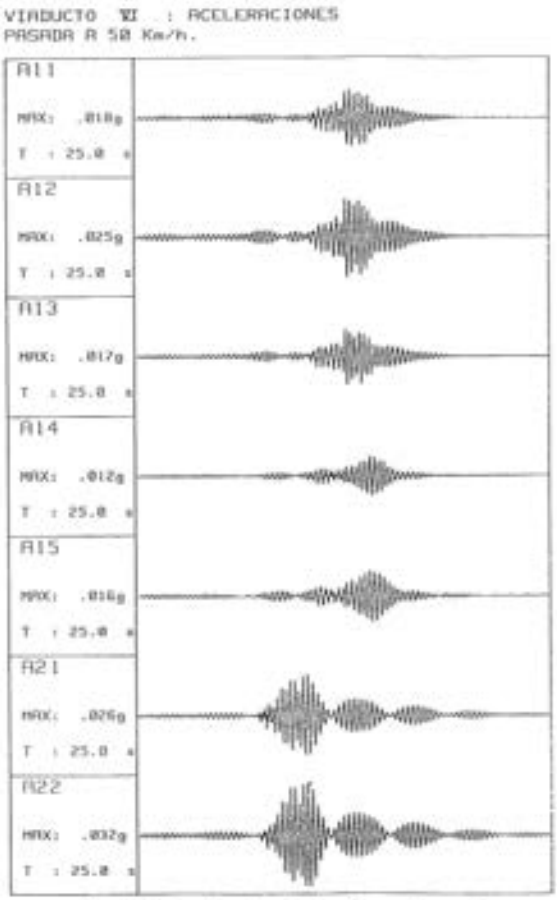


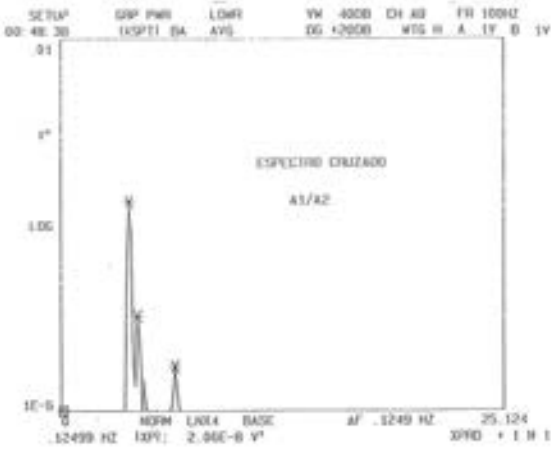
Fig. 7 Ejemplo de señales de aceleración

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

Por lo general, el máximo valor de desplazamiento y el de aceleración no suelen coincidir en la misma pasada.

5.3. Frecuencias propias

Las frecuencias propias se obtuvieron mediante el analizador de espectros de dos canales al que se hizo referencia anteriormente. La figura 8 muestra un ejemplo de dicho análisis. El listado que aparece en la misma, proporciona las frecuencias propias y las diferencias de fase entre las respuestas de dos acelerómetros para cada uno de los picos del espectro.



	FREC. (Hz)	FASE	AMPLITUD
0	3.8749	-5.80	1.83E-4
1	4.3749	-173.0	1.10E-5
2	6.5000	-6.00	3.17E-6
3	---		

Fig. 8 Determinación frecuencias propias

La frecuencia fundamental del tablero (frecuencia propia del primer modo de vibración) varía entre los 1,5 Hz del puente de mayor luz (puente C1) y los 5,4 Hz de dos de los puentes de losa uniforme. La distribución de frecuencias fundamentales se recoge en el histograma de la figura 9.

La figura 10 muestra la relación luz máxima/frecuencia propia fundamental. Se han diferenciado, en dicho gráfico, los cuatro grupos de tableros antes descritos.

Para tratar de relacionar la luz máxima del puente con la frecuencia fundamental, se ha ajustado a los datos disponibles una curva del tipo:

$$f = A*L^{B}$$

siendo:

f = frecuencia fundamental en Hz
L = luz máxima en m

Se ha obtenido así la relación:

$$f = 79{,}66*L^{-0{,}892}$$

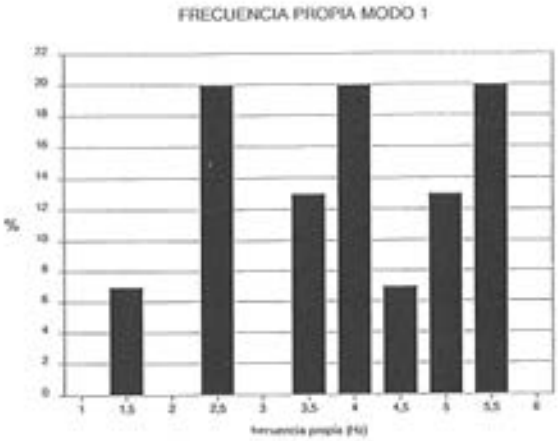


Fig. 9 Histograma de frecuencias fundamentales

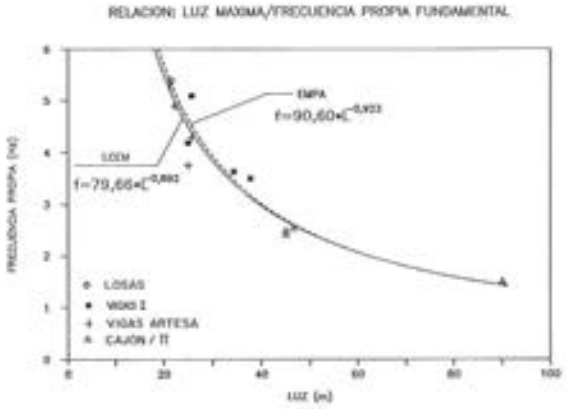


Fig. 10 Relación luz/frecuencia

En otros laboratorios con gran experiencia en ensayos de este tipo, como es el EMPA (Laboratorio Federal de Ensayo de Materiales e Investigación) en Suiza (3), tienen, para un número considerablemente mayor de ensayos (100 valores), una relación del tipo:

$$f = 90{,}6*L^{-0{,}923}$$

Ambas relaciones se encuentran representadas en la ya citada figura 10, observándose la similitud entre ellas.

En cuanto al segundo modo de vibración de los tableros, cabe citar que, en aquellos casos en que aparece, corresponde al efecto de flexión longitudinal en los puentes continuos (losas, cajones y sección en π) y al de torsión en los puentes de vigas.

5.4. Incrementos dinámicos

El incremento dinámico en un punto del tablero, se define, a partir de la respuesta estática y di-

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

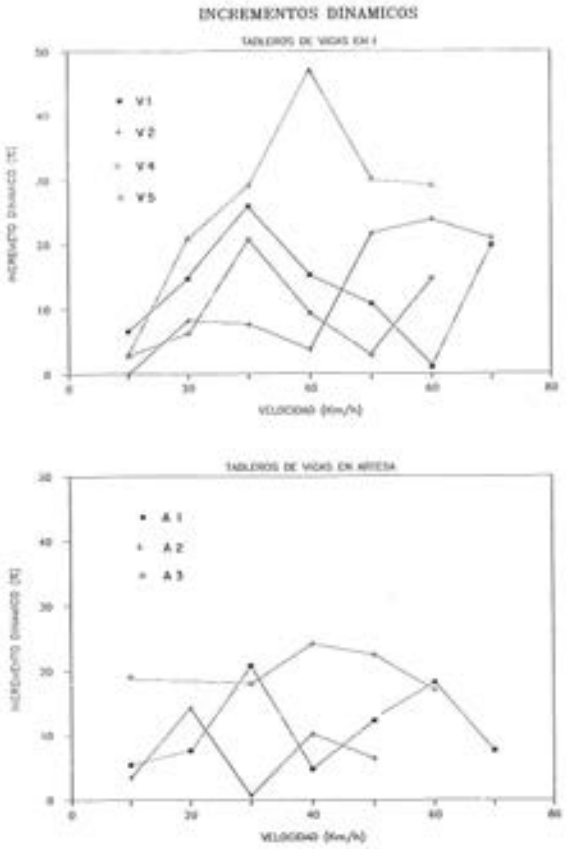


Fig. 11 Relación ID/velocidad de paso

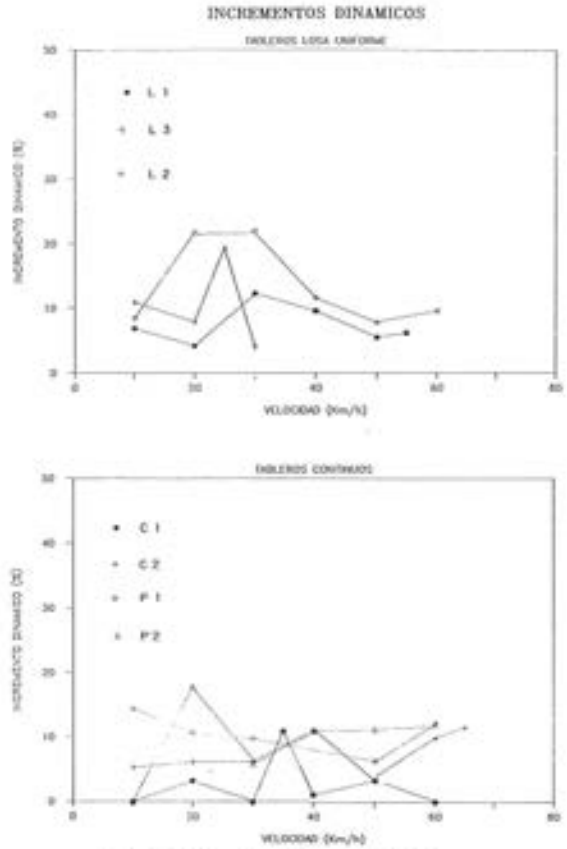


Fig. 12 Relación ID/velocidad de paso

námica de la estructura frente a la acción de un vehículo, como:

$$ID = \frac{A_{din} - A_{est}}{A_{est}} \times 100$$

Siendo:

A din.: máxima respuesta dinámica en el punto al paso del vehículo.

A est.: máxima respuesta estática frente a la acción del mismo vehículo.

Los valores del ID se han obtenido, en cada estructura, considerando los desplazamientos verticales de la misma en el punto de máxima respuesta al paso del vehículo, punto que normalmente estaba situado, como se comentó anteriormente, en la sección central del vano ensayado y, transversalmente, dentro de la "zona de influencia del vehículo".

Se ha tomado como amplitud de referencia, o respuesta estática de la estructura, la correspondiente a la media de una o más pasadas lentas o "casi estáticas", en las que el camión de ensayo avanzaba lentamente sobre la estructura.

De esta forma se han obtenido, en el punto de máxima respuesta, los valores del ID para cada velocidad de paso. Los gráficos de las figuras 11 y 12 recogen, para cada una de las estructuras ensayadas y agrupados según las distintas tipologías de tablero, los valores del ID de acuerdo con la velocidad de paso.

Se observa en estas figuras que los ID para estructuras isostáticas son, por lo general, mayores que los medidos en las de tipo continuo, existiendo además en las primeras mayores diferencias entre el valor máximo y los valores medidos a otras velocidades de paso.

Existe siempre una velocidad de paso para la que se produce el máximo ID. Esta velocidad suele ser, tal como se refleja en las figuras anteriores y en la figura 13, la de 30 km/h. No obstante, la dispersión de resultados es grande, debido a la propia naturaleza aleatoria de la excitación y de la res-

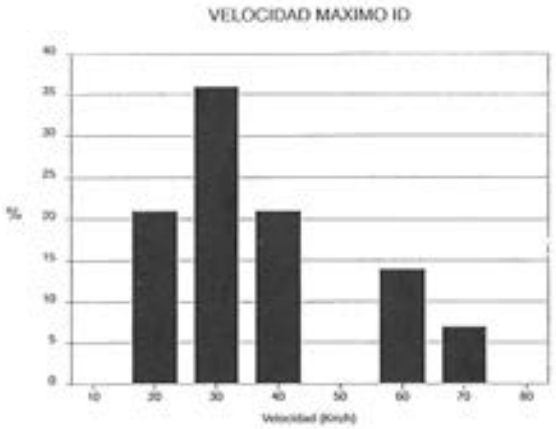


Fig. 13 Histograma de velocidad para ID máximo

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

puesta dinámica del puente. Ejemplo de ello es el hecho de que estructuras similares pueden presentar sus máximos ID para velocidades de paso muy distintas (puentes P1 y P2, por ejemplo).

En cuanto a los valores máximos del ID se observa, tal como se refleja en el Cuadro 3 y en el histograma de la figura 14, que éstos son, en su inmensa mayoría, inferiores al 25 por 100 y que solamente en un caso se alcanza un valor relativamente grande (puente V5), en el que se llega a un 46,9 por 100.

CUADRO 3

Valores obtenidos

Puente	Frec. funda. (Hz)	Id normal (%)	Id Tráfico (%)	δ
V - 1	3,50	25,9	11,5	0,170
V - 2	5,10	23,9	20,1	0,117
V - 3	3,87	–	24,0	–
V - 4	4,19	20,7	44,6	0,072
V - 5	3,63	46,9	40,0	0,100
A - 1	5,30	20,8	–	0,075
A - 2	4,30	14,3	–	–
A - 3	3,75	24,1	41,2	0,065
L - 1	5,40	12,3	49,0	–
L - 2	4,90	19,3	–	–
L - 3	5,40	22,0	–	–
C - 1	1,50	11,0	10,0	0,080
C - 2	2,55	11,5	–	0,040
P - 1	2,50	16,2	32,0	–
P - 2	2,44	17,9	31,0	–

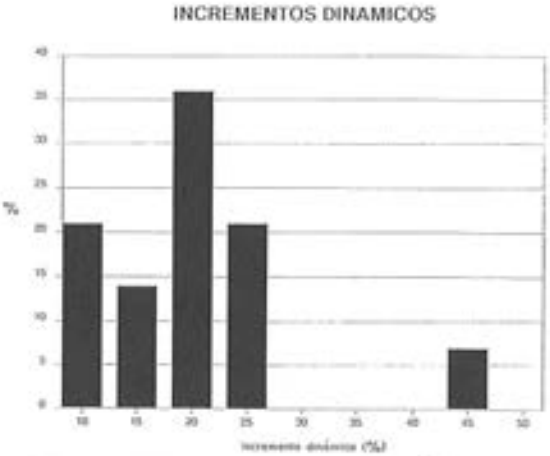


Fig. 14 Histograma de valores ID máximo

El número de puentes ensayado es pequeño para poder establecer, con base estadística suficiente, relaciones entre parámetros. Se presentan, no obstante, en las figuras siguientes, algunos gráficos que permiten visualizar los resultados obtenidos. Así, la figura 15 muestra la relación entre la luz máxima del puente y el máximo ID medido y la figura 16 recoge la relación entre la frecuencia fundamental y el ID máximo.

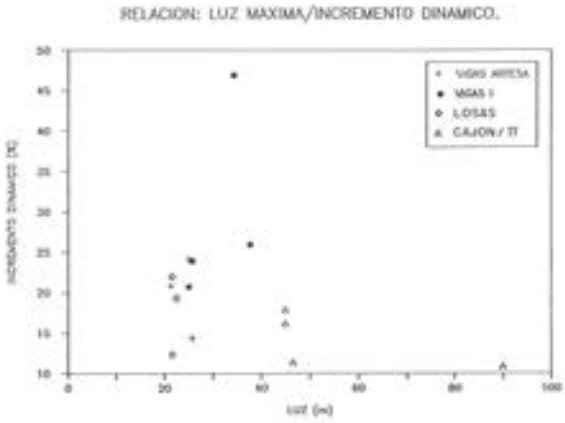


Fig. 15 Relación luz/ID

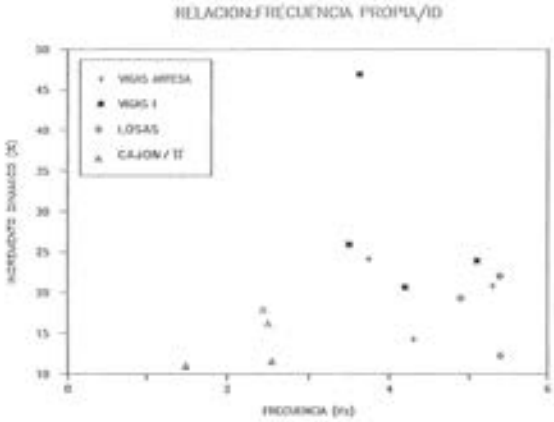


Fig. 16 Relación frecuencia/ID

En el caso de incrementos dinámicos obtenidos a partir de los registros de tráfico sobre la estructura, el paso de vehículos pesados proporciona registros que representan la respuesta dinámica de la estructura frente a la acción de los mismos, pero se desconoce cual es, en cada caso, la respuesta estática de ésta. En esta situación se ha obtenido una aproximación a dicha respuesta estática, mediante la aplicación a la respuesta dinámica del proceso de filtrado digital de paso bajo, anteriormente citado. Este filtrado permite eliminar de la señal la componente dinámica y obtener una aproximación a la respuesta que tendría la estructura, en el punto considerado, si el vehículo pasase lentamente. De esta forma se obtienen aproximaciones al valor real del ID, que son, por lo general, más altas que éste.

La figura 17 muestra un ejemplo de este proce-

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

so de filtrado en uno de los ensayos y el cuadro 3 muestra los valores obtenidos por este procedimiento.

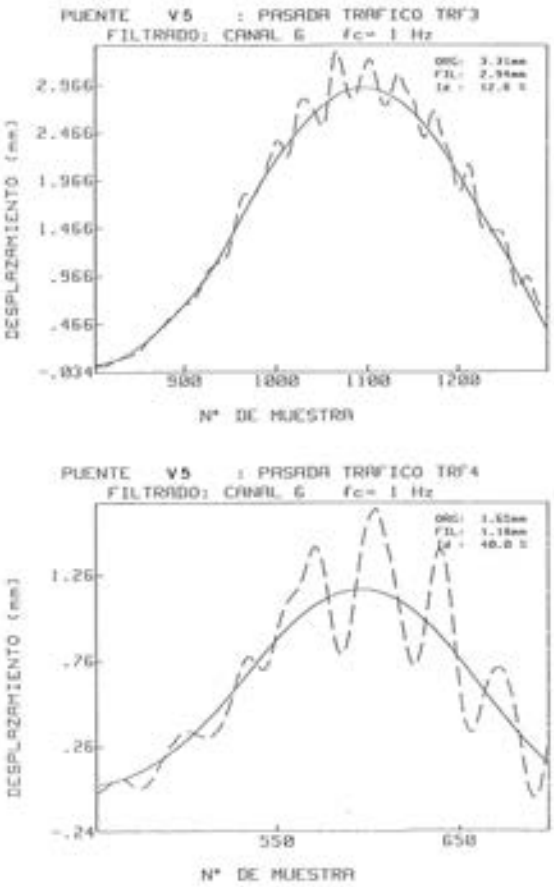


Fig. 17 Ejemplo filtrado señales de paso tráfico

5.5. Amortiguamiento

La obtención de los porcentajes de amortiguamiento respecto del amortiguamiento crítico, se ha realizado a partir de la medida del decremento logarítmico en los registros correspondientes a pasos del vehículo de ensayo o de tráfico pesado. Esto ha sido posible solamente en los casos en los que la estructura mantenía, una vez que el camión había salido del puente, durante cierto tiempo, un estado de vibración amortiguada según el modo fundamental de vibración.

La obtención de la relación entre el amortiguamiento existente y el amortiguamiento crítico a partir del decremento logarítmico, viene dada por la relación:

$$\delta = 2\pi\gamma(1-\gamma^2)^{-1/2}$$

δ : decremento log.
γ : C/Cr

Dados los pequeños valores de la relación entre el amortiguamiento existente y el crítico, la expresión anterior puede simplificarse así:

$$\delta = 2\ \pi\gamma$$

Los valores del decremento logarítmico se han obtenido ajustando una exponencial a los picos correspondientes a los máximos positivos de las señales en la zona de vibración libre amortiguada.

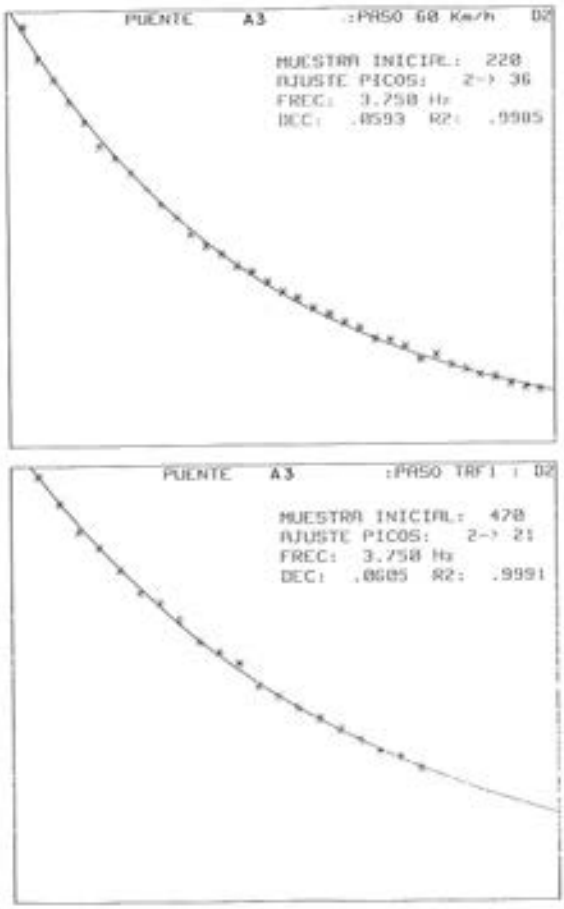


Fig. 18 Obtención decremento logarítmico

A modo de ejemplo, se muestra en la figura 18 un resultado típico de este tipo de análisis. Dicha figura recoge la siguiente información:

–Picos de la señal amortiguada (puntos).

–Picos elegidos para ajuste (asteriscos).

–Ajuste exponencial (línea contínua).

–Valores del decremento y del coeficiente de correlación del ajuste.

El Cuadro 3 recoge los resultados obtenidos en las distintas estructuras.

Los valores del decremento oscilan pues entre los 0,04 del puente C2 y los 0,17 del viaducto V1.

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

Los puentes isostáticos con vigas en I son los que alcanzan los valores máximos.

REFERENCIAS

(1) Coeficiente de impacto en puentes de carretera. Ensayo dinámico normalizado para su determinación. Tecnología de carreteras Nº 30, Diciembre 1988.

(2) Diseño de un ensayo dinámico estandarizado para obtención del coeficiente de impacto en puentes de carretera. MOPU-Dirección General de Carreteras. Informe interno TPE-3809, Enero 1988.

(3) CANTIENI R. Dynamic load testing of highway bridges. IABSE Proceedings P75/84, Agosto 1984.

6. RESUMEN

Siguiendo las especificaciones derivadas del trabajo desarrollado por el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX-MOPU para el "Diseño de un ensayo dinámico estandarizado para la obtención del coeficiente de impacto en puentes de carretera", se han realizado quince ensayos en puentes de distinta tipología.

Los puentes abarcan las secciones de tablero más usuales: puentes de vigas en I o en artesa, puentes de losa con canto uniforme, puentes de sección en cajón y puentes de sección en π. En los ensayos se han obtenido, además del incremento dinámico, las frecuencias propias de las estructuras (teórica y experimentalmente) y, en los casos en que ha sido posible, el decremento logarítmico como medida del amortiguamiento.

Los valores teóricos y experimentales de las frecuencias propias han sido concordantes y se han obtenido curvas de ajuste que relacionan la luz máxima y la frecuencia fundamental. Dicha frecuencia fundamental ha oscilado, según los datos experimentales, entre 1,5 Hz y 5,4 Hz.

Los valores del incremento dinámico presentan una notable dispersión, aunque siempre dentro de los rangos normales obtenidos para estructuras similares en otros laboratorios europeos. Se han obtenido valores comprendidos entre el 11 por 100 y el 47 por 100, siendo, por lo general, mayores los valores medidos en los puentes isostáticos de vigas que en los puentes de tablero continuo.

En cuanto a los valores del decremento logarítmico, que proporciona una medida de la capacidad de amortiguamiento que presentan las estructuras, se han obtenido valores entre 0,04, para un puente en cajón y 0,17 para uno de tablero de vigas. Ambos extremos son normales, según la información disponible sobre datos medidos en otras estructuras similares.

SUMMARY

Fifteen prestressed concrete highway bridges with different typologies have been tested in order to obtain impact factors as well as others magnitudes related with the dynamic response of the structures: frecuencies, mode shapes and damping values.

The bridge decks were grouped in precasted double T beams, precasted open box beams, constant depth slabs and box or π sections.

Controlled passing of a lorry was the usual structure excitation method and accelerations and desplacements were the magnitudes recorder for the experimental structure behaviour analysis.

Prior to the tests, the dynamic response of the decks were calculated with a FEM numerical program. The calculated and measured frecuency values were similar and ranged from 1.5Hz to 5.4Hz.

Damping, evaluated by the logaritmic decrement values, was between 0.04 and 0.17.

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

Auscultación dinámica de vigas

Rafael Astudillo
Laboratorio Central de Estructuras y Materiales

1. INTRODUCCION

El presente trabajo recoge, de forma resumida, parte de los resultados que, como consecuencia de un Proyecto de investigación para la Dirección General de Carreteras, fue desarrollado en el CEDEX-Laboratorio Central de Estructuras y Materiales.

La denominación del Proyecto original era la del estudio de la "Relación entre el grado de pretensado y el estado de fisuración de vigas biapoyadas y su respuesta dinámica", y el objeto del mismo se centraba en:

—Comprobar de forma experimental si existe una relación entre el nivel de tesado de los tendones de una viga postesada y los parámetros que definen la respuesta dinámica de la misma.

—Determinar experimentalmente si existe algún tipo de relación entre el nivel de "daño" producido en una viga y la variación de las características de su respuesta dinámica.

En el presente texto nos vamos a centrar en los resultados correspondientes al segundo de los objetivos, es decir, al estudio de la relación entre el estado de daño existente en un momento determinado en una viga de hormigón armado o pretensado y su respuesta dinámica en tales circunstancias.

El problema de tratar de relacionar el daño progresivo en un elemento estructural, vigas de hormigón en nuestro caso, con las características de la respuesta dinámica del mismo, entra de lleno dentro de un campo más amplio como es el de la técnica de la Auscultación Dinámica, consistente ésta, en esencia, en la realización de una serie de ensayos dinámicos sobre una estructura, en diferentes épocas de su vida útil, y poder seguir la evolución de sus características resistentes a lo largo del tiempo a través del análisis de las distintas magnitudes que caracterizan su respuesta dinámica: frecuencias propias, amortiguamientos, formas modales, etc.

Cada uno de los ensayos dinámicos realizados sobre la estructura en distintas épocas de su vida útil, proporcionaría una especie de "rúbrica" cuya comparación entre sí podría proporcionar datos que permitieran detectar la presencia de variaciones en su comportamiento, traducibles en pérdida de su capacidad resistente.

Los aspectos básicos que habría que tener en cuenta en los ensayos de auscultación dinámica serían:

1) Excitación dinámica de la estructura.

2) Parámetros de la respuesta dinámica de la estructura cuya evolución habría que controlar.

3) Condiciones de contorno de la estructura.

Pasemos revista brevemente a cada uno de ellos:

1) Excitación de la estructura

La excitación utilizada en los ensayos de deter-

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

minación de las características dinámicas de la estructura o elemento estructural no es significativa en la técnica de auscultación dinámica. Cualquiera de los métodos de excitación de la estructura es válido, siempre que dicho método sea reproducible, es decir, que utilizado en distintos ensayos sobre la misma estructura, en diferentes etapas de su vida, no introduzca variaciones en la respuesta, inherentes al propio método de excitación.

En el caso de estructuras de puentes de carretera se ha utilizado, fundamentalmente, el paso de vehículos o los excitadores mecánicos inerciales.

En el caso de ensayos en laboratorio sobre vigas o elementos de pequeñas dimensiones, se han utilizado los excitadores inerciales y la aplicación de impulsos mediante simples golpes sobre el elemento con un mazo instrumentado o no.

2) Parámetros dinámicos

El parámetro dinámico cuyo control permitiría determinar la evolución del estado de la estructura es, básicamente, la frecuencia propia de la misma en su primer modo de vibración, es decir, la frecuencia fundamental. Todos los trabajos realizados de los que tenemos referencia coinciden en este punto.

El resto de los parámetros dinámicos que podrían servir para este fin, varía de unos autores a otros. A veces son las frecuencias y las formas modales de los modos de vibración superiores al primero; otras veces es el amortiguamiento, medido a través del decremento logarítmico.

Parece clara la variación de las frecuencias propias con la variación de una serie de factores tales como el grado de pretensado, la temperatura, la degradación de los materiales y, en general, de todo aquello que afecte a la rigidez global o local de la estructura.

Por otro lado, las características del amortiguamiento de las vibraciones en un elemento estructural son, sin embargo, muy sensibles a las condiciones de apoyo y a la metodología utilizada para la determinación de magnitudes tales como el decremento logarítmico, pareciendo, a priori, menos adecuada su elección como parámetro de control dentro del proceso de auscultación dinámica.

3) Condiciones de contorno

Apoyos: Algunos autores confirman la influencia de las condiciones de apoyo sobre las frecuencias y amortiguamientos medidos, aunque otros, en el caso de apoyo de vigas sobre placas de neopreno, no consideran excesivamente importante dicha influencia.

Temperatura: Gran parte de los métodos de auscultación dinámica, lo que suelen determinar es las variaciones de rigidez a partir de las variaciones de magnitudes dinámicas, como son las frecuencias modales, directamente ligadas con ella. Por ello, en tanto en cuanto la variación de las condiciones térmicas en el momento de realización de los ensayos dinámicos puedan afectar a las variaciones de rigidez de los materiales o de los sistemas estructurales implicados, deberán tenerse presente para la correcta interpretación de los resultados.

2. TIPOLOGIA DE ENSAYOS REALIZADOS

Aunque el trabajo realizado tenía objetivos más amplios, ya que en él se determinaba también la influencia del nivel de tesado de las armaduras activas en la respuesta dinámica de las vigas (para varios sistemas de tesado), vamos a exponer aquí exclusivamente los resultados relativos a los ensayos realizados para determinar la influencia del daño progresivo en vigas sobre la respuesta dinámica de las mismas, y ésto para las tres series de tres vigas siguientes:

1) Vigas de hormigón armado (serie HA1).

2) Vigas de hormigón postesado, con armadura no adherente (serie PD1).

3) Vigas de hormigón pretensado con armadura adherente (serie PR1).

3. METODOLOGIA DE ENSAYO

La metodología seguida en todos los ensayos realizados para seguir la evolución de los parámetros que caracterizan la respuesta dinámica de una viga a medida que se incrementa el daño existente en la misma ha sido la siguiente:

1. Realización de un ensayo dinámico para determinar los parámetros de la respuesta dinámica de la viga en el estado inicial.

2. Realización de un primer ensayo estático en el que se aplica una carga correspondiente a un primer escalón de la relación

$$\frac{M}{M_r} = \frac{\text{Momento flector aplicado}}{\text{Momento flector de rotura}}$$

3. Realización de un nuevo ensayo dinámico que permite determinar la variación (si la hubiera) de las características de la respuesta dinámica tras la aplicación de la carga estática anterior.

4. Realización de sucesivos ciclos de:

a) Ensayo estático, en el que se incrementa la relación M/Mr respecto del ensayo anterior y, por tanto, el "daño" por fisuración de la viga.

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

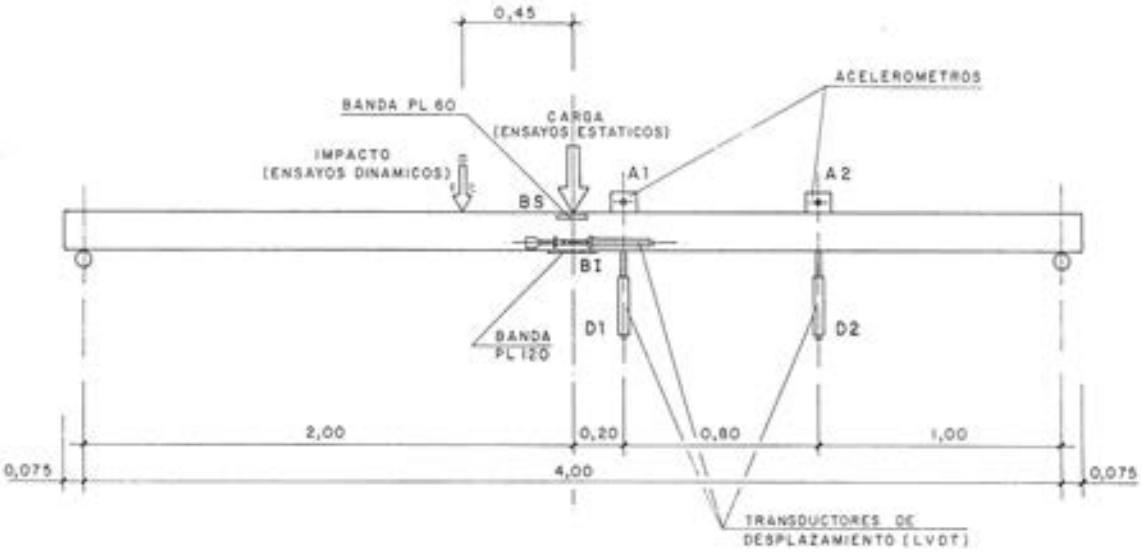


Fig. 1 Sistema de carga. Instrumentación

b) Ensayo dinámico para evaluar la respuesta dinámica de la viga en cada situación de daño creciente.

Este proceso se seguiría hasta alcanzar la rotura de la viga: M/Mr=1.

4. DISPOSITIVOS DE ENSAYO. MAGNITUDES MEDIDAS

4.1. Ensayos estáticos

La finalidad de los ensayos estáticos es la aplicación sobre las vigas de escalones crecientes de carga puntual, en el centro de la luz, de forma que se provoquen estados de "daño" creciente, traducidos en situaciones de fisuración más severas a medida que se va aumentando la relación M/Mr entre el momento flector aplicado y el momento de rotura de la viga.

La carga se aplicó en los ensayos estáticos mediante un gato hidraúlico de 98 KN (10 t) de carga nominal, accionado mediante una bomba electrohidraúlica de alta precisión. El gato reaccionaba contra un bastidor metálico anclado a una losa de carga.

La viga objeto de ensayo, apoyaba (véase figura 1) sobre dos rodillos metálicos colocados sobre sendas placas de acero encastradas en dos bloques de hormigón.

Las magnitudes a medir en los ensayos estáticos fueron las siguientes:

–La carga aplicada por el gato. Para su medida se utilizó un transductor de presión intercalado en el circuito hidraúlico.

–Los desplazamientos verticales en las zonas del centro y de uno de los cuartos de la luz de las vigas. Estos desplazamientos se midieron mediante transductores de desplazamiento de tipo inductivo (LVDT), de 50 mm de rango.

Aparte de esta instrumentación de tipo general, utilizada en todos los casos, dentro ya de cada serie de ensayos, se midieron deformaciones en las fibras superior e inferior de la sección del centro de la luz de la viga, utilizando los sistemas particulares adecuados a cada tipo de elemento.

Todos los canales de medida de los ensayos estáticos.se conectaron a un sistema de barrido automático que, controlado por un ordenador, permitió el seguimiento de los ensayos y la obtención de los diagramas carga/desplazamiento en tiempo real.

La figura 2 muestra el dispositivo general de toma de datos en los ensayos estáticos.

4.2. Ensayos dinámicos

El objeto de los ensayos dinámicos era la determinación de los parámetros dinámicos de la respuesta de la viga en los distintos estados de daño progresivo.

La forma de realización de estos ensayos: excitación, instrumentación y método de análisis de la respuesta, estaba siempre encaminado a la obtención de la frecuencia propia de vibración del primer modo (frecuencia fundamental) y del decremento logarítmico.

Se han utilizado tres sistemas diferentes de excitación:

1) Mediante la aplicación de un impulso mate-

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

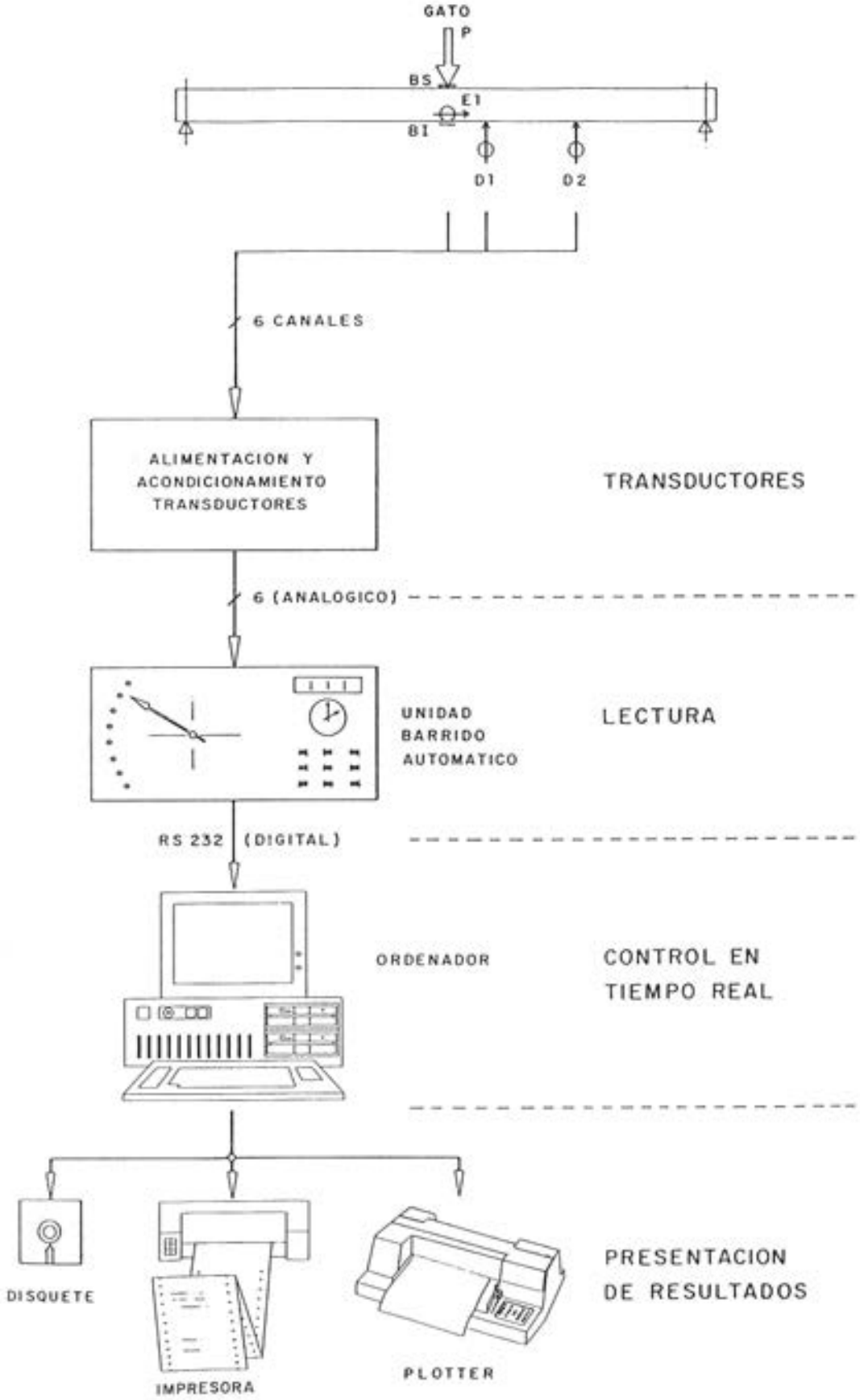


Fig. 2 Sistema toma de datos en ensayos estaticos

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

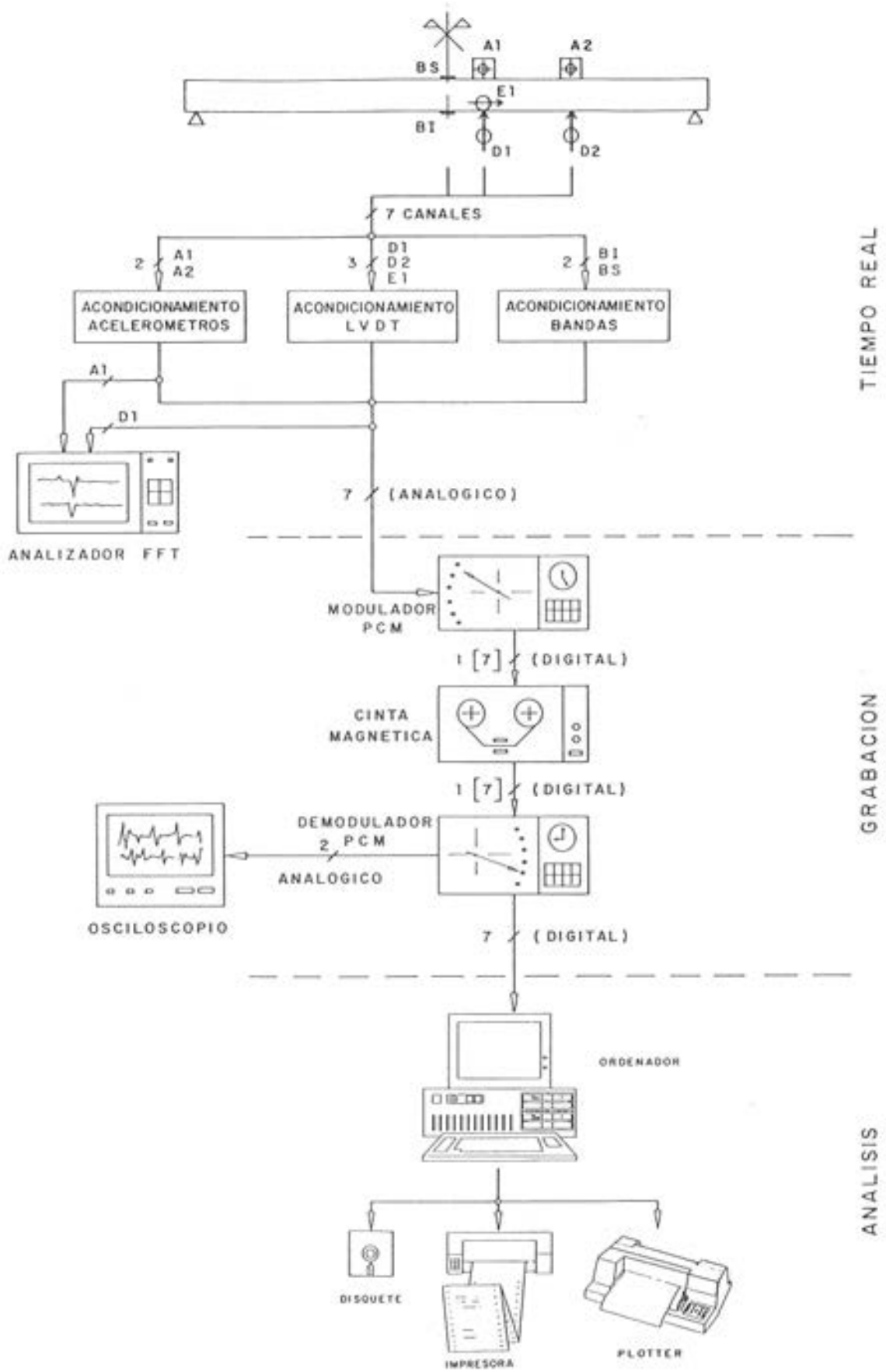


Fig. 3 Sistema toma de datos en ensayos dinamicos

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

rializado mediante un impacto, con un martillo de goma, en la zona del centro de la luz.

2) Excitación mediante un impacto con martillo metálico.

3) Excitación mediante la imposición de un desplazamiento inicial, conseguido colgando un peso en la zona del centro de la luz, y liberación brusca del mismo mediante corte del cable de suspensión.

Con independencia de las diferencias, no significativas, entre un sistema u otro de excitación, nos referiremos aquí solamente a los resultados obtenidos a partir del primero de los métodos.

Las magnitudes medidas en los ensayos dinámicos fueron:

– Aceleraciones en las zonas del centro y cuartos de la luz, utilizando para ello acelerómetros de 1/4 g de rango.

– Desplazamientos verticales en los mismos puntos de medida de aceleraciones. Se utilizaron transductores inductivos LVDT, de 6 mm de rango.

Todas las señales de los transductores utilizados en los ensayos dinámicos fueron moduladas y codificadas, para su grabación digital en cinta magnética, mediante un sistema PCM. Estos datos eran analizados, bien en tiempo real o bien transferidos a un ordenador, para su posterior proceso.

La figura 3 recoge un esquema del dispositivo para la toma de datos en ensayos dinámicos.

La figura 4 muestra, a modo de ejemplo, los registros correspondientes a uno de los ensayos, una vez transferidos los datos al ordenador.

4.3. Análisis de señales

En todo el estudio efectuado, los parámetros de la respuesta dinámica de las vigas, que han permitido evaluar la modificación de dicha respuesta frente a variaciones en el estado de las vigas, han sido la frecuencia fundamental de la viga (f_0) y el coeficiente de amortiguamiento (medido a través del decremento logarítmico).

El análisis de las señales procedentes de los ensayos dinámicos ha ido enfocado, por tanto, a la exclusiva obtención de estos dos parámetros.

Para la obtención de la frecuencia fundamental de vibración de la viga, se ha utilizado un analizador de espectros de dos canales, que ha permitido obtener directamente, en tiempo real, durante la realización de los ensayos, los valores del espectro de frecuencia para dos señales de entrada que corresponden, a la aceleración y al desplazamiento en la zona del centro de la luz (puntos A1 y D1 de la figura 3).

La figura 5 muestra un ejemplo de un espectro de frecuencia, obtenido en uno de los ensayos.

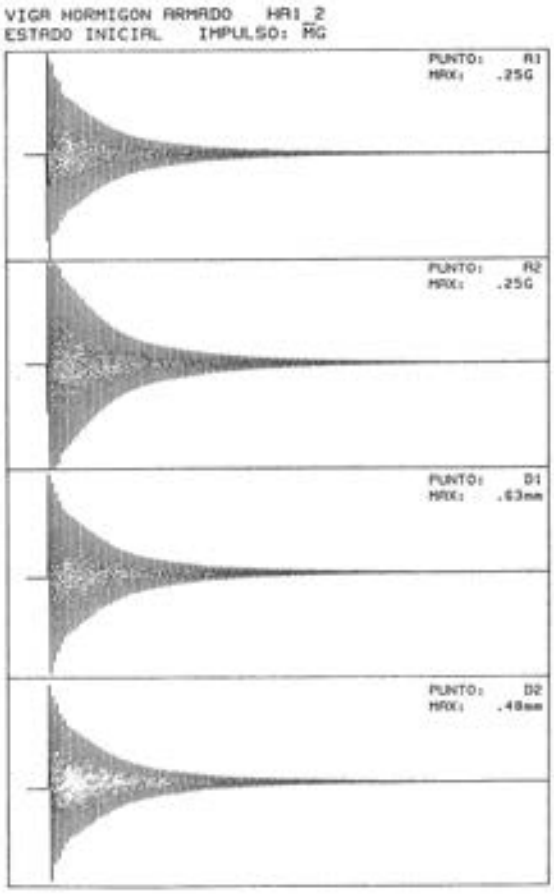


Fig. 4 Registros

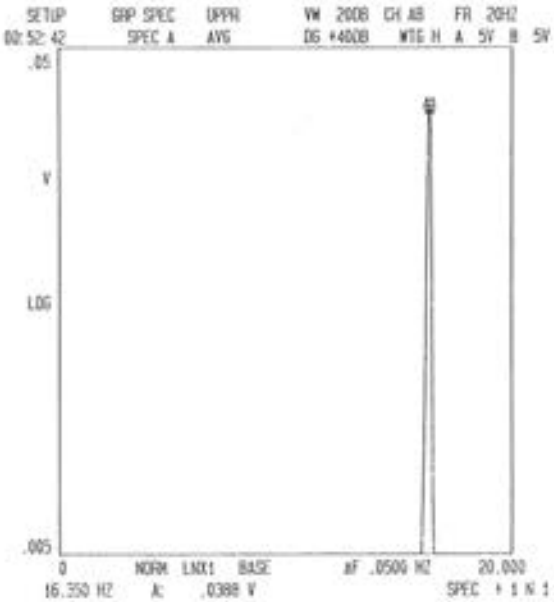


Fig. 5 Espectro de frecuencia

Para la obtención del amortiguamiento, se realizó una transferencia de los datos grabados en cinta magnética al ordenador. Seguidamente, se efectua-

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

ba un proceso consistente en la búsqueda de todos los picos positivos de la señal analizada, seleccionar 10 picos a partir de un cierto nivel de amplitud y ajustar una exponencial a los mismos. Finalmente, se calculaba el decremento a partir de los coeficientes de la exponencial y de la frecuencia propia de la señal (obtenida a partir de las medidas directas, en tiempo real).

Se ha supuesto que el amortiguamiento es de tipo viscoso, ya que la representación de los picos de una señal en un diagrama logaritmico l_n (amplitud)/tiempo es sensiblemente lineal en la zona en la que se han obtenido los decrementos. Solamente para amplitudes de vibración muy pequeñas se observa falta de linealidad en el citado gráfico.

5. CARACTERISTICAS DE LAS VIGAS

Las características geométricas y mecánicas de los tres grupos de vigas ensayadas son las siguientes:

a) Vigas de hormigón armado (serie HA1)

El primer grupo de vigas ensayadas son tres vigas de hormigón armado, denominadas HA1-1, HA1-2 y HA1-3. Las tres vigas tenían una luz entre apoyos de 4,00 m y una sección rectangular de 0,20 m de anchura y 0,15 m de canto. La disposición de armaduras se recoge en la figura 6.

Las características de los materiales son:

f_{cm} = 26 MPa
E = 24.500 MPa
f_y = 470 N/mm²

b) Vigas de hormigón postesado, con armadura no adherente (serie PD1)

Este grupo estaba constituido por tres vigas que, en cuanto a geometría y características del hormigón, son análogas a las de la serie anterior y cuya armadura pasiva se recoge en el esquema de la figura 6. La armadura activa estaba constituida por 2 tendones formados por 3 alambres de 6 mm cada uno. La fuerza total de tesado era de 196 KN y estaba aplicada en el límite inferior del núcleo central de la sección.

c) Vigas de hormigón pretensado (serie PR1)

La serie PR1 estaba constituída por tres viguetas comerciales prefabricadas, con sección en I, pretensadas con armaduras pretesas (transmisión por adherencia), consistentes dichas armaduras en 6 alambres de 6 mm de diámetro, 5 en la cabeza inferior de la sección y uno en la superior.

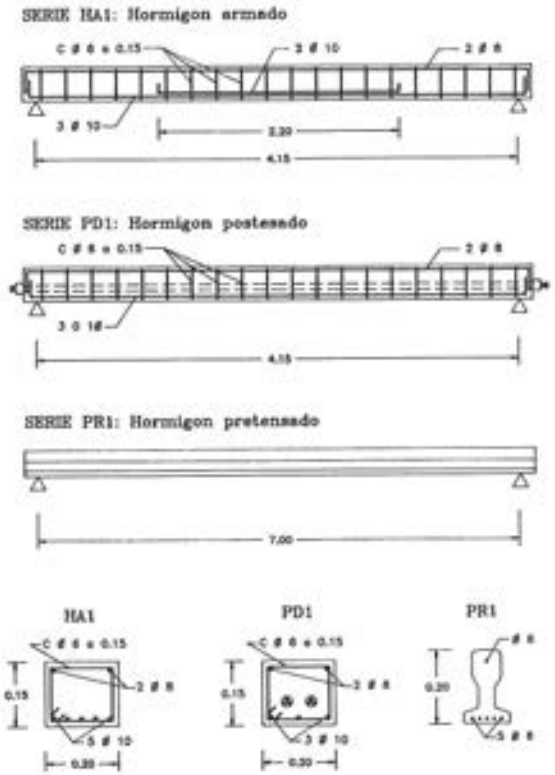


Fig. 6 Caracteristicas de las vigas

El canto de las vigas era de 0,20 m y la luz entre apoyos de 7,00 m. La figura 6 recoge las características generales de las vigas.

6. RESULTADOS

6.1. Ensayos estáticos

a) Vigas de hormigón armado (serie HA1)

En cada una de las tres vigas se realizaron ensayos estáticos para aplicar valores crecientes de la relación M/Mr. Los incrementos de carga final, de un ensayo al siguiente, eran de 1,96 KN (200 Kp).

La carga media de rotura de las vigas fué de 23,52 KN (2.400 Kp).

El gráfico de la figura 7 recoge, a título de ejemplo, los diagramas carga/desplazamiento en el centro de la luz (punto D1) para cuatro de los ensayos realizados en una de las vigas. Se observa una disminución de la rigidez de la viga a medida que se va incrementando la relación M/Mr aplicada.

El análisis de la respuesta de los transductores de deformación, permite establecer que la fisuración se hace patente entre los 250-300 Kp de carga aplicada en el centro de la luz, lo cual corresponde a relaciones M/Mr de 0,10-0,13.

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

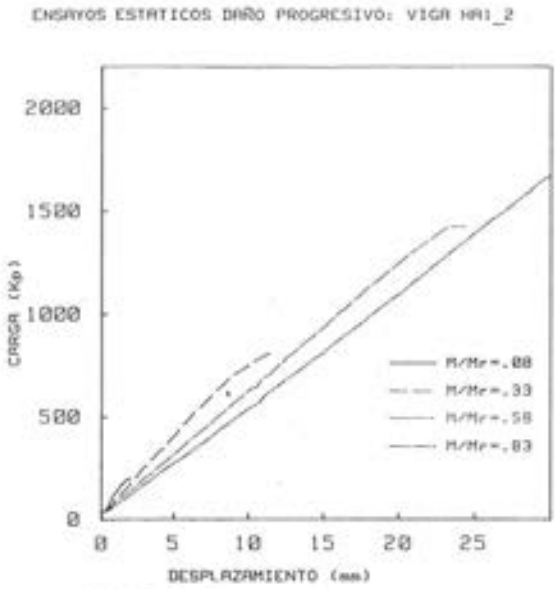


Fig. 7 Graficos carga/desplazamiento

b) Vigas de hormigón postesado (serie PD1)

La metodología de los ensayos estáticos coincide con la seguida en la serie anterior. La carga de rotura de dos de las vigas fué de 34,3 KN, mientras que en la otra viga, por fallo de uno de los anclajes, solamente llegó a 24,5 KN.

c) Vigas de hormigón pretensado (serie PR1)

Por ser esta serie de vigas la que se ensayó en primer lugar, sirviendo entonces en gran medida para la puesta a punto de los ensayos, el número de escalones de daño progresivo fué menor que en los casos anteriores, aunque la metodología de ensayo fué similar.

6.2. Ensayos dinámicos

La anteriormente citada figura 4 recoge, a título de ejemplo, los registros de aceleración y desplazamiento en las zonas del centro (puntos A1 y D1) y cuartos de la luz (puntos A2 y D2) de una de las vigas.

Los registros corresponden a una toma de datos, realizada con el ordenador, a partir de la reproducción de las señales grabadas en cinta magnética durante los ensayos.

6.2.1. FRECUENCIAS PROPIAS

a) Vigas de hormigón armado (serie HA1)

El cuadro 1 recoge las frecuencias propias obtenidas a partir de las señales del punto A1 (aceleración en zona del centro de la viga), para cada uno de los estados de deterioro de las vigas.

El mismo cuadro recoge los porcentajes de variación (disminuciones) de la frecuencia fundamental, f_0, según los distintos estados de daño de la viga. Dichas variaciones son relativas a la frecuencia de la viga en el estado inicial (M/Mr=0), cuando la viga está intacta. La figura 8 muestra, de forma gráfica, estas variaciones.

Se observa que no existe apenas dispersión de los valores obtenidos para las tres vigas ensayadas y que se produce, efectivamente, una notable disminución de la frecuencia al aumentar el nivel de daño en la viga, alcanzando un porcentaje de variación máximo del 21,4 por 100, que es un porcentaje ciertamente alto. No se observa, sin embargo, que se produzcan variaciones notables de la frecuencia en la zona en la que comienza la fisuración de la viga (M/Mr=0,13).

CUADRO 1

Vigas de hormigón armado serie HA1. Frecuencias propias

M/Mr	Frecuencia (Hz)			% Disminución frecuencia		
	HA1-1	HA1-2	HA1-3	HA1-1	HA1-2	HA1-3
0,00	14,349	15,100	14,700	0,00	0,00	0,00
0,04	14,349	–	–	0,00	–	–
0,08	14,250	14,700	14,299	0,69	2,65	2,73
0,17	13,750	14,299	13,899	4,17	5,30	5,45
0,25	13,250	13,899	13,550	7,66	7,95	7,82
0,33	13,049	13,550	13,250	9,06	10,26	9,86
0,42	12,750	13,350	12,949	11,14	11,59	11,91
0,50	12,500	13,200	12,750	12,89	12,58	13,27
0,58	12,350	12,949	12,550	13,93	14,25	14,63
0,67	12,250	12,949	12,449	14,63	14,25	15,31
0,75	–	12,649	12,350	–	16,23	15,99
0,83	11,649	12,250	12,100	18,82	18,87	17,69
0,94	–	–	11,550	–	–	21,43

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

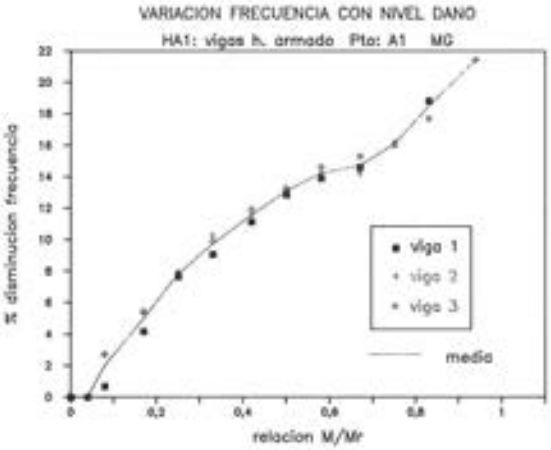


Fig. 8 Vigas hormigón armado

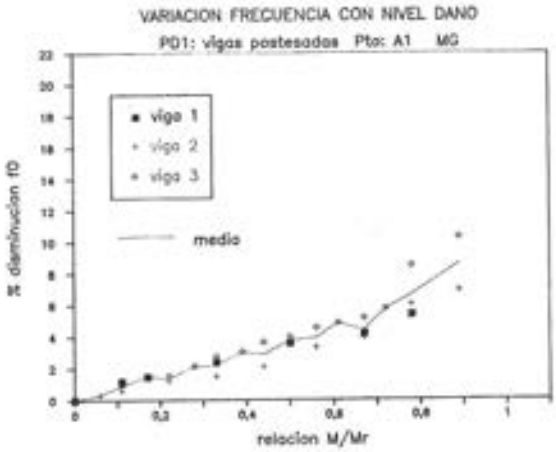


Fig. 9 Vigas armadura postesada

Se obtuvo también la relación entre la variación de rigidez y la de la frecuencia propia, para cada nivel de daño. Pérdidas de rigidez de, aproximadamente, el 50 por 100, suponían variaciones de frecuencia del 15-20 por 100.

a) Vigas de hormigón postesado (serie PD1)

El cuadro 2 muestra los valores obtenidos para las frecuencias fundamentales, en cada uno de los estados de daño de las vigas. Asimismo, se recogen los porcentajes de disminución de la frecuencia fundamental respecto del nivel de daño existente en la viga, medido éste a través de la relación M/Mr. Como en ocasiones anteriores, los porcentajes de disminución de f_0 son relativos a la frecuencia de la viga en el estado inicial. La figura 9 muestra de forma gráfica los valores del cuadro anterior.

Se observa una clara disminución de las frecuencias a medida que progresa el daño en la viga. Las máximas diferencias se alcanzan para la viga PD1-3, con valores de 1,7 Hz (10,3 por 100) respecto de la frecuencia fundamental inicial.

No se aprecian, sin embargo, saltos bruscos en los valores de la frecuencia durante los escalones iniciales, en los que comienza a aparecer la fisuración en las vigas. A partir de relaciones M/Mr en torno a 0,70, parece aumentar la velocidad de variación de la frecuencia.

Se apreció que, para disminuciones de rigidez en torno al 50 por 100, correspondían variaciones en la frecuencia propia, del 7 por 100.

CUADRO 2

Vigas de hormigón postesado serie PD1. Frecuencias propias

M/Mr	Frecuencias (Hz)			% Disminución frecuencia		
	PD1-1	PD1-2	PD1-3	PD1-1	PD1-2	PD1-3
0,00	16,699	16,600	16,500	0,00	0,00	0,00
0,06	–	16,549	–	–	0,31	–
0,11	16,500	16,500	16,350	1,19	0,60	0,91
0,17	16,450	–	16,250	1,49	–	1,52
0,22	–	16,399	16,250	–	1,21	1,52
0,28	–	–	16,149	–	–	2,13
0,33	16,299	16,350	16,050	2,40	1,51	2,73
0,39	–	–	16,000	–	–	3,03
0,44	–	16,250	15,900	–	2,11	3,64
0,50	16,100	–	15,850	3,59	–	3,94
0,56	–	16,050	15,750	–	3,31	4,55
0,61	–	–	15,700	–	–	4,87
0,67	16,000	15,950	15,650	4,19	3,92	5,15
0,72	–	–	15,549	–	–	5,76
0,78	15,800	15,599	15,100	5,38	6,03	8,49
0,89	–	15,449	14,800	–	6,93	10,30

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

CUADRO 3:

Vigas pretensadas serie PR1. Frecuencias propias

M/Mr	Frecuencias (Hz)			% Disminución frecuencia		
	PR1	PR2	PR3	PR1	PR2	PR3
0,00	8,281	8,359	8,361	0,0	0,0	0,0
0,43	–	8,204	8,245	–	1,9	1,4
0,52	8,127	8,127	8,187	1,9	2,8	2,1
0,65	–	8,071	8,129	–	3,5	2,8
0,80	7,972	8,013	8,013	3,7	4,1	4,2
0,92	7,740	7,955	7,665	6,5	4,8	8,3

Se hace patente, por todo lo anterior, que la disminución de la frecuencia fundamental con el aumento del daño por fisuración es muy clara y detectable, aún cuando los porcentajes de disminución de ésta no son excesivamente altos.

c) Vigas de hormigón pretensado (serie PR1)

El cuadro 3 contiene, además de los valores de la frecuencia fundamental, los porcentajes de disminución de dicha frecuencia a medida que va aumentando la importancia del daño en la viga, respecto del valor de la frecuencia con la viga intacta (M/Mr=0).

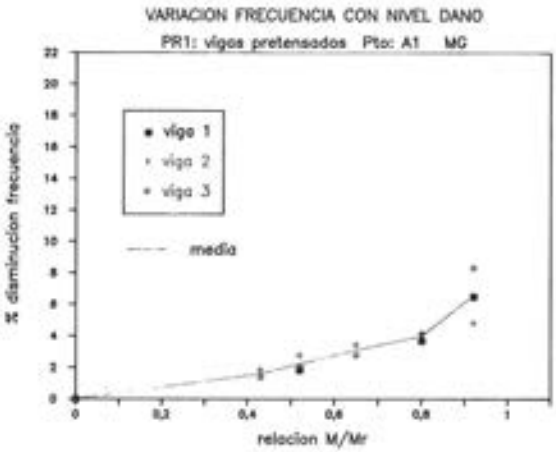


Fig. 10 Vigas armadura pretesa

El gráfico de la figura 10 muestra los valores de los porcentajes de disminución de las frecuencias propias, para cada una de las vigas.

6.2.2. AMORTIGUAMIENTO: DECREMENTOS LOGARITMICOS

Se observa que, efectivamente, el decremento es una magnitud cuyos valores son muy sensibles a su método de obtención y que existe mucha mayor dispersión que en el caso de las frecuencias.

El cuadro 4 recoge los valores medios de los de-

CUADRO 4

Decrementos logarítmicos

M/Mr	HA1	PD1	PR1
0,00	0,043	0,037	0,031
0,06		0,055	
0,08	0,066		
0,11		0,057	
0,17	0,091	0,051	
0,22		0,067	
0,25	0,108		
0,33	0,109	0,065	
0,42	0,109		
0,43			0,036
0,44		0,072	
0,50	0,123	0,062	
0,52			0,036
0,56		0,079	
0,58	0,124		
0,65			0,041
0,67	0,121	0,075	
0,75	0,108		
0,78		0,069	
0,80			0,041
0,83	0,110		
0,89		0,098	
0,92			0,044
0,94	0,102		

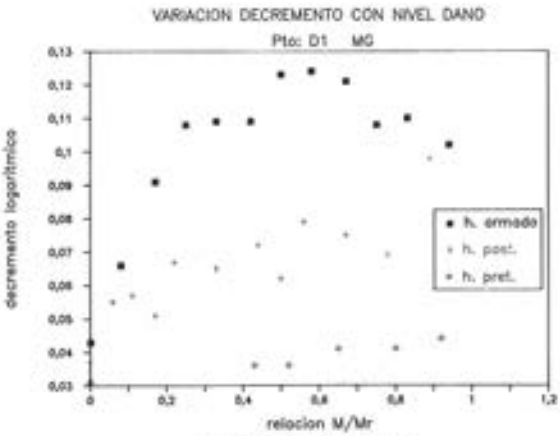


Fig. 11 Decrementos

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

crementos logarítmicos obtenidos para los tres conjuntos de vigas.

El gráfico 11 recoge los valores del citado cuadro.

7. RESUMEN

Se han ensayado tres series de vigas de distinta tipología: hormigón armado, postesado con armadura no adherente y pretensado, para tratar de establecer la influencia del daño progresivo provocado en las mismas sobre la respuesta dinámica de las vigas.

Se ha comprobado la clara disminución de la frecuencia fundamental a medida que aumenta el nivel de daño aplicado en las vigas, independientemente de la tipología de las mismas.

La forma de las curvas que relacionan el nivel de daño aplicado (M/Mr) con el porcentaje de disminución de frecuencia son similares en las tres series y parece apreciarse un aumento de la velocidad de disminución de la frecuencia, a partir de la aplicación de relaciones M/Mr en torno a 0,7-0,8.

La variación de la frecuencia propia en el caso de las vigas de hormigón armado es muy superior (aproximadamente el doble) a la correspondiente variación en el caso de las vigas postesadas o pretensadas. Haciendo las salvedades de las ligeramente distintas condiciones para la obtención de las rigideces, parece observarse que, en el caso de las series HA1 y PD1, disminuciones de la rigidez de, aproximadamente, el 50 por 100, producen disminuciones de la frecuencia que son prácticamente el doble en las vigas de hormigón armado (14-15 por 100) que en las de hormigón postesado (7-8 por 100).

No se aprecia una notable variación de las frecuencias al producirse el comienzo de fisuración de las vigas.

En cuanto al amortiguamiento, medido a través del decremento logarítmico, existe una dispersión notablemente mayor en sus valores, en comparación con la dispersión obtenida en las frecuencias, para ensayos similares, en distintas vigas de una serie.

Con independencia de la citada dispersión es claro el aumento de los valores del decremento (y, por tanto, del valor de la relación entre el amortiguamiento existente respecto del coeficiente de amortiguamiento crítico) a medida que aumenta el daño en las vigas postesadas o pretensadas.

SUMMARY

In order to study experimentally the relation between the level of damage (cracking state) in a beam and its dynamic response (fundamental frecuency and damping) three series of beams have been tested: reinforced concrete, pretensioned and postensioned prestressed concrete.

The beams were tested with increasing levels of damage by application of several states of bending efforts. After each load sollicitation state a dynamic test was leaded to measure the fundamental frecuency and damping.

A clear decreasing in the values of fundamental frecuency as the level of damage increases has been reported in all the tests. The percentage of variation in reinforced concrete beams is about two times the variation in pre or postensioned concrete.

Logaritmic decrement, as a measure of damping, presents more scattered values but is clear the increasing of decrement with the severity of damage.

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

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 20/11/2025

Corrosión bajo tensión de alambres de acero de pretensado, en medios alcalinos conteniendo sulfatos

M. Acha,
C. Alonso y
C. Andrade
"Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja", del C.S.I.C.

INTRODUCCION

Una de las mayores dificultades con las que se encuentran los estudios de Corrosión Bajo Tensión (CBT) en aceros pre o postensados es el tratar de reproducir en el laboratorio las condiciones ambientales que conducen a este tipo de fallos. Ha sido posible, sin embargo, reproducir la morfología de la fractura en algunas ocasiones (1) (2), pero con la contrapartida de que, en estos casos, el medio agresivo empleado suele quedar alejado de la realidad del hormigón.

La mayor parte de los fallos por CBT en estructuras pre o postensadas están asociados con hormigones de mala calidad o contaminados, por lo que en los últimos años se vienen realizando estudios en condiciones que se acercan lo más posible a esta realidad, empleando, por ejemplo, medios alcalinos saturados en hidróxido cálcico, contaminado o no por cloruros (3) (4), medios carbonatados (5), etc.

La variedad de condiciones ambientales que en principio son posibles en un hormigón, hace que los estudios en este campo resulten muy difíciles, lo que unido al complejo mecanismo al que se asocia el proceso, conduce a que, aún hoy, siga sin encontrarse una teoría capaz de justificar todos los aspectos de una rotura como consecuencia de un problema de fragilización del metal.

Con el presente trabajo se ha pretendido avanzar estudiando un medio alcalino contaminado con sulfatos. El efecto de la presencia de sulfatos, a pesar de poder encontrarse en la fase acuosa del hormigón y de haberse detectado en algunos fallos de casos reales (6), solo en muy escasas ocasiones se ha tenido en cuenta en estudios exploratorios a nivel de laboratorio (7), aunque sin encontrar resultados suficientemente concluyentes.

METODO EXPERIMENTAL

Se empleó para los ensayos un acero de pretensado, estirado en frío, de 7 mm de diámetro y 180 mm de longitud. La longitud de material ensayado fué de unos 25 mm, la cual se mecanizó paralelamente a la dirección de estiramiento y se pulió hasta un tamaño de lija 6/0 para conseguir una superficie más homogenea. El diámetro final de la porción de material ensayado resultó $\simeq$ 2,5 mm. El aspecto de la probeta se muestra en la figura 1.

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

Fig. 1

Sus características mecánicas son las siguientes:

Límite elástico 0,2% (Mpa)	Tensión de rotura (MPa)	Alargamiento bajo carga máxima (%)	% RA
1548	1738	5,5	33,7

Su composición química es:

C (%)	Mn (%)	Si (%)	P (%)	S (%)
0,72	0,76	0,25	≤0,02	0,027

Las disoluciones ensayadas fueron: $Ca(OH)_2$ sat. $+0{,}2\ M\ K_2SO_4$ de pH = 12,85 y aireada. Se trabajó a temperatura ambiente. Los aceros se recubrieron con una resina epoxi, buscando en unos casos provocar corrosión en resquicios (crevice) en la zona de ensayo y en otros se desplazó a zonas donde la aparición de la fractura no es mecanicamente previsible.

Se realizarón ensayos de tracción lenta para los que se emplearon dos velocidades: $10^{-6}\ sg^{-1}$ y $10^{-7}\ sg^{-1}$. Se utilizó un contraelectrodo de platino y un electrodo saturado de calomelanos como referencia; ambos se conectaron, a la vez que el electrodo de trabajo, a un potenciostato para así poder trabajar a potencial constante.

Previamente a los ensayos de tracción, se hicieron ensayos sobre el comportamiento electroquímico del acero de pretensado en el medio agresivo que se iba a ensayar, trabajando potenciostáticamente y se registró la corriente resultante durante, aproximadamente, 24 horas. Finalmente, se determinó la morfología del ataque producido en cada caso.

RESULTADOS

ENSAYOS ELECTROQUIMICOS

En la figura 2 se muestran los ensayos poten-

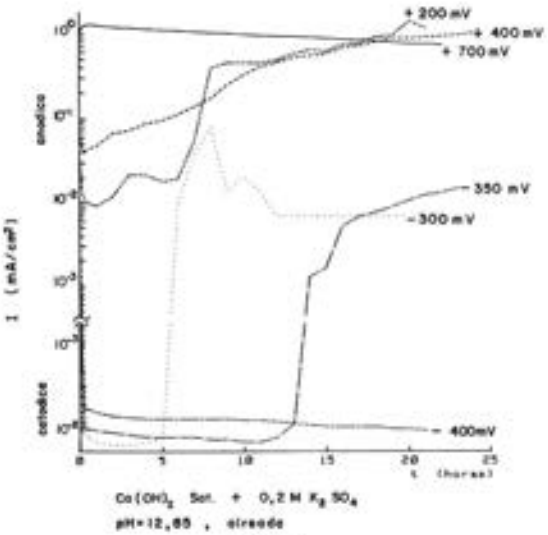


Fig. 2

ciostáticos, con las intensidades registradas, en función del tiempo, para algunos de los potenciales ensayados. De ellos se puede deducir cómo el tiempo de inducción de la corrosión se hace más corto a medida que el potencial se hace más positivo, apreciandose un límite para potenciales menores a −400 mV, por debajo del cual no parece generarse ataque.

A partir de estos ensayos se pudieron definir los tipos de morfología de ataque que tienen lugar en estos medios y el rango de potenciales a los que aparecen. Un resumen se da en la figura 3. En estos

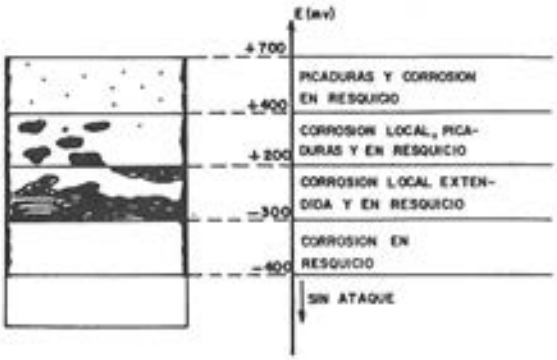


Fig. 3

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

medios se detecta una tendencia a producir corrosión en resquicios (crevice), apreciándose además un ataque local intenso en el rango de potenciales entre −300 y +200 mV. Este ataque va disminuyendo en intensidad a medida que el potencial es más positivo, para finalmente predominar un ataque por picaduras.

ENSAYOS DE CORROSION BAJO TENSION

En la figura 4 se muestra la influencia del potencial aplicado al acero sobre sus propiedades mecánicas (efecto sobre la reducción en área) al ser sometidos a ensayos de tracción lenta, hasta rotura, en el medio agresivo objeto de estudio.

A potenciales más negativos de −900 mV, las probetas rompen dando una reducción en área claramente inferior a la que se obtiene en el aire, sin apenas influir la velocidad de tracción aplicada (10^{-6} ó 10^{-7}). Se detecta, por lo tanto, un efecto de fragilización en el material ensayado, posiblemente por carga de H_2 que se forma en esa región de potenciales.

La reducción en área se aproxima a la del aire, en el rango de potenciales entre −900 y −400 mV.

En la región de potenciales entre −200 y +200 mV, aparece de nuevo una zona en la que la reducción en área disminuye, siendo este efecto más pronunciado cuanto más lenta es la velocidad de tracción aplicada. Nuevamente se detecta una región de fragilización del material.

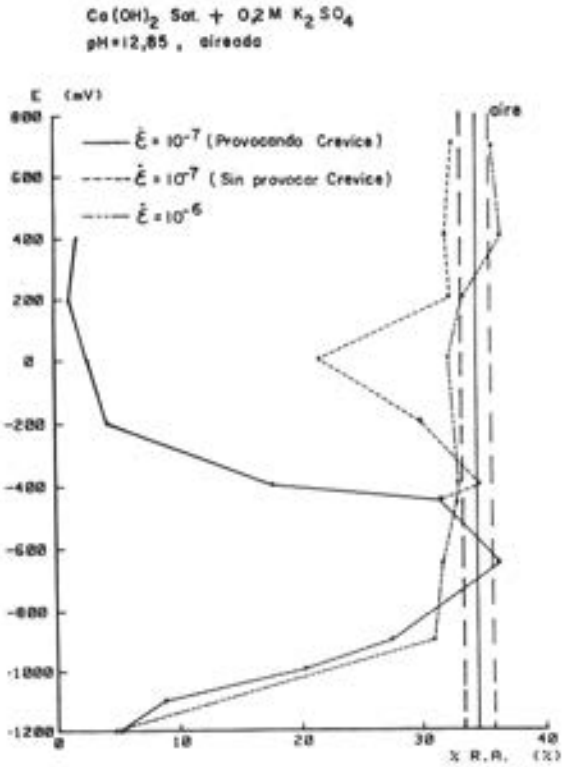


Fig. 4

Cuando el efecto de la corrosión en resquicio es muy patente en el área de ensayo, se registran reducciones en área, menores.

A potenciales más positivos de +200 mV, nuevamente las reducciones en área vuelven a ser significativas y se aproximan a las obtenidas en el ensayo al aire. Sin embargo, apenas se aprecian cambios cuando es importante la corrosión en resquicios, ya que ésta puede llevar a enmascarar el efecto real sobre las propiedades mecánicas del acero.

DISCUSION

AGRESIVIDAD DEL ANION SULFATO

El sulfato es un anión con carácter fuertemente agresivo aún en medios de elevada alcalinidad como es el de la fase acuosa del hormigón, pH ≥ 12,6. En estas condiciones, la presencia de anión sulfato en concentraciones superiores a 10^{-2} M (8), inhibe la formación de la capa pasiva en zonas locales del metal.

El mecanismo de actuación se puede relacionar con un problema de acidificación local (9) en el fondo de la picadura, lo que impediría la repasivación del metal. Este hecho conduciría a crear condiciones electroquímicas claramente diferenciadas entre el interior de la picadura y el exterior. Los pHs tan bajos que se pueden dar en el fondo de una picadura, pueden permitir la reducción del hidrógeno en su seno, si se genera una reacción catódica en el interior.

El que el ataque local en presencia de sulfato sea extendido o por picaduras, parece depender del potencial existente y, por tanto, de la extensión en área del equilibrio ruptura/repasivación.

La tendencia a la aparición de un ataque en resquicios, hace pensar que también la aireación diferencial juega un importante papel en el proceso en el que el potencial aplicado es también determinante.

SUSCEPTIBILIDAD A LA CORROSION BAJO TENSION

En muchas ocasiones, se ha especulado que la corrosión localizada y más concretamente la corrosión por picaduras, puede llevar a producir fenómenos de Corrosión Bajo Tensión. Por otra parte, picaduras de pequeño tamaño pero profundas, podrían favorecer la concentración de tensiones en su punta de avance y hacer que se comporten como microfisuras.

Si se considera que se produce una acidificación en el vertice de la fisura, cabe la posibilidad de que se genere el proceso catódico dentro de ella y por

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

tanto hidrógeno atómico que, dado su pequeño tamaño, puede difundir en el metal, distorsionándolo y fragilizándolo.

En el caso del medio aquí ensayado, la observación de las fracturas obtenidas al microscopio electrónico de barrido llevan a pensar que sólo se produce una fragilización del metal debido al hidrógeno generado a potenciales muy catódicos, como la que se aprecia en la figura 5.

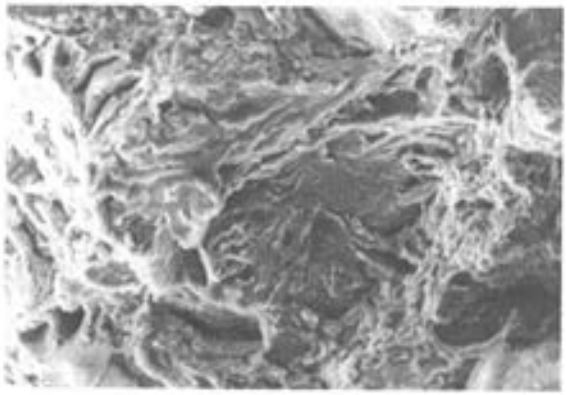


Fig. 5

En cambio, a potenciales más anódicos, concretamente en la región de entre −100 y + 200 mV, puede existir una mezcla de mecanismos, como se deduce de las fracturas presentadas en la figura 6, donde se aprecia un ataque provocado por la disolución, especialmente localizado en el exterior del área de fractura (detalle figura 6a).También se aprecia una mezcla de tipos de fracturas: planas en algunas zonas de morfología similar a la obtenida a potenciales muy catódicos, con procesos de disolución preferencial de unos componentes de la perlita respecto de otros. Queda la duda de si el ataque detectado en éstas últimas zonas (clivaje) se ha producido o no, después de la propagación de la fisura (detalle figura 6b).

Roturas similares a la aquí presentada, se han encontrado, para éste tipo de material, en otros medios agresivos (1,5) en los que se consideró que la fractura transgranular tipo clivaje, que también se presentó a potenciales anódicos, es debida a problemas de fragilización por hidrógeno.

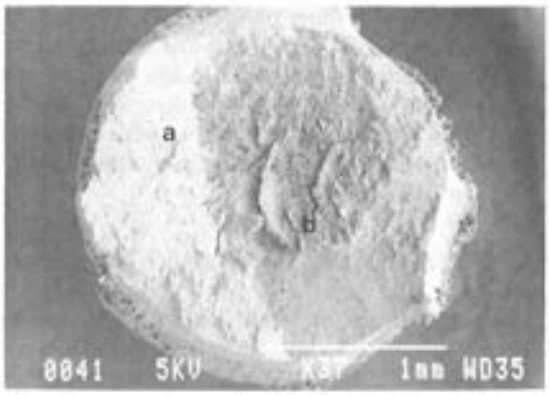


Fig. 6

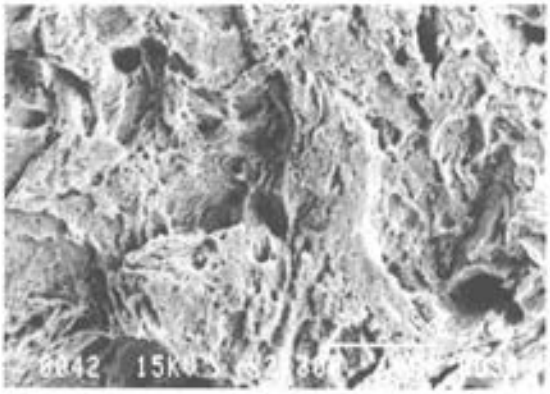


Fig. 6a

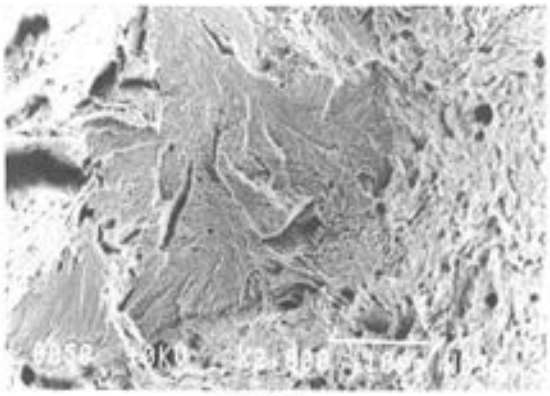


Fig. 6b

CONCLUSIONES

–El anión sulfato actua como un agresivo, que si está presente en la fase acuosa del hormigón, es capaz de producir corrosión de tipo localizada en las armaduras.

–El acero pretensado, en medios agresivos conteniendo sulfatos, puede sufrir problemas de fragilización, con fracturas de aspecto transgranular tipo clivaje, en algunas zonas.

BIBLIOGRAFIA

1. M. DEL CAMPO, J. CLIMENT, M. ELICES y V. SANCHEZ-GALVEZ, "Contribución Española al ensayo FIP de corrosión bajo tensión", Hormigón y Acero, nº 130, 131, 132, p 245-255 (1979).

2. J. GALLIGO y J. CLIMENT, "Mecanismo de fisuración en los ensayos de corrosión bajo tensión

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

propuestos por la FIP", Hormigón y Acero, nº 143, p 61-72 (1982).

3. R.N. PARKINS, M. ELICES, V. SANCHEZ-GALVEZ y L. CABALLERO, "Environment sensitive cracking of pre-stressing steels", Corr. Sc., Vol. 22 nº 5, p 379-405 (1982).

4. K. McGUINN y J.R. GRIFFITHS, "Rational test for stress corrosion crack resistance of cold drawn prestressing tendon", Vol. 12, nº 3,(1977) p 152-157.

5. M.C. ALONSO, C. ANDRADE, R.P.M. PROTER y M. SAENZ DE STA Mª, "Susceptibilidad a la corrosión bajo tensión del acero pretensado en disoluciones de $NaHCO_3$", Hormigón y Acero, nº 166, p 121-126 (1988).

6. G. PEHN, U. NURNBERGER y R. FREY, "Actual damage of prestressing steel due to stress corrosión", 3º Symposium on stress corrosion of prestressing steel, Sep. 1981.

7. J. EIGEKEMEYER, "Stress corrosion crack of high strength steel in satured $Ca(OH)_2$ solutions caused by Cl^- and $SO_4^{=}$ additions", Corr. Sc., Vol. 18, p 397-399 (1978).

8. M. ACHA, C. ALONSO y C. ANDRADE, "Corrosión de armaduras en medios alcalinos conteniendo sulfatos", 3º Congreso Iberoamericano de Corrosión y Protección, junio (1989).

9. J.R. GALVELE, "Transport processes and the mechanism of pitting of metals", J. of Electroch. Soc., Vol. 123, nº 4, p 464-474 (1976).

10. A.M. LANCHA y M. ELICES, "Fisuración debida a la fragilización por hidrógeno en aceros eutectoides a pH = 12,5", Rev. Iber. Corros. y Prot., Vol. 17, nº 1, p 23-27 (1986).

RESUMEN

Los fallos por Corrosión Bajo Tensión que caracterizan a los alambres de acero de pretensado siguen siendo, aún hoy, una incógnita, tanto en su mecanismo como en la causa o causas que los producen. De ahí la importancia de seguir los estudios que definan diferentes medios agresivos y que siendo viables en la fase acuosa del hormigón conlleven a un fallo de este tipo.

En el presente trabajo, se ha estudiado la influencia de la presencia de sulfatos en medios alcalinos que simulan la fase acuosa del hormigón. Los ensayos se han realizado con probetas cilíndricas mecanizadas, sometidas a tracción axial y a velocidad de deformación constante. Los medios agresivos utilizados han sido disoluciones saturadas de $Ca(OH)_2$ y 0,2 M de K_2SO_4 (pH = 12,8) en condiciones aireadas. Se han estudiado, como variables, la velocidad de deformación y el potencial electroquímico.

Los resultados muestras que existen dos regiones de potenciales que conducen a rotura frágil por corrosión bajo tensión, una a potenciales catódicos menores de −900 mV y otra a potenciales entre −200 y + 200 mV, región esta última donde los sulfatos producen un ataque local intenso en estos medios.

SUMMARY

In this paper, the influence of the presence of sulphates in alkaline media simulating the pore concrete solution has been considered. The tests were carried out on cylindric specimens submetted to axial stress at a constant strain rate.

The aggressive condition employed were saturated $Ca(OH)_2$ solutions with 0.2 M K_2SO_4 (pH = = 12.8), and aerated. The variables studied were the strain rate and the electrochemical potential.

The results indicate that there are two potential regions susceptible to brittle fracture due to a stress corrosion phenomenom. One at potentials more negative than −900 mV and other between −200 to + 200 mV, this last having also a heavy local attack.

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

Publicación especial de la A.T.E.P. Manual H.P. 5-79 "Recomendaciones para la disposición y colocación de armaduras"

Dentro de la serie de Manuales que, desde hace años, viene editando la Asociación Técnica Española del Pretensado, y en los que se recogen las recomendaciones relativas a las diferentes etapas del proceso general de ejecución de las construcciones pretensadas, se ha publicado el Manual H.P. 5-79 en el que, bajo el título "Recomendaciones para la disposición y colocación de armaduras", se han recopilado todas aquellas normas que la práctica ha demostrado deben tenerse en cuenta para obtener una adecuada disposición de las armaduras en los elementos pretensados, tanto si se trata de armaduras pretesas como postesas, incluyéndose así mismo las armaduras pasivas que suelen acompañar a las activas.

Por la íntima relación existente entre tales armaduras y otra serie de dispositivos y piezas tales como los anclajes, empalmes, vainas, separadores, etc., se recogen también en este Manual las recomendaciones correspondientes a su colocación.

En todos los casos, se tratan por separado las fases de proyecto, ejecución y control.

El interés del tema elegido resulta evidente si se tiene en cuenta que el estado tensional creado por las armaduras activas en todo elemento pretensado, debe ser tal que permita a éste cumplir, con las necesarias garantías de seguridad y durabilidad, la función a que va destinado. Y como dicho estado tensional depende, no sólo de la magnitud sino también del punto de aplicación de la resultante de las fuerzas de pretensado introducidas, se comprende que la disposición de las armaduras en este tipo de piezas adquiere una importancia primordial; por lo que su colocación debe ser cuidadosamente realizada en obra.

A la consecución de este objetivo se estima que pueden contribuir, de modo importante, las recomendaciones de este Manual.

El Manual H.P. 5-79, con 87 páginas y varias figuras, está a la venta al precio de 300,- ptas el ejemplar (seis dólares USA para el extranjero). Para los Miembros de la ATEP se ha establecido el precio especial de 200,- ptas (cuatro dólares USA para el extranjero).

Los interesados en su adquisión deberán dirigir sus pedidos a la Secretaría de la Asociación Técnica Española del Pretensado, Apartado 19.002, 28080 Madrid, Teléfono 302.04.40.

* * *

Traducción de normas alemanas al español

Desde hace más de 30 años, el Instituto Alemán de Normalización (DIN) traduce las Normas DIN a idiomas extranjeros, para fomentar el comercio internacional.

En la actualidad, existe ya una amplia colección de normas en versión española, que representan un potencial de información indispensable para el profesional interesado en el campo de la normalización, especialmente en vista de la entrada de España en la CEE.

Los temas específicos a los que se refieren estas normas son:

– Ensayos de materiales; Técnicas de medición; Metales; Semiproductos; Materias sintéticas; Industria de la construcción; Química; Electrotécnica; Elementos de fijación; Herramientas.

Los interesados en dichas traducciones podrán obtener una lista completa, que el DIN distribuye gratis, dirigiéndose a:

DIN Deusches Institut für Normung e.V.
Sprachendienst
Burggrafenstrasse 6
D-100 Berlin 30 R.F.A.

* * *

Concesión de los premios Agroman 1990

El dibujante de humor Carlos Cervigón "CERVIGON", ha sido galardonado con el Premio Paleta AGROMAN 1990, dotado con 500.000 pesetas. Los accesit, de 200.000 pesetas, en las modalidades de caricatura e historieta han recaído en Napi y Mena, respectivamente.

El Premio Plomada Horizontal, dotado con 200.000 pesetas, por el mejor chiste dedicado a la construcción, ha sido obtenido por Luis Mendiguren.

El Jurado de la presente edición lo han compuesto Antonio Mingote, Antonio Fraguas "FORGES", Alfonso Ussia, Emilio Danco "DATILE", Fermín Garbayo y José María Clemente.

El acto de entrega fue presentado por los actores Miriam Díaz Aroca y Enrique Simón.

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

Fluencia y relajación en tendones, con temperatura variable

Vicente Sánchez Gálvez,
José M. Martínez y
Manuel Elices
Departamento de Ciencia de Materiales
Escuela de Ingenieros de Caminos
Universidad Politécnica de Madrid

1. INTRODUCCION

En este artículo se presenta un método para calcular las pérdidas de tensión por relajación en un tendón pretensado, cuando la temperatura es distinta a lo largo del tendón y, además, variable con el tiempo. El cálculo es simple, se puede hacer con un ordenador de bolsillo, y solamente precisa de los datos suministrados por el fabricante, que pueden ser un ensayo normalizado de relajación o la curva que se obtiene en un ensayo de tracción.

Hay dos razones que han motivado la publicación de este trabajo: En primer lugar, una razón de tipo práctico. La necesidad de conocer las pérdidas de pretensado en tendones donde la temperatura es variable, suele presentarse, por ejemplo, en la fabricación de vigas pretensadas curadas al vapor, en tendones con trayectoria curva en puentes que reciben una insolación muy desigual, o en el caso de incendio de una estructura pretensada. La otra motivación para realizar este trabajo ha sido la necesidad de una comprobación experimental del modelo propuesto para calcular las pérdidas de tensión en estas condiciones tan generales.

El artículo se ha estructurado de la siguiente manera: Primero, se caracteriza el acero del tendón, es decir se determinan los parámetros que reflejan su comportamiento elastoplástico y que son necesarios para predecir la fluencia y la relajación. A continuación se describen dos experimentos de fluencia y relajación de tendones con temperatura variable. Estos ensayos reproducen dos situaciones extremas; tendones con longitud constante (relajación) y tendones con carga constante (fluencia). Los resultados de estos dos experimentos servirán para comprobar la bondad de las predicciones numéricas, que son el objeto del siguiente apartado. El método propuesto se aplica a un tendón cuya zona central está más caliente que los extremos y, además, la temperatura varía con el tiempo, y se calculan las pérdidas de tensión (en el caso de la relajación) o los alargamientos (en el caso de la fluencia). Finalmente, se comparan las predicciones teóricas con los resultados experimentales y se resumen las conclusiones.

2. CARACTERIZACION DEL MATERIAL

La experimentación se ha llevado a cabo con alambres de 5 mm de diámetro de baja relajación (calidad R2) suministrados por Nueva Montaña Quijano, S.A.

Para calcular las pérdidas de pretensado se ha utilizado un modelo de comportamiento elastoplástico del tendón, previamente desarrollado por los autores (Sánchez Gálvez, Elices, Astiz, 1976), donde la tensión efectiva σ_{ef} en función de la deformación plástica ϵ^P, es una recta en una escala doblemente logarítmica. Esta recta –la misma tanto si se trata de un ensayo de tracción, como de fluencia o de relajación isoterma– está caracterizada por dos parámetros, P y m, una vez conocidas las condiciones iniciales del ensayo. Por lo tanto, para poder caracterizar el material y realizar los cálculos previstos hace falta determinar P y m.

Estos dos parámetros se pueden deducir a partir de un simple ensayo de tracción a temperatura ambiente. En este trabajo se han utilizado los datos de dos ensayos de tracción; uno a temperatura ambiente y otro a 60°C que, prácticamente, proporcionan los mismos parámetros. Como confirmación adicional, también se han utilizado los datos de cuatro ensayos de relajación; dos a temperatura ambiente (al 70 por 100 y al 80 por 100 de la carga de rotura) y otros dos a 60°C (también al 70 por 100 y al 80 por 100 de la respectiva carga de rotura). Nuevamente, todos los resultados son prácticamente coincidentes, como se muestra a continuación.

Para los ensayos de tracción se ha partido de la expresión (Sánchez Gálvez, Elices, Astiz, 1976),

$$\epsilon^P = [\frac{\sigma_{ef}}{P}]^m \qquad (2.1)$$

donde ϵ^P y σ_{ef} son la deformación plástica y la tensión efectiva, que se define como,

$$\sigma_{ef} = \sigma + \beta T \ln(\nu t) \qquad (2.2)$$

β y ν son dos parámetros (deducidos en el citado

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

artículo) que valen, respectivamente, 0,06 MPa/K y 10^{13} segundos^{-1}. T es la temperatura (en grados Kelvin) y σ es la tensión correspondiente al tiempo t. Los tiempos se miden desde el comienzo de la deformación plástica $\epsilon^P = \epsilon - \sigma/E$. El origen de tiempos es convencional e influye poco en los resultados finales, como se indica en el artículo. En este ensayo se ha considerado que la deformación plástica se inicia cuando la deformación total medida, ϵ, difiere de la deformación elástica σ/E en 10^{-5}. La tensión efectiva tiene sentido para tiempos mayores de 10^{-13} segundos, restricción que no influye en la práctica.

Los resultados de los dos ensayos de tracción, uno a temperatura ambiente y otro a 60°C, se han representado en la figura 1. Puede apreciarse que ambos resultados se pueden expresar mediante una recta, en un diagrama doblemente logarítmico, tal como predice el modelo propuesto. También se puede ver que un solo ensayo de tracción, –el de temperatura ambiente, por ejemplo–, hubiera sido suficiente para obtener los parámetros de la recta.

Durante un ensayo de relajación, la deformación total, elástica más plástica, permanece constante. Por consiguiente:

$$\epsilon^P = \frac{\sigma_o - \sigma}{E} \qquad (2.3)$$

donde σ_o es la tensión inicial del tendón. Teniendo en cuenta este resultado y (2.1) se obtiene, para un ensayo de relajación, (véase Sánchez Gálvez, Elices, Astiz, 1976):

$$\frac{\sigma_o - \sigma}{E} = \left[\frac{\sigma_{ef}}{P}\right]^m - \left[\frac{\sigma_{ef,0}}{P}\right]^m \qquad (2,4)$$

donde la tensión efectiva inicial viene dada por,

$$\sigma_{ef,o} = \sigma_o + \beta T \ln(\nu t_o) \qquad (2.5)$$

siendo t_0 el intervalo de tiempo inicial, que depende de la norma de ensayo, hasta que se fija la longitud de la probeta y se empieza a medir la pérdida

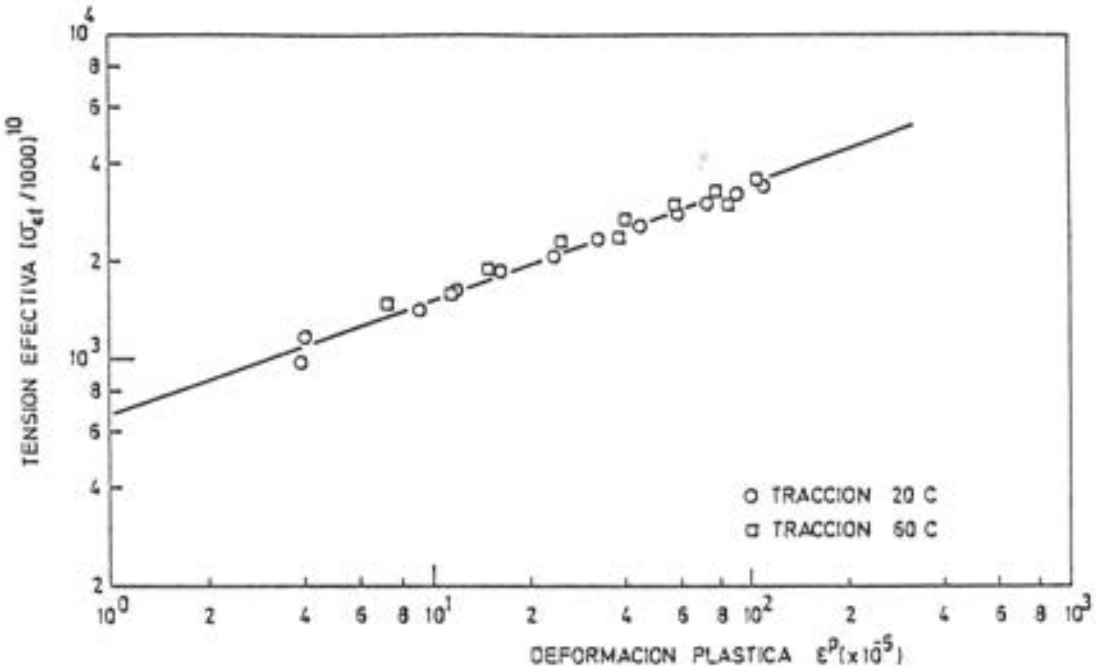


Fig. 1. Cálculo de los parámetros P y m. Ensayos de tracción a 20°C y a 60°C.

Los resultados de los ensayos de relajación isoterma deben situarse sobre la misma recta, como ya se ha indicado al principio. Por lo tanto, con los datos obtenidos del ensayo de tracción se podrían predecir los de relajación (para distintas tensiones iniciales y para distintas temperaturas). En vez de hacerlo así, se procederá a la inversa, para corroborar, de nuevo, la validez del modelo. Vamos a representar los resultados de los cuatro ensayos de relajación, con distintas tensiones iniciales y distintas temperaturas y comprobar que todos se agrupan sobre la recta de los ensayos de tracción.

de tensión. En los ensayos realizados con la norma española t_o es igual a 120 segundos.

Los valores de σ_{ef} en función de ϵ^P se han representado en la figura 2, para los cuatro ensayos de relajación: El primero, a temperatura ambiente y con tensión inicial de σ_o = 1274 MPa, correspondiente al 70 por 100 de la carga de rotura, (los datos de este ensayo han sido proporcionados por Nueva Montaña Quijano). El segundo ensayo, también a 20°C, se ha hecho con una tensión inicial de 1460 MPa, correspondiente al 80 por 100 de la

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

carga de rotura. El tercer ensayo se ha realizado a 60°C, con una tensión inicial de 1253 MPa, equivalente al 70 por 100 de la carga de rotura a esta temperatura y en el cuarto ensayo, también a 60°C, se ha tesado inicialmente con 1433 MPa, que equivalen al 80 por 100 de la carga de rotura a 60°C.

tratar de reproducir, en condiciones controladas, el comportamiento de un tendón pretensado cuando, posteriormente, la temperatura varía. Con la intención de experimentar una situación muy general, se ha diseñado un dispositivo para calentar la parte central del tendón; de esta forma la temperatura varía a lo largo de su longitud. Para simular

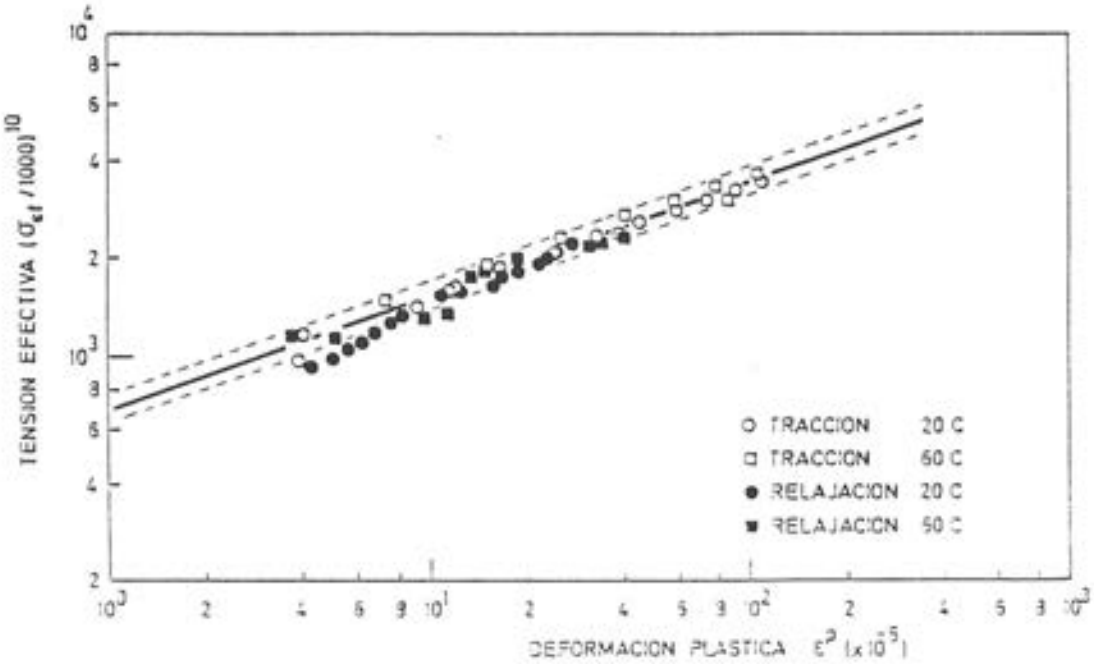


Fig. 2. Cálculo de los parámetros P y m. Ensayos de tracción y de relajación.

En la figura 2, también se han superpuesto los datos correspondientes a los dos ensayos de tracción. Como puede apreciarse, la coincidencia es muy buena. Utilizando los datos de los seis ensayos, se ha ajustado una recta por mínimos cuadrados y a partir de ella se han obtenido los siguientes valores de los parámetros P y m.

$$P = 2880{,}34 \text{ MPa} \qquad m = 28{,}31 \qquad (2.6)$$

En la figura también se han representado dos rectas, paralelas a la de regresión lineal, con el criterio de variar la tensión en un 10 por 100. Como puede observarse, la gran mayoría de los resultados experimentales se encuentran situados dentro de la banda comprendida entre estas dos rectas. Esta dispersión es normal en ensayos de relajación, por lo que puede concluirse que la recta $\sigma_{ef}-\epsilon^P$, en escala bilogarítmica, ofrece una aproximación al comportamiento real, con suficiente precisión para utilizarla en la predicción del comportamiento de un tendón sometido a una historia de cargas más compleja, como veremos a continuación.

3. RESULTADOS EXPERIMENTALES

El próposito de la experimentación realizada es

mejor la realidad, se ha tenido en cuenta que la temperatura puede variar con el tiempo y en la experimentación se ha variado el perfil de temperaturas durante el ensayo. El resultado ha sido que el tendón, una vez tesado, está sometido a una temperatura que varía con la posición y con el tiempo. De esta forma se pueden simular situaciones complejas, por ejemplo, el comportamiento de un elemento pretensado durante un incendio o el de un tendón con trayectoria curva sometido a una insolación variable.

Aún con este planteamiento tan general, quedan aspectos que no se han reproducido en el experimento. Uno de ellos es la interacción entre el tendón y el hormigón. La influencia mutua entre la fluencia y retracción del hormigón y la relajación del acero ya se estudió y se llegó a la conclusión de que se podía predecir el comportamiento conjunto utilizando el modelo propuesto por los autores, y que las predicciones eran más precisas que las suministradas por las normas en vigor (véanse los cuatro trabajos publicados en Hormigón y Acero en 1984 por V. Sánchez Gálvez, M. Elices y H. Corres).

Otro aspecto, no considerado, es la posible variación de la longitud del tendón durante una situación compleja, como las comentadas anterior-

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

mente. Para no complicar excesivamente la experimentación, se ha optado por comprobar el comportamiento del tendón en dos situaciones extremas; cuando la longitud permanece constante durante todo el ensayo (en este caso se miden las pérdidas de tensión por *relajación* pura) y cuando la tensión del tendón se mantiene constante durante el ensayo (en este experimento se mide la deformación del tendón por *fluencia* pura). En una situación real se producirá un estado intermedio, con predominio de la fluencia o de la relajación según sea el diseño del elemento estructural pretensado.

El dispositivo experimental utilizado se ha representado esquemáticamente en la figura 3. El tendón se ha acoplado a una máquina universal de ensayos que puede mantener la carga constante (para ensayos de *fluencia*) o el desplazamiento constante (para ensayos de *relajación*). La parte central del tendón se ha introducido en un horno que permite variar el perfil de temperaturas del tendón durante el ensayo.

registrador gráfico de la consola. El sistema de adquisición automática de datos estuvo compuesto por: un ordenador de gobierno, un scanner, un módulo de lectura y un trazador de gráficos.

El sistema de caldeo y refrigeración se diseñó y construyó en el Departamento de Ciencia de Materiales. El esquema de este dispositivo se muestra en la figura 4. El calentamiento de la zona central se consigue mediante un horno eléctrico. La resistencia se ha bobinado sobre un carrete de aluminio que alberga cinco termopares, cuya posición se indica en el esquema de la figura 4. A fin de obtener una temperatura uniforme a lo largo del horno, se ha hecho un primer bobinado con hilo Kantall de 0,65 mm de diámetro y sobre éste, otro bobinado, del mismo material, con un número decreciente de espiras conforme se aleja de los extremos. Los dos bobinados están conectados a dos fuentes de alimentación independientes, con lo que se consigue un buen control del perfil de temperaturas

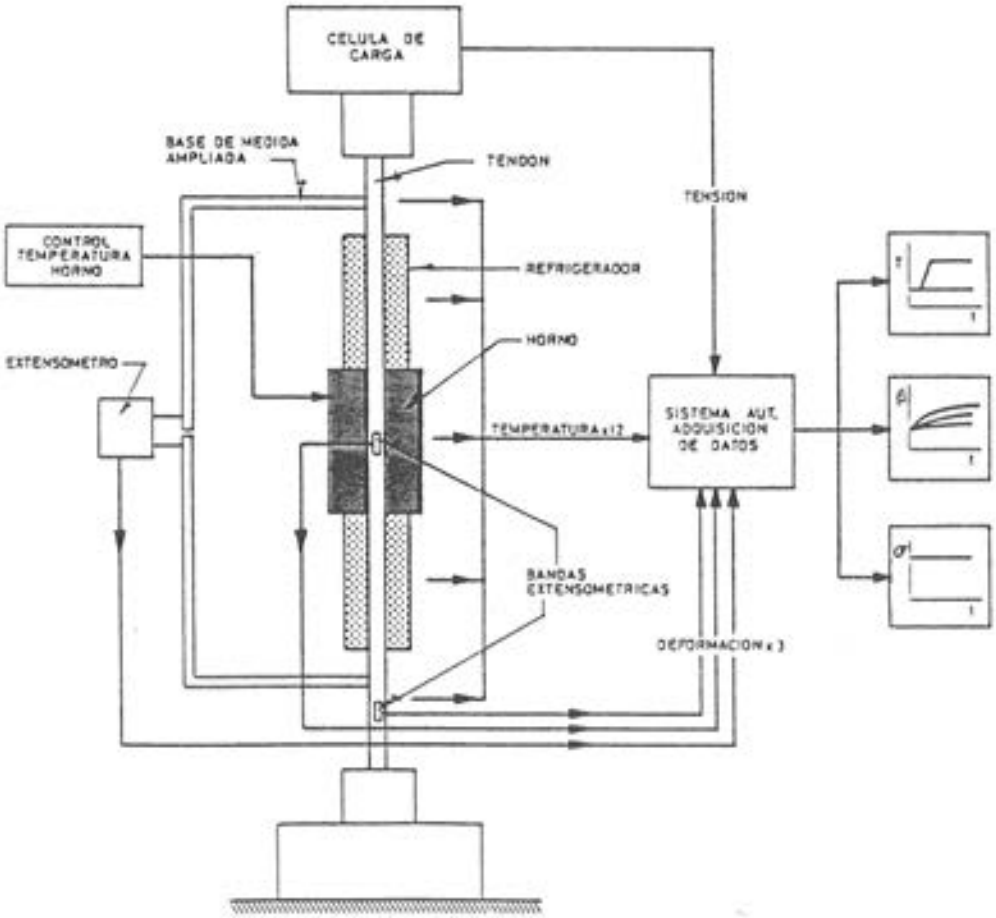


Fig. 3. Dispositivo experimental utilizado.

Para estos ensayos se ha utilizado una máquina electromecánica Suzpecar Mod. 103/10, con una resolución en los controles de posición y de carga de 0,1 μm y 200 N, respectivamente. Como salida de datos se ha seleccionado la salida analógica del

deseado. Para mantener una temperatura homogénea dentro del horno, se rellena el espacio que queda entre el horno y la probeta, con cera, que permanece endurecida cuando el horno está frío y líquida cuando está caliente.

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

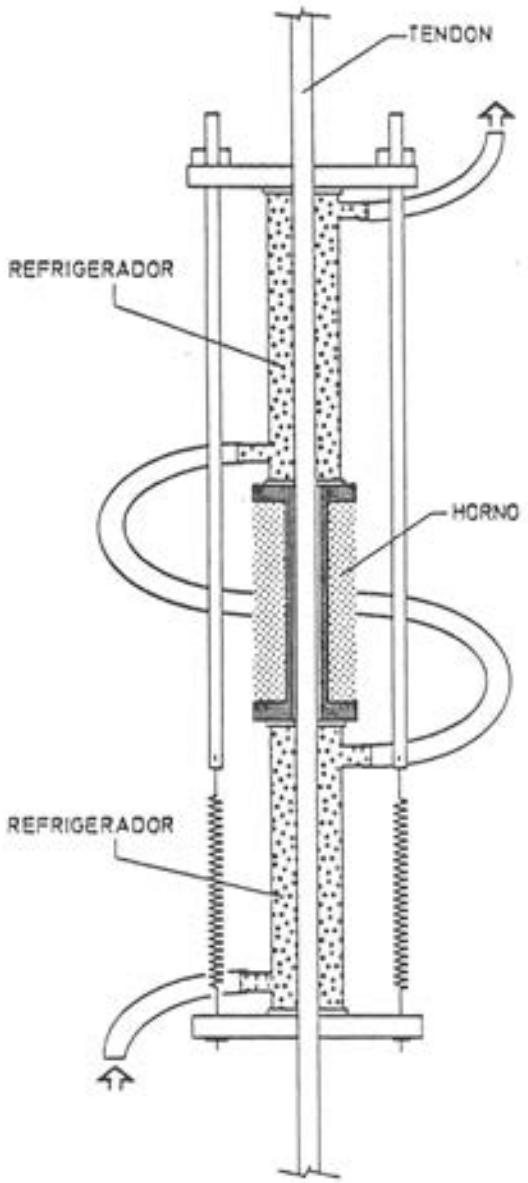


Fig. 4. Sistema de caldeo y refrigeración.

Para simplificar la simulación numérica era deseable que la temperatura del tendón, fuera del horno, se mantuviera uniforme. Esta situación se consiguió refrigerando los extremos, como se muestra en la figura 4, mediante circulación forzada de agua a temperatura constante, a través de dos depósitos de cobre. Durante el ensayo se tomaron doce lecturas de temperatura; cinco en el horno, dos en cada depósito de refrigeración, una a cada lado en el exterior de la probeta y otra de la temperatura ambiente en el interior de la cámara (en las figuras 5 y 6, correspondientes a los ensayos de *fluencia* y *relajación*, se muestra la evolución de las temperaturas con el tiempo, para los distintos termopares, comprobándose la bondad del control térmico).

Durante la experimentación, la medida de la tensión del tendón se hace a través de la célula de carga de la máquina y la medida de la deformación mediante un extensómetro especialmente diseñado para estos ensayos, representado en la figura 7. En realidad, lo que se mide es el desplazamiento entre dos puntos situados en los extremos de la probeta, que distan entre sí 385 mm. El desplazamiento se transmite mediante dos brazos rígidos (como muestra la figura) a un extensómetro de 50 mm de base de medida.

La instrumentación se completó con la medida de deformaciones en el interior del horno y en los extremos fríos de la probeta, como se indica también en la figura 7. Estas deformaciones se midieron mediante bandas extensométricas pegadas sobre la probeta (unas dentro del horno y otras en la parte superior, inmediatamente después del depósito refrigerador). Las bandas utilizadas tienen un factor de galga constante en el intervalo de temperaturas del ensayo, según indican las características proporcionadas por el fabricante. No obstante, se verificó la bondad de la respuesta aplicando rampas de carga sobre la probeta, —en ensayos a 25°C y 70°C— y comparando las lecturas de las bandas con las de un extensómetro de 12,5 mm de base de medida. En ambos casos se observó una buena coincidencia, una respuesta lineal y una ligera dependencia de la ganancia con la temperatura. Además, antes de comenzar los ensayos —una vez montada la probeta instrumentada— se comprobaron las lecturas del extensómetro y de las bandas extensométricas. En todos los casos las lecturas fueron coincidentes.

Los resultados se agrupan por lecturas. Cada lectura contiene un dato de carga, tres de deformación y doce de temperatura. Las lecturas se realizan cada 446 segundos y cada bloque de 150 lecturas se grabó en una fila distinta de la cinta de almacenaje de datos. El sistema se atemperó previamente al ensayo y se dejó estabilizar con una pequeña precarga, al menos durante cuatro horas.

Se han hecho tres experimentos de *fluencia* con temperatura variable (Experimentos n° 25, 26 y 27). En el primero la tensión inicial del tendón fue del 70 por 100 de la carga de rotura y en los otros dos del 80 por 100. En los tres casos se dejaron pasar tres horas antes de iniciar el calentamiento. Al cabo de este tiempo se empezó el calentamiento de la región central, desde la temperatura ambiente hasta 72°C, en otras tres horas. Una vez alcanzada esta temperatura, se mantuvo durante 32 horas. El registro de las temperaturas en función del tiempo (correspondiente al Experimento n° 27) se muestra en la figura 5. El registro de la tensión del tendón con el tiempo (también del Experimento n° 27) se ha representado en la figura 8a, donde se ha incluido una ampliación de un tramo, para poner de manifiesto la sensibilidad del control. Puede apreciarse que la tensión oscila alrededor de ± 5 MPa, cifra que no es significativa en la práctica. El

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

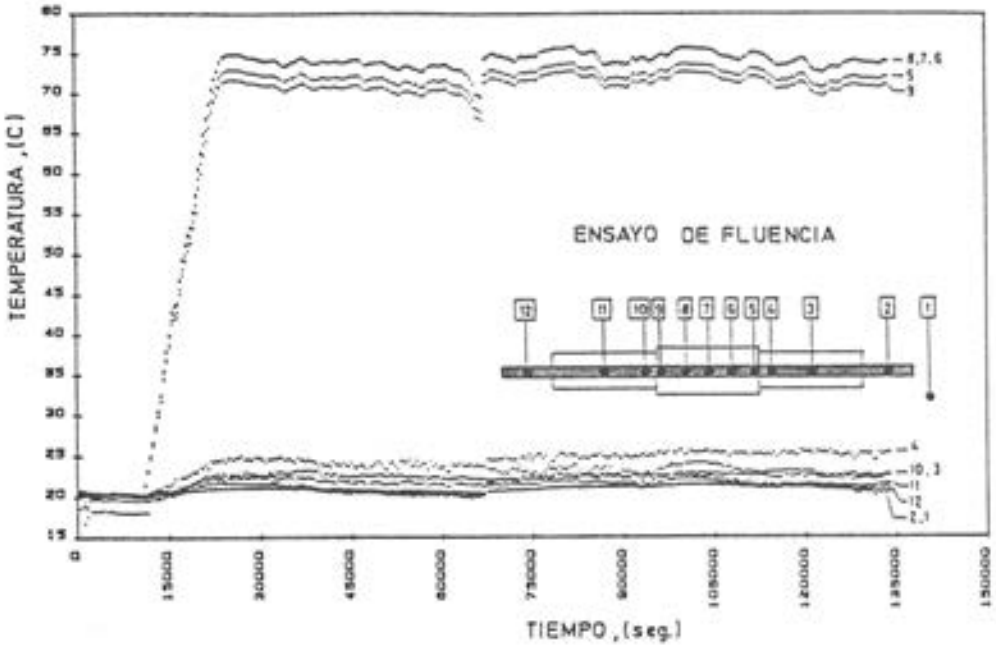


Fig. 5. Evolución de las temperaturas en el ensayo de fluencia.

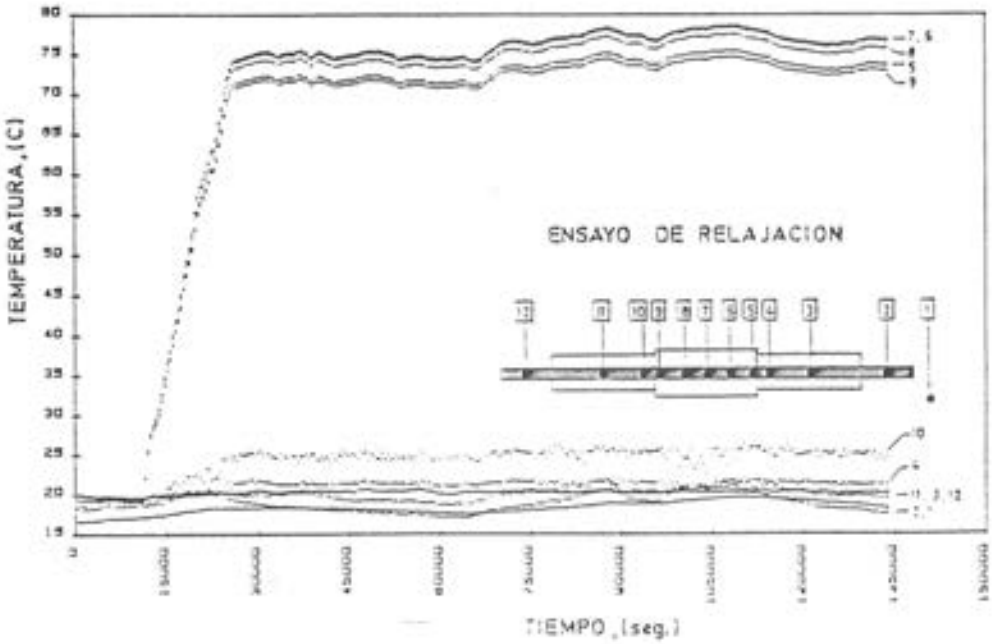


Fig. 6. Evolución de las temperaturas en el ensayo de relajación.

correspondiente registro de la deformación –*fluencia*– se muestra en la figura 8b. En ella también se han incluido las deformaciones correspondientes a la parte central y al extremo frío; esta última apenas es apreciable al cabo de 37 horas, como era de esperar.

También se han hecho dos experimentos de *relajación* con temperatura variable (Experimentos nº 28 y 29). En ambos experimentos la tensión inicial ha sido del 80 por 100 de la carga de rotura y la historia térmica la misma que en los ensayos anteriores de fluencia. El registro de temperaturas en función del tiempo (correspondiente al Experimento nº 28) se muestra en la figura 6. El registro de la deformación del tendón en función del tiempo (también del Experimento nº 28) se indica en

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

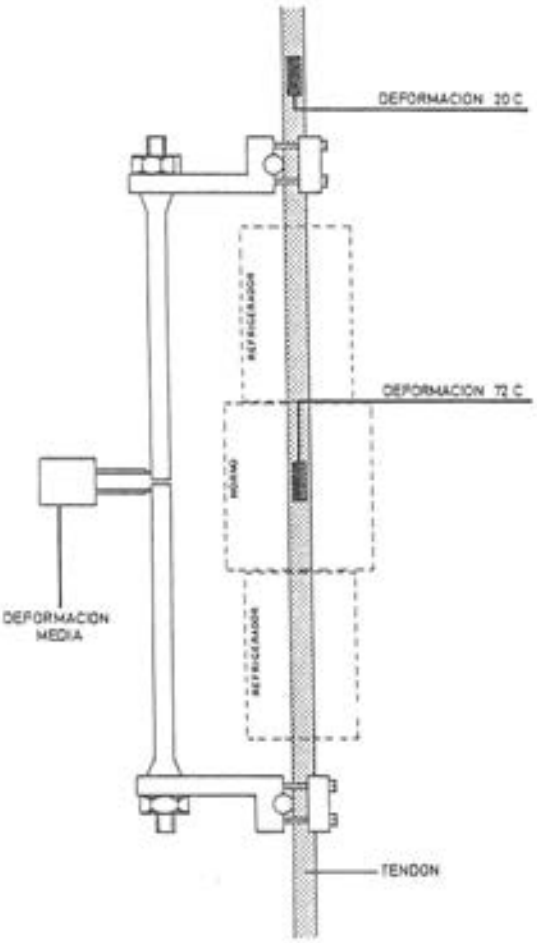


Fig. 7. Medida de las deformaciones del tendón.

la figura 9b. Puede apreciarse que, durante el ensayo, la deformación total se mantiene prácticamente constante; oscila entre ± 0,005 por 100 (en realidad, a partir de las seis horas la oscilación se reduce al ± 0,0025 por 100). También se indican en la figura las historias de las deformaciones correspondientes al centro de la probeta (parte caliente) y a un extremo (parte fría). Puede estimarse que ambas deformaciones se compensan, con objeto de que la deformación total sea constante, (que es la condición que se impone en el experimento). El correspondiente registro de la tensión –*relajación*– del tendón en función del tiempo, se muestra en la figura 9a.

4. PREDICCIONES DEL MODELO

El propósito de este apartado es comprobar si el modelo elastoplástico, propuesto por los autores para estudiar el comportamiento del tendón, es capaz de reproducir situaciones tan complejas como las de los experimentos anteriores. Para realizar los cálculos sólo hace falta conocer dos parámetros, P y m, (que son los obtenidos al comienzo de este artículo) y las condiciones de contorno de cada problema.

4.1. Ensayos de Fluencia

De los tres experimentos de fluencia realizados, se ha elegido el nº 27 para simularlo numéricamente porque al ser mayor la tensión inicial y durar más tiempo, las deformaciones eran, también, mayores. La teoría en que se basa esta aplicación está resumida en un artículo reciente (Sánchez Gálvez, Elices y Llorca, 1988).

Por tratarse de un experimento de fluencia, la tensión –durante el ensayo y a lo largo del tendón– se mantiene constante e igual a σ_o. La deformación plástica viene dada por una expresión análoga a la (2.1):

$$\epsilon^P(x,t) = [\frac{\sigma_o + \beta T_{eq}(x\,t)\,\ell n(\nu t)}{P}]^m - \epsilon_o^P \quad (4.1)$$

donde, ahora, $T_{eq.}$ es la temperatura equivalente que, en general, será función de la posición y del tiempo y cuya obtención se describe en el citado artículo. La deformación plástica inicial viene dada por:

$$\epsilon_o^P = [\frac{\sigma_o + \beta T_o\,\ell n(\nu t_o)}{P}]^m \quad (4.2)$$

donde los parámetros tienen el mismo significado que antes y se supone que la temperatura inicial T_o es constante a lo largo del tendón.

La deformación diferida $\epsilon(x,t)$ de un elemento del tendón, situado en el punto x y al cabo de un tiempo t, se obtiene añadiendo a la deformación plástica diferida, la deformación instantánea debida a la dilatación térmica.

$$\epsilon^T(x,t) = \alpha[T(x,t) - T_o] \quad (4.3)$$

donde α es el coeficiente de dilatación del acero y $T(x,t)$ la temperatura del elemento considerado, en el instante t. Nótese que no hay deformación elástica diferida porque en este experimento la tensión se mantiene constante.

Por consiguiente, la deformación diferida total –en cada instante y en cada punto– vendrá dada por,

$$\epsilon(x,t) = \epsilon^P(x,t) + \epsilon^T(x,t) \quad (4.4)$$

y la variación de longitud de tendón, $\Delta\ell$, al cabo de un tiempo t será:

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

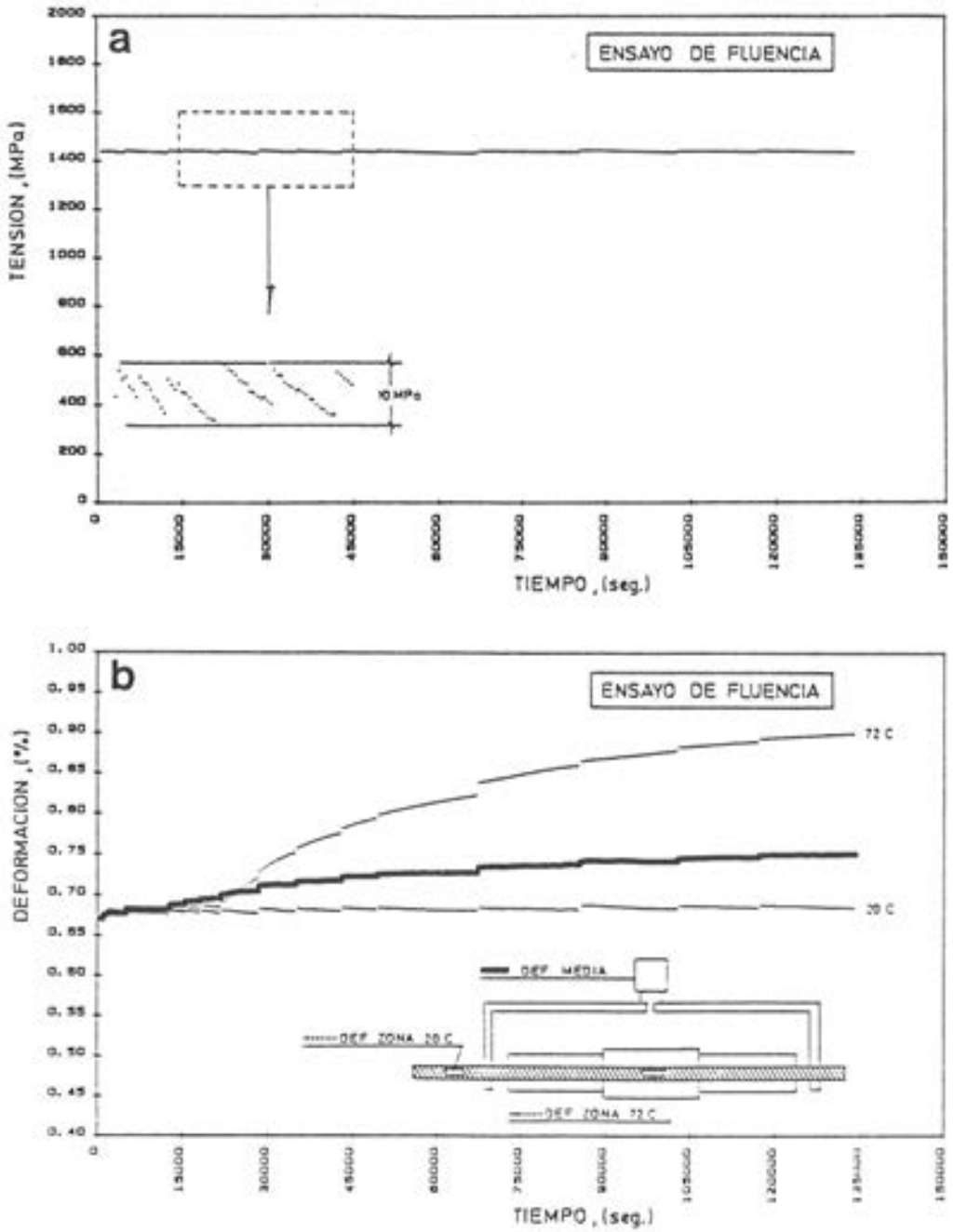


Fig. 8. Ensayo de fluencia con temperatura variable. a. Evolución de la tensión del tendón con el tiempo. b. Evolución de las deformaciones del tendón con el tiempo.

$$\Delta\ell(t) = \int_0^{\ell} \epsilon(x,t)\,dx =$$

$$= \int_0^{\ell} \left[\frac{\sigma_0 + \beta T_{eq}(x,t)\,\ln(vt)}{P} \right]^m dx +$$

$$+ \int_0^{\ell} \alpha T(x,t)\,dx - (\epsilon_0^P + \alpha T_0)\ell \qquad (4.5)$$

La temperatura equivalente $T_{eq}(x,t)$ depende de la historia térmica previa y se obtiene a partir de la siguiente ecuación implícita (cuyo significado y deducción puede verse en los artículos citados),

$$\int_{t_0}^{t} \nu(\nu t)^{-T_{eq}/T(t')}\,dt' = 1 \qquad (4.6)$$

La predicción de los resultados del ensayo n° 27, se hace a partir de las expresiones anteriores y del conocimiento de la temperatura equivalente. Recordemos que, en esencia, el ensayo ha consistido en tesar el cable al 80 por 100 de la tensión de rotura (1440 MPa) y mantenerlo unas tres horas a temperatura ambiente (20°C). Después, se ha calentado la región central del tendón –en una longitud de 100 mm– hasta 72°C ± 2°C, en un proceso que ha durado otras tres horas, y el resto ha permanecido a temperatura ambiente. Una vez alcan-

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

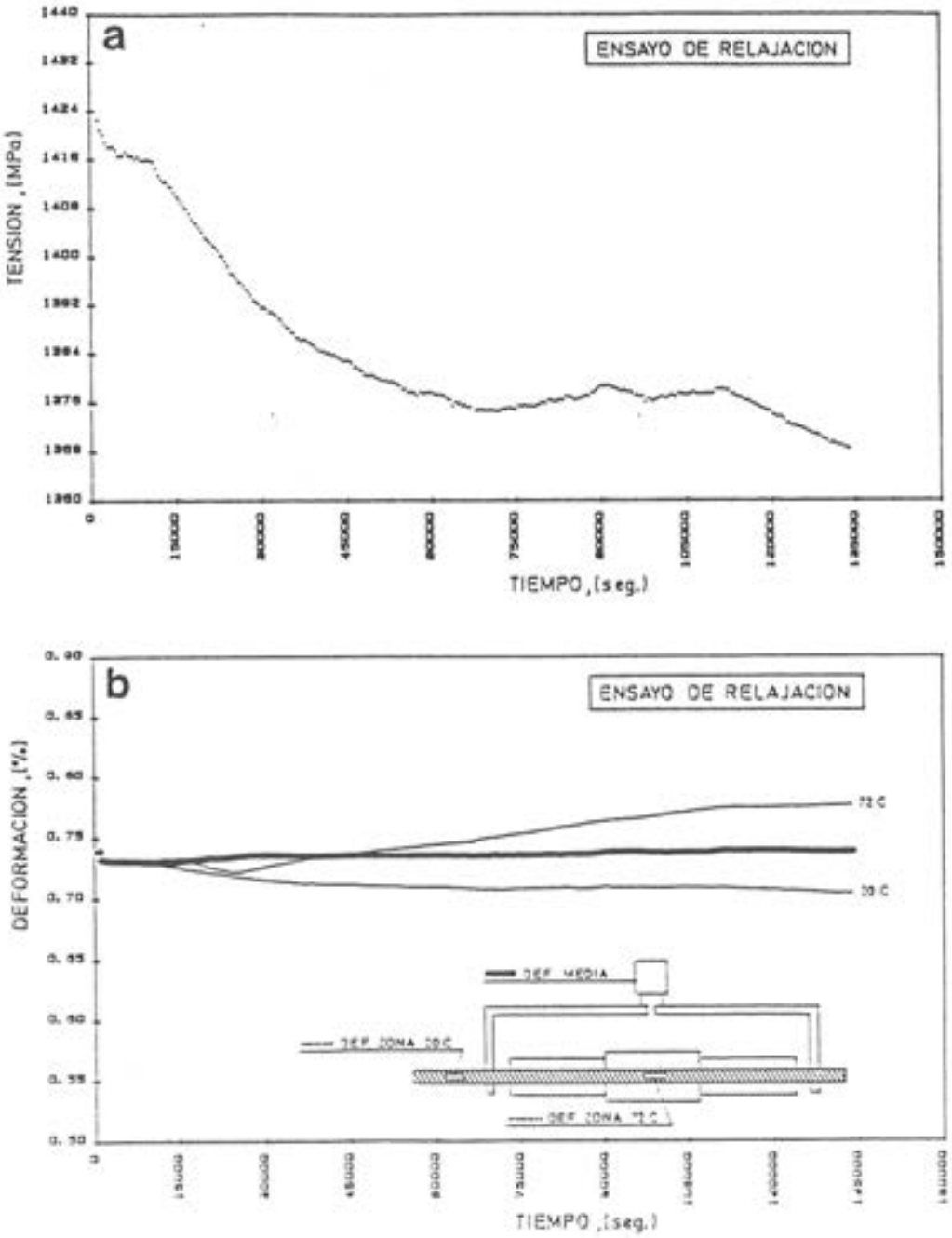


Fig. 9. Ensayo de relajación con temperatura variable. a. Evolución de la tensión del tendón con el tiempo. b. Evolución de las deformaciones del tendón con el tiempo.

zado este perfil de temperaturas, se ha mantenido por espacio de 32 horas. Durante todo este proceso se ha mantenido constante la tensión (1440 ± ± 10 MPa) y se ha medido la deformación *(fluencia)* del tendón.

Para calcular la temperatura equivalente, por un procedimiento sencillo, se ha simplificado el proceso real aproximándolo por el proceso ideal siguiente:

Para la zona central del tendón:

$T = 293$ K, para $t \leqslant 15.000$ segundos
$T = 345$ K, para $t > 15.000$ segundos

Para el resto del tendón:

$T = 295$ K en todo instante

Tanto la historia real, como la historia aproximada, se han representado en la figura 10a. La temperatura equivalente, en la región central, se calculó a partir de la ecuación (4.6) y los resultados se muestran en la figura 10b. La temperatura

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

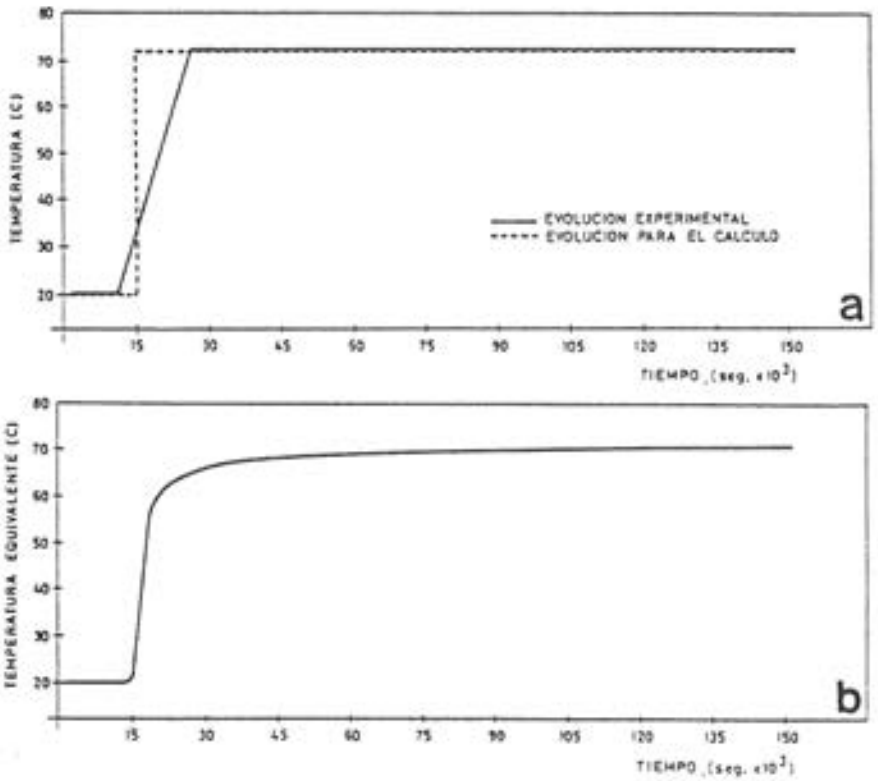


Fig. 10. a. Historias, real y aproximada, de temperaturas. b. Historia de la temperatura equivalente.

equivalente en la región fría es, evidentemente, constante e igual a 295 K.

Finalmente, las deformaciones en los distintos puntos del tendón, en cada instante t, se obtienen a partir de (4.4) y la deformación media

$$\bar{\epsilon}(t) = \frac{\Delta \ell(t)}{\ell} \qquad (4.7)$$

a partir de (4.5). Estos cálculos se realizan en unos pocos minutos, para la historia idealizada de temperaturas que se ha propuesto. Los resultados (incluyendo las deformaciones en las regiones caliente y fría) se recogen en la tabla siguiente:

Ensayo de Fluencia con Temperatura Variable

Tiempo (segundos)	ϵ (caliente) x 10^{-5}	ϵ (fría) x 10^{-5}	$\bar{\epsilon}$ (media) x 10^{-5}
5.000	9,4	10,5	10,2
10.000	12,3	13,5	13,2
15.000	14,2	15,5	15,2
20.000	122,3	17,1	44,4
25.000	137,2	18,4	49,2
30.000	147,6	19,4	52,7
35.000	155,0	20,4	55,4
40.000	162,3	21,3	57,9
50.000	173,0	22,7	61,7
60.000	181,5	24,0	64,9
80.000	195,0	26,1	70,0
100.000	205,3	27,9	74,0
120.000	214,4	29,3	77,4
135.000	220,6	30,3	79,9

4.2. Ensayos de Relajación

De los dos ensayos de relajación a temperatura variable, se ha elegido el n° 28. La teoría en que se basa esta aplicación está resumida en el artículo citado anteriormente (Sánchez Gálvez, Elices y Llorca, 1988).

El cálculo es semejante al ejemplo anterior de fluencia, si bien en este caso —relajación— la tensión (constante a lo largo del tendón) varía con el tiempo y pasa a ser la incógnita que hay que determinar. El modelo utilizado supone que la deformación plástica viene dada por la misma expresión,

$$\epsilon^P(x, t) = \left[\frac{\sigma(t) + \beta T_{eq}(x, t) \ln(\nu t)}{P}\right]^m \qquad (4.8)$$

donde la temperatura equivalente se obtiene mediante (4.6).

La condición de contorno para el ensayo de relajación es la constancia del alargamiento del tendón, es decir:

$$\int_0^\ell [\Delta\epsilon^e(t) + \Delta\epsilon^P(x, t) + \Delta\epsilon^T(x, t)]\, dx = 0 \qquad (4.9)$$

donde $\Delta\epsilon^e$, $\Delta\epsilon^P$ y $\Delta\epsilon^T$ representan los incrementos de deformación elástica, plástica y térmica, respectivamente, para cada punto del tendón, respecto de los valores iniciales. Por todo lo indicado, estas deformaciones vienen dadas por:

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

$$\Delta\epsilon^e(t) = -\frac{\Delta\sigma(t)}{E} \qquad (4.10)$$

$$\Delta\epsilon^P(t,x) = \left[\frac{\sigma_0 - \Delta\sigma(t) + \beta T_{eq}(x,t)\,\ell n(\nu t)}{P}\right]^m - \epsilon_0^P \qquad (4.11)$$

$$\Delta\epsilon^T(t,x) = \alpha[T(x,t) - T_0] \qquad (4.3)$$

donde

$$\epsilon_0^P = \left[\frac{\sigma_0 + \beta T_0\,\ell n(\nu t_0)}{P}\right]^m \qquad (4.12)$$

Sustituyendo estas expresiones en (4.9) y pasando al otro miembro el término correspondiente a la deformación elástica, resulta:

$$\frac{\Delta\sigma(t)}{E}\ell = \int_0^\ell \left[\frac{\sigma_0 - \Delta\sigma(t) + \beta T_{eq}(x,t)\,\ell n(\nu t)}{P}\right]^m dx - \epsilon_0^P \cdot \ell + \int_0^\ell \alpha[T(x,t) - T_0]\,dx \qquad (4.13)$$

Las pérdidas de tensión por relajación, $\Delta\sigma(t)$, se obtienen resolviendo la ecuación implícita (4.13), una vez conocida la temperatura equivalente. Conviene recordar que el ensayo de relajación n° 28 consistió en tesar el cable a 1425 MPa (aproximadamente el 80 por 100 de la tensión de rotura) y mantener constante la deformación total del tendón (de 385 mm de longitud) durante todo el tiempo. El ensayo duró 38 horas y el cable experimentó la misma historia térmica que en el ensayo de fluencia, es decir: una etapa inicial de tres horas a temperatura ambiente, una rampa de calentamiento de tres horas para la región central (de 100 mm) y una estabilización del perfil de temperaturas durante el resto del ensayo.

Puesto que la historia térmica es la misma, no hace falta repetir el cálculo de la temperatura equivalente. La historia real de temperatura y la simplificada, así como la evolución de la temperatura equivalente, están representadas en la figura 10.

Las pérdidas de tensión por relajación, $\Delta\sigma(t)$, calculadas a partir de (4.13) se indican en la siguiente tabla, junto con los valores de la temperatura equivalente.

Ensayo de Relajación con Temperatura Variable

Tiempo (segundos)	Temperatura equivalente (grados Kelvin)	Pérdidas de tensión (MPa)
5.000	293	12
10.000	293	15
15.000	293	17
20.000	333	53
25.000	337	55
30.000	339	57
35.000	340	58,5
40.000	341	60
50.000	342	61.5
60.000	342,6	63
80.000	343,3	65
100.000	343,6	66
120.000	343,9	67,5
150.000	344,1	69

Los datos utilizado4 en los dos cálculos han sido:

Parámetros del modelo: $\beta = 0.06$ MPa/K ; $\nu = 10^{13}$ seg^{-1}

Características del acero: E = 200 GPa ; $\alpha = 10^{-5}$ K^{-1} ; P = 2880.34 MPa m = 28,31.

Condiciones del ensayo:
- Fluencia: $\sigma_0 = 1440$ MPa; $t_0 = 100$ segundos
- Relajación: $\sigma_0 = 1425$ MPA; $t_0 = 100$ segundos

La historia térmica, como ya se ha mencionado, ha sido la misma en los dos ensayos y se ha representado en la figura 10.

5. CONCLUSION

En este último apartado se comparan los resultados de los experimentos de fluencia y relajación (E 27 y E 28) con las predicciones numéricas, basadas en el modelo elastoplástico propuesto anteriormente por los autores. También se comentan las ventajas y las limitaciones de este método.

Los resultados numéricos, junto con los resultados experimentales del ensayo de fluencia (n° 27), se han representado en la figura 11. En ella se ha representado la deformación media de la probeta en función del tiempo (que es el resultado fundamental del ensayo de fluencia) y la evolución de las deformaciones de la región que se calienta hasta 72°C y de la región que permanece a temperatura ambiente. Como puede apreciarse, la coincidencia de los resultados correspondientes a la deformación media del tendón es excelente. También es buena la coincidencia entre las deformaciones de las regiones fría y caliente. Sólo se observan discrepancias en la deformación correspondiente a la región caliente durante las horas que siguen al ca-

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

lentamiento, debido, posiblemente, a la aproximación de la historia térmica (hecha para simplificar los cálculos). Se aprecia que la predicción numérica aumenta bruscamente (porque se ha supuesto un salto brusco de temperatura, en vez de que tardara tres horas), mientras que los resultados experimentales lo hacen más despacio. Al cabo de 36 horas, todos los valores prácticamente coinciden, ya que difieren en menos de $1 \cdot 10^{-4}$.

En la figura 12 se han representado los resultados del experimento de relajación (nº 28), junto con las predicciones numéricas. La coincidencia entre ambos resultados es buena. Se puede observar que la predicción de la relajación es algo mayor, especialmente en la región después del calentamiento. Posiblemente sea debido a la simplificación que se ha hecho en la historia de temperaturas (igual que en el experimento de fluencia). Si se hu-

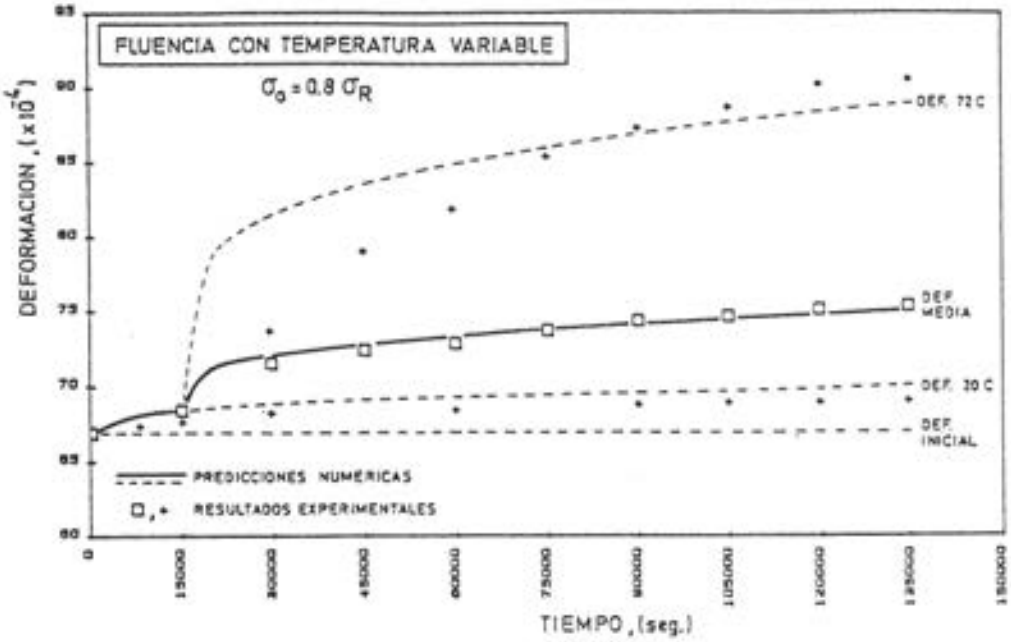


Fig. 11. Fluencia con temperatura variable. Comparación entre los resultados experimentales y las predicciones numéricas.

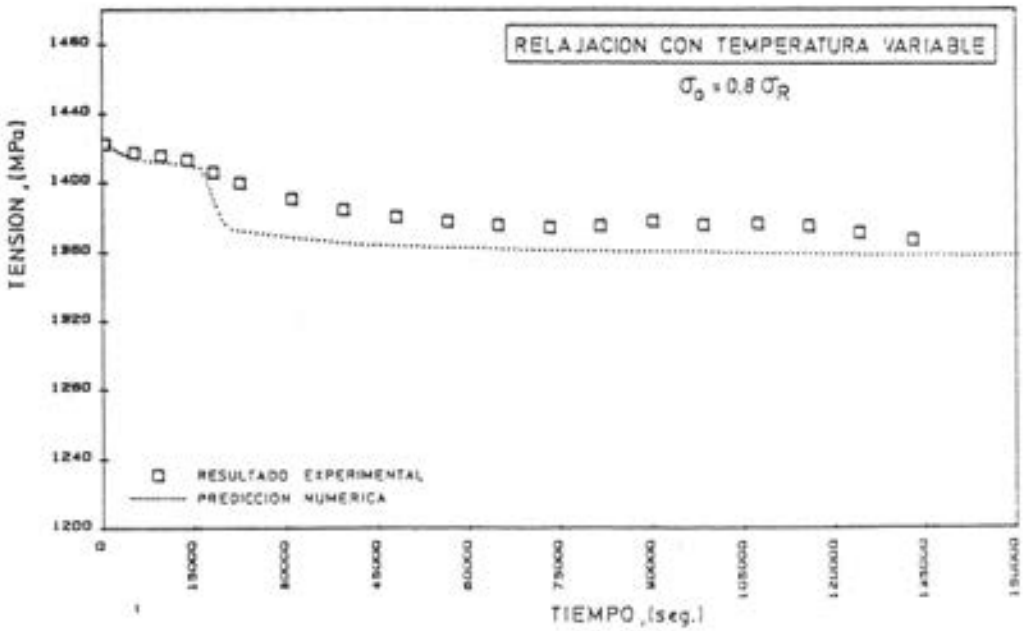


Fig. 12. Relajación con temperatura variable. Comparación entre los resultados experimentales y las predicciones numéricas.

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

biera mantenido el ensayo durante más tiempo, es probable que las diferencias entre los datos experimentales y los numéricos fueran insignificantes. De todos modos, las diferencias señaladas apenas superan los 15 MPa y téngase en cuenta que la precisión con la que se ha realizado el experimento es de 10 MPa (1 kg/mm^2, aproximadamente).

Para finalizar, se puede concluir que el método propuesto ofrece resultados satisfactorios, sobre todo si se tiene en cuenta que se ha analizado una situación compleja (la temperatura varía a lo largo del tendón y con el tiempo) y que se han hecho simplificaciones groseras para realizar los cálculos, en unos minutos, con un ordenador de bolsillo. Un cálculo más refinado debe proporcionar resultados más próximos a los datos experimentales.

El método propuesto ha superado una prueba más. Al comienzo, fue capaz de predecir ensayos de fluencia y de relajación isotermos, (no sólo para temperatura ambiente sino a distintas temperaturas y para distintos valores de la tensión inicial; véase V. Sánchez Gálvez, Elices y Astiz, 1976). En una segunda generalización se utilizó para predecir relajación anisoterma. En estos experimentos, la temperatura variaba con el tiempo, pero era la misma a lo largo del tendón (V. Sánchez Gálvez y otros, 1977). En este trabajo se ha comprobado que se puede generalizar a situaciones donde la temperatura varía con la posición y con el tiempo. El atractivo del método radica en que sólo hacen falta dos parámetros para realizar los cálculos y que estos dos números (P y m) se pueden obtener de un simple ensayo de tracción o del ensayo normalizado de relajación que proporciona el fabricante. Estos dos parámetros bastan para hacer predicciones a distintas temperaturas y para distintos valores de la tensión inicial.

Este método, como es natural, tiene sus limitaciones (V. Sánchez Gálvez y M. Elices, 1986); la temperatura del tendón no debe superar los 80°C y la tensión inicial debe ser inferior al 85 por 100 de la carga de rotura. Como puede apreciarse, estas limitaciones son poco restrictivas en la práctica y hacen que el método propuesto sea de aplicación muy general. De todos modos, las limitaciones señaladas no son esenciales y es posible generalizarlo para temperaturas más altas y tensiones mayores; los autores están trabajando en esta dirección.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento a Nueva Montaña Quijano, S.A. y, en particular, a don Juan Manuel García Monar y a don José María Wamba, por haberles suministrado el material y los datos del ensayo de relajación.

REFERENCIAS

–SANCHEZ-GALVEZ, V., ELICES, M. y ASTIZ, M.A. A new formula for stress relaxation in steels. Materials and Structures, 54, pp. 411-417 (1976).

–SANCHEZ-GALVEZ, V., ELICES, M., ERDELYI, A. y KOSIOREK, M. Stress relaxation due to steam curing. Materials and Structures, 60, pp. 351-355 (1977).

–SANCHEZ-GALVEZ, V. y ELICES, M. The relationship between tensile strain, creep and stress relaxation in cold drawn steels at low temperatures. Materials Science and Engineering, 78, pp. 1-8 (1986).

–SANCHEZ-GALVEZ, V. y ELICES, M. Pérdidas de pretensado por fluencia y relajación. 1. Teoría. 2. Comprobación experimental. Hormigón y Acero, 153, pp. 95-121 (1984).

–CORRES, H., SANCHEZ-GALVEZ, V. y 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, 155, pp. 71-88 (1985).

–SANCHEZ-GALVEZ, V., ELICES, M. y LLORCA, J. Relajación de tensiones en tendones con temperatura variable. Hormigón y Acero, 168 pp. 131-138 (1988).

RESUMEN

La determinación precisa de las pérdidas de pretensado diferidas es un parámetro de gran importancia en el diseño de estructuras de hormigón pretensado. Los autores de esta comunicación propusieron, hace más de una década, una expresión que permite predecir las pérdidas de pretensado debidas a la relajación de la tensión en los tendones. El procedimiento es sencillo y más preciso que las fórmulas empíricas que figuran en las normas internacionales.

Posteriormente, los autores generalizaron la teoría para poder predecir las pérdidas de tensión cuando la temperatura variaba con el tiempo. En la última Asamblea de la ATEP, los autores presentaron una nueva generalización; el cálculo de las pérdidas diferidas de pretensado, cuando la temperatura del tendón varía con el tiempo y a lo largo del mismo. Estas situaciones se presentan en caso de incendio de estructuras pretensadas, en procesos de curado al vapor de vigas pretesas y en tendones con trayectoria curva en puentes que reciben una insolación en la cara superior, por citar algunos ejemplos.

En la última Asamblea de la ATEP se presentó

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

un ejemplo de relajación con temperatura del tendón variable con el tiempo y a lo largo del mismo; era el caso de un tendón con trayectoria curva en un puente. Los resultados obtenidos eran plausibles, pero no se pudieron contrastar con resultados experimentales. Desde entonces, se ha diseñado, construido y puesto a punto un dispositivo experimental que permite simular tendones con temperatura variable con el tiempo y a lo largo de su longitud y, a la vez, medir su estado tensional. En esta comunicación se presentan los resultados experimentales obtenidos y se comparan con las predicciones teóricas, a partir del modelo desarrollado por los autores.

SUMMARY

The authors have developed a new theory able to predict accurately the long term prestress losses when the temperature tendon is changing both with time and along its length.

With the aim of checking the theory an experimental arrangement has been designed, built and calibrated enabling the simulation of tendons at changing temperature with time as well as along its length.

This paper presents the experimental results obtained both in relaxation tests and in creep tests and they are compared to theoretical predictions checking the good agreement between theory and experiments.

* * *

Nueva publicación de la F.I.P.
Proceedings del Simposio de la F.I.P. "Jerusalén'88"

La Asociación de Ingenieros y Arquitectos de Israel ha puesto a la venta, al precio de 60,-$ USA cada ejemplar, incluídos gastos de envío, la publicación en la que se reproducen los textos en inglés de las cuarenta y nueve Comunicaciones presentadas en las Sesiones Técnicas del Simposio de la F.I.P. celebrado, en Jerusalén, durante los días 4 al 9 de septiembre.

Los cuatro Temas tratados en estas reuniones fueron los siguientes: 1. Durabilidad del hormigón en regiones cálidas y húmedas; 2. Aceros y sistemas de pretensado; 3. Aplicación práctica del cálculo no lineal a las estructuras de hormigón pretensado, y 4. El hormigón pretensado en edificios de numerosas plantas.

Los interesados en adquirir esta nueva publicación, de 507 páginas, con numerosas figuras y tablas, deberán dirigir sus pedidos, adjuntando el correspondiente cheque extendido a nombre de la "Association of Engineers and Architects in Israel. FIP Symposium'88", a la siguiente dirección:

ASSOCIATION OF ENGINEERS AND ARCHITECTS IN ISRAEL.- FIP SIMPOSIUM'88.
Tel Aviv, 200 Dizengoff Street
Israel.

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

Empalmes mecánicos de armaduras. Recomendaciones del C.E.B.

Adolfo Delibes
Honorino Ortega
Víctor Ríos

1. INTRODUCCION

La construcción de elementos de hormigón armado con gran densidad de armaduras, así como el empleo de procesos constructivos que impliquen tratamientos especiales de juntas y uniones, han llevado a la necesidad de idear sistemas para el empalme de las barras.

El sistema habitual de empalmes por solapo, requiere secciones de hormigón importantes, así como una longitud considerable, especialmente si se trata de barras de gran diámetro o de paquetes de barras. La disposición de juntas de hormigonado, con armaduras en espera que deben solapar con otras que se van a colocar posteriormente, se ve dificultada por las mismas condiciones anteriores. Estas dificultades se reducen con el empleo de procedimientos de empalme por soldadura o de empalmes mecánicos.

La disposición de empalmes por soldadura, presenta a veces dificultades adicionales, que llevan a la utilización de empalmes mecánicos, como los que se describen en este trabajo.

Se indican aquí las características más importantes de los distintos empalmes mecánicos existentes hasta ahora en el mercado. Se propone un procedimiento para la aprobación de un sistema, así como para la realización del control de calidad de los empalmes. No se considera la posible utilización de los mismos sistemas para anclajes terminales de las armaduras, cuya realización requiere especificaciones adicionales.

La disposición de empalmes de armadura, ya sean por soldadura, mecánicos o por solapo, puede reducir la ductilidad de las piezas de hormigón, localmente. El proyectista, al decidir la utilización de empalmes mecánicos, debe valorar adecuadamente las condiciones de redistribución plástica de la estructura. Está aún en discusión la especificación pertinente, así como la metodología para controlar la ductilidad de los empalmes mecánicos o por soldadura.

La Comisión VII del C.E.B., presidida por José Calavera, ha aprobado las recomendaciones que se comentan en lo que sigue.

2. CLASIFICACION Y DEFINICION DE LOS EMPALMES MECANICOS

Desde el punto de vista del usuario, los empalmes mecánicos pueden clasificarse en dos categorías: empalmes para compresión únicamente o empalmes para tracción o compresión.

Los empalmes mecánicos a compresión pueden ser de los tipos siguientes:

a1: Empalmes por manguitos roscados.
a2: Empalmes por manguitos calzados.
a3: Empalmes por manguitos y pernos.
a4: Empalmes por manguitos con relleno metálico.

Los empalmes a tracción o compresión pueden subdividirse en tres grupos: los que se basan en elementos roscados, los que se basan en manguitos rellenos de distintos materiales y los que se basan en manguitos presionados sobre las armaduras. Dentro de cada grupo existen los tipos que se detallan a continuación:

Manguitos roscados

b1: Manguito con rosca especial, para barras especiales destinadas a ser empalmadas.

b2: Manguito roscado sobre los extremos mecanizados de las barras.

b3: Manguito roscado, para extremos de las barras, en forma de husillo.

Manguitos rellenos

b4: Manguito relleno de material metálico.

b5: Manguito relleno de mortero.

Manguitos presionados

b6: Manguito de acero forjado.

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

b7: Manguito de acero prensado en frío.

b8: Manguito de acero prensado en frío, con extremos roscados.

3. CARACTERISTICAS DE LOS DISTINTOS TIPOS DE EMPALMES

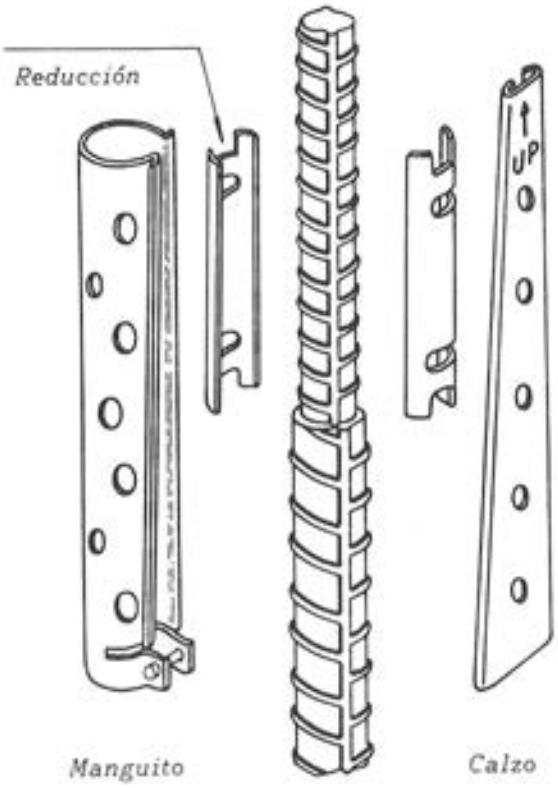
Empalmes a compresión

a1: Con manguito roscado

Se basan en el uso de barras con corrugado especial. Son análogos a los tipos empleados en tracción, con manguitos de menor longitud. No requieren una preparación especial de las barras.

a2: Manguitos calzados

El apoyo es asegurado por la acción lateral del manguito cuando se introduce el calce. De esta forma el manguito será capaz de sujetar las barras en contacto concéntrico. Las barras deben ser cortadas con sierra, en ángulo recto con su eje longitudinal, con tolerancia de 1,5°. Este tipo de empalmes, así como los dos siguientes, son los más comunes. Las barras que se van a empalmar pueden ser de diámetros 20 a 50 mm o incluso de dos diámetros diferentes cuando se emplean manguitos y calzos de transición, especiales.

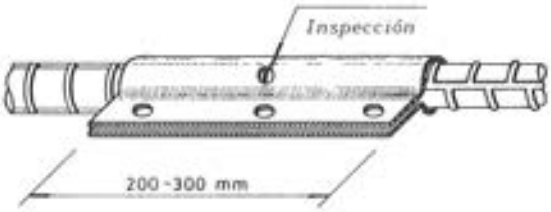


A.2. Manguito calzado.

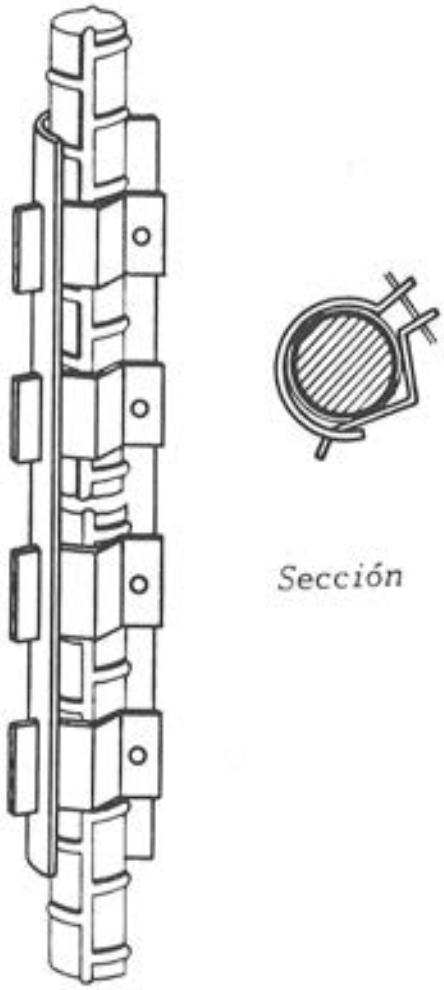
Los calzos tienen una longitud de aproximadamente nueve veces el diámetro de la barra. Dado que los manguitos empleados no cubren todo el perímetro de las barras, se puede inspeccionar el centrado de sus extremos, para comprobar el adecuado montaje del empalme. La distancia mínima entre barras para poder apretar adecuadamente los manguitos con sus calces es del orden de 75 mm. Esta operación no requiere herramientas especiales.

a3: Manguitos de acero con pernos

En estos empalmes, la acción lateral se produce por el apriete de los pernos. Existen dos tipos: macizo y de bandas. El primero es de forma cilíndri-



A.3.1. Manguito cerrado con pernos.



A.3.2. Manguito abierto con pernos.

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

ca, con labios para la disposición de los pernos. El segundo dispone de bandas que se acoplan a ranuras dispuestas en el otro labio de sujeción.

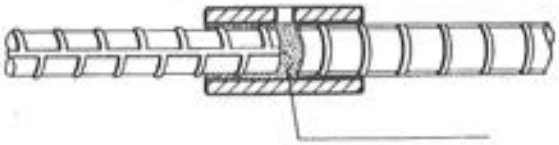
La preparación de los extremos de las barras debe hacerse con precisión, como en el tipo anterior. Los diámetros de las barras que se van a empalmar y el sistema de adaptación a cambios de diámetro, son análogos.

La longitud normal de los manguitos es ligeramente inferior al tipo anterior, alcanzando, aproximadamente, seis veces el diámetro de la barra. Los manguitos macizos deben disponer de un agujero central que permita la inspección visual del correcto centrado de los extremos de las barras. Su disposición no requiere el uso de herramientas especiales.

La distancia mínima requerida entre barras es de aproximadamente 50 mm, para un correcto trabajo de los operarios.

a4: Manguitos rellenos de metal

En este caso, la fijación se realiza por el relleno del manguito con un metal fundido. Así, las barras no requieren una operación de corte tan cuidadosa. También es posible empalmar barras de diferente diámetro. El material de relleno se calienta en un aparato de ignición y se vierte dentro del manguito, una vez que éste se ha colocado sobre los extremos de las barras. El procedimiento es análogo al empleado en empalmes a tracción, aunque los manguitos son de menor longitud. De la misma manera que en los manguitos apretados con pernos, esta longitud es próxima a seis veces el diámetro de la barra. La colocación de estos empalmes requiere la herramienta especial para el fundido del metal de relleno. Por el contrario, los extremos de las barras pueden cortarse con cizalla o bien con soplete. Aunque no se garantice una resistencia completa, este tipo de empalme es capaz de desarrollar un cierto grado de resistencia a tracción. La distancia mínima entre barras, necesaria para el trabajo de los operarios, es mayor que en otros casos y oscila entre 100 y 130 mm.

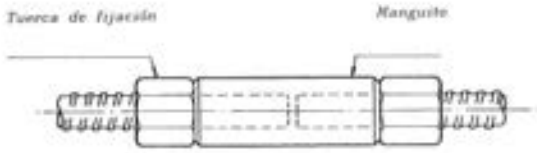


A.4. Manguito relleno de metal.

Empalmes a tracción

b1: Manguitos roscados, para barras especiales

En este tipo, el efecto de rosca se consigue me-



B.1. Manguito roscado sobre barras con corrugado especial, sistema GEWI.

diante un corrugado especial de las barras. Además del manguito hay que disponer unas tuercas de fijación, para reducir el deslizamiento. Las tuercas se aprietan con una torsión adecuada, utilizando llaves de accionamiento hidráulico. El empalme puede situarse en cualquier punto de la barra.

En la disposición del manguito es importante que quede perfectamente centrado en el plano de contacto entre los extremos de las barras. Esto se consigue con un marcado previo de las mismas, a distancias iguales de sus extremos. Los sistemas disponibles permiten empalmar barras de 20 a 50 mm de diámetro y también disponer empalmes de barras diferentes.

Los extremos de las armaduras pueden cortarse con sierra o con soplete o con cizalla. Los extremos de las barras deben, sin embargo, estar libres de óxido no adherido o de imperfecciones que puedan obstruir el correcto roscado de los manguitos y de las tuercas de fijación.

La distancia libre entre las barras que se van a empalmar debe ser del orden de cuatro veces su diámetro, para una correcta disposición de las llaves de apriete y de los operarios. El apriete será por medio de llaves hidráulicas, cuando las barras son de diámetro importante (superior a 32 mm). El diámetro exterior de los manguitos oscila entre

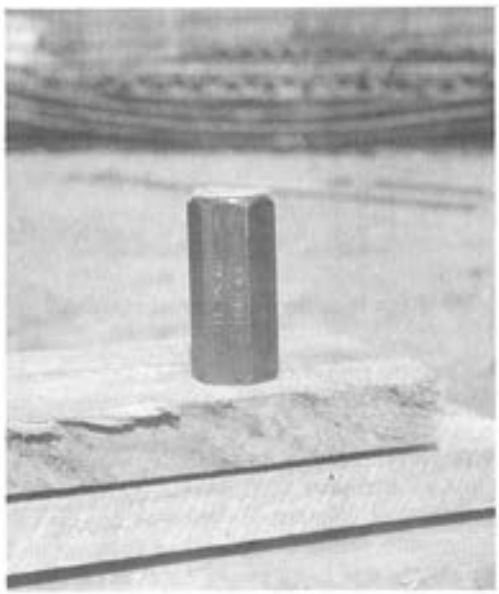


Foto 1. Puente del Centenario, en Sevilla. Manguito ERICO.

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

35 y 39 mm y su longitud entre 240 y 420 mm (12 veces el diámetro de la barra).

b2: Manguito roscado sobre los extremos mecanizados de las barras

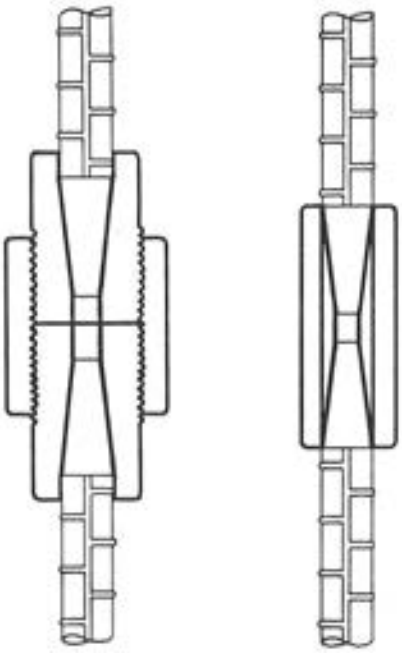
La rosca de los extremos de las barras, puede realizarse *in situ* o bien en fábrica, por el suministrador. En ambos casos, deben protegerse estos extremos para evitar daños durante el manejo posterior.

El sistema permite empalmar barras con diámetro de 12 a 50 mm. El diámetro exterior habitual de los manguitos de acoplamiento, oscila entre 19 y 76 mm, siendo menores que los empleados en el tipo anterior (b1).

B.2. Manguito roscado sobre barras mecanizadas.

b3: Manguito roscado sobre barras con husillos extremos

Las barras pueden empalmarse, mediante este sistema, en cualquier posición. Las dimensiones del empalme y el diámetro exterior de las piezas de acoplamiento, dependen de que se disponga un sistema en que una barra pueda ser girada o que ninguna de las barras pueda girarse. En el primer caso, las dimensiones son análogas a las del tipo b2 anterior. En el segundo, las dimensiones son mayores.



Con dispositivo de acoplamiento — Recto

B.3. Empalme con husillo roscado.

El sistema permite empalmar barras de diámetros 10 a 50 mm, así como barras de diámetros diferentes. La distancia libre entre barras debe ser de alrededor de 1,25 veces su diámetro.

Deben adoptarse medidas especiales para proteger los extremos de las barras preparados para su empalme, como en el tipo anterior b2. La ventaja de este sistema reside en la mayor seguridad de un montaje correcto. Este tipo de empalme, y en ocasiones el anterior, pueden obligar a reducir ligeramente la carga de rotura prevista de la armadura, por efecto de la reducción de sección producida por el mecanizado.

Foto 2. Puente del Centenario, en Sevilla. Extremo roscado.

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

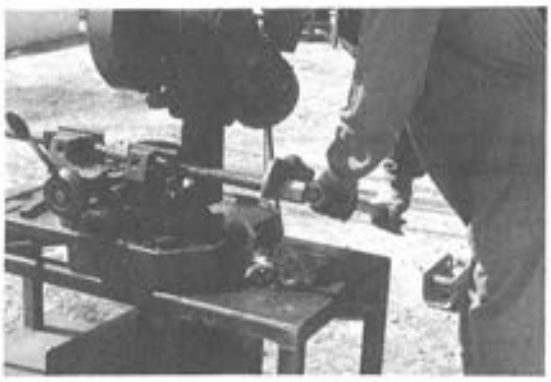


Foto 3. Puente del Centenario, en Sevilla. Manguito ERICO. Colocación del manguito.

b4: Manguitos con relleno metálico

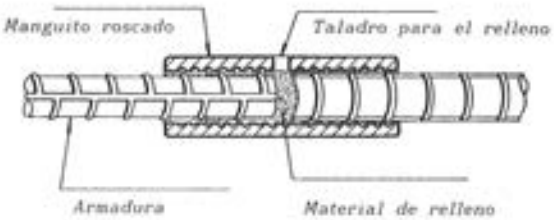
En este tipo de empalme se utiliza la adherencia producida entre las corrugas de la barra y un relleno metálico, de diferentes tipos, producido por la reacción exotérmica de un material pulverulento de relleno, previamente fundido. El metal fundido se vierte en el interior del manguito para rellenar el espacio sobrante.

Como se ha indicado, existe un tipo de empalme utilizado exclusivamente para trabajo a compresión.

Las longitudes de manguito oscilan entre 100 y 230 mm, con diámetro exterior de 48 a 98 mm. El espesor del manguito suele oscilar entre 8 y 16 mm. El diámetro interior de los manguitos se diseña con tolerancia suficiente para acoplarse con facilidad sobre las barras de armadura. La distancia mínima libre entre capas externas de armaduras verticales, varía entre 50 y 64 mm. En otras posiciones, las exigencias geométricas son diferentes.

El corte de las barras no requiere una gran precisión. Puede realizarse con cizalla o con soplete. Las zonas extremas de las barras deben estar secas y limpias de óxido, polvo, pintura, etc.

Es necesario prever, en la zona de trabajo, equipos auxiliares para las labores de limpieza y enfriamiento de los empalmes. Además, deben tomarse precauciones para evitar incendios provocados por el uso de material inflamable. Del mismo modo, deberá evitarse el daño a las armaduras producido por un calentamiento excesivo.



B.4. Manguito relleno de metal.

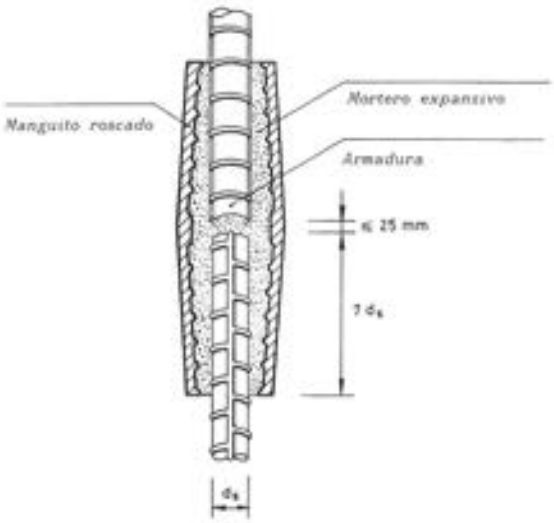
b5: Manguito relleno de mortero

Este tipo de empalme es similar al anterior, pero de mayor tamaño. El relleno se realiza con una lechada o mortero especial, de alta resistencia y sin retracción. El mortero se introduce en el interior del manguito mediante una pequeña bomba de baja presión.

El sistema permite empalmar barras de diámetro 16 a 50 mm e incluso barras de diferentes tamaños. No se requiere un corte cuidadoso de las barras que se van a empalmar. Estas se colocan en contacto, a tope, o bien se separan intencionadamente una cierta distancia (25 mm).

La longitud del manguito es del orden de 14 veces el diámetro de las barras que se van a empalmar. La distancia libre entre ellas debe alcanzar 120 mm para armaduras de diámetro 50 mm.

El empalme debe quedar inmovilizado durante un cierto plazo después de la inyección. Esto puede requerir la utilización de marcos o soportes apropiados. El mortero alcanzará una resistencia a compresión de unos 20 N/mm², al cabo de 24 horas.



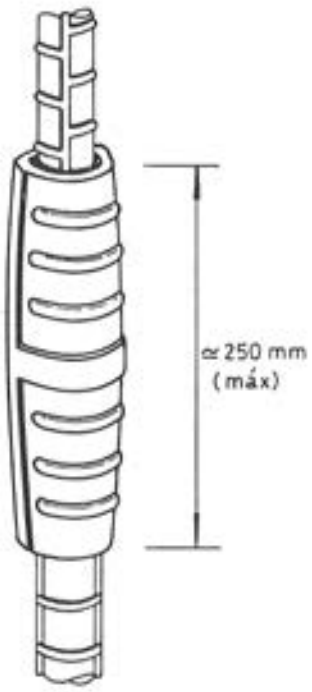
B.5. Manguito relleno de mortero.

b6: Manguito de acero forjado

Consiste, esencialmente, en una pieza cilíndrica fabricada con acero especialmente maleable que se deforma en caliente y se adapta a la configuración de la barra. El calentamiento se realiza a alta temperatura (1100°C) antes de proceder a su deformación mediante una prensa hidráulica.

El sistema permite empalmar barras de 16 a 50 mm de diámetro, con el mismo o diferente tamaño. No se requiere un acabado especial de los extremos de las barras, que pueden cortarse con soplete o cizalla. El diámetro interior de los manguitos debe poder acoplarse, con holgura, sobre la

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



B.6. Manguito forjado.

armadura. Las longitudes del empalme varían con el diámetro de la barra, alcanzando 225 mm para las barras mayores. Estas se colocan dejando una distancia libre de 1,5 veces su diámetro.

En obra debe organizarse adecuadamente la localización del horno de calentamiento. Debe evitarse también un calentamiento excesivo de la armadura.

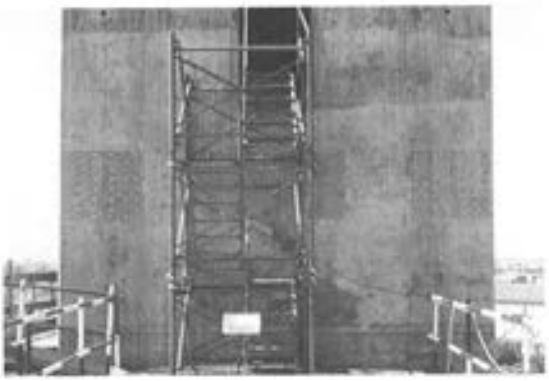


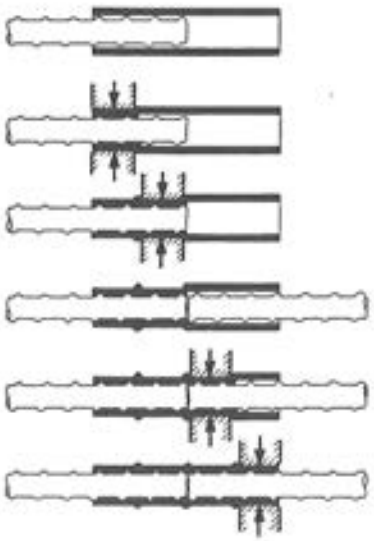
Foto 5. Puente del Centenario, en Sevilla. Hormigonado en la primera fase, donde pueden verse los extremos de las barras que hay que empalmar.

b7: Manguito prensado en frío

Para este tipo de empalmes se emplean tubos de acero, lisos, que se deforman sobre las corrugas mediante múltiples pasos de una prensa hidráulica. Existe la variante de realizar la deformación del manguito en una operación continua. En cualquier caso no se requiere el calentamiento o la preparación de los extremos de las barras.

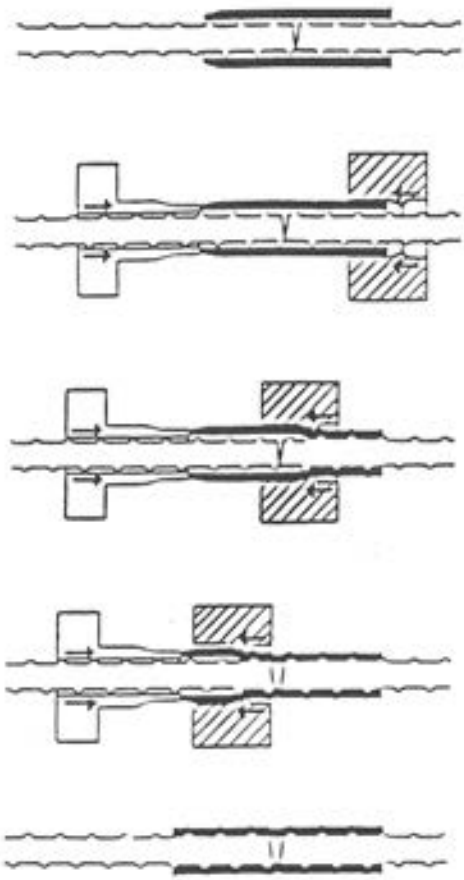
El sistema permite empalmar armaduras de 16 a 50 mm de diámetro, incluso con tamaños diferentes. La longitud de los manguitos es de 7 veces

Foto 4. Puente del Centenario, en Sevilla. Encofrado.



B.7.1. Manguito estampado.

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



B.7.2. Manguito extruído.

el diámetro de la barra, aproximadamente. El espesor de pared varía entre 7 y 20 mm, con un valor medio aproximadamente igual al correspondiente a los manguitos con relleno metálico. El diámetro interior de los manguitos debe admitir tolerancia suficiente para acoplarlos con facilidad sobre las armaduras.

Las barras pueden cortarse sin precauciones especiales. Deben eliminarse materiales adheridos u otras imperfecciones.

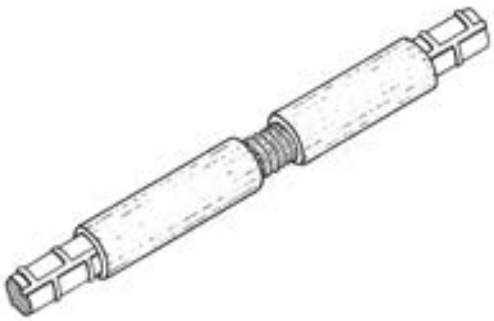
Foto 6. Manguitos ALCOR. Colocación a pie de obra.

Existen variantes de este procedimiento que utilizan gatos especiales. En alguna de ellas los gatos pueden sustentarse por sí mismos a lo largo de la armadura que se va a empalmar.

Foto 7. Manguito estampado. Colocación a pie de obra.

b8: Manguitos prensados en frío, con pasador roscado

En este caso, se emplean dos manguitos cilíndricos, roscados en su extremo libre a un pasador de interconexión especial. Cada manguito se presiona sobre el extremo de la armadura que se va a unir, por su parte no roscada. El sistema permite empalmar barras con diámetro de 16 a 40 mm, incluso con tamaños diferentes. Existen dos tipos, según se realice la unión por rotación de una de las barras o por rotación del pasador. En este último caso, la longitud del empalme es mayor, variando entre 216 y 636 mm, según el tamaño de la armadura que se va a empalmar.



B.8. Manguito estampado con pasador roscado.

4. PROCEDIMIENTO DE APROBACION DE UN SISTEMA DE EMPALME

El suministrador de los elementos de empalme, debe proporcionar documentación suficiente para poder obtener la aprobación de un determinado de tipo de empalme. Los documentos deben definir, al menos, los siguientes aspectos:

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

Foto 8. Manguitos ALCOR. Colocación en el tajo.

—Características geométricas nominales.
—Tolerancias geométricas.
—Cálculos mecánicos y su comprobación experimental.
—Propiedades de los materiales.
—Procedimientos de fabricación e instalación.
—Tolerancias para la instalación.

El procedimiento de aceptación de un determinado tipo de empalme, debe incluir la realización de los correspondientes ensayos.

Los ensayos de aprobación o idoneidad de un sistema, deben realizarse de manera que se confirme la adecuación del mismo, en las condiciones que se juzgan más desfavorables, teniendo en cuenta:

—Desviaciones geométricas de diámetro o altura de resaltos.

—Desviación angular entre las barras que se van a empalmar.

—Tolerancia en el centrado del manguito sobre los extremos de las barras.

—Posible daño en los extremos roscados, por la manipulación en obra de las armaduras.

—Tolerancias admisibles de ejecución, en el grado de apriete de las roscas o en la torsión de apriete.

En cada una de las situaciones investigadas, deben realizarse, al menos, tres ensayos por tipo de manguito.

Para la aprobación de un sistema, el CEB recomienda el ensayo de, al menos, el mayor y menor de los diámetros de armadura que se van a empalmar y el empalme de barras de diámetros iguales o de diámetros diferentes.

La aceptación del sistema puede requerir también la realización de ensayos de fatiga o de ensayos de fluencia, en empalmes con manguito relleno.

5. ESPECIFICACIONES

Las condiciones mecánicas de comportamiento del empalme se deben resumir en las especificaciones siguientes:

—Los manguitos deberán calcularse para que trabajen elásticamente hasta que se produzca la plastificación de las armaduras unidas.

—La carga de rotura del empalme no deberá ser inferior a la carga de rotura garantizada de las barras unidas.

—El empalme no debe limitar, de manera significativa, la ductilidad de la armadura. En particular, no deben producirse efectos de entalla en las barras, en el extremo de los manguitos.

—La deformación a largo plazo de los empalmes debe estar limitada. Esto se aplica a los empalmes a compresión y, especialmente, a los empalmes con manguito relleno de mortero.

El cumplimiento de las especificaciones anteriores debe justificarse mediante los cálculos adecuados. En general, los manguitos de empalme deben diseñarse para que su carga de rotura exceda, al menos un 20 por 100, a la de la armadura. Los ensayos de comprobación del comportamiento en tracción se realizarán determinando los alargamientos de la armadura y los debidos a la existencia del empalme. El cumplimiento de las especificaciones puede comprobarse con alguno de los procedimientos siguientes:

1°) Método del alargamiento bajo carga se servicio

La carga de servicio se estima generalmente que corresponde al 60 por 100 del límite elástico. En estas condiciones, el alargamiento adicional producido por el empalme no será superior a 0,10 mm. Esto se comprueba por el procedimiento siguiente:

$$\Delta L \leqslant \epsilon_s L_0 + 0{,}10 \text{ mm}$$

siendo:

ΔL = alargamiento medido entre puntos situados a ambos lados del empalme.

ϵ_s = alargamiento unitario calculado mediante: $\epsilon_s = \sigma_s / E_s$, donde σ_s es la tensión en la

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

armadura y E_s puede tomarse como 2×10^5 MPa.

L_0 = distancia inicial entre puntos de medida (mm), situados a ambos lados del empalme.

NOTA (*): Como variante de este procedimiento, puede determinarse el alargamiento e_s experimentalmente en lugar de mediante cálculo. Para ello se determina e_s en ensayos de referencia realizados sobre las armaduras que se van a unir.

2°) Método del alargamiento residual

El alargamiento residual después de alcanzar la tensión σ_s en las armaduras (definida como en el procedimiento anterior) debe ser igual o inferior a 0,10 mm.

Las especificaciones de resistencia indicadas anteriormente, se comprueban experimentalmente en el ensayo de tracción, cuando puede deducirse lo siguiente.

siendo:

$$R \geqslant A_s f_{sk}$$

R = carga de rotura del empalme ensayado a tracción.

A_s = área de la menor armadura conectada.

f_{sk} = tensión de rotura nominal, garantizada, de dicha armadura.

Puede darse el caso de que no se alcance la especificación anterior, debido a un defecto de calidad de las armaduras de la probeta. Como alternativa, el ensayo se considera aceptable siempre que se verifique lo siguiente:

$$R \geqslant 0{,}95\ A_s f_s$$

verificándose adicionalmente:

$$A_{gt} \geqslant 2{,}5 \text{ por } 100$$

siendo:

$A_s f_s$ = carga de rotura real de la menor de las barras empalmadas, determinada en ensayo de dos muestras adyacentes a la que compone el empalme.

A_{gt} = alargamiento unitario, bajo carga, de una de las barras empalmadas, medido en la inmediata proximidad de la unión y bajo carga máxima.

6. RECOMENDACIONES PARA EL CONTROL DE CALIDAD

El control de calidad del sistema de unión debe contemplar el control de los componentes (barras, manguitos y materiales de relleno) y el control de calidad del montaje de las uniones.

En todos los casos, la frecuencia de los ensayos deberá establecerse teniendo en cuenta la existencia de un sistema de control de fabricación y de documentación y ensayos de aceptación de los empalmes apropiados. El control de calidad de rutina verificará los siguientes aspectos.

–Control de las armaduras, con especial referencia a la geometría del corrugado o a la de los extremos roscados.

–Control de manguitos, incluyendo inspección visual y control geométrico.

–Control de materiales de relleno, incluyendo: características aparentes por inspección visual, documentación aportada, resistencia a tracción y adherencia con el acero.

–Control de la ejecución, mediante la inspección frecuente y sistemática de los siguientes aspectos:

- Limpieza y oxidación de los extremos de las barras.
- Daños en dichos extremos.
- Distancias libres para la disposición de los empalmes.
- Cualificación de los operarios (garantizada mediante los certificados de capacitación adecuados y/o pruebas preliminares suficientes).

–Control del empalme acabado: inspección visual del centrado, tolerancias geométricas y defectos locales que pueda presentar la unión. Se extenderá normalmente al 100 por 100 de las uniones, complementándose con ensayos a tracción realizados, aproximadamente, sobre el 1 por 100 de los empalmes.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer la colaboración presentada por los restantes miembros del grupo de trabajo, así como la de los representantes de aquellas compañías que prestaron una información completa:

AZMA (GEWI) (Madrid).

CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, C.T.T. (Barcelona).

DICKERHOF and WIDMAN (Munich).

ERICO España (Sevilla).

ERICO Europa (Oisterwijk - Holanda).

INTEMAC-EPTISA (Puente del Centenario. Sevilla).

RESUMEN

En piezas con una elevada densidad de armaduras y en aquéllas que requieren el empleo de barras de gran diámetro, las uniones o empalmes de armaduras plantean un problema importante. La solución tradicional, de realizar empalmes por solapo, requiere una masa apreciable de hormigón recu-

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

briendo la zona del solapo que, además, se prolonga en una longitud creciente con el diámetro de las barras (o del diámetro equivalente, en caso de emplear paquetes de armaduras).

Existen dos soluciones para este problema: el empleo de uniones soldadas o el de empalmes mecánicos. La Comisión VII del CEB (Armaduras y su Control de Calidad) ha aprobado sendas recomendaciones para las dos soluciones, que tienen muchos aspectos comunes.

En este trabajo se expone y comenta un resumen de las recomendaciones CEB para empalmes mecánicos. Incluye la definición y clasificación de los distintos tipos existentes, la discusión de detalles constructivos y diversas recomendaciones para el Control de Calidad de los empalmes.

Se describen cuatro tipos de empalmes, válidos solamente para barras comprimidas y ocho tipos para barras en compresión o en tracción. Estos últimos se clasifican en, empalmes con elementos roscados, empalmes con manguitos rellenos de un material de aportación o empalmes basados en la deformación de un manguito metálico.

SUMMARY

Structural members with a high reinforcement ratio and those requiring large size bars have difficulties for making splices between the re-bars. The usual solution, lap-splices, requires an important volume of concrete covering the lap area whose length increases very quickly with the size of the re-bars (or the equivalent diameter of bundled bars).

Two different solutions solve this problem: welded splices or mechanical splices. Permanent Commission VII of CEB (Reinforcement: Technology and Quality Control) has produced separate documents for both solutions, having many points in common.

In this work, a summary of the CEB recommendations for Mechanical Splices is shown together with some comments. The definition, classification, detailing and practical recommendations for the execution of all types of splices are included.

There are four types of compression –only splices and eight types of compression– tension splices. This last group can be classified in threaded sleeve splices, metal or mortar filled splices, and forged or swaged sleeve splices.

* * *

Simposio de la F.I.P., en 1992

Durante los días 11-14 de mayo de 1992 y organizado por la "Sociedad Científica Húngara de la Construcción" y el Grupo Nacional Húngaro de la F.I.P., se va a celebrar un nuevo Simposio de la F.I.P. en Budapest (Hungría) en el "MTESZ Centre", Kossuth tér 6-8.

El Programa técnico del Simposio comprende los siguientes temas:

- Nuevos sistemas constructivos.
- Nuevos métodos de prefabricación.
- Protección del ambiente.
- Rehabilitación.

El programa detallado de las reuniones se publicará en 1990.

Además de las Sesiones Técnicas, habrá una Exposición de materiales, técnicas y equipos utilizados en las construcciones de hormigón, tanto armado como pretensado, que constituirá una verdadera puesta al día de los últimos avances técnicos logrados en estos campos de la construcción.

Se programarán también varias visitas a obras en construcción, plantas de prefabricación y Centros de investigación; y se están organizando diversos actos sociales y viajes post-Simposio de interés técnico y turístico, para participantes y acompañantes.

Los que deseen participar en este Simposio y presentar alguna Comunicación en sus Sesiones Técnicas, deberán anunciarlo al Comité Organizador, para que se les mantenga puntualmente informados sobre todos los acuerdos que se vayan tomando en relación con estas reuniones, dirigiéndose a:

Organizing Committee
ETE-Hungarian Scientific Society for Building
H-1055 BUDAPEST
V, Kossuth 6-8
(Hungría)
Telex: 225 792
Telefax: 36 1 354 317

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

Influencia de la corrosión de las armaduras en la capacidad portante de las estructuras de hormigón armado

Jesús Rodríguez
Dr. Ingeniero de Caminos
GEOCISA
Mª Carmen Andrade
Dra. Química Industrial
Instituto E. Torroja

1. INTRODUCCION

El número de estructuras afectadas por la corrosión de sus armaduras, que es preciso estudiar y reparar, aumenta de día en día, por lo que el desarrollo de modelos que permitan predecir su vida residual y optimizar el momento de su reparación tiene una gran trascendencia económica.

En la literatura técnica pueden encontrarse diferentes propuestas para estimar esta vida residual, aunque la mayor parte de ellas aportan sólo consideraciones de tipo cualitativo.

Algunos autores, (1), asimilan la vida útil de la estructura al tiempo en que el agente agresivo alcanza la armadura; otros, (2) (3) (4), consideran que la vida útil finaliza cuando el hormigón se fisura a causa del efecto de la corrosión de sus armaduras.

Tuutti, (5), propuso un modelo en el que la vida útil de una estructura se divide en dos períodos: un período de iniciación, hasta que el agresivo llega a la armadura, y otro de propagación, hasta que se alcance un nivel inaceptable de deterioro, asociado con la aparición de fisuras en el hormigón.

También existen otras propuestas en las que se presentan modelos integrales para la predicción de la vida útil, (6). Sin embargo, estas propuestas son muy generales y requieren el conocimiento de un número tan importante de datos para ser utilizadas que las hacen prácticamente inviables.

En cuanto a los resultados experimentales que avalen estas teorías, las investigaciones llevadas a cabo con elementos de hormigón con armaduras corroidas se han orientado, fundamentalmente, a:

- Estudiar la relación entre la corrosión de las armaduras y la fisuración del hormigón, mediante modelos teóricos, (2) (7), y mediante ensayos de laboratorio, (2) (3) (8).
- Estudiar la relación entre la corrosión de las armaduras y la pérdida de adherencia entre ellas y el hormigón que las rodea, bien en ensayos pull-out, (3), bien ensayando vigas a flexión con armaduras solapadas en zonas de solicitaciones máximas, (9), o ensayando vigas a flexión, con y sin armaduras transversales, que estaban previamente fisuradas a causa de la corrosión de sus armaduras (10).
- Obtener la disminución de la capacidad portante de elementos de hormigón armado sometidos a procesos acelerados de corrosión de sus armaduras, (4), (8), (10), o de elementos extraidos de estructuras reales deterioradas (11).

Los ensayos realizados hasta el momento, no han permitido todavía llegar a establecer un modelo que reproduzca el deterioro de la estructura cuando se corroen sus armaduras. Ello es debido a:

- La variedad de las calidades de los materiales utilizados y de las tipologías de los elementos ensayados, en lo que se refiere a sus dimensiones y al diámetro, el recubrimiento y la distribución de sus armaduras.
- El procedimiento acelerado utilizado para generar la corrosión de las armaduras, que, en algunos casos, no reproduce los mecanismos de deterioro en las estructuras reales.

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

2. ESTUDIO DE LAS ESTRUCTURAS CON ARMADURAS CORROIDAS

La comprobación de las estructuras de hormigón de nueva construcción, se realiza mediante el método de los estados límites, verificando que las mismas poseen el nivel de seguridad requerido frente a cada situación límite.

En este sentido, la comprobación de las estructuras con armaduras corroidas, debería plantearse de forma similar a las anteriores, de manera que una estructura quedará fuera de servicio si el nivel de deterioro frente a algún estado límite es superior al que se defina como admisible.

Para efectuar este análisis, resulta necesario diferenciar entre los daños generados por la corrosión que afectan a los estados límites últimos y los que afectan a los estados límites de servicio. Relacionado con los primeros, las estructuras con armaduras corroidas pueden resultar dañadas, principalmente, a causa de:

- La disminución de la sección de las armaduras, función de la velocidad de corrosión.
- La pérdida de la integridad de la sección de hormigón, por fisuración o rotura del recubrimiento de las armaduras, caso de que los óxidos generados ejerzan una presión contra el hormigón, tal, que éste alcance su resistencia a la tracción.
- La disminución de la adherencia entre las armaduras y el hormigón que las rodea, en el caso de haberse producido una fisuración significativa, paralela a dichas armaduras. Este efecto tiene graves consecuencias si la adherencia disminuye de forma notable en las zonas de anclaje o solapo de las armaduras.
- El posible pandeo de las armaduras comprimidas, si se produce la rotura del recubrimiento de hormigón y la armadura transversal no las arriostra suficientemente.

Relacionado con los estados límites de servicio, las estructuras con armaduras corroidas pueden resultar dañadas, principalmente, a causa de:

- El aumento de la deformación, por disminución de la sección de acero, por pérdida de la integridad del hormigón, o por pérdida de la adherencia hormigón/acero en longitudes importantes de las zonas intermedias de las armaduras.
- Los daños que afectan al aspecto exterior del hormigón, sean éstos debidos a su fisuración o a la aparición de manchas de óxido en su superficie.

Así pues, el daño detectado puede afectar a la respuesta de la estructura frente a distintos estados límites, siendo preciso analizar si corresponde a un estado límite último o de servicio. Mientras en el primer caso puede producirse el colapso de la estructura, la seguridad de las personas puede resultar afectada o los daños ocasionados pueden tener un elevado coste económico, en el segundo caso la estructura puede perder las características funcionales para las que fué prevista.

Si la corrosión de las armaduras produce la fisuración del hormigón, debe considerarse si ésta reduce de forma significativa la capacidad resistente de la estructura (estados límites últimos), o si afecta exclusivamente a su aspecto externo (estados límites de servicio), pues las consecuencias en uno y otro caso son diferentes.

3. MODELO PROPUESTO PARA LA ESTIMACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE RESIDUAL

De entre los modelos propuestos para la evaluación de la vida util, los autores consideran como el más apropiado, el propuesto por Tuutti, (5), que sugirió un modelo simple y cualitativo, que comprende un período de iniciación y un período de propagación.

El modelo propuesto en esta comunicación, se refiere sólamente al segundo período y supone una cuantificación del modelo de Tuutti. Considera la disminución de la sección de la armadura como el parámetro significativo de la evolución del deterioro, (12) (13), en lugar de la fisuración o rotura del recubrimiento del hormigón; lo que lo diferencia respecto de otros modelos y, en concreto, de la propia idea de Tuutti cuando hizo su propuesta.

Se considera, pues, que la disminución de la sección de acero está intimamente relacionada con la evolución de la capacidad portante de la estructura, al afectar esta disminución, de forma esencial, a dicha capacidad portante. Así, la vida residual puede estimarse a partir de dicha disminución, si previamente se definen los niveles de deterioro admisibles, (14).

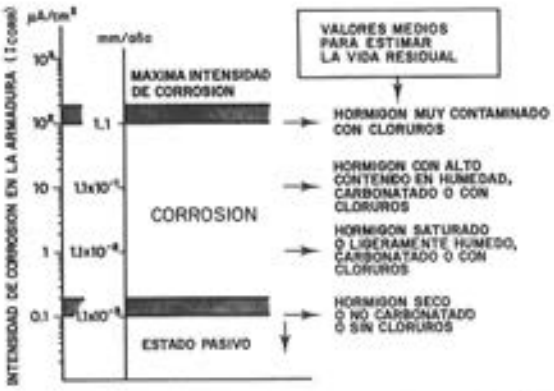
Para los ejemplos aquí contemplados, se supone que el hormigón no se fisura tanto como para afectar significativamente a su integridad o a la adherencia entre la armadura y el hormigón que la rodea. Esta situación puede corresponder con el caso de un hormigón carbonatado, en el que no se produzca fisuración, debido a que se mantenga húmedo y el óxido pueda difundirse a través de sus poros.

La velocidad de disminución de la sección de la barra, se evalúa mediante la velocidad de penetración del ataque por corrosión (en μm/año). Esta penetración puede medirse, en la realidad, mediante la técnica electroquímica conocida como Resistencia de Polarización (R_p), de la que hay publicados numerosos trabajos, (15) (16). Esta determinación de la R_p permite el cálculo de la Intensidad de Corrosión (I_{corr}) a partir de la fórmula de Stern, $I_{corr} = B/R_p$, donde B es una constante. Es-

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

ta I_{corr} se puede medir en $\mu A/cm^2$. En el caso del acero $1 \mu A/cm^2 <> 11,6\ \mu m$/año. Así, conocida la I_{corr}, es posible, supuesta una velocidad constante, calcular la penetración del ataque con el tiempo.

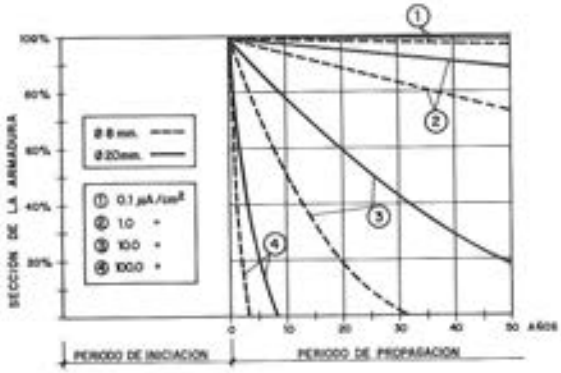
Actualmente, los equipos a los que pertenecen los autores de esta comunicación, conjuntamente con otro Centro de investigación español (CENIM) y en colaboración con el Swedish Cement and Concrete Research Institute, están desarrollando, dentro de un proyecto EUREKA-EUROCARE, un prototipo de corrosímetro portátil capaz de medir la velocidad real de corrosión en las estructuras con armaduras deterioradas, mediante la técnica ya comentada de la Resistencia de Polarización.



1. Valores de la Intensidad de Corrosión ($\mu A/cm^2$) y de la profundidad de ataque homogéneo (mm/año) en armaduras.

La figura 1 contiene información sobre los valores de la I_{corr} obtenidos en ensayos de laboratorio y en mediciones efectuadas en estructuras reales sometidas a diferentes condiciones ambientales. En el caso de armaduras de acero, se ha comprobado que velocidades por debajo de 0,1-0,2 $\mu A/cm^2$, corresponden a casos de corrosión despreciable, mientras que valores comprendidos entre 100 y 200 $\mu A/cm^2$ corresponden con los máximos obtenidos en hormigón.

En la figura 2 se representa la disminución de la sección con el tiempo, de dos redondos, de 8 y 20 mm de diámetro, en función de distintas intensidades de corrosión. Estos valores se han obtenido bajo el supuesto de que el ataque se produce homogéneamente en todo el perímetro de la sección de la armadura y mediante la aplicación de la ley de Faraday. De esta forma, el valor del diámetro de la armadura en un tiempo "t", puede obtenerse mediante la expresión siguiente:



2. Disminución de la sección de la armadura, en función del tiempo, para diferentes diámetros y velocidades de corrosión.

$$\Phi_t = \Phi_i - 0,023 \bullet I_{corr} \bullet t$$

Φ_t, el diámetro de la armadura al tiempo t, en mm.

Φ_i, el diámetro inicial de la armadura, en mm.

I_{corr}, la intensidad de corrosión, en $\mu A/cm^2$.

t, el tiempo transcurrido desde el comienzo del período de propagación, en años.

0,023, el factor de conversión de $\mu A/cm^2$ a mm/año, en el supuesto de una corrosión homogénea.

Este planteamiento es posible si la velocidad de corrosión permanece constante a lo largo de la vida de la estructura, pero, normalmente, aquella varía a causa de la variación de las condiciones ambientales (humedad). En este caso, puede obtenerse un valor promedio de la misma en el tiempo, (17), y proceder de la misma forma que en el supuesto anterior.

4. EVOLUCION DE LAS SOLICITACIONES ULTIMAS RESISTIDAS POR SECCIONES DE HORMIGON CON ARMADURAS CORROIDAS

El estudio de la capacidad resistente de las estructuras de hormigón con armaduras corroidas, debe abordarse a tres niveles. Un primer nivel, que estudie la respuesta de la sección de hormigón armado, de manera que pueda establecerse el valor de la solicitación última resistida (momento, axil, cortante) en función del tiempo transcurrido desde que el agresivo alcance la armadura. Un segundo nivel, que estudie la respuesta del elemento aislado (viga, pilar), en el que se tenga en cuenta, entre otros, los posibles efectos debidos a la inestabilidad. Finalmente, un tercer nivel, que estudie la respuesta de toda la estructura, en el que se tengan en cuenta posibles redistribuciones de solicitaciones entre secciones diferentemente solicitadas en la estructura, siempre que se mantengan ciertas condiciones de ductilidad.

En esta comunicación se contempla solo el primer nivel, abordándose el estudio de la evolución de la capacidad resistente última de secciones de hormigón armado, mediante el empleo del modelo de deterioro propuesto, que permite relacionar la velocidad o intensidad de corrosión del acero, con la respuesta de la sección de hormigón armado.

Se presentan algunos casos de secciones de hormigón armado, sometidas a solicitaciones de fle-

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

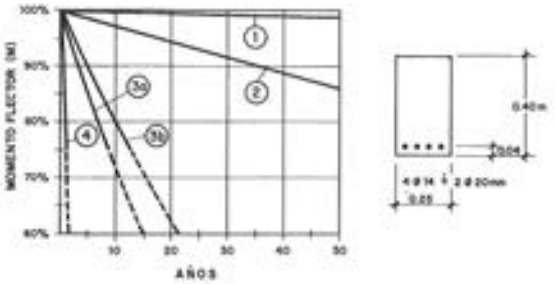
xión o compresión, y se calcula la disminución de las solicitaciones últimas resistidas, (figs. 3 a 8). En los casos estudiados, la resistencia característica del hormigón a compresión es 20 MPa y el límite elástico del acero es 400 MPa. Se han considerado unos coeficientes de minoración 1,5 y 1,1, para las resistencias del hormigón y del acero, respectivamente.

Cuando el nivel de deterioro alcanza cotas muy significativas, algunas de las hipótesis contenidas en el modelo propuesto pierden toda su validez. Por ello, sólo se representan los tramos iniciales de estas curvas que, en cualquier caso, son los necesarios, desde un punto de vista práctico, para conocer la seguridad residual de una estructura en servicio y para optimizar el momento de su posible reparación.

EJEMPLOS DE SECCIONES SOMETIDAS A FLEXION

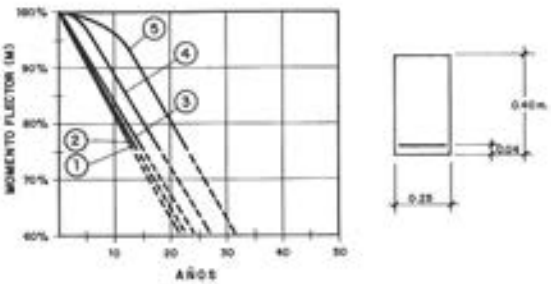
En primer lugar, se estudia la disminución del momento flector último resistido por una sección, de 0,40 m de canto y 0,25 m de ancho, con armadura de tracción a base de cuatro redondos de 14 mm de diámetro o dos redondos de 20 mm de diámetro. Se consideran cuatro velocidades de corrosión (0,1, 1,0, 10 y 100 μA/cm^2) que se mantienen constantes a lo largo de la vida de la estructura o que corresponden al valor promedio, caso de que dichas velocidades fueran variables.

De esta forma, y teniendo presentes las hipótesis convencionales del cálculo de estructuras de hormigón, se han dibujado las curvas de la figura 3, en las que se muestra la disminución del momento flector resistido por la sección, en función del tiempo transcurrido desde el inicio del período de propagación. Para la sección armada con redondos de 14 mm, puede observarse que, mientras con velocidades de corrosión 0,1 ó 1,0 μA/cm^2 (curvas 1 y 2) apenas disminuye el coeficiente de seguridad durante los 50 años de vida previsible de la estructura, con velocidades 10 y 100 μA/cm^2 (curvas 3a y 4) se pierde una gran parte del coeficiente de seguridad, para períodos de vida útil inferiores a 15 y 2 años, respectivamente.



3. Disminución del momento flector resistido, en función del tiempo, para diferentes velocidades de corrosión.

En la misma figura puede también observarse cómo las secciones armadas con armaduras de diámetro mayor son menos sensibles al deterioro producido por la corrosión. Así, con dos armados de igual cuantía y diferentes diámetros (cuatro redondos de 14 mm o dos redondos de 20 mm), sometidos a una velocidad de corrosión de 10 μA/cm^2 (curvas 3a y 3b), la pérdida del coeficiente de seguridad se produce para períodos inferiores a 15 y 20 años, respectivamente, siendo menor el período correspondiente a la sección armada con el diámetro menor. Se pone, pues, de manifiesto, el interés de utilizar armaduras de diámetro mayor, siempre que se adopten recubrimientos de hormigón adecuados, especialmente en las zonas de anclaje y solapo de estas armaduras.

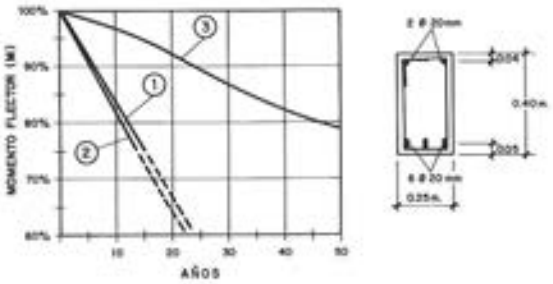


4. Disminución del momento flector resistido, en función del tiempo, para una velocidad de corrosión v = 10 μA/cm^2 en secciones armadas con diferentes cuantías de armadura traccionada.

En la figura 4 se representa la evolución del momento flector resistido por la sección de hormigón anterior, armada con distintas cuantías de armadura de tracción, utilizando barras de 20 mm de diámetro, y sometidas a 10 μA/cm^2 de velocidad de corrosión. La disminución porcentual del momento resistido es similar para los casos de cuantías bajas y medias (curvas 1, 2 y 3, correspondientes al armado con dos, tres y cuatro redondos). Sin embargo, para cuantías altas (curvas 4 y 5, correspondientes al armado con cinco y seis redondos) las curvas muestran un desplazamiento hacia la derecha, ya que la disminución del momento resistido en los primeros años es pequeña. Esto es debido a que las cuantías empleadas corresponden a casos en que el acero trabaja con tensiones inferiores a su máxima capacidad resistente, lo que se traduce en una menor repercusión de la disminución de la sección del acero en el momento resistido. Este efecto desaparece cuando la disminución del acero, a causa de su corrosión, hace que aquel resulte solicitado con tensiones iguales a su máxima capacidad resistente. A partir de ese momento, las curvas adoptan un aspecto similar a las de las cuantías inferiores.

En la figura 5 se representa la evolución del momento resistido por la misma sección de hormigón, armada con 6 redondos de 20 mm de diámetro en su cara inferior (armadura traccionada) y 2 redondos de 20 mm de diámetro en su cara superior (ar-

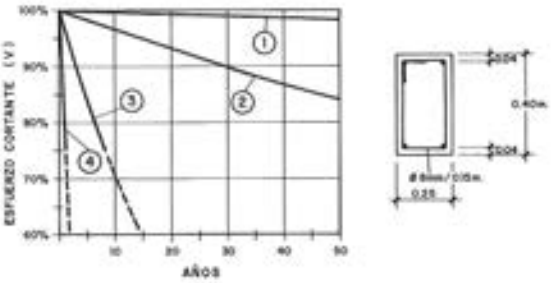
Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025



5. Disminución del momento flector resistido, en función del tiempo, para una velocidad de corrosión v = 10 μA/cm² en todas las armaduras o en las armaduras de cada una de las caras.

madura comprimida), sometida a una velocidad constante de corrosión de 10 μ A/cm². Se representan tres casos, en los supuestos de que la corrosión afecte a todas las armaduras (curva 1), que afecte solo a la armadura traccionada (curva 2) o que afecte a la armadura comprimida (curva 3). Puede observarse cómo, para este caso con poca armadura comprimida, la influencia de la corrosión de las armaduras en el momento resistido es menor cuando sólo se corroe la armadura de la cara superior.

En segundo lugar se estudia la disminución del esfuerzo cortante último resistido por la misma sección de hormigón, armada con estribos de 8 mm de diámetro, situados cada 0,15 m, cuando aquellos se corroen a velocidades de 0,1, 1,0, 10,0 y 100,0 μA/cm². Se admite que el deterioro de la armadura longitudinal no es significativo, lo que puede ser cierto al tener mayor espesor de recubrimiento de hormigón que los estribos, y que el esfuerzo cortante resistido se obtiene mediante la analogía de la celosía, formada por el hormigón comprimido y las armaduras longitudinales y transversales.

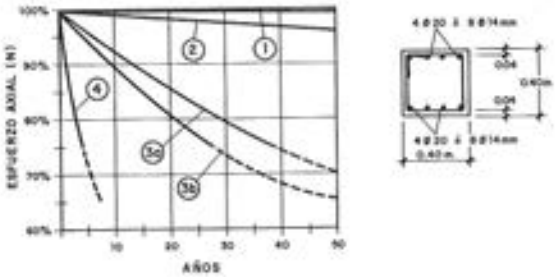


6. Disminución del esfuerzo cortante resistido, en función del tiempo, para diferentes velocidades de corrosión.

En la figura 6 se aprecia que las velocidades de corrosión de 0,1 y 1,0 μA/cm² (curvas 1 y 2) apenas afectan al valor del cortante resistido durante los 50 años de vida util prevista, mientras que con velocidades de 10 y 100 μA/cm² (curvas 3 y 4) la disminución del cortante último resistido es muy significativa.

EJEMPLOS DE SECCIONES SOMETIDAS A COMPRESION

La disminución del esfuerzo axil se ha estudiado en una sección cuadrada, de 0,40 m de lado, armada a dos caras con cuatro redondos de 20 mm de diámetro u ocho redondos de 14 mm de diámetro en cada una de ellas y sometida a una carga de compresión centrada.



7. Disminución del esfuerzo axil resistido, en función del tiempo, para diferentes velocidades de corrosión.

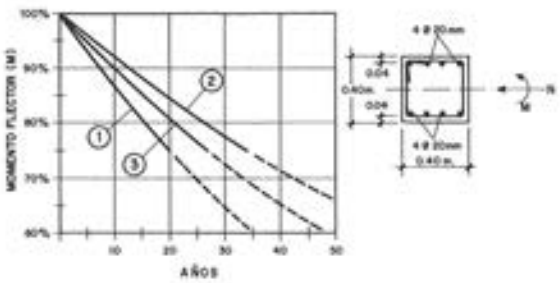
En la figura 7 se representan las curvas que indican la disminución del esfuerzo axil resistido, en función del tiempo, en la sección de hormigón armado antes descrita, sometida a diferentes velocidades de corrosión (0,1, 1,0, 10 y 100 μA/cm²). Estas curvas se han calculado tomando en consideración la colaboración del hormigón y las armaduras, y no teniendo en cuenta el posible pandeo de la armadura comprimida, cuando ni la armadura transversal ni el recubrimiento de hormigón fuesen capaces de evitarlo.

El deterioro producido en las secciones armadas con 8 redondos de 20 mm y sometidas a corrosiones de 10 y 100 μA/cm² (curvas 3a y 4).es considerable, mientras que con velocidades de 0,1 y 1,0 μA/cm² (curvas 1 y 2) es prácticamente despreciable durante los 50 años de vida útil prevista.

En la misma figura puede también apreciarse la diferente evolución del axil resistido en secciones de hormigón, armadas con la misma cuantía de armadura pero con distinto diámetro (curvas 3a y 3b correspondientes al armado con ocho redondos de 20 mm o 16 redondos de 14 mm, respectivamente). Vuelve a ponerse de manifiesto el interés de utilizar diámetros mayores para retrasar la evolución del deterioro producido por la corrosión, siempre que se adopten los recubrimientos de hormigón adecuados, especialmente en las zonas de anclaje y solapos de estas armaduras.

En la figura 8 se representa la evolución del momento resistido por la sección de hormigón ya descrita, armada con 8 redondos de 20 mm de diámetro y solicitada por un esfuerzo axil constante N=850 kN, cuando se la somete a una velocidad de corrosión de 10 μA/cm². Se suponen tres casos

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



8. Disminución del momento flector resistido, en función del tiempo, para un esfuerzo axil N = 850 kN y una velocidad de corrosión v = 10 μA/cm².

diferentes, según que la corrosión afecte a todas las armaduras (curva 1), a las armaduras de la cara inferior (curva 2), o a las de la cara superior (curva 3), pudiendo apreciarse la diferente incidencia que el deterioro descrito produce en la disminución del momento resistido y que es debido a la mayor o menor colaboración de la armadura de cada cara en la solicitación resistida.

CONSIDERACIONES FINALES

Hasta la fecha, la estimación de la vida residual de estructuras de hormigón con armaduras corroidas, se ha basado en el empleo de métodos empíricos de tipo cualitativo y en experiencias personales de los técnicos que intervienen en este tipo de trabajos. Los modelos existentes en la bibliografía no permiten cuantificar el nivel del deterioro producido.

El método propuesto en esta comunicación, permite relacionar la pérdida de capacidad portante de la estructura con la pérdida de sección de acero, obtenida ésta a partir de las velocidades de corrosión. El método supone ciertas simplificaciones que requieren ser contrastadas experimentalmente y ofrece un procedimiento para cuantificar el deterioro producido. Así, en el supuesto de que se conozca la intensidad de corrosión en las armaduras de la estructura, puede estimarse el tiempo que tardará en alcanzarse un cierto grado de deterioro que se considere inadmisible.

En los ejemplos resueltos se ha puesto de manifiesto que con velocidades de corrosión 0,1 y 1,0 μ A/cm², apenas se reduce la capacidad resistente de las secciones de hormigón durante su vida útil, mientras que con velocidades 10 y 100 μA/cm² se reduce de forma muy significativa. Por otra parte, también se ha puesto de manifiesto el interés de utilizar barras de mayor diámetro, siempre que se adopten espesores de recubrimiento adecuados.

A la hora de establecer el nivel de deterioro admisible, debe diferenciarse entre los daños que afectan al comportamiento de la estructura frente a alguno de los estados límites últimos y aquellos que afectan a su comportamiento en servicio, especialmente en lo que se refiere a la fisuración del hormigón.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido realizado dentro del proyecto EUREKA-EUROCARE EU-401 "Medida in situ no destructiva de la velocidad de corrosión de las armaduras en el hormigón, mediante técnicas electroquímicas", habiéndose contado con la subvención concedida por la Dirección General de Electrónica y Nuevas Tecnologías del Ministerio Español de Industria y Energía. Por otra parte, los estudios previos en los que se ha basado esta propuesta fueron financiados por la CICYT, a la que los autores hacen extensivo su agradecimiento.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. R.D. BROWNE, M.P. GEOGHEGAN, A.F. BAKER: "Corrosion of reinforcement in concrete construction". Ch. 13. AP. Crane Ed. SCI publisher. London 1983.

2. S. SYGULA, K. RYZ: "Longitudinal cracking and its relation to service life of reinforced concrete bridges". ACI-RILEM International Symposium on long-term observation of concrete structures", pp 182-192. Budapest 1984.

3. K. BRAUN: "Prediction and evaluation of durability of reinforced concrete elements and structures'. Proceedings of 4th. Conference on Durability of Building Materials and Components. pp 383-388. Singapore 1987.

4. T. UOMOTO, S. MISRA: "Behavior of concrete beams and columns in marine environment when corrosion of reinforcing bars take place". ACI SP-109. Proceedings of Second International Conference on Concrete in Marine Environment, pp. 127-146. St. Andrews by-the-Sea, Canada 1988.

5. K. TUUTTI: "Corrosion of steel in concrete". Swedish Cement and Concrete Research Institute 1982.

6. CIB-RILEM: "Prediction of Service Life of Building Materials and Components". Report Publication 96, CIB W80/ Rilem 71-PS1.

7. F.J. MOLINA: "Numerical modeling of steel corrosion induced cracking". ACI Technical Session on Cracking and Durability. ACI Convention. Toronto. Canada 1990.

8. N. SAEKI, Y. FUJITA, N. TAKADA, T. OHTA: "Control of rust damage of reinforced concrete in corrosive environment". ACI SP-109. Proceedings of Second International Conference on Concrete in Marine Environment, pp. 163-178. St. Andrews by-the-Sea, Canada, 1988.

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

9. C.Y. LIN: "Bond deterioration or reinforcing steel in cracked concrete". ACI SP 65-15, pp 255-269. American Concrete Institute.

10. K. OKADA, K. KOBAYASHI, T. MIYAGAWA: "Influence of longitudinal cracking due to reinforcement corrosion on characteristics of reinforced concrete members" ACI Structural Journal. March-April 1988, pp 134-140.

11. Y. TAKAGISHI, H. ICHIKAWA, H. TABUCHI, A. MORIWAKE: "An experimental study on deterioration and repairing of a marine concrete structure". ACI SP 109-12, pp 253-276. American Concrete Institute.

12. C. ANDRADE, C.ALONSO, J.A. GONZALEZ: "An initial effort to use the corrosion rate measurements for estimating rebar durability". ASTM Symposium on Corrosion Rate of Reinforcements in Concrete. Baltimore, USA, June 1988.

13. C. ANDRADE, C. ALONSO, J.A. GONZALEZ, J. RODRIGUEZ: "Remaining service life of corroded structures". Proceedings of IABSE Symposium on Durability of Structures, pp 359-363. Lisbon. Sept. 1989.

14. C.E.B.: "Assesment of concrete structures and design procedures for upgrading". Bulletin d'Information n° 162, pp 284. Comité Euro-International du.Beton. August 1983.

15. C. ANDRADE, V. CASTELO, C. ALONSO, J.A. GONZALEZ: "Corrosion effect of stray currents and techniques for evaluating corrosion of rebars in concrete". ASTM STP 906, pp. 43-63, Philadelphia, 1986.

16. C. ANDRADE, J.A. GONZALEZ: "Quantitative corrosion rate of reinforcing steels embeded in concrete using polarization resistance measurements". Werkstoffe und korrosion, N° 29, pp. 515-519, 1978.

17. C. ANDRADE, C. ALONSO, J.A. GONZALEZ: "Approach to the calculation of the residual service life in corroding concrete reinforcement based on corrosion intensity values". 9th. European Congress on Corrosion. Utrech, Netherlands. Oct. 1989.

RESUMEN

El número de estructuras afectadas por la corrosión de sus armaduras, que es preciso estudiar y reparar, aumenta de día en día por lo que el desarrollo de modelos que permitan predecir su vida residual y optimizar el momento de su reparación tiene una gran trascendencia económica.

En la literatura técnica pueden encontrarse diferentes propuestas para estimar esta vida residual, aunque la mayor parte de ellas aportan solo consideraciones generales de tipo cualitativo.

En esta comunicación se expone, en primer lugar, una panorámica sobre los efectos de la corrosión de las armaduras en la respuesta de la estructura, comentando aspectos relacionados con los estados límites últimos y de servicio.

En segundo lugar, se plantea el estudio de la disminución de la capacidad portante de estructuras de hormigón, con armaduras corroidas, aportándose algunos ejemplos en los que se relaciona la disminución de la solicitación última resistida por secciones de hormigón armado a lo largo del tiempo, con los valores de la intensidad de corrosión, obtenida esta última mediante la técnica de la Resistencia de Polarización.

En los ejemplos presentados se considera la disminución de la sección de acero como el parámetro significativo y se analiza el efecto del diámetro de la armadura y de la cuantía de la misma en la respuesta de la sección de hormigón armado, para diferentes velocidades de corrosión.

SUMMARY

The development of models allowing the residual service life of concrete structures with corroded reinforcement to be estimated is highly significant economically because these models will favour the election of the most suitable moment of repairing.

Some papers have been published in the literature dealing with different methods of estimating the residual service life of these structures, though most of them furnish merely qualitative general thoughts.

This paper sets out an overwiew of how reinforcement corrosion may affect the structure's response, remarking on aspects relating to the differentation between Ultimate and Serviceability Limit States.

Moreover, the study of load-carrying capacity loss in corroding structures is raised, furnishing some examples where the decrease of the design strength (bending moment, shear force and axial force) of reinforced concrete sections throught time is related to the corrosion intensity value. The latter obtained by means of the concept of the "True Polarization Resistance" technique.

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

¿ Está Vd. interesado en la técnica del pretensado ?

En caso afirmativo le conviene saber que, en la actualidad, existe en España la ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO (A.T.E.P.), con sede en el Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento del C.S.I.C., y con personalidad jurídica propia de acuerdo con los Estatutos que, conforme a lo prevenido en el artículo 3º de la Ley de 24 de diciembre de 1964, han sido visados por la Autoridad competente, por resolución del 13 de agosto de 1969.

El Consejo de Señores Ministros, en su Reunión del 4 de marzo de 1977, acordó el reconocimiento de la A.T.E.P. como Asociación de "utilidad pública", a la vista de su actuación en pro de la difusión y desarrollo de la técnica del pretensado en nuestro país.

Esta Asociación, que ha venido a sustituir, continuando su misma línea de actuación, a la antigua Asociación Española de Hormigón Pretensado, constituida el 13 de junio de 1949, como adscrita al citado Instituto Eduardo Torroja, es de carácter estrictamente científico y ajena por completo a todo interés de índole comercial.

De acuerdo con sus Estatutos, el fin que persigue la A.T.E.P. es fomentar los progresos de todo orden referentes a la técnica del pretensado, colaborando al desarrollo técnico y social del país dentro del campo específico de esta rama de la construcción. A tal objeto tiene asignadas, entre otras, las siguientes actividades:

- Proponer, orientar, realizar y colaborar en la realización de los trabajos de investigación científica, técnica y económica necesarios para el mejor desarrollo del pretensado.
- Organizar asambleas, simposios, reuniones, cursillos, ciclos de conferencias, visitas técnicas o de información, viajes colectivos para participar en Congresos y reuniones internacionales y, en general, cuantas actividades tiendan a una mejor difusión de la técnica del pretensado.
- Suministrar información sobre la técnica y la práctica en materia de pretensado.
- Divulgar los métodos que tiendan a facilitar el desarrollo y perfeccionamiento del pretensado, en cualquier sentido, organizando el intercambio de conocimientos, ideas, resultados de investigaciones y procedimientos prácticos constructivos y de cálculo referentes a esta técnica.
- Reunir la experiencia de sus diversos Miembros a fin de contribuir al perfeccionamiento de los sistemas relacionados con la técnica del pretensado.
- Estudiar e informar, en determinados casos, problemas concretos relacionados con la técnica del pretensado, que se le planteen y presenten interés general.
- Editar cuantas publicaciones se estimen adecuadas para contribuir a difundir la información sobre los últimos avances y noticias de interés relacionados con la técnica del pretensado.
- Acopiar y divulgar entre sus Miembros datos de bibliografía española y extranjera sobre la técnica del pretensado.
- Estudiar los planes necesarios para fomentar el mejoramiento de las industrias relacionadas con las técnicas de que se ocupa la Asociación.
- La Asociación se halla vinculada a la Federación Internacional del Pretensado (F.I.P.) y en íntimo contacto con ella, con lo cual está siempre informada de cuantas actividades y novedades de carácter internacional se producen en este campo, información que se traslada a todos los Asociados para su debido conocimiento. A través de la F.I.P. recibe también periódicamente las publicaciones relacionadas con la técnica del pretensado editadas por los distintos países. Estas publicaciones se encuentran a disposición de todos los Asociados, para consulta.
- Todos los Miembros de la Asociación, por el hecho de serlo, son considerados también como Miembros de la F.I.P., y disfrutan de los derechos que a éstos corresponden.
- Se tiene organizado un servicio de distribución de los libros y manuales que la F.I.P. pone a la venta, mediante el cual los interesados pueden adquirirlos en España, con sensibles descuentos.
- Trimestralmente, publica la revista "Hormigón y Acero", en la que se recogen: Trabajos relacionados con la técnica de estructuras en sus aspectos científico y de cálculo; estudios experimentales; las normas oficiales, sobre pretensado, vigentes en los diferentes países, etc. Sus páginas siempre están abiertas a la colaboración de todos los Miembros.
- La Asociación viene editando una serie de Manuales, en donde se recogen las recomendaciones que se estiman idóneas para una adecuada realización de las diversas operaciones que constituyen el proceso normal de ejecución de las obras pretensadas, y que se venden a los Asociados a precios muy reducidos.

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

Modelado numérico de la fisuración por corrosión de armaduras

F. J. Molina,
E. Alarcón
Universidad Politécnica de Madrid
E.T.S.I.I. Dep. Mecánica Estructural

INTRODUCCION

La corrosión del acero es uno de los más importantes fenómenos que acortan la vida de una estructura de hormigón armado. La corrosión del acero reduce la resistencia y la adherencia de la armadura y, frecuentemente, aumenta su volumen, provocando la fisutación del hormigón que la rodea. La evolución y predicción de estos efectos es un problema difícil que envuelve aspectos químicos y mecánicos interactuantes. Este trabajo es un primer intento de simulación numérica de algunos de los aspectos mecánicos.

Considerando una barra de armadura, de sección circular (Fig. 1), la penetración de la corrosión en el acero será llamada "x" y se supondrá uniforme en la superficie de la barra. El objetivo del estudio será el establecimiento de la relación entre "x" y la evolución de la fisuración inducida en el hormigón, considerando "x" como una variable independiente.

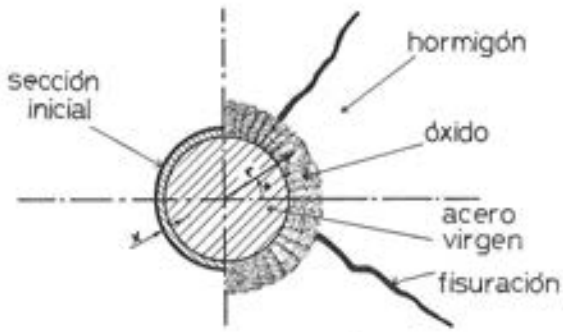


Fig. 1. Sección transversal de la barra corroida.

MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

Simulación de la corrosión

Puesto que la corrosión no es un tipo de carga habitual en los programas de elementos finitos, se hace necesaria su inclusión de una manera especial. La corrosión de un elemento del modelo, se simulará mediante la superposición de dos efectos:

- una reducción de la rigidez,
- un aumento del volumen.

El primer efecto se puede conseguir mediante una variación de las propiedades del material (módulo de Young y coeficiente de Poisson), desde las correspondientes al acero hasta las correspondientes al óxido que, por simplicidad, se consideran iguales a las del agua líquida, es decir,

$$\nu = ,49999 \text{ (en lugar de } \nu = ,5) \qquad (1)$$

para el coeficiente de Poisson y

$$E = 2(1+\nu)(1-2\nu)K = ,1176 \text{ N/mm}^2 \text{ (en lugar de } E = 0) \qquad (2)$$

para el módulo de Young, para evitar inestabilidades numéricas y siendo

$$K = 1960 \text{ N/mm}^2 \qquad (3)$$

el coeficiente de compresibilidad del agua.

Este cambio de propiedades se puede imponer por un incremento de temperatura, siempre que el programa de elementos finitos permita que las propiedades de los materiales varíen con la temperatura.

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

El segundo efecto se puede conseguir mediante una imposición simultánea de una deformación inicial sobre el elemento. Pero, si se supone que el volumen del óxido puede variar entre 2 y 10 veces el volumen inicial del acero

$$V_f/V_i = 2 \text{ a } 10 \qquad (4)$$

no se puede seguir considerando que se trata de un problema de pequeñas deformaciones. En la teoría de pequeñas deformaciones, la deformación volumétrica impuesta a un fluido se mide por

$$\theta = \epsilon_{rr} + \epsilon_{\phi\phi} + \epsilon_{zz} \qquad (5)$$

donde ϵ_{rr}, $\epsilon_{\phi\phi}$ y ϵ_{zz} son las componentes de la diagonal principal del tensor de deformación, en coordenadas cilíndricas; pero la verdadera deformación volumétrica es

$$\epsilon_v = (1+\epsilon_{rr})(1+\epsilon_{\phi\phi})(1+\epsilon_{zz}) - 1 = \\ = V_f/V_i - 1 \qquad (6)$$

En problemas de grandes deformaciones, las entidades expresadas en las ecuaciones (5) y (6) serán distintas, en general; pero para este problema particular es posible hacer la hipótesis

$$\epsilon_{zz} = \epsilon_{\phi\phi} = 0 \qquad (7)$$

que a su vez implica que

$$\theta = \epsilon_v = \epsilon_{rr} \qquad (8)$$

por lo que dichas entidades son iguales a la deformación radial. La hipótesis (7) es fácil de justificar si se dibuja el eje Z a lo largo del eje de la barra (Fig. 1) con lo que, suponiendo deformación plana,

$$\epsilon_{zz} = 0 \qquad (9)$$

y, suponiendo una deformación despreciable en el acero virgen,

$$\epsilon_{\phi\phi} \simeq u_r/r \leqslant \epsilon_{rr}\, x/r \ll \epsilon_{rr} \qquad (10)$$

donde r es la coordenada radial y u_r el desplazamiento asociado.

En consecuencia, el cambio de volumen puede ser impuesto mediante una dilatación térmica de valor

$$\alpha \Delta T = \theta/3 = \epsilon_v/3 = 1/3\,(V_f/V_i - 1) \qquad (11)$$

donde α es el coeficiente de dilatación térmica y ΔT el incremento de temperatura.

De este modo, los efectos mecánicos de la corrosión en un elemento, esto es, reducción de la rigidez e incremento del volumen, se pueden simular adecuadamente mediante una única carga térmica.

Simulación de la fisuración

Existen dos grandes categorías de modelos de fisuración, desarrollados dentro del método de los elementos finitos. Son los modelos discretos y los modelos difusos. Los modelos de fisura difusa son especialmente fáciles de introducir en los programas de elementos finitos, ya que no requieren una redefinición de la malla conforme se propaga la fisuración y el significado de ésta es un simple cambio en la ley de comportamiento. Por otra parte, en las fisuras de modo I, los resultados que ofrecen ambos tipos de modelo son coincidentes [1]. Los autores han trabajado también en otras categorías de modelos [2], pero para este problema han adoptado el modelo de fisura difusa propuesto en [3], dada su gran utilidad. Puesto que se espera obtener predominantemente una fisuración de tipo I en este problema, cabe esperar una baja influencia del tipo de modelo de fisura elegido.

El modelo de fisura difusa [3] está basado en la Mecánica del Continuo y es muy similar al modelo elasto-plástico. Existe un criterio de fisuración que es el de la máxima tensión principal. Cuando se satisface dicho criterio, se crea una fisura en dirección normal a dicha tensión principal y se supone

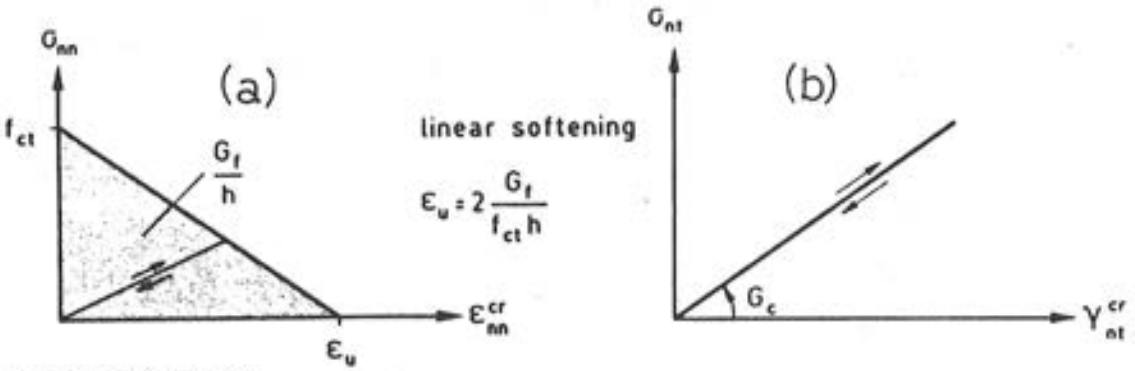


Fig. 2. Relación entre:
(a) tracción normal y deformación normal de fisura. (Reproducida de [3]).
(b) tensión tangencial y deformación tangencial de fisura.

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

que el tensor de deformación se puede descomponer

$$\underset{\sim}{\epsilon} = \underset{\sim}{\epsilon}^{e} + \underset{\sim}{\epsilon}^{cr} \qquad (12)$$

donde $\underset{\sim}{\epsilon}^{e}$ es la deformación elástica y $\underset{\sim}{\epsilon}^{cr}$ la deformación de fisura. La relación entre el tensor de tensiones $\underset{\sim}{\sigma}$ y $\underset{\sim}{\epsilon}^{e}$ es elástica, lineal e isótropa

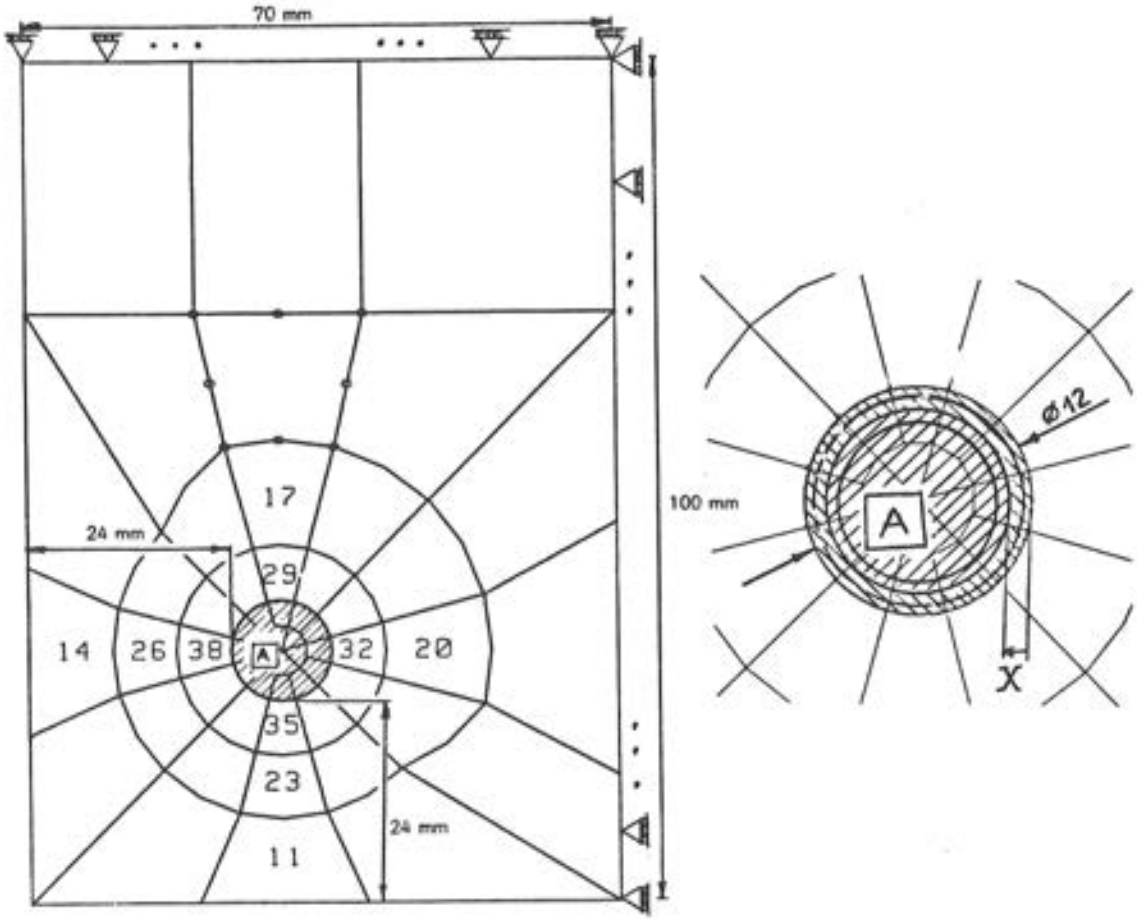
$$\underset{\sim}{\sigma} = D^{e}\, \underset{\sim}{\epsilon}^{e} \qquad (13)$$

mientras que la relación entre $\underset{\sim}{\sigma}$ y $\underset{\sim}{\epsilon}^{cr}$ es una ley de reblandecimiento ortótropa que depende de la historia de la fisura. En [3] se propone una ley diferencial

$$ds^{cr} = D^{cr}\, de^{cr} \qquad (14)$$

donde s^{cr} son las componentes de $\underset{\sim}{\sigma}$ en coordenadas locales de fisura, e^{cr} las componentes de $\underset{\sim}{\epsilon}^{cr}$ en la misma referencia y D^{cr} una matriz diagonal. Los diagramas más sencillos de comportamiento, en direcciones normal y tangente a la fisura, para un problema plano son los que se reproducen en la Fig. 2.

El área del diagrama de la Fig. 2a es G_f/h, donde G_f es la energía de fractura del hormigón y h es el ancho de banda de fisura del modelo de elementos finitos. Esta dependencia entre la ley de comportamiento y el tamaño de la malla, fue sugerida en [4] para poder obtener unos resultados que fue-



acero (T=0°C) $E = 2.10^5$ N/mm^2; $\nu = .3$ $\alpha = \frac{1}{3}$

acero corroido (T=1°C) $E = .1176$ N/mm^2; $\nu = .49999$

hormigón $E = 3.10^4$ N/mm^2; $\nu = .2$

$f_t = 3.33$ N/mm^2; $G_f = .075$ N/mm ; $G_c = 3125$ N/mm^2

Fig. 3. Modelo de elementos finitos para el ejemplo, y propiedades de los materiales.

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

ran objetivos con respecto al refinamiento de la malla. Normalmente, en modelos planos, a h se le da el valor

$$h = \sqrt{A} \tag{15}$$

donde A es el área asociada al punto de integración.

De la misma manera que ocurre en el modelo elasto-plástico, se puede construir una relación tangente entre la tensión y la deformación total, en la forma

$$d\underset{\sim}{\sigma} = D^{ecr}\, d\underset{\sim}{\epsilon} \tag{16}$$

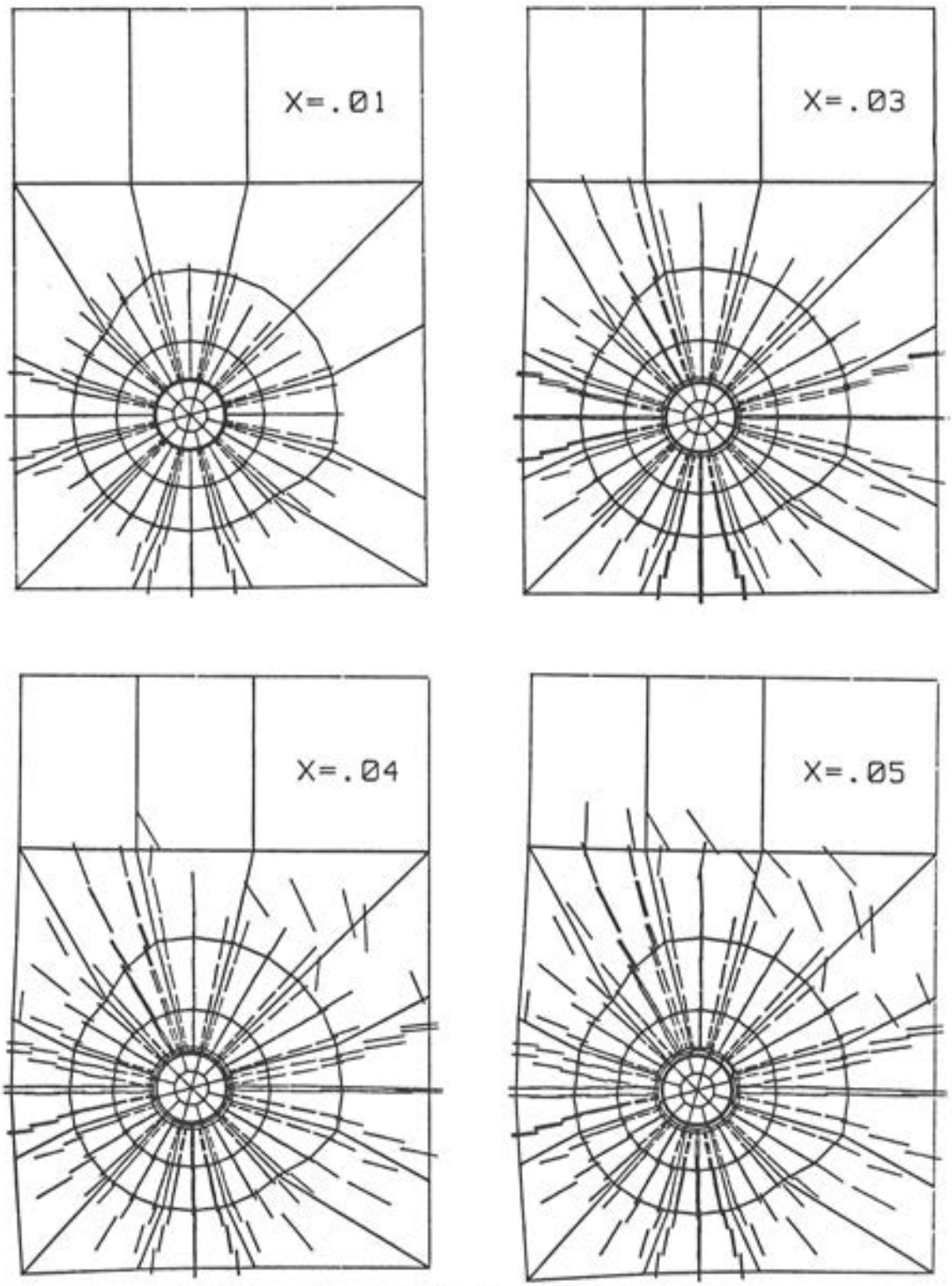


Fig. 4. Mallas deformadas y fisuración producida, para el ejemplo.

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

lo que permite la integración del problema utilizando, por ejemplo, el método de Newton-Raphson [5].

EJEMPLO RESUELTO

El ejemplo resuelto se refiere a la corrosión de una barra de armadura, colocada en la esquina de un elemento de hormigón armado. Se estudia la sección transversal utilizando un modelo de elementos finitos en deformación plana (Fig. 3). El modelo se halla libre de tensiones en un principio y la corrosión se produce de manera uniforme alrededor de la barra, siendo

$$V_f/V_i = 2 \qquad (17)$$

el cambio de volumen del acero cuando se corroe. Se han creado varias capas de elementos finos en la superficie de la barra, para permitir una imposición gradual de la penetración de la corrosión "x" mediante una transformación ordenada (cambio de temperatura) en dichos elementos. Las propiedades de los materiales se hallan incluidas en la Fig. 3, donde debe observarse que el acero y el óxido son un mismo material a distintas temperaturas y que el valor del coeficiente de dilatación térmica es ficticio, ya que sólo se exige la condición (11).

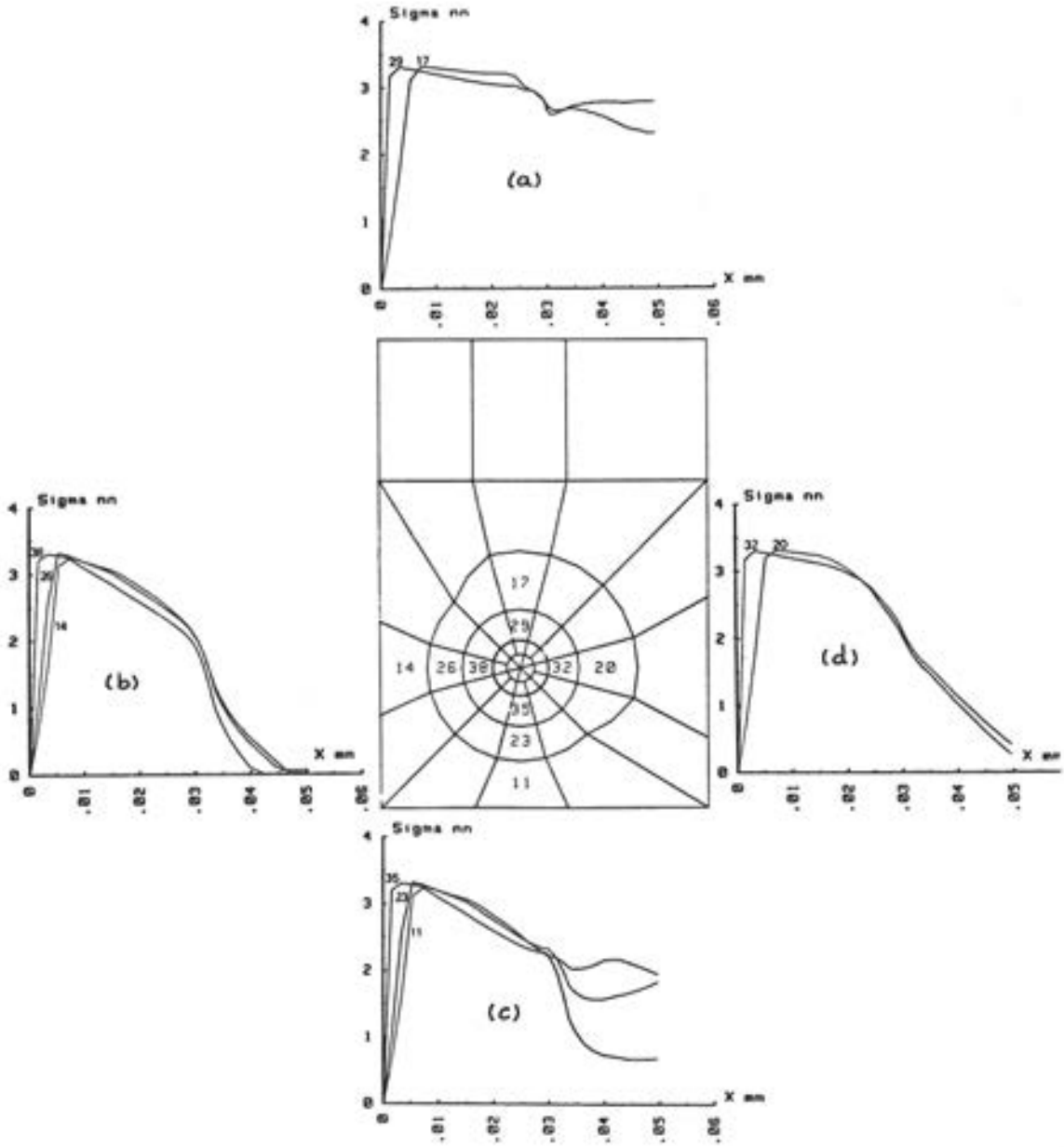


Fig. 5. Registro de las tensiones normales, para el ejemplo.
a) Elementos 29 y 17
b) Elementos 38, 26 y 14
c) Elementos 35, 23 y 11
d) Elementos 32 y 20

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

Los resultados de este ejemplo se muestran en las Figs. 4 y 5. La primera de ellas es un conjunto de mallas deformadas, para varios valores de penetración de la corrosión (x = ,01, ,03, ,04 y ,05 mm). En ellas aparece también la fisuración, para la que se ha utilizado, en las aperturas de fisura, el mismo factor de amplificación que el usado en los desplazamientos (amplificación = 30). Al comienzo (x = ,01 mm) la microfisuración se difunde partiendo de la superficie de la barra, en dirección radial y sin una zona preferencial; pero progresivamente y especialmente al final (x = ,05 mm) se producen macrofisuras aisladas y una porción del recubrimiento queda prácticamente desprendida.

En la figura 5 se muestra un registro de los valores de la tensión circunferencial en varios de los elementos de hormigón que rodean la barra de acero. La dirección de dicha tensión es normal a la fisuración y se anula solamente cuando la abertura de fisura alcanza su máximo en el diagrama de la Fig. 2a. Esta condición se alcanza en la macrofisura horizontal que se produce a ambos lados de la barra (Fig. 5b y d). Sin embargo, en la dirección vertical (Fig. 5a y c) no se llega a producir nunca una verdadera macrofisura y se puede apreciar incluso un incremento de la tensión normal para x = ,03 mm, lo que refleja la existencia de cierto cierre y reapertura de fisura (véase también Fig. 2a).

CONCLUSIONES

El problema de la fisuración inducida por la corrosión del acero, puede ser estudiado, como cualquier otro problema de fisuración, utilizando técnicas de elementos finitos, según se ha descrito en este trabajo; y, en consecuencia, es posible usar dichas técnicas como una herramienta en la predicción de la vida de estructuras de hormigón armado sujetas a la corrosión del acero. Sin embargo, puesto que el modelo que se propone sólo cubre los aspectos mecánicos del fenómeno, necesitaría ser complementado con la información de tipo químico que permitiera establecer una relación entre la penetración de la corrosión y las condiciones ambientales.

Por otra parte, de cara a la validación del modelo propuesto, en la actualidad se están llevando a cabo una serie de ensayos de corrosión acelerada, de los que se espera poder obtener la información experimental precisa.

AGRADECIMIENTO

Este trabajo ha sido realizado gracias a una colaboración entre el Departamento de Mecánica Estructural de la Universidad Politécnica de Madrid y el Instituto Eduardo Torroja del Consejo Superior de Investigaciones Científicas. Es de agradecer, especialmente, la aportación de la Dra. Andrade, de dicho Instituto, que tuvo la idea de esta colaboración y está dirigiendo los ensayos experimentales ya mencionados.

Se agradece igualmente la ayuda de investigación de la CAICYT que ha permitido financiar el trabajo.

REFERENCIAS

[1] ROTS, J., G., BLAAWENDRAAD, J., "Crack Models for Concrete: Discrete or Smeared? Fixed, Multi-Directional or Rotating?", Heron (Delft, The Netherlands), V.34, No.1 (1989).

[2] MOLINA, F., J., "Modeling Cracking of Concrete within the Frame of the Theory of Plasticity", Computational Plasticity II, Barcelona (1989).

[3] ROTS, J., G., NAUTA, P., KUSTERS, G., M., A., BLAAWENDRAAD, J., "Smeared Crack Approach and Fracture Localization in Concrete", Heron (Delft, The Netherlands), V. 30, No. 1 (1985).

[4]BAZANT, Z., P., CEDOLIN, L., "Fracture Mechanics of Reinforced Concrete", ASCE Journal of Engineering Mechanics, V.106, No.6 (1980).

[5] BATHE, K., J., "Finite Element Procedures in Engineering Analysis". Englewood Cliffs, N.J.: Prentice-Hall (1982).

RESUMEN

Se propone un modelo de elementos finitos, para el estudio de los efectos mecánicos de la corrosión del acero en el hormigón armado. Dicho modelo se basa en una imposición ordenada de la corrosión de los elementos de acero, mediante un incremento ficticio de temperatura que produce unos efectos análogos, a la vez que la fisuración del hormigón se recoge mediante un modelo conocido de fisura difusa. Se incluye un ejemplo resuelto que muestra el modo de aplicación de este modelo a problemas reales y el tipo de resultados que se pueden obtener, que se refieren especialmente al estudio de la propagación de la fisuración en función de la penetración de la corrosión en el acero.

SUMMARY

A finite element numerical procedure is presented in order to model the response of concrete to the volume changes induced by reinforcement wear.

In order to represent the change of volume and mechanical properties a thermoelastic analogy has been implemented as well as an accurate numerical procedure to follow the evolution of the stiffness degradation. An asymetric example is presented as well as some comments on the correspondence with experimental measurements.

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

Supresión de juntas como mejora de la conservación en viaductos de tableros isostáticos

Florencio Jesús del Pozo Vindel
Dr. Ingeniero de Caminos
PROES, S.A.

Luis Mª Ortega Basagoiti
Ingeniero de Caminos
GEOCISA

1. INTRODUCCION

Desde los primeros años de utilización generalizada del hormigón pretensado, una de las tipologías más usadas para puentes y viaductos con vanos de luz moderada, ha sido la de tableros de vigas biapoyadas, con una losa superior de hormigón. Hasta tiempos relativamente recientes, siempre que se empleaba esta solución en estructuras de varios vanos, se disponía una junta transversal entre los tableros contiguos que permitiese los movimientos relativos entre ambos, en sentido longitudinal, originados por las diferentes acciones horizontales que se ejercen sobre la estructura (variaciones térmicas, fluencia, retracción, frenado, ...).

La existencia de tales elementos se ha probado, a lo largo del tiempo, como una fuente de problemas desde el punto de vista del mantenimiento y conservación de la obra en condiciones adecuadas.

Por una parte, las propias juntas constituyen un elemento más débil, puesto en obra casi siempre a última hora, con los agobios y prisas inherentes a los remates finales de la construcción y, por ello, mal colocado con más frecuencia de la que sería deseable. Además y aún en lá hipótesis de una cuidada ejecución, no dejan de constituir un cierto elemento de discontinuidad en la rodadura, lo cual tiende a provocar un cierto efecto de impacto de las cargas rodantes sobre la propia junta. Como consecuencia, no es extraño encontrarse con juntas, incluso al cabo de un tiempo relativamente corto tras la apertura al tráfico de la estructura, que presentan daños más o menos considerables (elementos rotos, anclajes sueltos). Aún más corriente es la acumulación de suciedad en las mismas, que en ocasiones puede llegar a dificultar los movimientos entre tableros, obstaculizando la propia función que justificaba su existencia.

FOTO 1. Detalle de un dintel de pila con armaduras corroidas.

Por otra parte, resulta problemático garantizar a lo largo del tiempo su impermeabilidad. Con independencia de que, habitualmente, el aparato de junta se dispone en la calzada pero no en las aceras, con lo que estas zonas son una vía de acceso del agua a las plataformas de apoyos de los tableros. De esta manera, se está facilitando el contacto con los elementos estructurales de hormigón, a uno de los principales agentes que afectan a su durabilidad, bien por su acción directa, bien como

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

vehículo de otros agentes agresivos. Este último es el caso de los viaductos de la Autopista Villalba-Adanero, donde la utilización durante la época invernal de sales para evitar la formación de placas de hielo, unida a la comentada falta de impermeabilidad de las juntas, constituye una de las principales causas de deterioro en los viaductos existentes. La acción de los cloruros disueltos en el agua que pasa a través de las juntas, ha dado lugar a corrosiones en las armaduras pasivas de la losa, en las de los dinteles, y en los zunchos de los apoyos de neopreno.

La solución de intentar canalizar las aguas que se filtrasen a través de las juntas para alejarlas de los dinteles, se había probado parcialmente ineficaz, al resultar los canalones de recogida obstruidos por numerosos nidos de pájaros; con lo que para mantener la funcionalidad del sistema, se creaba la necesidad de una nueva operación de mantenimiento, no poco engorrosa.

A la vista de todo ello, Iberpistas decidió estudiar la solución de suprimir juntas, como posible camino para resolver, aunque fuera parcialmente, el problema originado.

2. REPERCUSIONES ESTRUCTURALES

El Viaducto de La Jarosa está constituido por dos calzadas independientes, cuya única diferencia estriba en su ancho, ya que la calzada derecha en el sentido Madrid-Adanero, que es la ascendente, dispone de un carril lento, con lo que su anchura es 2,75 metros mayor que la de la calzada izquierda, que tiene un ancho total de tablero de 9,80 metros.

Longitudinalmente, la estructura está constituida por nueve tramos de vigas isostáticas pretensadas postesas, siendo la longitud total de cada uno de los tramos, entre ejes de juntas, de 36,50 metros. El número de vigas por tramo es de seis en la calzada ascendente y de cinco en la izquierda.

Las pilas son de tipo martillo, rematadas por un dintel de canto variable. El fuste es de sección rectangular, en cajón bicelular, de ancho constante de 2,00 metros en sentido longitudinal al puente y ataluzadas en sentido transversal con una pendiente de 1/20. La cimentación es directa, mediante zapatas de hormigón armado, en todas las pilas. Los estribos son cerrados, con muros en vuelta, y cimentados igualmente mediante zapatas.

En cada una de las dos calzadas existían diez juntas de dilatación de tipo peine, dispuestas en las uniones entre tableros y entre tableros y estribos. Esta solución era la habitual en la época de construcción del puente.

La supresión de parte de estas juntas de dilatación, si bien no afecta prácticamente al esquema estático del tablero frente a acciones verticales, ya que sigue estando configurado como un conjunto de elementos isostáticos independientes entre sí, sí tiene influencia en los esfuerzos que van a solicitar a los elementos de la subestructura y a los de conexión, ya que se modifica el esquema estático de la estructura frente a acciones horizontales, quedando afectado el reparto de las mismas, tanto si son de tipo lento, como instantáneo.

El análisis de la posible influencia de las modificaciones, debe centrarse, por lo tanto, en los elementos de la subestructura, pilas y estribos con sus cimentaciones, y en los de conexión, apoyos y juntas, que permanezcan.

De una forma general, la supresión de juntas entre tableros debe ser realizada dejando conjuntos de tableros unidos de longitud lo más uniforme posible. Con esta medida se consigue que, sin alterar sensiblemente la situación en la que quedarían las pilas en las que se suprimen las juntas, se minimicen los esfuerzos horizontales en las pilas en las que se dejan juntas de dilatación del tablero.

En el caso del Viaducto de La Jarosa que nos ocupa, el efecto de una modificación de las acciones horizontales longitudinales transmitidas por el tablero a los estribos, carecía "a priori" de importancia, por dos motivos. El primero de ellos era la tipología extremadamente rígida de dichos elementos, formados por un muro frontal solidario con los muros laterales, en vuelta, y los tres empotrados en una zapata continua de cimentación. El segundo y más importante, era que las acciones horizontales transmitidas por el tablero representan una muy pequeña fracción de las que solicitan en sentido longitudinal al estribo, sometido básicamente al empuje de las tierras, por lo que pequeñas variaciones en aquéllas producen efectos prácticamente despreciables sobre el estribo.

Por lo que respecta a las pilas, el estudio debe centrarse en comprobar que la capacidad resistente de sus elementos, fustes y zapatas, con la armadura existente, es suficiente para absorber las variaciones en los esfuerzos, producidas por el cambio introducido en la estructura. Asimismo debe comprobarse que las acciones transmitidas al terreno son admisibles por el mismo.

En cuanto a la capacidad resistente de las secciones de las pilas que, como se ha dicho, son en cajón bicelular, se contaba con una reserva con respecto a los cálculos realizados en el Proyecto. La mejora en los métodos de análisis, con teorías más precisas que las disponibles en la época en que se llevó a cabo, y la disponibilidad de ordenadores que permiten la utilización de algoritmos más refinados, hacen que se eliminen del cálculo simplificaciones cuyo efecto no podía ser otro que conducir a hipótesis pesimistas que infravaloraban la resistencia estimada de los elementos. Las nuevas instrucciones de cálculo permiten la utilización de diagramas tensión-deformación, tanto para el hormigón como para el acero, que reproducen de una

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

forma más fiel su comportamiento real. También el empleo de algoritmos de cálculo basados en el uso del Diagrama de los Pivotes en lugar del método simplificado del Momento Tope, permiten un mayor aprovechamiento de la capacidad resistente de una sección, sobre todo si está sometida a solicitaciones complejas como las producidas por la flexo-compresión esviada. Finalmente, el poder tener en cuenta en los cálculos, gracias al empleo del ordenador, la colaboración de todas las armaduras existentes en la sección, pero que no están situadas en la cara más traccionada, como las armaduras dispuestas en las caras laterales, supone un nuevo incremento en la estimación de la capacidad resistente de la sección.

Este último refinamiento del cálculo, si bien no supone un incremento espectacular de la resistencia última estimada, ya que, por una parte, las armaduras adicionalmente consideradas están sometidas a deformaciones pequeñas que en general no aprovechan totalmente la capacidad del acero y, por otra, al estar situadas más cerca de la fibra neutra, su brazo mecánico resistente es menor, sí representan un incremento que puede ser estimable a los efectos que nos ocupan.

El conjunto de todas las mejoras de cálculo, expuestas en los párrafos anteriores, supusieron incrementos en la resistencia última estimada de las diferentes secciones comprobadas que, si bien no pueden cuantificarse de una forma general, ya que dependen por una parte de la cuantía y distribución de las armaduras existentes y por otra de la relación de los esfuerzos entre sí (axil y momentos en ambas direcciones), sí puede decirse que estuvieron, en general, comprendidos entre el diez y el veinte por ciento.

Por lo que respecta a la capacidad resistente de las zapatas de cimentación, es de aplicación lo expuesto en los párrafos anteriores, en cuanto a la mejora de métodos de cálculo, aunque lo básico del esquema de esfuerzos a que están sometidas, en este caso, las secciones –flexión simple–, hacen que los incrementos de capacidad resistente obtenidos sean muy inferiores a los correspondientes al caso de las pilas. En cuanto a las tensiones transmitidas al terreno, y dado que el dimensionamiento de las zapatas fue lo más estricto posible en el momento de realizar el Proyecto, estando éstas ajustadas para aprovechar al máximo su capacidad portante, transmitiendo tensiones muy próximas a las admisibles, y puesto que no se han realizado, en nuestro caso, estudios geotécnicos adicionales que permitieran aumentar, si ello era posible, la estimación de tensiones admisibles, fue necesario aceptar un rebajamiento, mínimo, en los coeficientes de seguridad frente al hundimiento, al aumentar la tensión transmitida, respecto a la de Proyecto, en 0,2 kp/cm^2.

Por último, y en lo que atañe a los elementos de conexión, éstos se ven afectados por la supresión de algunas de las juntas. No existían, en nuestro caso, problemas con las juntas de dilatación remanentes, ya que uno de los motivos de la operación emprendida era la sustitución de las existentes por unas de un modelo de más fácil conservación, por lo que, al ser nuevos los elementos dispuestos, éstos podían ser dimensionados para los movimientos deducidos del cálculo. No ocurría lo mismo con los apoyos de neopreno zunchado existentes, pues la supresión de juntas, aunque no afecta a las acciones verticales, modifica las acciones horizontales, aumentando las debidas a deformaciones térmicas, disminuyendo las debidas al frenado al repartirse entre mayor número de elementos una fuerza limitada a un valor máximo de 18 Mp, y manteniéndose sensiblemente iguales los valores debidos al resto de las acciones. Este hecho hizo que fuera necesario estudiar el estado final de los elementos de apoyo, para cada una de las líneas.

3. SOLUCION ADOPTADA

Las repercusiones estructurales debidas a la supresión de juntas de dilatación, descritas en el apartado anterior, planteaban, básicamente, el problema de determinar el número de juntas que se podían suprimir. Por una parte, este número debería ser el más alto posible para mejorar al máximo las futuras labores de conservación, mientras que, por otra parte, estaba limitado por la capacidad resistente o funcional de los diversos elementos de la estructura y del terreno en que se asienta. Naturalmente, el número mínimo de juntas remanentes corresponde a las dispuestas en ambos estribos.

Como se ha dicho, el número de juntas que pueden ser suprimidas viene limitado por los siguientes factores:

- Tensión admisible del terreno.
- Capacidad resistente de los fustes de pilas.
- Capacidad resistente de las zapatas.
- Capacidad resistente, frente a acciones horizontales, de los aparatos de apoyo de neopreno zunchado.

El análisis de los factores anteriores permitió fijar el número de juntas que se podían suprimir, en seis de las diez existentes, generando tres conjuntos, formados por tres tableros continuos cada uno.

La adopción de la anterior decisión vino condicionada por la capacidad resistente de las zapatas, ya que la supresión de alguna junta adicional hubiera supuesto unos niveles de seguridad inferiores a los admitidos por la vigente Instrucción EH-88. Por lo que respecta a las secciones de las pilas, teniendo en cuenta las diversas mejoras introducidas en el cálculo de su capacidad resistente, éstas eran capaces de soportar, con los niveles de seguridad prescritos, los esfuerzos a que estaban sometidas en el nuevo esquema estático de la estructura. Asimismo, las tensiones transmitidas al terreno

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

eran, con el nuevo esquema, inferiores a las que se habían considerado admisibles.

Por lo que respecta a los apoyos dispuestos en todas las líneas, estaban, en la nueva situación, sometidos a acciones horizontales admisibles, a excepción de los correspondientes a las líneas que coincidían con las juntas de dilatación remanentes. La solución adoptada para estos apoyos consistió en liberarlos de una parte de las acciones a las que estaban sometidos, para conseguir que el resto de las mismas fueran admisibles. El método adoptado se basaba en levantar las vigas en dichas líneas de apoyos, con lo que se liberaban los aparatos de neopreno zunchado de las deformaciones impuestas en los mismos por los efectos, previsiblemente ya totalmente terminados de producir, de las deformaciones diferidas de retracción y fluencia. Esta liberación era suficiente, de acuerdo con los cálculos realizados, para que los aparatos de apoyo soportaran sin problemas los incrementos en los movimientos térmicos producidos por el nuevo esquema estático.

De acuerdo con todo lo anterior, la solución finalmente adoptada se resume en los siguientes puntos:

–Eliminación de seis de las nueve juntas de dilatación existentes, correspondientes a la unión entre los tableros [1 2], [2 3] [4 5], [5 6], [7 8] y [8 9]. Dichas juntas serían sustituidas por una losa de continuidad, desconectada de las vigas en sus extremos en una longitud de un metro y cuya armadura pasante fue dimensionada para absorber los efectos locales de peso propio, carga permanente, sobrecarga y carro, así como los debidos a los giros de los tramos adyacentes. La conexión de las armaduras se consigue mediante la demolición y posterior hormigonado de parte de la losa de forjado existente.

–Liberación de tensiones horizontales, debidas a deformaciones diferidas, en los aparatos de apoyo de neopreno zunchado de las líneas de apoyo entre los tableros [3 4] y [6 7] y entre estribos y tableros [ED 1] y [9 EF], mediante levantamiento de los correspondientes extremos de tablero.

–Sustitución de las cuatro juntas de peine existentes [ED 1], [3 4], [6 7] y [9 EF], por juntas de perfil de neopreno con un recorrido máximo de 25 mm.

4. EJECUCION DE LA SUPRESION DE JUNTAS

La solución antes descrita contemplaba la necesidad de levantar una serie de extremos de tableros, para liberar los esfuerzos horizontales debidos a deformaciones diferidas, que se hubieran originado en los correspondientes apoyos. Dado que el estado de conservación de los apoyos era francamente deficiente, con importantes corrosiones en los zunchos y despegues entre éstos y las capas de goma en las esquinas, Iberpistas decidió que la operación se hiciese extensiva a todas las líneas de apoyo, aprovechándola para sustituir los neoprenos.

El proyecto de supresión de juntas establecía un esquema de levantamiento basado en la colocación de dos gatos hidráulicos en cada hueco entre dos vigas, que actuarían sobre la riostra existente en la sección de apoyo del tablero. Además, en la memoria del mencionado proyecto se recordaba, siguiendo lo aconsejado en las "Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los apoyos elastoméricos para puentes de carretera" (Dirección General de Carreteras - M.O.P.U., 1982), la necesidad de asegurar que la elevación fuera lo más uniforme posible, para evitar esfuerzos de flexión transversal indeseados.

Para ello se optó por utilizar un conjunto de 10 cilindros ENERPAC RMC-1000, con una capacidad nominal de 90 toneladas cada uno, alimentados mediante una central oleohidráulica con diez salidas. La central estaba concebida de forma que el caudal de aceite enviado a cada cilindro fuera el mismo, si se empleaba la forma de alimentación automática. De esta forma, y despreciando las diferencias de carrera de émbolo producidas por compresibilidad del aceite, se conseguiría que el ascenso de todas las cabezas de los gatos fuera idéntico. La central, en todo caso, admitía también una utilización en modo manual, que permitiese alimentar a cada uno de los cilindros por separado.

Entre los gatos y la traviesa se colocaron unos elementos metálicos de reparto, sobre los que apoyaban las rótulas dispuestas en la cabeza de los cilindros para absorber la falta de paralelismo entre la cara superior del dintel y la inferior de la riostra. Esto último, obligaba también a calzar los gastos, disponiendo unas chapas metálicas bajo los mismos, cuyo número variaba de unos a otros. La presencia de todo este conjunto de elementos hacía que el ascenso real de los distintos puntos del tablero pudiera presentar diferencias pese a la igualdad de recorridos de los émbolos, pues una parte de estos recorridos, que variaría de unos cilindros a otros, sería absorbida por deformaciones y ajustes de tales elementos al entrar en carga.

Por ello se decidió realizar un seguimiento completo de la primera operación de elevación, llevada a cabo en la línea de apoyos del estribo frontal. El objeto del mismo era proporcionar un control cuantitativo de las diferencias reales de ascenso detectadas entre unos puntos y otros, para poder corregirlas, mediante la alimentación manual, si llegaban a alcanzar tal magnitud que pudiesen provocar la fisuración de la riostra.

Para efectuar tal seguimiento se dispuso un doble sistema de control, consistente en (Figura 1):

–Seis captadores tipo LVDT, para medir los ascensos de cada una de las vigas del tablero, respecto al muro frontal del estribo.

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

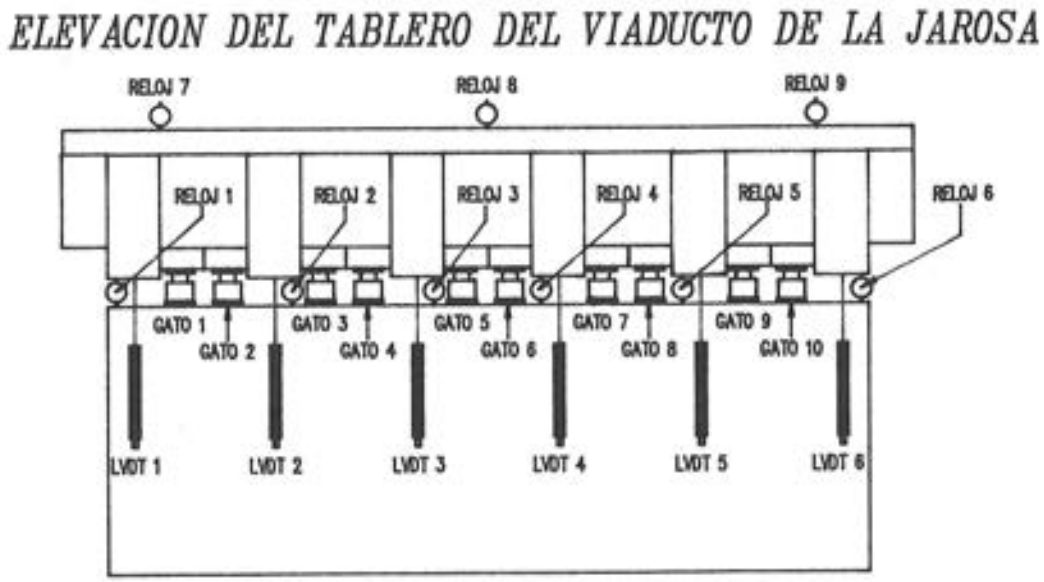


Fig. 1. Disposición de cilindros hidráulicos e instrumentación utilizada.

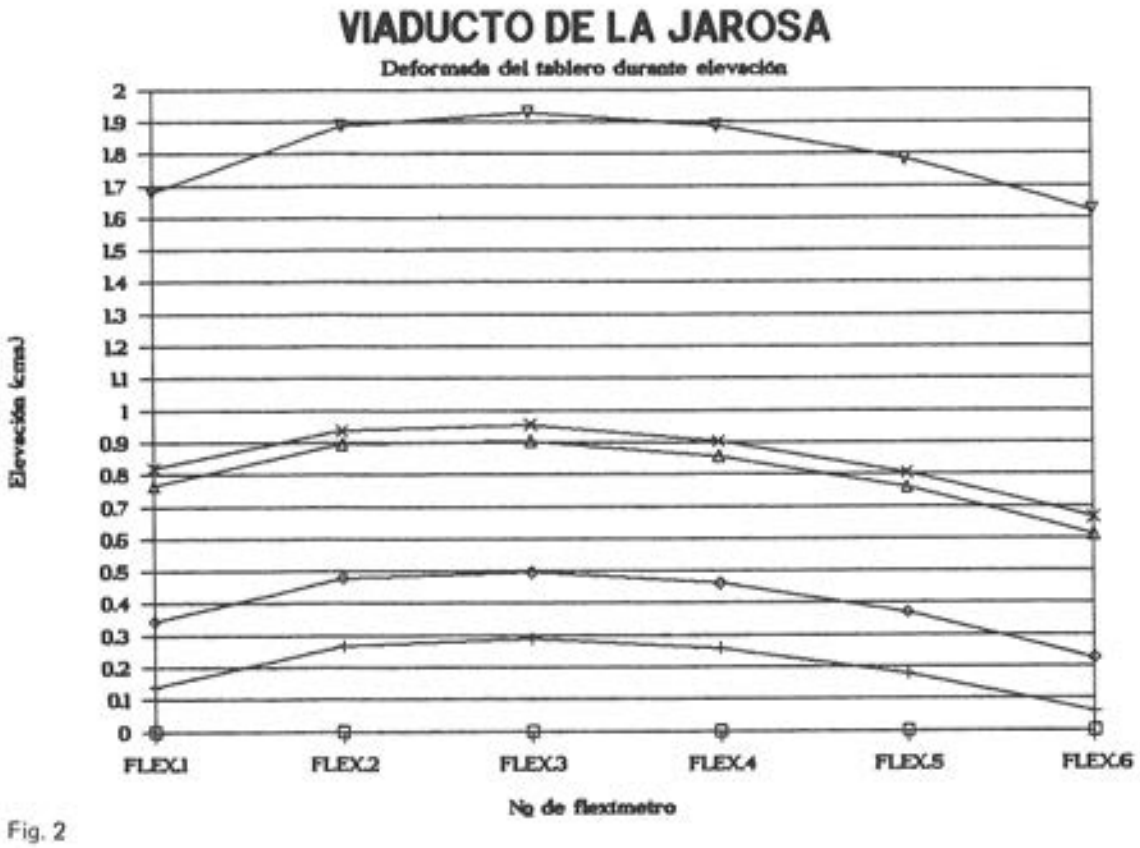


Fig. 2

—Nueve relojes comparadores, situados seis de ellos en las vigas, y los otros tres en la cara superior del tablero, midiendo el movimiento vertical relativo entre los dos lados de la junta.

La señal de los LVDT era registrada mediante un Data Logger HP-3497A, controlado por un ordenador HP-310, lo que permitía realizar un seguimiento prácticamente continuo del proceso. Pese a ello, se decidió disponer asimismo los relojes comparadores, para tener un segundo sistema de control, menos sensible a las variaciones de lectura por efecto térmico, si la operación, por cualquier circunstancia, se prolongaba.

Al comenzar a suministrar presión se detectó un mayor ascenso en las vigas centrales que en las extremas, creándose una deformada transversal en arco, con una máxima diferencia entre vigas centrales y extremas de 2,3 mm; en el momento en

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

que el tablero se despegó de los neoprenos, la elevación continuó, manteniéndose el tablero con una deformada sensiblemente paralela a la anterior (Figura 2).

Aun cuando no se efectuó un registro continuo de las cargas en gatos, sino lecturas de los manómetros cada cierto tiempo, el examen de la evolución de las cargas en los gatos, relacionándolas con los movimientos en las vigas, permiten apreciar un primer tramo de pendiente acusada (fuerte crecimiento de la carga con movimiento reducido hasta el despegue de las vigas) seguido de un tramo sensiblemente horizontal (correspondiente a la elevación con carga prácticamente constante).

Una elevación total de unos 2 cms, fue suficiente para extraer los apoyos antiguos y colocar los nuevos. En esta operación, la mayoría de las veces las almohadillas de apoyo se conservaban intactas, por lo que se decidió mantenerlas, en aras de una mayor rapidez; solamente en algunas ocasiones en que el asiento original del apoyo era defectuoso o la almohadilla estaba rota, se reconstruyeron las mismas mediante un mortero epoxi.

La colocación de los gatos, elementos de reparto de carga sobre la riostra, etc., se efectuó desde la Pasarela FIP que permite el acceso a la cara inferior del tablero del puente, y desde el propio dintel. Con el fin de no desmontar las juntas existentes hasta que no se acometiera la segunda fase de supresión de juntas propiamente dicha, las operaciones llevadas a cabo en cada dintel se ejecutaron conforme a la siguiente secuencia:

–Elevación del tablero frontal (cuyo elemento de junta montaba sobre el del tablero dorsal).

–Apoyo del tablero frontal sobre un sistema de apoyos provisionales situados bajo los elementos de reparto colocados entre gatos y riostra.

–Traslado de los cilindros hidráulicos al tablero dorsal y sustitución de los neoprenos del tablero frontal.

–Elevación del tablero dorsal, sustitución de sus apoyos y descenso a su posición definitiva.

–Nuevo traslado de los cilindros al tablero frontal, puesta en carga de los cilindros, retirada de los apoyos provisionales y descenso del tablero.

Una vez finalizadas todas las elevaciones de tableros y sustituciones de apoyos, se acometió la supresión de juntas propiamente dicha. Para ello se demolió la losa en 1,50 metros a cada lado de la junta, se colocó la nueva armadura calculada para absorber los efectos tanto de cargas como de giros de los tramos adyacentes, y se hormigonó la nueva losa, dejándola desconectada de las vigas en una longitud de 1,00 m. Estas operaciones se realizaron, en primer lugar, en dos de los carriles, y posteriormente en el tercero, para evitar el corte de tráfico sobre el viaducto.

La sustitución de apoyos efectuada proporcionó la oportunidad de realizar unos ensayos comparativos del comportamiento de los apoyos nuevos y los antiguos, que permitiese apreciar hasta qué punto el deterioro sufrido por ellos, con acusada corrosión de los zunchos, agrietamiento de la goma, y despegues entre goma y zunchos, se reflejaba en su respuesta frente a tales ensayos.

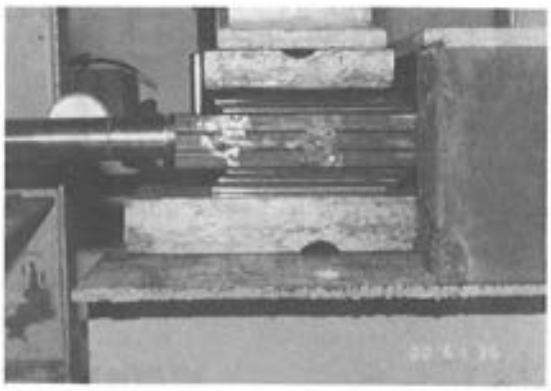


FOTO 2. Ensayo para la determinación del módulo de elasticidad transversal (MELC 1013) de los apoyos nuevos.

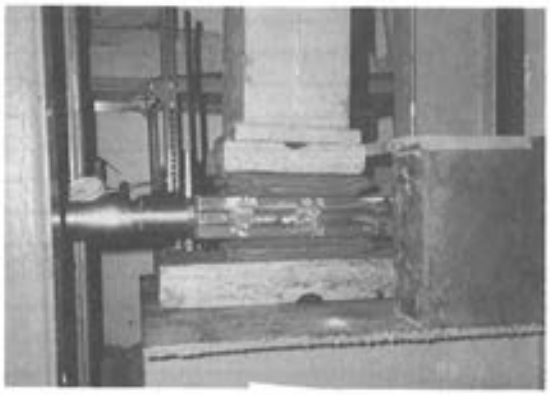


FOTO 3. Ensayo de control de adherencia entre elastómero y armaduras (MELC 1015) de los apoyos antiguos.

Los apoyos nuevos y antiguos eran exactamente iguales en cuanto a espesor total, si bien la composición de ambos era diferente, según se refleja en el cuadro adjunto. El espesor total de elastómero era casi idéntico (24 mm en los apoyos antiguos y 22,5 mm en los nuevos), pero no así la distribución de zunchos y capas de goma, así como su número.

Los ensayos llevados a cabo con los apoyos tanto antiguos como nuevos, fueron el de determinación del módulo de elasticidad transversal (MELC 1013) y el de control de adherencia entre elastómero y armaduras (MELC 1015), recogidos en las Recomendaciones antes citadas de la Direc-

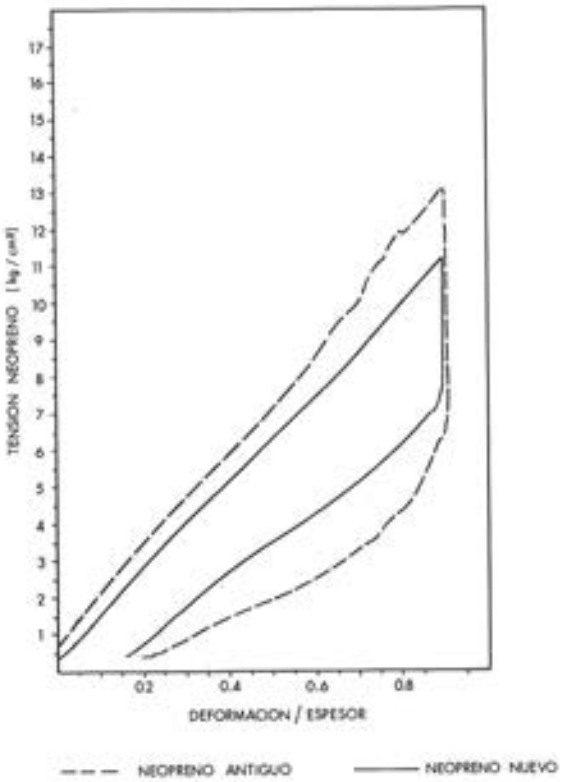
Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025

Cuadro de características de los apoyos antiguos y nuevos

	Elastómero		Zunchos	
Apoyos	N° capas	Espesor (mm)	N° capas	Espesor (mm)
Nuevos	2 2	3,75 7,50	3	2,50
Antiguos	3	8,00	2 2	1,00 2,00

ción General de Carreteras, así como el ensayo de determinación de la resistencia a rotura por compresión.

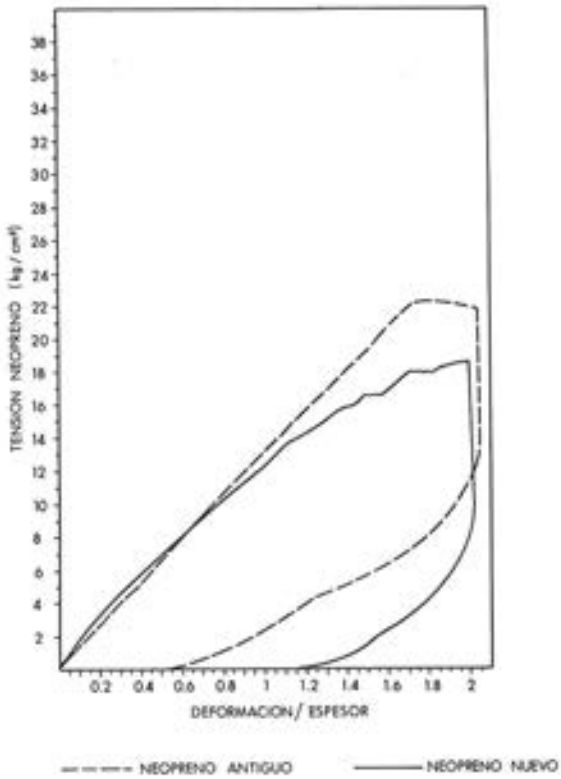
En las Figuras 3 y 4 se indican las curvas tensión deformación obtenidas para ambos neoprenos, donde puede apreciarse que el comportamiento de los dos fue muy similar, con módulos de elasticidad transversal del orden de 11,5-11,7 kg/cm² para los dos neoprenos; asimismo, fue muy similar el valor obtenido para la tensión de rotura en ambos casos (del orden de 720 Kg/cm²), si bien el apoyo original sufrió una rotura parcial, en uno de sus laterales, para un nivel de carga que era aproximadamente 3/4 de la carga máxima que finalmente admitió el apoyo.



MODULO DE ELASTICIDAD TRANSVERSAL

ESTUDIO COMPARATIVO

Fig. 3



CONTROL DE ADHERENCIA ENTRE ELASTOMERO Y ARMADURAS

ESTUDIO COMPARATIVO

Fig. 4

5. CONCLUSIONES

La supresión de juntas en viaductos antiguos, de tableros isostáticos, se presenta, desde el punto de vista de impermeabilidad, como una solución ideal para evitar los problemas que el paso del agua produce y que afectan a la durabilidad de la estructura. Asimismo, evita al organismo que gestione la conservación, los problemas derivados de la sustitución periódica de elementos, cuya reposición puede resultar problemática al aparecer nuevos modelos que dejan los antiguos fuera de las cadenas de fabricación.

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

Por otra parte, tal solución modifica el esquema estático de la estructura frente a acciones horizontales, por lo que su empleo queda condicionado a la existencia de una reserva resistente en determinados elementos de la subestructura. Parece claro que, en la mayoría de los casos de estructuras de puentes diseñados hace 20 ó 25 años, esa reserva existe potencialmente, y se pone de manifiesto al emplear modelos de análisis más afinados, que tienen en cuenta aspectos y detalles despreciados en los cálculos originales.

Respecto a los elementos de conexión, la aplicación de la solución aquí comentada, puede llevar aparejada la necesidad de realizar un levantamiento previo de los tableros, que libere a los apoyos de neopreno de las tensiones acumuladas por efectos de fluencia y retracción. Las juntas que se mantengan, pueden tener que ser sustituidas por otras que permitan los máximos movimientos previstos en la nueva situación.

Los ensayos realizados sobre los apoyos antiguos y nuevos empleados en este caso, parecen reflejar que, incluso en situaciones de deterioro apreciable, un buen apoyo de neopreno zunchado puede seguir comportándose adecuadamente y presentando unas características mecánicas sin merma respecto a las originales cuando fue colocado.

RECONOCIMIENTOS

Los trabajos comentados en este artículo fueron abordados como consecuencia de la inquietud de D. José Mª Morera Bosch, Director de IBERPISTAS, S.A., quien como persona especialmente sensibilizada ante los problemas de conservación y mantenimiento de las estructuras fue el principal impulsor de la idea.

En el desarrollo de los mismos han intervenido las siguientes empresas, a las que los autores desean expresar su reconocimiento por las facilidades y apoyo prestados en la preparación de este texto:

IBERPISTAS, S.A., concesionario de la Autopista y encargado de la conservación del viaducto; asimismo realizó la sustitución de los apoyos de neopreno.

PROES, S.A., consultor encargado del proyecto de supresión de juntas.

GEOCISA, contratista encargado del levantamiento de tableros y la supresión de juntas.

RESUMEN

La dificultad de garantizar a lo largo del tiempo la impermeabilidad, en particular, y funcionalidad, en general, de las juntas en los tableros de puentes, hace que estos elementos constituyan un aspecto problemático desde el punto de vista de mantenimiento y conservación de tales estructuras, al permitir el paso del agua y, por tanto, el contacto más o menos permanente de ésta con el propio tablero y los dinteles o cabeceros de pilas, o altares de estribos. Esta situación presenta una mayor importancia cuantitativa, por el número de juntas que presentan, en el caso de los viaductos con tableros isostáticos, especialmente en los construidos hace años, antes de imponerse el sistema de losa de compresión continua.

Como contribución a la solución de este problema, se presenta la operación realizada en el Viaducto de la Jarosa (sentido Madrid-Adanero) donde se han suprimido seis de las nueve juntas de la estructura. Previamente se realizó un proyecto analizando la nueva situación de apoyos, pilas y cimentación, que se generaría al dar continuidad a la losa. A la vista de sus resultados, se optó por realizar un levantamiento de los tableros antes de proceder a la supresión de juntas, para descargar a los apoyos de los efectos de deformaciones lentas. Posteriormente, y a la vista del estado de los apoyos originales, se decidió aprovechar la operación de levantamiento para sustituir los neoprenos.

Se comentan los detalles de este levantamiento, los ensayos efectuados en laboratorio sobre los apoyos antiguos, así como la ejecución de la losa de continuidad.

SUMMARY

Transverse joints in bridge decks are one of the most problematic aspects of such structures from the point of view of maintenance and conservation. The difficulty of assuring the joint watertightness results on a more or less permanent presence of humidity on the deck itself and on the support platforms of butresses or piers. This situation is quantitatively more problematical in the case of viaducts with simply supported decks, due to their high number of transverse joints, specially if they were designed and built a few years ago, before generalizing the solution of continuous compression top slab.

This paper presents the operation carried out in La Jarosa viaduct as a contribution to solve this problem. Six of the nine original transverse joints of the bridge were removed. A careful study was previously made, including a detailed analysis of the new situation of bearings, piers and foundations originated with the new continuous compression slab. Taking into account these results it was decided to lift the bridge decks before removing the joints, in order to eliminate the bearings permanent deformations induced by temperature changes and creep long-term effects. Finally, bearings were substituted during the lifting process, since the original elements had suffered a significant deterioration.

Details on this lifting, on the laboratory tests carried out on old and new bearings, and on the execution process of the new continuous compression slab are also presented.

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

La estimación in situ de la resistencia del hormigón endurecido. Aplicación a los hormigones de vigas pretensadas prefabricadas

Francisco Hostalet
Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P.
Director de INTEMAC - Barcelona
Profesor Asociado del Depto. de Ing. de la Construcción. E.T.S.I.C.C. y P. de la U.P.C. Barcelona

1. INTRODUCCION

El interés de los ensayos in situ del hormigón endurecido para estimar su resistencia a compresión, ha aumentado de forma considerable en los últimos 25 años debido, principalmente, al número de estructuras de hormigón, en especial las de origen reciente, que están mostrando signos de evidente deterioro.

Asimismo, son numerosas las ocasiones en que se hace necesaria la estimación in situ de la resistencia del hormigón, al objeto de comprobar los niveles de seguridad estructurales ante situaciones relacionadas con bajas de calidad de ese material frente a la especificada, deficiencias en la ejecución, incremento de sobrecargas frente a las previstas, daños por impactos, falta de una deseable durabilidad... etc.

De entre las diversas técnicas que pueden utilizarse para la estimación de la resistencia del hormigón, destacan las relativas a:

–Extracción y ensayo a compresión de probetas testigo de hormigón endurecido.
–Rebote superficial con esclerómetro Schmidt.
–Velocidad de propagación de un impulso ultrasónico en el interior de la masa de hormigón.

Son todas ellas, técnicas sobre las que la experimentación desarrollada ha sido muy intensa, propiciando la aparición y el desarrollo tecnológico del instrumental ligero, portátil, compacto y digital que hoy en día manejamos.

Más recientemente, la aparición del denominado "método combinado", que hace intervenir de forma simultánea las lecturas escleromètricas y ultrasónicas, ha requerido la atención de los expertos en este campo, ya que con su aplicación se pretenden mejorar los niveles de precisión alcanzados en la investigación de la calidad de un hormigón determinado.

Sin embargo, la mayoría de la investigación desarrollada en torno a las técnicas mencionadas –incluido el método combinado– ha sido realizada al ensayar probetas moldeadas o sobre elementos estructurales fabricados en laboratorio y, por tanto, no se dispone de suficiente información sobre su aplicabilidad a estructuras reales, ni de los niveles de precisión logrados en estos casos.

El tema se complica cuando manejamos hormigones con niveles resistentes de moderados a altos, como ocurre con los que se colocan en elementos estructurales pretensados, prefabricados o no. En efecto, para estos casos, la experimentación desarrollada apunta de forma clara hacia una pérdida notable de sensibilidad de las técnicas escleromètrica y ultrasónica –y por tanto del método combinado– para detectar cambios sustanciales de resistencia.

Por otra parte, y sin perder de vista lo comentado en el párrafo anterior, cabría reflexionar de una forma tal vez más rigurosa de lo que lo hacemos, hasta qué punto son confiables –en cuanto a la precisión que se logra obtener– los tarados o calibraciones específicas y los ensayos que se realizan en la industria de la prefabricación, para estimar la resistencia a compresión del hormigón a cortas edades, aspecto que condiciona los plazos de desencofrado, corte de armaduras y transporte de las piezas.

En efecto, es muy habitual en esos casos, estimar la resistencia a compresión del hormigón a partir de unas calibraciones o tarados obtenidos al ensayar sobre probetas moldeadas. Las diferencias entre la masa de hormigón ensayada en uno y otro caso y las condiciones distintas de colocación, compactación y –sobre todo– del curado, pueden introducir distorsiones de importancia en el grado de precisión logrado en la estimación.

Ni qué decir –además– de la conveniencia de

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

obtener calibraciones específicas para cada tipo y dosificación de cemento, tipo y contenido de áridos, relaciones A/C diferentes y dosificación o no de aditivos y en qué proporciones. También cabe preguntarse si para la estimación de la resistencia a compresión del hormigón a una determinada edad, ha de utilizarse una calibración deducida específicamente para esa edad –o grado de madurez determinado– o bien podemos aplicar una calibración deducida al ensayar con madureces distintas.

2. INVESTIGACION EXPERIMENTAL DESARROLLADA

El Plan de ensayos desarrollado ha cubierto el mundo de los hormigones colocados en estructuras reales de edificación y el de los hormigones de mayores niveles resistentes, colocados estos últimos en vigas pretensadas prefabricadas.

Para esta comunicación, se han seleccionado los resultados obtenidos en los ensayos realizados sobre hormigones de mayores niveles resistentes (350 a 450 Kp/cm²), habitualmente colocados en vigas pretensadas prefabricadas.

Se presentan y analizan los resultados obtenidos en una relativamente amplia investigación experimental, realizada de forma conjunta en laboratorio y sobre estructuras reales (piezas prefabricadas).

El objetivo perseguido ha sido comprobar, de una parte, la aplicabilidad, y, de otra, los niveles de precisión que se obtienen en la estimación de la resistencia a compresión del hormigón colocado en las piezas prefabricadas, mediante la aplicación de las técnicas correspondientes a:

- Extracción, preparación, refrentado y ensayo de probetas testigo de hormigón endurecido.
- Indice de rebote superficial, obtenido mediante esclerómetro Schmidt, modelo N.
- Velocidad de propagación de un impulso ultrasónico en el hormigón.
- Método combinado, resistencia a compresión –índice de rebote– velocidad ultrasónica.

A través de los resultados obtenidos en los diferentes ensayos, se han estudiado los siguientes aspectos:

a) Relación entre la resistencia a compresión del hormigón en probeta testigo extraída de la estructura y en probeta moldeada, con curado normalizado.

b) Obtención de valores experimentales sobre el incremento de resistencia del hormigón con la edad, diferenciando si ese incremento se obtiene ensayando probetas moldeadas normalizadas o probetas testigo extraídas de las piezas reales a las edades previstas.

c) Estudio –mediante el establecimiento de las oportunas correlaciones– del grado de representatividad y nivel de precisión del ensayo en probetas moldeadas normalizadas, respecto del hormigón colocado en las estructuras reales prefabricadas.

d) Comprobar el tipo de regresiones, campos de validez de las mismas y niveles de precisión, que se obtienen en la estimación *in situ* de la resistencia del hormigón, a través de correlaciones del tipo Indice de rebote - resistencia a compresión.

Comparar, asímismo, las diferencias que se obtienen para las regresiones deducidas en base a ensayos en laboratorio sobre probetas moldeadas o en base a ensayos realizados *in situ* sobre piezas reales.

e) Comprobar el tipo de regresiones, campos de validez y niveles de precisión que se obtienen en la estimación *in situ* de la resistencia del hormigón, mediante el establecimiento de correlaciones velocidad de propagación de los ultrasonidos - resistencia a compresión.

Comparar las regresiones obtenidas mediante ensayos realizados en laboratorio, sobre probetas moldeadas normalizadas, o *in situ*, sobre las piezas reales.

f) Comprobar el posible incremento de precisión que proporciona la utilización del método combinado, en la estimación *in situ* de la resistencia a compresión del hormigón.

Para el desarrollo de esta investigación se han hecho intervenir, como variables principales –en cuanto que han diferenciado el mundo de los hormigones de edificación de los de vigas pretensadas–, las siguientes:

- Nivel de resistencia del hormigón (300 a 450 kp/cm²).
- Tipo de cemento utilizado (P-450).

Como variables complementarias, se utilizaron –para piezas prefabricadas– las siguientes:

- Edad del hormigón ensayado

–En piezas prefabricadas: 7, 28 y 45 días.
–En probetas moldeadas, con curado normalizado: 7 y 28 días.

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

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

En total, se fabricaron y ensayaron diecinueve

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

(19) vigas, durante un período de tiempo de alrededor de siete (7) meses. El cumplimiento del Plan de ensayos se llevó a cabo del siguiente modo:

Fase 1ª

Toma de muestras del hormigón fresco, fabricado en la misma central de prefabricación, que se colocaba en las piezas experimentales y que coincidía con el hormigonado de las piezas habituales de mercado.

Fabricación de cuatro (4) probetas cilíndricas ϕ 150 x 300 mm y determinación de la consistencia del hormigón mediante triple medida del cono de Abrams.

Fase 2ª

Desencofrado de las piezas a las 48 horas posteriores a su hormigonado (ó 72 horas si la pieza se fabricaba en viernes), identificación de las mismas con idéntica referencia a la asignada a las probetas moldeadas, y traslado al laboratorio de las piezas y de las probetas fabricadas.

Fase 3ª

A las edades previstas de ensayo –7, 28 y 45 días– realización de ensayos no destructivos (rebote y ultrasonidos) y extracción de dos (2) probetas testigo ϕ 100 mm por edad programada en las piezas, y realización de ensayos destructivos y no destructivos en probetas moldeadas, con curado normalizado (7 y 28 días).

Los ensayos no destructivos realizados en las piezas prefabricadas, se localizaban en secciones convenientemente distantes, en las caras de 0,50 x x 1,00 m. Posteriormente, los testigos se extraían en los puntos coincidentes con la zona auscultada por procedimientos no destructivos, y tras su preparación, se ensayaban en estado de "secos".

3. RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ENSAYOS REALIZADOS Y ANALISIS DE LOS MISMOS

En los cuadros núms. 1, 2 y 3, se presentan los valores estadísticos fundamentales obtenidos para las poblaciones correspondientes a:

–Resistencias a compresión obtenidas en el ensayo de probetas moldeadas, con curado normalizado (7 y 28 días de edad).

–Resistencias a compresión en probetas testigo de hormigón endurecido –ensayo en seco– extraídas de las piezas prefabricadas. (7, 28 y 45 días de edad).

Cuadro 1

Resistencias a compresión en probetas moldeadas y en probetas testigo. Vigas (V). Valores estadísticos fundamentales

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

Cuadro 2

Indices de rebote obtenidos en probetas moldeadas y en la estructura. Vigas (V). Valores estadísticos fundamentales

Parámetro	n	$\overline{I}_r$	S	δ (%)
IM7	15	35,8	3,4	9,6
IM28	14	39,6	2,8	7,1
IE7	31	34,4	2,4	6,9
IE28	23	40,1	2,5	6,3
IE45	30	42,0	1,6	3,9

Cuadro 3

Velocidades ultrasónicas obtenidas en probetas moldeadas y en la estructura (Vigas). V. Valores estadísticos fundamentales

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

–Indices de rebote escleromètrico obtenidos al ensayar sobre probetas moldeadas y sobre las piezas prefabricadas.

–Velocidades de ultrasonidos obtenidas al ensayar sobre probetas moldeadas y sobre las piezas prefabricadas.

Para mejor comprensión de los parámetros considerados, diremos que el significado de las abreviaturas utilizadas es el siguiente:

RM7: Resistencia a compresión en probeta moldeada, con curado estándar, a 7 días.

RM28: Resistencia a compresión en probeta moldeada, con curado estándar, a 28 días.

RT7, RT28, RT45: Resistencia a compresión

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

en probeta testigo –ensayada en seco–, a edad de 7, 28 y 45 días.

IM7, IM28: Indice de rebote obtenido al ensayar, en probeta moldeada estándar, a 7 ó 28 días.

IE7, IE28, IE45: Indice de rebote obtenido al ensayar, en la pieza prefabricada, a 7, 28 ó 45 días.

VM7, VM28: Velocidad ultrasónica obtenida al ensayar, en probeta moldeada estándar, a 7 ó 28 días.

VE7, VE28, VE45: Velocidad ultrasónica obtenida, al ensayar en la pieza prefabricada, a edades de 7, 28 ó 45 días.

Por necesidades de brevedad en la exposición, no se entra en el análisis univariante de estos resultados, que, por otra parte, es fácilmente deducible a través de los datos que se incorporan en los tres cuadros citados. Sí que entraremos, con más detenimiento, en el análisis de las regresiones establecidas al combinar los resultados de dos o tres variables.

Sin embargo, sí parece conveniente, cuando menos, detenerse en el examen de los incrementos medios de resistencia que pueden extraerse de los valores que se presentan en el cuadro núm. 1 y que han sido los siguientes:

RM28/RM7: 25 por 100.
RT28/RT7: 15,6 por 100.
RT45/RT28: 6,8 por 100.

Como puede comprobarse, el incremento de resistencia media de 7 a 28 días, en la estructura, (15,6 por 100), es bastante inferior al obtenido, para esas edades, en el ensayo de probetas moldeadas, estándar (25 por 100).

Por otra parte, merece comentarse que se han obtenido valores similares para las dispersiones en ensayos a compresión sobre probetas moldeadas y sobre probetas testigo. Se detecta también una cierta "uniformización" de la resistencia del hormigón con la edad, al obtenerse –para tamaño similar de la muestra– menores dispersiones a 45 que a 28 días. (Este efecto se detectó también para algunos casos de hormigones de edificación)

3.1. Relación entre la resistencia a compresión en probetas testigo y probetas moldeadas, con curado normalizado

3.1.1. Análisis univariante de la relación

En el cuadro nº 4 se presentan los resultados obtenidos, expresados en términos de los parámetros estadísticos fundamentales, (valores medios, desviación típica y coeficiente de variación) de las poblaciones de resultados obtenidos.

A la edad de 7 días, el valor medio de la relación que se está analizando fue de 0,99, con dispersión aceptable. Al examinar este resultado, debe considerarse que, a cortas edades del hormigón, la influencia de las diferentes condiciones de curado –en la probeta y en la estructura– sobre el resultado del ensayo a compresión, es menos determinante.

A la edad de 28 días, el valor medio encontrado para la relación entre resistencias en probeta testigo y moldeada estándar fue de 0,94, con dispersiones muy aceptables (δ = 13,5 por 100). Sorprende, sin embargo, el alto valor obtenido para esta relación, por cuanto son de esperar valores menores a medida que se ensayan hormigones con niveles más altos de resistencia.

Muy probablemente, las causas haya que buscarlas en la metodología que, por problemas de organización, se siguió para el cumplimiento del Plan de ensayos de esta investigación. Las piezas prefabricadas estuvieron encofradas en el lugar de fabricación (central de prefabricación) durante las primeras 48 ó 72 horas. Posteriormente, eran trasladadas al Laboratorio donde, a la edad de 7 días, debían de iniciarse los ensayos no destructivos y las operaciones de extracción de testigos. Puede, por tanto, afirmarse, que las condiciones de curado de estas piezas, si no óptimas, no han sido tan severas como las que se dan en la práctica.

Cuadro 4

Relación entre la resistencia a compresión, en probeta testigo extraida de las vigas, y la obtenida en probeta moldeada estándar. Parámetros estadísticos fundamentales

Estructura	Relación	n	$\bar{x}$	s	δ (%)
Vigas	RT-7-RM7	36	0,99	0,137	13,8
	RT7/RM28	36	0,82	0,111	13,5
	RT28-RM28	35	0,94	0,112	11,9
	RT45-RM28	38	1,00	0,100	10,0

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

Cuadro 5

Vigas. Correlaciones obtenidas RT - RM

Variables correlacion.	n	r	Calificación de la correlación	Ajuste obtenido	Error medio (N.C. 90%)
RT7-RM7	36	0,33	Buena	RT7 = 263,5 + 0,232 · RM7	± 51,6 Kp/cm²
RT7-RM28	36	0,24	No existe correlación	–	–
RT28-RM28	35	0,42	Buena	RT28 = 225,6 + 0,415 · RM28	± 69,2 Kp/cm²
RT45-RM28	38	0,68	Excelente	RT45 = 93,1 + 0,78 · RM28	± 65,0 Kp/cm²

Por otra parte, las condiciones de colocación y compactación del hormigón, pueden haberse visto algo favorecidas, respecto a las piezas habituales de mercado, dado el tamaño de las piezas fabricadas para esta investigación.

3.1.2. Representatividad del ensayo a compresión, en probetas moldeadas estándar, respecto al hormigón colocado en las piezas prefabricadas

La representatividad del ensayo a compresión del hormigón en probeta moldeada estándar –curado normalizado– respecto del hormigón colocado en la estructura, se analizó mediante el establecimiento de correlaciones entre los resultados de los ensayos obtenidos en probeta moldeada y en probetas testigo.

Las distintas regresiones se calcularon por el método de aproximación por mínimos cuadrados, deduciéndose en cada caso la ecuación de la recta de regresión, coeficiente de correlación lineal, bandas de dispersión y las envolventes de la familia de rectas de regresión que podrían dibujarse cubriendo un N.C. 95 por 100, a partir de los resultados obtenidos.

En base a todo ello, se determinaron los campos de validez de cada regresión calculada, considerándose válido el ajuste, en función del valor obtenido para el coeficiente de correlación "r", de acuerdo con el tamaño de la muestra (parejas de valores o tríos de valores en el caso del método combinado).

El Cuadro nº 5 presenta los resultados obtenidos y en la figura nº 1 se han presentado las regresiones obtenidas y las nubes de parejas de valores para RT28-RM28 y RT45-RM28.

Del examen de los resultados se desprende que el ensayo a compresión sobre probetas moldeadas, con curado estándar, a 7 y 28 días, fue un estimador aceptable a la resistencia a compresión del hormigón en la estructura a las edades respectivas, con errores medios en la estimación de ± 51,6 y ± 69,2 kp/cm², respectivamente (para N.C. 90 por 100).

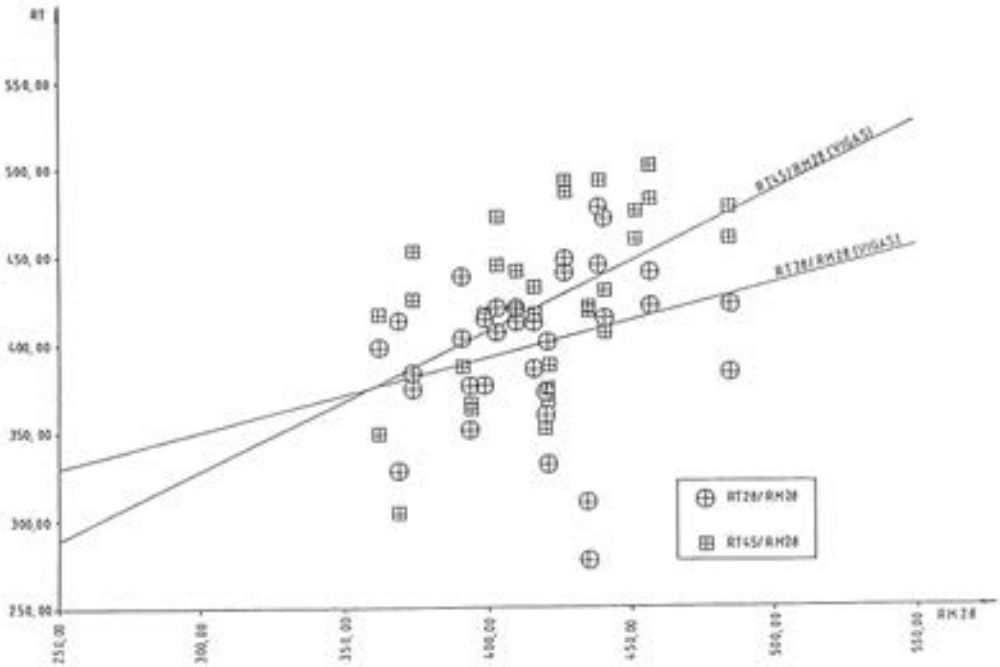


Fig. 1. Vigas – Correlación RT28-RM28 y RT45-RM28.

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

Por otra parte, se obtuvo un ajuste excelente y con un error medio muy aceptable, entre la resistencia del hormigón a 45 días en la estructura y el obtenido en el ensayo a compresión en probeta moldeada estándar, a 28 días.

3.2. Estimación de la resistencia a compresión del hormigón, mediante el ajuste estadístico de regresiones índice de rebote - resistencia. Comparación con la calibración general del aparato

Con los resultados obtenidos para el índice de rebote y la resistencia a compresión del hormigón, en los ensayos realizados sobre probetas moldeadas o sobre la estructura, se calcularon las mejores correlaciones entre ambos parámetros.

Aunque el fin último del plan experimental fue estimar *in situ* la resistencia a compresión del hormigón, se optó por estudiar también las regresiones que pudieran deducirse a través de los mismos ensayos realizados sobre probetas moldeadas estándar. La razón fundamental de incluir estos ajustes en el análisis que debía realizarse, fue comprobar que podían obtenerse regresiones muy diferentes y que –por tanto– las estimaciones *in situ* de la resistencia del hormigón, basadas en estas correlaciones, pueden desdibujar sensiblemente la resistencia real del hormigón de la estructura.

Por otra parte, para las correlaciones que se establecieron en base a los resultados de los ensayos realizados en las piezas prefabricadas, se pretendió comprobar las diferencias que se deducen de estimar la resistencia a compresión mediante ensayos realizados a un determinado grado de madurez o con madureces distintas.

Mediante la utilización de un programa de ordenador, se compararon, para cada caso considerado, los ajustes siguientes:

- Lineal $R\ (Kp/cm^2) = a + b \cdot I_R$
- Exponencial $R\ (kp/cm^2) = a \cdot e^{b \cdot I_R}$
- Logarítmico $R\ (kp/cm^2) = a + b \cdot \log I_R$
- Potencial $R\ (kp/cm^2) = a \cdot I_R^b$

Los resultados obtenidos nos han confirmado que, para las regresiones establecidas entre los valores de índice de rebote (I_R) y resistencia a compresión (R) –ya sea en ensayos sobre la estructura o sobre probetas moldeadas– el ajuste según una recta es el que proporcionó mejores coeficientes de correlación, aunque en algunos casos el ajuste potencial, con valores de $b \cong 2$ (parábolas de 2° grado), proporciona valores muy similares al obtenido en el ajuste lineal.

Los Cuadros n° 6 y 7 presentan las regresiones obtenidas en ensayos sobre probetas moldeadas estándar y en la estructura –piezas prefabricadas–, respectivamente. En la figura n° 2, se han representado los ajustes obtenidos y la comparación de los mismos con la curva de calibración general del aparato. El campo de validez, para cada ajuste experimental, se ha delimitado en la figura mediante puntos negros colocados en los extremos de cada ajuste.

Cuadro 6

Regresiones obtenidas I_R - R, en ensayos realizados sobre probetas moldeadas. Vigas prefabricadas

Estructura	Variables correlac.	n	r	Calificación de la correlación	Ajuste obtenido	Error medio (N.C. 90%)
Vigas prefabricadas	RM7-IM7	14	0,61	Buena	$R = 154{,}26 + 5{,}05 \cdot I_R$	± 36,9 Kp/cm²
	RM28-IM28	14	0,72	Excelente	$R = 99{,}14 + 8{,}07 \cdot I_R$	± 35,0 Kp/cm²

Cuadro 7

Regresiones obtenidas I_R - R, en ensayos realizados sobre vigas prefabricadas

Estructura	Variables correlacion.	n	r	Calificación de la correlación	Ajuste obtenido	Error medio (N.C. 90%)
Vigas prefabricadas	RT7-IE7	31	0,41	Buena	$R = 166{,}7 + 5{,}02 \cdot I_R$	± 42,5 Kp/cm²
	RT28-IE28	22	0.52	Buena	$R = 135{,}3 + 6{,}65 \cdot I_R$	± 45,2 Kp/cm²
	RT45-IE45	30	0,44	Buena	$R = -115{,}7 + 12{,}96 \cdot I_R^{-}$	± 71,0 Kp/cm²
	RT(7+28+45) IE(7+28+45)	83	0,76	Excelente	$R = -12{,}24 + 10{,}36 \cdot I_R^{-}$	± 57,1 Kp/cm²

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

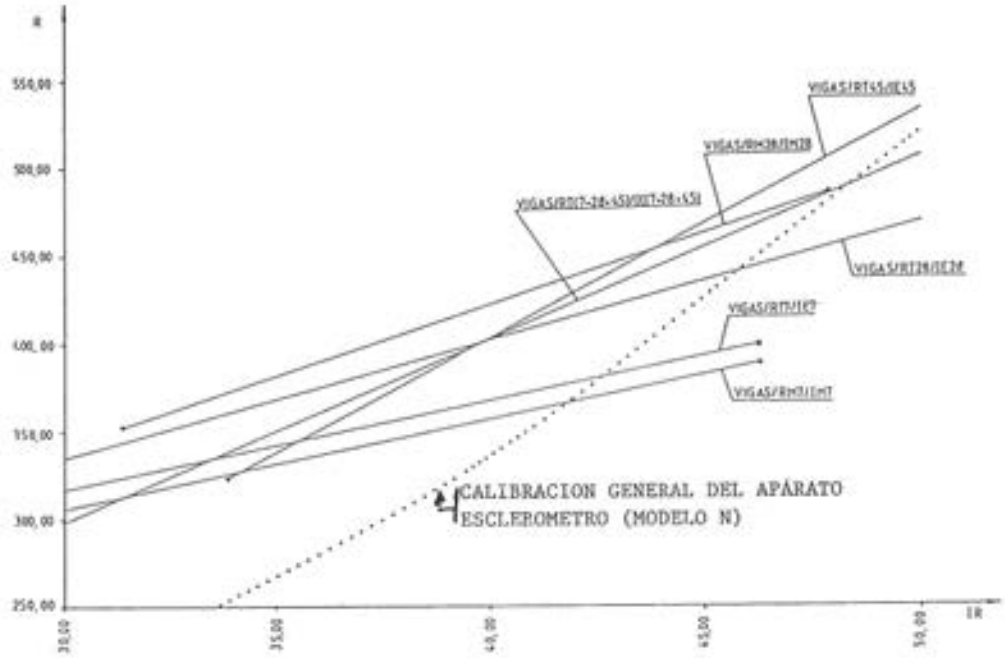


Fig. 2. Vigas prefabricadas — Ajustes obtenidos al realizar ensayos sobre probetas moldeadas estándar, y en la estructura. Comparación con la calibración general del aparato esclerómetro. (Modelo N).

3.3. Estimación de resistencias a compresión, mediante el ajuste estadístico de regresiones entre velocidad de ultrasonidos en el hormigón y resistencia a compresión

El procedimiento seguido para el establecimiento de ajustes entre los resultados de velocidad de propagación del impulso ultrasónico y la resistencia a compresión del hormigón, fue similar al ya descrito para el método esclerométrico.

También en este caso se diferenció si los resultados se obtuvieron al ensayar en laboratorio sobre probetas moldeadas o si, por el contrario, fueron obtenidos en las piezas prefabricadas.

El ajuste que mejor aproximó la nube de puntos experimentales, fue el exponencial en la forma $R = a \cdot e^{bv}$, para ensayos realizados en probetas y en las piezas ensayadas.

El Cuadro n° 8 contiene los resultados obtenidos para las regresiones sobre probetas moldeadas, y el cuadro n° 9 los correspondientes a ensayos sobre piezas prefabricadas. También, la figura n° 3, representa las regresiones encontradas en ensayos sobre las piezas prefabricadas.

Como era de esperar, para estos niveles de resistencia a compresión del hormigón, la técnica ultrasónica va perdiendo sensibilidad —el efecto es mucho más acusado de 7 a 28 días que de 28 a 45— al incrementarse la edad del hormigón investigado, lo que conduce a la obtención de errores medios experimentales, respecto al ajuste (N.C. 90 por 100), también superiores, pero no determinantes según los resultados de nuestra investigación.

Debe tenerse presente, respecto a lo comentado en el párrafo anterior, que la máxima edad investigada fue de 45 días. A edades superiores, asumiendo un proceso de cierta "uniformización" del hormigón, la pérdida de sensibilidad puede ser mucho más acusada.

Por otra parte, la correlación experimental deducida al agrupar los ensayos realizados sobre el mismo hormigón, pero con distintos grados de madurez, se situó entre los ajustes encontrados para 28 y para 45 días, pero, al igual que se ha obteni-

Cuadro 8

Regresiones obtenidas v - R, en ensayos realizados sobre probetas moldeadas. Vigas prefabricadas

Estructura	Variables correlacion.	n	r	Calificación de la correlación	Ajuste obtenido	Error medio (N.C. 90%)
Vigas	RM7-VM7	12	0,53	Mediocre	$R = 59{,}07 \cdot e^{0{,}40 \cdot v}$	± 36,7 Kp/cm²
	RM28-VM28	15	0,52	Buena	$R = 23{,}59 \cdot e^{0{,}63 \cdot v}$	± 43,0 Kp/cm²

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

Cuadro 9

Regresiones obtenidas v - R, en ensayos realizados sobre vigas prefabricadas

Estructura	Variables correlacion.	n	r	Calificación de la correlación	Ajuste obtenido	Error medio (N.C. 90%)
Vigas	RT7-VE7	28	0,45	Buena	$R = 101{,}52 \cdot e^{0{,}278 \cdot v}$	± 41,7 Kp/cm²
	RT28-VE28	27	0,43	Buena	$R = 37{,}28 \cdot e^{0{,}524 \cdot v}$	± 59,7 Kp/cm²
	RT45-VE45	32	0,57	Excelente	$R = 13{,}57 \cdot e^{0{,}752 \cdot v}$	± 77,8 Kp/cm²
	RT(7+28+45) VE(7+28+45)	87	0,69	Excelente	$R = 15{,}26 \cdot e^{0{,}720 \cdot v}$	± 56,0 Kp/cm²

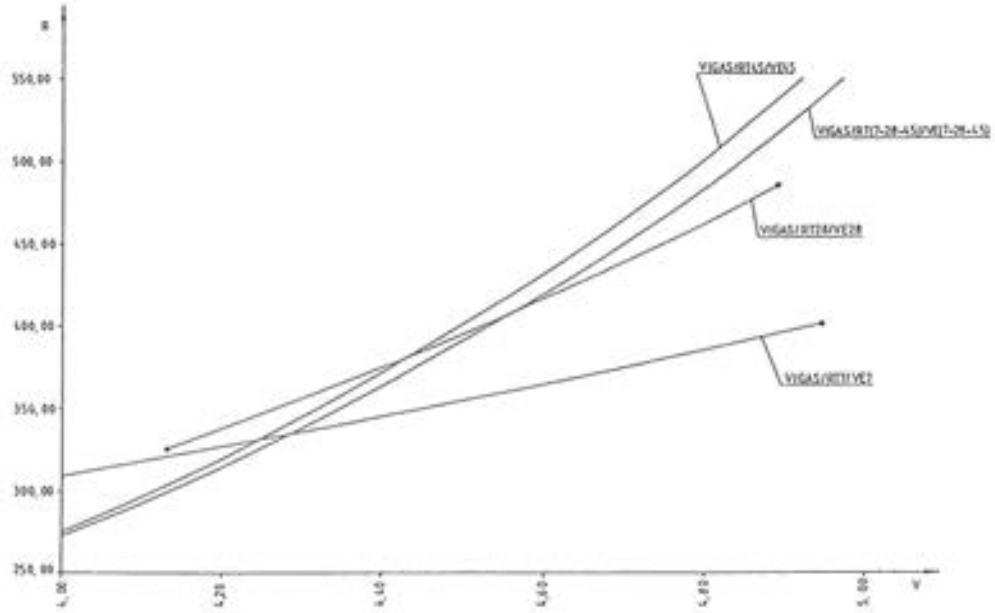


Fig. 3. Ajustes experimentales υ – R obtenidos a 7, 28, 45 y (7+28 +45) días, en ensayos realizados en VIGAS PREFABRICADAS.

do para la técnica esclerométrica, la pendiente es mucho más cercana a la de 45 días que a la obtenida para los ensayos a 28 días.

3.4. Estimación de la resistencia a compresión del hormigón, mediante la utilización del método combinado

Para cada caso que ha sido analizado de forma diferenciada –tal y como se ha comentado para las regresiones entre dos variables –el ajuste experimental se obtuvo mediante un estudio de correlación triple, entre la resistencia a compresión de las probetas –moldeadas o testigo– los índices de rebote y las cuartas potencias de la velocidad de propagación, en la forma:

$$R = a + b \cdot I_R + c \cdot v^4$$

Los datos específicos que se incorporaban a un análisis determinado, fueron tratados e introducidos en un programa de ordenador, del que es autor el Ingeniero de Caminos de INTEMAC, D. José Mª Izquierdo.

El mencionado programa proporciona, una vez introducidos los correspondientes tríos de valores, el coeficiente de correlación múltiple, los parámetros de la superficie de regresión, los valores muestrales de cada variable, el estudio de la varianza, matriz de covarianza y matriz de correlación.

A continuación, se determina la superficie envolvente de las superficies de regresión probables, a partir de la muestra obtenida, con un nivel de confianza (N.C) del 95 por 100. La superficie así obtenida, se considera como el lugar geométrico de los valores medios mínimos de resistencia a compresión del hormigón, que pueden corresponderse con cada pareja de valores I_R – V.

Por fin, se obtiene una salida gráfica del ordenador, representando la superficie de regresión obte-

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

Cuadro 10

Correlaciones triples R - I_R - v, obtenidas al ensayar en probetas moldeadas estándar y en vigas prefabricadas

Estructura	Variables correlacionadas	n	r	Ajuste obtenido	Calificación de la correlación	n_F
Probetas moldeadas estándar (hormigones de prefabricación)	RM7-IM7-VM7	12	0,64	$R = 179{,}03 + 4{,}13\, I_R + 0{,}034 \cdot v^4$	Buena	0
	RM28-IM-28 VM28	13	0,82	$R = -36{,}75 + 8{,}09\, I_R + 0{,}325 \cdot v^4$	Excelente	0
	RM (7 + 28) IM (7 + 28) VM (7 + 28)	25	0,78	$R = -65{,}70 + 5{,}82\, I_R + 0{,}564 \cdot v^4$	Excelente	0
Vigas prefabricadas	RT7-IE7-VE7	24	0,48	$R = 215{,}77 + 0{,}77\, I_R + 0{,}266 \cdot v^4$	Buena	0
	RT28-IE28 VE28	19	0,52	$R = 120{,}66 + 5{,}39\, I_R + 0{,}145 \cdot v^4$	Buena	0
	RT45-IE45 VE45	25	0,55	$R = -63{,}67 + 6{,}39\, I_R + 0{,}50 \cdot v^4$	Buena	0
	RT (28 + 45) IE (28 + 45) VE (28 + 45)	68	0,78	$R = -5{,}13 + 6{,}26\, I_R + 0{,}36 \cdot v^4$	Excelente	0

nida (N.C. 50 por 100) y la superficie envolvente (N.C. 95 por 100). La intersección de ambas superficies, proyectada sobre el plano R = 0, nos proporciona el campo de validez del ajuste.

En el Cuadro n° 10, se presentan las superficies de regresión obtenidas para ensayos realizados sobre probetas moldeadas y sobre las piezas prefabricadas; y en la figura n° 4 se muestra, a título de ejemplo, la representación gráfica de la superficie de regresión, superficie envolvente de las posibles superficies de regresión que podrían dibujarse a partir de la muestra utilizada, y el campo de validez del ajuste (zona rayada), para ensayos a 28 días en las piezas prefabricadas.

A partir de las correlaciones obtenidas en cada caso diferenciado, y tanto para las deducidas para $I_R - R$, $v - R$ como para $I_R - v - R$, a cada valor no destructivo (o valores $I_R - v$ en el M. combinado) que se encontrara dentro del campo de validez del ajuste correspondiente, se le ha asignado el consiguiente valor de resistencia a compresión, según el ajuste (N.C. 50 por 100) y según la envolvente (N.C. 95 por 100). Estos valores estimados fueron comparados con los resultados experimentales (rotura de probetas testigo extraídas de las piezas prefabricadas, a las edades correspondientes) para deducir los niveles de precisión que pueden atribuirse a cada método, aspecto que comentaremos en el epígrafe siguiente.

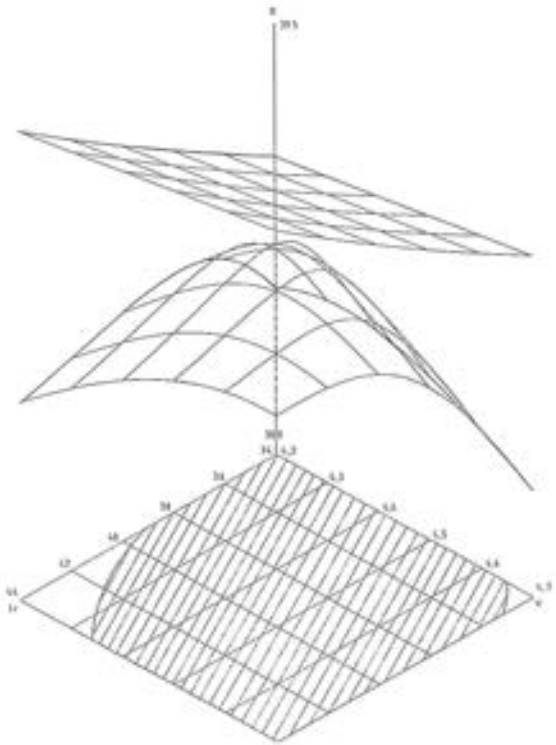


Fig. 4. Representación gráfica del ajuste experimental obtenido, por el método combinado, en ensayos realizados, a 28 días, en VIGAS PREFABRICADAS.

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

4. NIVELES DE PRECISION OBTENIDOS AL ESTIMAR IN SITU LA RESISTENCIA DEL HORMIGON, EN BASE A LOS AJUSTES EXPERIMENTALES ESTABLECIDOS

Como nivel de precisión en la estimación *in situ* de la resistencia a compresión del hormigón, se ha tomado, para cada caso, o ajuste experimental establecido, los extremos del intervalo en el que se encuentra el 90 por 100 de los resultados experimentales de la población de errores relativos (Figura nº 5).

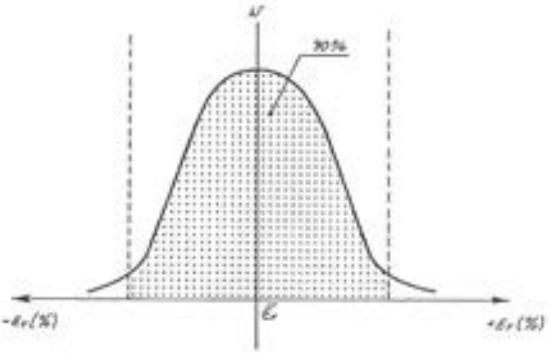


Fig. 5. Curva de distribución - tipo, de la población de errores relativos de la estimación de resistencia, a través de un ajuste experimental previamente establecido.

Como error relativo de la estimación de la resistencia a compresión del hormigón, a través de un ajuste preestablecido, se ha tomado:

$$\epsilon_r\,(\%) = \frac{f_{c,est} - f_{c,exp}}{f_{c,exp}} \times 100$$

donde $f_{c,est}$ es la resistencia estimada (para N.C. del 50 por 100 o para N.C. del 95 por 100), y $f_{c,exp}$ es la resistencia a compresión obtenida experimentalmente, en ensayos sobre probetas testigo, extraídas de las piezas prefabricadas que se investigaron.

Dado que en esta experimentación, la resistencia estimada se obtuvo de la superficie de regresión (valor medio probable, asociado a un nivel de confianza del 50 por 100) y de la superficie envolvente de las superficies de regresión (valor mínimo, asociado a un nivel de confianza del 95 por 100), se dedujeron los niveles de precisión para ambos niveles de confianza.

A efectos prácticos, se han calculado las distintas poblaciones de errores relativos para cada regresión establecida, considerando únicamente los tramos en que el error se mantiene acotado (campo de validez).

Posteriormente, se ha comprobado si la suposición de que la población de errores relativos se distribuye según una ley tipo Gauss era válida o no, calculándose, en caso afirmativo, los límites del intervalo que contiene el 90 por 100 de la población, como:

Cuadro 11

Niveles de precisión - Método combinado. Vigas prefabricadas

Variables correlacionadas	N.C.	$\epsilon_{r.max}$ (%)	ϵ_{rmin} (%)	$\bar{\epsilon}_r$ (%)	S_{er} (%)	Límites de intervalo del 90% de la población de errores relativos
RT7 IE7 VE7 (N=24)	50%	+10,16	−11,59	+0,38	6,12	−9,7% a +10,4%
	95%	+6,56	−14,36	−3,53	5,82	−13,1% a +6,0%
RT28 IE28 VE28 (N=19)	50%	+13,46	−12,28	+0,40	6,38	−10,1% a +10,9%
	95%	+7,95	−14,73	−4,13	6,11	−14,2% a +5,9%
RT45 IE45 VE45 (N=25)	50%	+19,37	−18,40	+0,87	9,31	−14,4% a +16,2%
	95%	+13,68	−22,00	−4,87	8,53	−18,9% a +9,2%
RT(7+28+45) IE(7+28+45) VE(7+28+45) (N=67)	50%	+18,80	−18,60	+0,78	8,35	−13,0% a +14,5%
	95%	+15,67	−20,92	−2,15	8,13	−15,5% a +11,2%

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

$$\epsilon_r - 1{,}645\ S_{er} \text{ a } \epsilon_r + 1{,}645\ S_{er}$$

El Cuadro n° 11 contiene, a título de ejemplo de los casos estudiados, los distintos resultados obtenidos en el tratamiento del Método Combinado, donde puede comprobarse que los niveles de precisión alcanzados por este método, en la estimación *in situ* de la resistencia a compresión del hormigón colocado en las piezas prefabricadas, a diferentes edades, o combinando madureces distintas, han sido satisfactorios.

La comparación de los niveles de precisión alcanzados mediante la utilización de las diferentes técnicas –destructivas y no destructivas– investigadas en nuestra experimentación, se presenta resumida en el Cuadro n° 12.

Del examen del Cuadro n° 12, se deduce lo siguiente:

a) La técnica ultrasónica ha mostrado ser ligeramente más precisa que la esclerométrica para estimar –mediando las oportunas regresiones– la resistencia *in situ* de los hormigones de piezas prefabricadas, a cortas edades (7 días).

A edades superiores –28 y 45 días–, sin embargo, la técnica esclerométrica ha presentado precisiones más satisfactorias (28 días) o similares (45 días) a las obtenidas al utilizar la técnica ultrasónica. Nótese que, aunque no se ha investigado, para edades superiores a 60 ó 90 días, el proceso de carbonatación superficial puede afectar de forma contundente a los niveles de precisión con esclerómetro. De hecho, de 28 a 45 días, se ha encontrado un brusco descenso del nivel de precisión con esta técnica.

b) Aunque con incrementos de precisión poco espectaculares, el método combinado se mostró más preciso que el resto de técnicas investigadas, para el rango de edades del hormigón cubierto en nuestro Plan Experimental.

c) Ha sido notoria la excelente aproximación alcanzada con el ensayo a compresión a 28 días, en probeta moldeada con curado normalizado, para la estimación *in situ*, a 45 días, de la resistencia a compresión del hormigón colocado en las piezas experimentales.

5. CONCLUSIONES

a) Sobre la relación entre la resistencia a compresión del hormigón en probeta testigo y en probeta moldeada con curado normalizado

Para los hormigones que se colocaron en las piezas prefabricadas que se investigaron en nuestro Plan Experimental, se han obtenido unos valores medios, para esta relación, de 0,99 y 0,94, en ensayos sobre probetas, moldeadas y testigos a 7 y 28 días, respectivamente, con valores muy aceptables para la dispersión.

El valor medio de esta relación, para probetas moldeadas estándar ensayadas a 28 días y testigos a 45 días, es de 1,00.

Estos valores se consideran elevados para el nivel de resistencia del hormigón investigado, pudiendo ello venir motivado por las mejores condiciones –respecto a las piezas de mercado– de colocación, compactación y curado a las que se sometió el hormigón investigado.

b) Respecto a las correlaciones establecidas entre ensayos destructivos y no destructivos

b.1. Indice de Rebote-Resistencia a Compresión

Ha quedado confirmado que el mejor ajuste entre los resultados de índice de rebote esclerométrico y resistencia a compresión del hormigón –en probeta moldeada o en testigos– es de tipo lineal, aunque en algunos casos, cuando el número de puntos que se correlacionan es elevado, un ajuste

Cuadro 12

Vigas prefabricadas (V). Comparación entre los niveles de precisión (N.C. 50%) en la estimación in situ de la resistencia del hormigón por diversos métodos

Variables correlacionadas	Edad del hormigón (días)			
	7	28	45	7 + 28 + 45
RT-IE-VE	–9,7% a +10,4%	–10,1% a +10,9%	–14,4% a +16,2%	–13% a +14,5%
RT-IE	–12,1% a +13,1%	–11,1% a +12%	–16,2% a +18,0%	–14,5% a +15,3%
RT-VE	–10,6% a +11,3%	–13,7% a +16%	–16,6% a +17,9%	–15,6% a +16,4%
RT-RM7	–14,1% a +15,8%	–	–	–
RT-RM28	–	–19,4% a +22%	–15,6%a: +17,6%	–

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

potencial del tipo $R = a \cdot I_R^b$, con valores de "b" cercanos a 2, presente coeficientes de correlación similares al lineal.

Asimismo, se ha constatado que la estimación *in situ* de la resistencia a compresión del hormigón, mediante las correlaciones que se establecen en base a ensayos realizados sobre probetas moldeadas con curado estándar, conducirán, por lo general, a sobreestimar la resistencia en la estructura. (En lo aquí obtenido, para edades del hormigón iguales o superiores a 28 días).

La comparación de los ajustes $I_R - R$ establecidos experimentalmente (a edades de 7, 28 ó 45 días), con la calibración general del aparato esclerómetro, conduce a la importante apreciación de que, en todos los casos investigados, la estimación de resistencia a través de la citada calibración general, hubiera conllevado infravaloraciones de la resistencia real del hormigón de la estructura, en valores cercanos a 80 ó 90 kp/cm^2, agravándose este hecho a medida que es menor el nivel de resistencia frente al valor especificado.

b.2. Velocidad Ultrasónica-Resistencia a Compresión

Para las correlaciones experimentales establecidas entre los parámetros de resistencia a compresión y velocidad ultrasónica, el ajuste exponencial en la forma $R = a \cdot e^{bv}$, es el que mejor ha aproximado el conjunto de resultados experimentales obtenidos.

Al aplicar la técnica ultrasónica, las correlaciones velocidad-resistencia a compresión que se han obtenido al ensayar sobre probetas moldeadas, han sido también diferentes de las establecidas al ensayar directamente sobre las piezas prefabricadas.

La utilización de las primeras para estimar *in situ* la resistencia a compresión del hormigón, habría conllevado, en general, menores errores que en el caso de la técnica escleromètrica.

b.3. Método Combinado

La aplicación del método combinado rebote-velocidad de ultrasonidos –resistencia a compresión, parece poder solucionar, en alguna ocasión, un problema de falta de correlación al aplicar aisladamente las técnicas no destructivas.

Sin embargo, los resultados obtenidos en nuestra investigación son concluyentes en el sentido de que son necesarios un mínimo de resultados experimentales (entre 8 y 12 tríos de valores), para que se obtengan ajustes que puedan ser catalogados como válidos y pueda ser acometida la estimación suficientemente precisa de la resistencia *in situ* del hormigón, con cierta probabilidad de éxito.

c) Respecto a los niveles de precisión obtenidos

Los niveles de precisión con que se ha estimado la resistencia a compresión del hormigón colocado en estructurales reales –piezas prefabricadas en este caso– mediante los ajustes experimentales establecidos para las técnicas escleromètrica y ultrasónica, pueden ser catalogados como de satisfactorios.

Para los niveles de resistencia de los hormigones colocados en piezas prefabricadas pretensadas, ensayados a 28 días, la técnica escleromètrica se ha mostrado ligeramente más precisa que la ultrasónica, ocurriendo lo contrario al ensayar el hormigón de las piezas a 7 días de edad.

De acuerdo con el rango de edades del hormigón sobre las que se ha investigado (7, 28 y 45 días), ninguna de las dos técnicas –escleromètrica y ultrasónica– se ha mostrado como sustancialmente más precisa que la otra, para la estimación *in situ* de la resistencia a compresión del hormigón, obteniéndose errores medios experimentales, respecto a las curvas de calibración obtenidas, muy similares.

Por último, para todos los casos investigados que han sido analizados de forma diferenciada, la aplicación del método combinado ha mejorado –aunque no de forma contundente, al menos a las edades investigadas –los niveles de precisión obtenidos al aplicar aisladamente la técnica escleromètrica o la ultrasónica.

6. AGRADECIMIENTOS

El presente artículo es un resumen de la Tesis Doctoral "LA ESTIMACION *IN SITU* DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGON ENDURECIDO", de la que se han extraído, únicamente, los datos relativos a la experimentación desarrollada sobre hormigones habitualmente colocados en jácenas prefabricadas pretensadas.

La Tesis fue leída en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Cataluña, y fue realizada por el Autor y dirigida por el Profesor Doctor Arquitecto J. Margarit.

Los ensayos fueron realizados, parte en la central de prefabricación de PACADAR, en Barcelona, y parte en el Laboratorio de Barcelona del Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC).

Quiero expresar mi agradecimiento a PACADAR y muy en especial a toda la plantilla de INTEMAC que, de una u otra forma, y sin regatear medio alguno, me han apoyado y ayudado desde un principio.

También deseo agradecer al Dr. Ingeniero de Caminos, D. Antonio Aguado de Cea, Director del Departamento de Ingeniería de la Construcción de

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

la Escuela de Ingenieros de Caminos de Barcelona, al que me honro pertenecer, su inestimable ayuda.

BIBLIOGRAFIA

1. ACI 214-77 (Reaffirmed 1983). "Recommended practice for evaluation of strength test results of concrete".

2. ACI 437 R 67 (Revised 1982). "Strength evaluation of existing concrete for buildings".

3. AKMAN, M.A.; IPEK, M. "Estimation of characteristic strength of concrete by means of combined nondestructive testing. RILEM. Commission 43-CND. Atenas (1981).

4. ASTM-C-42/82. "Standard method of obtaining and testing drilled cores an sawed beams of concrete".

5. ASTM-C-597-83. "Standard test method for pulse velocity through concrete".

6. ASTM-C-805-85. "Standard test method for rebound number of hardened concrete".

7. BELLANDER, U. "Concrete strength in finished structures". RILEM. Quality Control of concrete structures (1979).

8. BLOEM, D.L. "Concrete strength in structures". ACI Journal. Proceedings. Vol. 65, n° 3 (1968).

9. BS 6089. "Assessment of concrete strength in existing structures". London (1981).

10. BS 1881, part 201. "Testing concrete: Guide to the use of non-destructive methods of test for hardened concrete".

11. BUNGEY, J.H. "The Testing of concrete in structures". Surrey University Press. London (1982).

12. CALAVERA RUIZ, J. "Probetas tomadas a salida de hormigonera". Informes de la Construcción, n° 275 (1975).

13. CHUNG, H.W. "Diagnostic in situ concrete by ultrasonic pulse technique". Concrete International (Octubre 1983).

14. CIANFRONE, F. FACAOARU, I. "Study on the introduction in Italy on the combined non-destructive method, for the determination of in situ concrete strength". Materiaux et Constructions, n° 71 (1979).

15. COMISION PERMANENTE DEL HORMIGON. "Resistencia Característica y Control de Calidad" (MOP 1972).

16. DELIBES LINIERS, A. "Análisis de la influencia de algunas variables en la extracción y ensayo a compresión de probetas testigo de hormigón". Informes de la Construcción, n° 266 (1975).

17. FACAOARU, I. "The combination about direct and indirect testign methods for in situ concrete strength determination". RILEM. Quality control of concrete structures (1979).

18. IRANOR. Normas UNE 83300, 83301, 83302, 83303, 83304, 83307-86 y 83308-86.

19. KOLLEK, J. "Non destructive testing of concrete by hardness methods". Institution of Civil Engineers. London (1970).

20. MALHOTRA, V.M. "In-place evaluation of concrete" Journal of the construction Division (June 1975).

21. MURPHY, W.E. "The assessment of concrete strength in structures" RILEM. Quality Control of concrete structures (1979).

22. PETERSONS, N. "Recommendations for estimation of quality of concrete in finished structures". Bulletin RILEM, n° 24 (Noviembre-Diciembre 1971).

RESUMEN

La aplicación de algunas Técnicas de Ensayo, –destructivas o no destructivas– para estimar la resistencia del hormigón endurecido, ha sido investigada mayormente en condiciones de laboratorio, al ensayar sobre probetas moldeadas o sobre elementos estructurales fabricados en laboratorio.

La investigación experimental desarrollada ha cubierto el mundo de los hormigones colocados en estructuras reales de edificación y el de los hormigones de mayores niveles resistentes, colocados estos últimos en vigas pretensadas prefabricadas.

Para esta comunicación se han seleccionado los resultados obtenidos al ensayar sobre hormigones colocados en vigas prefabricadas, pretensadas, habiéndose realizado los ensayos en la factoría de PACADAR, de Sant Boi (Barcelona) y en el Laboratorio de Barcelona del Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC).

El objetivo perseguido ha sido comprobar la aplicabilidad y los niveles de precisión que se obtienen en la estimación in situ de la resistencia a compresión del hormigón colocado e estructuras reales (vigas), mediante las técnicas correspondientes a:

- Extracción y ensayo a compresión de probetas testigo de hormigón endurecido.
- Método del esclerómetro Schmidt.
- Método de la velocidad de propagación de un impulso ultrasónico en el hormigón.
- Método combinado (Resistencia-rebote-velocidad ultrasónica).

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

SUMMARY

Application of some destructive or non destructive test of hardened concrete to estimate his compressive strength, has been realised mainly in laboratory conditions.

The experimental research that we have developed, has been connected, on the one hand, with the concretes normaly placed in reals building structures and, on the other hand, with those placed in pretessed beams.made in a central factory. The results has been analysed separately according the two levels of concrete strength.

In this paper we have selected the results obtained testing the pretessed beams. The tests were carried out in a central factory of PACADAR, near to Barcelona, and in the laboratory of the "Instituto Técnico de Materiales y Construcciones" (INTEMAC) in Barcelona.

The aims of this research has been to verify the aplication and levels of accuracy that we can achieve in estimating in situ hardened concrete strength placed in reals structures, by means of the suitables techniques:

- Cores drilled from the structure.
- Rebound test (Schmidt).
- Ultrasonique pulse.
- Combined method (R-I_R-v).

* * *

Nueva Publicación de la A.T.E.P.

Continuando con la serie de Manuales que esta Asociación viene publicando con las recomendaciones que se consideran idóneas para conseguir una adecuada realización de las construcciones pretensadas y su buen comportamiento a lo largo de su vida de servicio, se ha editado *el Manual H.P. 6-83* en el que, bajo el título "Recomendaciones para la conservación de obras pretensadas", se recogen las directrices que deben seguirse para mantener en buen estado las estructuras pretensadas.

Con este nuevo Manual se intenta salvar las lagunas hasta ahora existentes en la normativa oficial en relación con este problema tan de actualidad y que viene siendo objeto de especial atención en todos los países.

Por otra parte se ha estimado también interesante incluir en él las oportunas recomendaciones para la mejor aplicación de la técnica del pretensado en la realización de reparaciones y refuerzos de estructuras.

Debe subrayarse que, en realidad, el título de esta publicación resulta algo restrictivo, puesto que los principios sobre conservación que en ella se establecen para las obras pretensadas son de aplicación mucho más amplia; casi podría asegurarse que son de aplicación general a todo tipo de construcciones.

El precio de este Manual, de 110 páginas, con numerosas figuras y tablas, es de SEISCIENTAS PESETAS (OCHO DOLARES USA para el extranjero). No obstante, como siempre, a los Miembros de la ATEP se les concede un sensible descuento; por lo que podrán adquirir cuantos ejemplares necesiten al precio especial de CUATROCIENTAS PESETAS cada uno (CINCO DOLARES USA para el extranjero).

Los pedidos deben dirigirse a esta Asociación Técnica Española del Pretensado (ATEP), Apartado 19.002, 28080 Madrid.

Debe tenerse en cuenta que, de conformidad con las normas al efecto establecidas, solo podrán ser atendidas aquellas peticiones que vengan acompañadas, bien de cheque extendido a nombre de la Asociación por el importe total del pedido formulado, o bien por copia de la correspondiente orden de transferencia efectuada a la cuenta que la ATEP tiene abierta, con el nº 1560/271, en la Sucursal de Potosí, calle Bolivia, 11, 28016 Madrid, del Banco Español de Crédito.

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

Ejemplos de aplicación de la extensometría a ensayos de control de estructuras singulares

Luis Mª Ortega Basagoiti
Ingeniero de Caminos
José C. Valenciano Velázquez
Ingeniero Técnico Industrial
José Mª Conde-Salazar Gómez
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
Manuel A. Floriano Abril
Ingeniero Técnico de Telecomunicación
Geotecnia y Cimientos, S.A. (GEOCISA)

1. INTRODUCCION

La medida de deformaciones mediante bandas extensométricas de resistencia es una técnica sobradamente conocida y aplicada en numerosos casos, que proporciona una herramenta útil para los ensayos y controles de estructuras de todo tipo, especialmente las construidas con materiales metálicos, sobre todo en las ocasiones en las que la complicación y/o importancia de la estructura hace necesaria una comprobación fiable de los esfuerzos que se producen en ella.

Se presentan en este artículo cuatro ejemplos de estructuras, muy diferentes entre sí, en los que la aplicación de esta técnica, con finalidades completamente distintas según los casos, ha resultado de gran utilidad.

2. CENTRAL TERMICA DE ESCATRON

Las obras que está llevando a cabo ENDESA en la Central Térmica de Escatrón, proporcionaron dos oportunidades de aplicar técnicas de extensometría a sendos ensayos.

El primero de ellos fue motivado por la necesidad de controlar el correcto desarrollo del proceso de corte de un pilar de hormigón armado de la estructura existente en la citada central y la correspondiente transmisión previa de la carga a una estructura auxiliar preparada con este motivo.

La remodelación prevista en la Central contemplaba la supresión de un pilar de 50 x 50 cm. Para poder llevar a cabo la operación se había previsto transmitir la carga soportada por éste, a través de un perfil, a la zapata de otro pilar próximo, de 110 x 80 cm (Fig. 1). Una vez colocado este perfil en su posición, debía ser puesto en carga con un dispositivo que permitiera irlo comprimiendo de forma progresiva y, correspondientemente, ir descargando el pilar.

Fig. 1.

De acuerdo con el estudio previo realizado, el proceso debía continuarse hasta alcanzar un esfuerzo axil, en el perfil, de 30 toneladas, con lo que el pilar quedaría prácticamente descargado.

Se pretendía establecer un control de la carga inducida en el perfil, para evitar tanto los problemas inherentes a un corte sin haber descargado el pilar por completo, como los que se derivarían de un exceso de carga, sometiendo a la estructura a esfuerzos, para los que no estaba prevista, inducidos por una carga ascendente. Para ello se instrumentó el perfil con bandas extensométricas en la sección central, tanto en el

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

alma como en las alas. La carga se fue suministrando por escalones, comprobando después de cada escalón cuáles eran las tensiones realmente inducidas en el perfil. Alcanzado el final del proceso, se mantuvo la carga, realizándose una nueva lectura al cabo de 30 minutos, tiempo en el cual no se detectaron variaciones apreciables de las deformaciones, con lo que se dió por concluido el control. Las lecturas tomadas confirmaron la inexistencia de flexiones en el perfil, resultando las lecturas de las cuatro bandas dispuestas, prácticamente idénticas.

La segunda aplicación corresponde al ensayo hidráulico de la vasija del combustor de la antedicha Central Térmica de Escatrón (Zaragoza) (Fig. 2), que se realizó en el mes de noviembre de 1989, con el fin de cumplir con el Reglamento de Aparatos a Presión y la Instrucción Térmica Complementaria relativa a centrales térmicas. El objeto del ensayo era evaluar el comportamiento de la vasija llena de agua, a una presión de 25 Kg/cm^2.

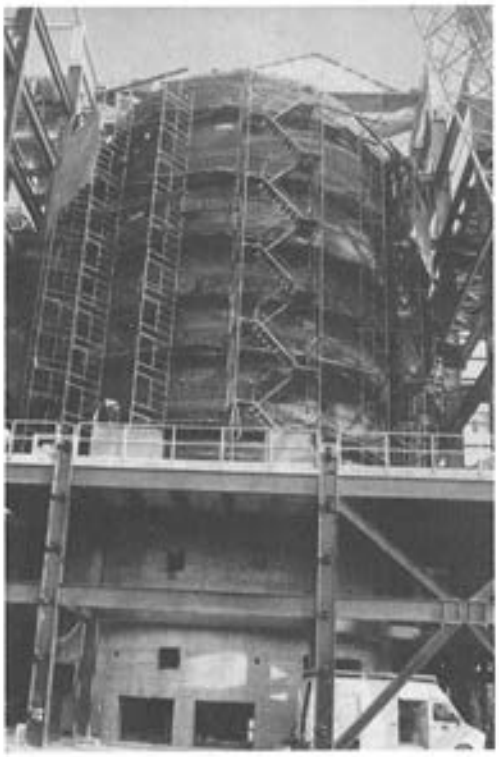


Fig. 2.

El análisis previo de la vasija del combustor incluyó la utilización de dos modelos teóricos para evaluar las tensiones máximas que podían producirse en los entronques de las tubuladuras con la pared de la vasija. Dadas las fuertes discrepancias existentes entre los resultados de ambos, ENDESA decidió realizar un control experimental de las tensiones realmente originadas durante la prueba; puesto que de cumplirse las predicciones de uno de los modelos teóricos, podrían alcanzarse tensiones tan fuertes que incluso exigieran la revisión del diseño.

La vasija del combustor fue instrumentada con 30 rosetas tridireccionales a 45º, con objeto de detectar las tensiones principales y su dirección en determinadas tubuladuras (Fig. 3). Igualmente, se colocaron 9 bandas extensométricas unidireccionales, con el fin de medir deformaciones unitarias, en lugares en los que las direcciones de las tensiones principales eran conocidas.

Fig. 3.

Una vez instrumentada la vasija se procedió a su cierre por la parte superior y al posterior llenado. La presión ejercida era medida por un captador de presión situado en el circuito de entrada de agua.

Todos los sensores eran muestreados de forma continua mediante una Unidad de Adquisición de Datos controlada por un ordenador. El *software* elaborado a tal efecto permitía presentar en pantalla, de forma gráfica o numérica, los valores de cada punto de medida, detectando al mismo tiempo si cualquiera de ellos sobrepasaba los límites individuales de alarma previamente establecidos. Igualmente, se podía visualizar la evolución de cualquiera de los puntos de medida, bien observando las deformaciones unitarias o las tensiones principales y su dirección, durante el ensayo.

El seguimiento efectuado permitió constatar la presencia de fuertes tensiones en algunos puntos, si bien en modo alguno alcanzaban los niveles previstos inicialmente por uno de los modelos teóricos empleados.

3. COCHES DE DOS PISOS PARA FERROCARRIL

Durante los meses de agosto y noviembre de 1989, y a petición de Aplicaciones Técnicas Industriales (ATEINSA), se realizaron los ensayos extensométricos de los coches de dos pisos Tipos Be y BDxe, que eran los prototipos fabricados por la citada empresa, con licencia francesa, dentro del programa de suministro, para los ferrocarriles españoles, de coches de dos pisos para trenes de cercanías (Figs. 4 y 5).

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

Fig. 4.

Fig. 5.

El objeto de los ensayos era evaluar el comportamiento de las estructuras de ambos coches al someterles a una sobrecarga estática y a una compresión entre topes en el Tipo Be, y a una compresión longitudinal de 30 y 70 t, aplicadas en la parte superior e inferior, respectivamente, en el tipo BDxe.

La materialización de la sobrecarga estática se llevó a cabo mediante la distribución combinada de diversos elementos llenos de agua (contenedores de plástico de 1 m^3, bidones metálicos de 0,22 m^3, y piscinas de lona de 2 m^3), junto con chapas y lingotes de diverso peso (Fig. 6). La aplicación de la misma se realizó en varios escalones, precedidos por una precarga inicial para permitir la acomodación de la estructura y del propio sistema de medida.

Fig. 6.

Esta sobrecarga era equivalente a la diferencia entre la carga total de servicio prevista para la estructura (peso de los pasajeros y equipaje, más el peso del coche en orden de marcha, sin bogies) mayorada en un 30%, y el peso de la estructura sometida a ensayo.

Con objeto de aplicar la carga entre topes, se colocó la estructura resistente de los coches, en un banco de ensayos, compuesto por dos soportes situados en los extremos y unidos entre sí mediante barras de reacción (Figs. 7 y 8), y se dispusieron dos cilindros hidráulicos de 150 t, alimentados mediante una central de presión oleohidráulica de 0-800 Kg/cm^2. La presión ejercida era controlada de forma precisa mediante un captador de presión medido con un puente de extensometría.

Fig. 7.

Fig. 8.

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

La compresión entre topes era aplicada una vez alcanzados los distintos escalones de carga estática en el coche Tipo Be.

Para la medida de deformaciones unitarias en distintos elementos de la estructura, se utilizaron 136 bandas extensométricas en el coche Be y 27 en el BDxe; y para la medida de las flechas transversales y verticales se utilizaron seis transductores de tipo inductivo (L.V.D.T.) en el coche Be.

Igualmente, durante el ensayo del coche Be, se utilizaron 32 comparadores de reloj, para obtener las flechas a lo largo del eje longitudinal del coche y en las diagonales de las puertas y ventanas, así como para la medida del desplazamiento horizontal de la estructura.

La respuesta proporcionada, tanto por las bandas extensométricas como por los L.V.D.T., era registrada mediante un equipo de adquisición de datos controlado de forma remota por un ordenador. Las lecturas de los comparadores de reloj, al ser éstos de tipo mecánico, era introducida en el ordenador a través del teclado, pudiendo observarse la evolución de cada uno de los puntos de medida durante el ensayo, así como las deformaciones obtenidas mediante las lecturas de los puntos situados en la sección longitudinal.

Los resultados obtenidos confirmaron una concordancia satisfactoria con los valores esperados en los estudios desarrollados por el fabricante, al tiempo que permitieron detectar la existencia de tensiones superiores a las inicialmente previstas, en puntos singulares donde podían producirse fenómenos de concentración de tensiones, difíciles de evaluar teóricamente.

4. PALAU ST. JORDI

El diseño de la cubierta del Palacio de Deportes Sant Jordi está concebido pensando en aplicar el sistema Pantadome, que plantea un procedimiento especial de construcción caracterizado, básicamente, por el hecho de recurrir al ensamblaje del sistema en tierra, dividiendo la cúpula en diversas partes articuladas entre sí, y, posteriormente, elevar este conjunto, con ayuda de un sistema de torres telescópicas, para desapearlo finalmente una vez se alcanza su posición definitiva y es completada la estructura.

La cúpula está resuelta mediante una estructura en malla espacial de doble capa, cuya planta es un cuadrilátero curvilíneo, en el que se distinguen dos zonas claramente diferenciadas: una zona central, de unos 80 x 60 metros en planta, y la banda perimetral, que contornea a la anterior, de unos 25 metros de anchura.

El contorno externo de la banda periférica se apoya en un conjunto de pórticos perimetrales a través de articulaciones. Estos pórticos se apoyan a su vez, mediante rótulas, sobre una viga de hormigón armado que forma parte de la estructura del Palacio.

El esquema descrito presenta las siguientes particularidades en las fases de elevación, durante el proceso constructivo:

—La zona central se encuentra ya en su estado definitivo.

—El anillo perimetral queda dividido en módulos o gajos independientes entre sí.

—La unión de los mismos a la cúpula central está articulada, permitiendo, por tanto, el giro relativo entre gajos y zona central.

—Los pórticos, por su parte, están unidos a los gajos y a la estructura a través de las rótulas antes descritas.

En esta situación, tanto los pórticos como los gajos son, en realidad, elementos biarticulados (bielas) por lo que este conjunto constituye un mecanismo frente a movimientos verticales.

El proceso constructivo puede resumirse brevemente en las siguientes fases:

—Montaje de la cúpula central sobre apeos provisionales (Fig. 9).

Fig. 9.

—Retirada de los apeos provisionales situados en la zona interior de esta cúpula central.

—Colocación de los gajos (Fig. 10).

Fig. 10.

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

—Colocación de las torres soporte en el contorno de la cúpula central.

Las torres empujan, en un movimiento ascendente, a la cúpula central; ésta, a su vez, arrastra en su movimiento a los gajos, que van sufriendo una traslación y un giro, mientras, por su parte, los pórticos perimetrales se limitan a girar alrededor de las rótulas que los unen a la estructura de hormigón (Fig. 11).

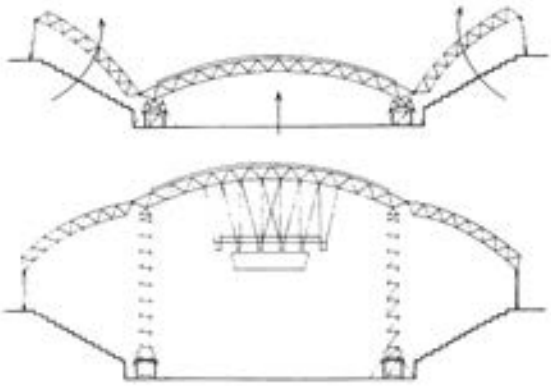


Fig. 11.

El apoyo de la estructura sobre las torres de elevación se efectúa a través de un balancín intermedio en forma de tetraedro, situado de forma que dos de sus aristas quedan en posición horizontal. La inferior se articula sobre el marco rígido de reparto encargado de trasmitir las cargas a la torre, mientras la superior presenta dos asientos en casquete esférico, sobre los que descansan los correspondientes nudos de la malla espacial.

La operación de izada debía venir presidida, en todo momento, por una garantía de seguridad, que unida a la necesidad de alcanzar una precisión considerable, justificaba el establecimiento de una serie de controles, además de los integrados en el propio sistema de elevación.

4.1. Controles efectuados

Estos controles externos al sistema de elevación cubrieron una triple vertiente, realizándose controles geométricos, tensionales y ambientales, que llevó a cabo el Laboratorio GEOCISA, disponiendo una caseta de centralización y automatización de medidas en la esquina noreste de la pista.

Los controles geométricos debían ser, al mismo tiempo, una comprobación y un complemento de los integrados en el sistema de elevación. Por otra parte, aunque dado su carácter de comprobación podía admitirse que este control fuera discontinuo, esa misma característica exigía que su precisión fuera igual, o incluso mayor, que la de los controles del sistema de elevación, de forma que pudiera corroborar o desmentir, de forma definitiva, cualquier duda que surgiera en el seguimiento general continuo.

Este control geométrico pretendía medir los movimientos horizontales y/o verticales de los siguientes puntos de la estructura:

—Movimientos horizontales y verticales de doce nudos de la capa inferior de la malla.

—Movimientos horizontales y verticales de doce puntos correspondientes a las cabezas de las doce torres de elevación (materializados en el punto medio de la arista superior del tetraedro-balancín de apoyo).

—Movimientos horizontales de las cabezas de doce pórticos perimetrales, en la dirección perpendicular a su plano y en la paralela a éste.

Los movimientos de los nudos de la malla y de las cabezas de las torres de elevación, se controlaron mediante bisección angular, utilizando un teodolito informático THEOMAT WILD T-2000 estacionado sobre hitos de centrado forzoso cuya ubicación se había estudiado previamente teniendo en cuenta las posibles "sombras" que se pudieran ir produciendo al irse elevando la estructura. Las lecturas correspondientes a cada observación se almacenaban automáticamente en la unidad de registro externo WILD GRE-3, de 32 Kb de memoria.

Por lo que hace referencia a los movimientos horizontales de los pórticos perimetrales, los valores previstos en una y otra dirección (contenida en, y perpendicular al plano del pórtico, respectivamente) eran muy diferentes, ya que los primeros correspondían a la deformación del pórtico por flexión en su plano (con máximos esperables del orden de milímetros), mientras los segundos obedecían a los movimientos como mecanismo y que en el caso de los pórticos suponían valores del orden de metros.

Por ello, los corrimientos perpendiculares al plano del pórtico se controlaron, de una manera indirecta, a través de la medida de la inclinación del mismo, empleando servoacelerómetros colocados sobre bases unidas a los soportes; mientras los movimientos en el propio plano del pórtico fueron controlados a través de la medida del movimiento relativo entre la cabeza del pórtico y el eje de giro de su base, según el esquema que se indica en la Figura 12.

En realidad, el conjunto cúpula central/gajos perimetrales/pórticos-soporte, constituye, como ya se comentó, un mecanismo frente a los movimientos verticales, por lo que la variación de tensiones en las distintas barras de la cúpula durante el proceso de izada debía ser mínima. Además de los efectos ambientales (viento y efectos térmicos), únicamente la variación de la posición del centro de gravedad de los gajos durante la izada, podía originar que las reaccio-

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

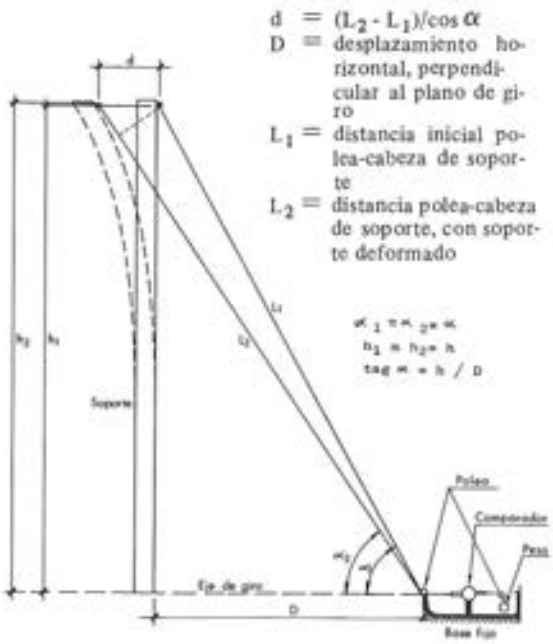


Fig. 12.

nes transmitidas por éstos (debidas a su propio peso) sobre la cúpula central, sufrieran ligeras modificaciones, con el consiguiente cambio de las tensiones inducidas en las barras de la malla.

Su control debía permitir comprobar esta ausencia de variaciones durante la izada, a la vez que daba la oportunidad de realizar una comprobación experimental, semejante a la de una prueba de carga, a través de la medida de las deformaciones inducidas en los dos procesos en los que cambiaba la forma de trabajo de la estructura frente a su propio peso: la retirada de los apeos centrales de la cúpula interna y la retirada final de las torres de elevación.

Por ello, el control tensional de estas barras, así como el topográfico de los nudos de la cúpula central, se inició bastante antes de la elevación propiamente dicha, en el momento en que fueron retirados los apeos provisionales de la zona central de la misma.

La medida de la variación de tensiones inducidas en dieciseis barras de la malla espacial y en soportes de los pórticos perimetrales, se llevó a cabo instrumentando con 3 bandas extensométricas cada elemento. Las bandas se dispusieron en una misma sección transversal, a 120º.

El mismo tipo de medida se aplicó sobre las barras superiores del tetraedro-balancín de apoyo de la cúpula sobre las torres de elevación, si bien, en este caso, no se pretendía un control del nivel tensional en dicha barra, sino poder disponer de un sistema de comprobación del control de reacciones de gatos proporcionado por los manómetros del sistema hidráulico de elevación. El tetraedro se constituía así en una célula de carga que permitía una medida indirecta de las fuerzas aplicadas sobre cada torre.

Dada la duración considerable del proceso a lo largo del cual se realizarían los controles, se preveía que pudieran existir variaciones importantes en las lecturas, debidas a efectos térmicos o viento. La influencia de las condiciones ambientales podía manifestarse en dos formas distintas: por un lado, a través de un influjo directo en los propios sistemas de medida (transductores, equipos electrónicos de medida y sistema de adquisición de datos); por otro, en la medida en que indujesen deformaciones y movimientos en la estructura que, naturalmente, serían detectadas por los sistemas de control.

Con el fin de mantener bajo control, al menos cualitativamente, la influencia de las posibles variaciones de deformaciones unitarias que se produjesen por efecto térmico en las barras instrumentadas, se dispuso un sensor de estado sólido en cada uno de los elementos instrumentados con bandas extensométricas.

Además, se instalaron cuatro sensores más para medir en todo momento la temperatura ambiente; dos en el paseo perimetral que contornea a los pórticos de apoyo de la cubierta, y otros dos en la zona interior (gradas y pista).

Por último, se hacía necesario un control de la situación del viento puesto que, entre otras razones, el Pliego de Condiciones preveía la suspensión de las operaciones de izada, con vientos superiores a 40 km/h. Por ello, se instaló un anemómetro, con un doble indicador analógico, en el que podían detectarse vientos de hasta 35 m/s, con apreciación de 0,5 m/s en la velocidad, y de 10 en 10 grados en dirección.

4.2. Sistema de adquisición y proceso de datos

Para la adquisición y proceso de datos de todos los controles anteriores, se dispuso un sistema organizado sobre la base de los equipos que GEOCISA posee y emplea habitualmente para ensayos de estructuras.

Las bandas extensométricas quedaban conectadas, a través de cajas de conexión, a un Data Logger (Data Acquisition Control Unit) Hewlett Packard HP 3497A, con unidad de extensión para aumentar la capacidad original de 50 canales del equipo. Las bandas se conectaban, en cuarto de puente, a tres hilos, con el fin de compensar, tanto la resistencia inherente al tendido de los cables como sus variaciones debidas principalmente a cambios de resistividad originados por efecto térmico. El Data Logger estaba gobernado directamente por un ordenador HP-310.

Los controles de movimientos de pórticos mediante clinómetros y medidores de desplazamiento, se realizaron de forma convencional, ya que no era necesaria su medida en continuo y su conexión al sistema de adquisición de datos

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

hubiera implicado la necesidad de tendidos de cables de considerable longitud, al estar distribuidos los puntos de medida en toda la periferia de la cubierta. Sus lecturas eran realizadas manualmente e introducidas por teclado al ordenador, para integrarlas en el proceso general de datos.

Las observaciones realizadas con el teodolito eran volcadas al ordenador HP-310 desde la unidad de almacenamiento GRE-3 antes citada, vía interface RS-232.

Los sensores de temperatura, por su parte, iban conectados a una unidad de acondicionamiento y multiplexado que permitía su lectura, en modo manual, mediante su propio indicador digital, o la lectura automatizada, mediante ordenador.

Se desarrolló un *software* especial a base de diferentes módulos, tanto para la adquisición de datos como para el tratamiento y grabación de los mismos, y presentación de resultados en forma de gráficos y/o listados, pudiendo obtenerse éstos últimos a través de pantalla y/o de impresora o *plotter*, respectivamente.

Unicamente las observaciones topográficas implicaban un proceso interactivo de cálculo, a través del cual el operador, mediante la eliminación de las observaciones menos fiables, obtenía las coordenadas XYZ de cada uno de los puntos observados. Para las restantes medidas, el *software* preparado se limitaba à transformar las lecturas de magnitudes eléctricas, en las correspondientes magnitudes ingenieriles (reacciones, tensiones, desplazamientos, temperaturas), a través de las constantes de calibración de los aparatos.

4.3. Presentación de resultados

En este aspecto, sí fue necesario, en cambio, realizar un importante esfuerzo en cuanto a desarrollo de un *software* específico que permitiese un amplio abanico de posibilidades para la presentación de resultados. Dado el importante número de puntos observados, resultaba evidentemente imprescindible que, además de poder contar con los valores numéricos a través de listados, se desarrollasen distintos formatos gráficos de presentación de datos, que permitiesen la visualización rápida de los mismos, la detección de posibles anomalías y la toma de decisiones por parte del equipo encargado de la operación de izada.

Las Figuras 13 a 17 presentan diversos ejemplos de los tipos de presentación gráfica adoptados para los diferentes parámetros controlados.

En la figura 13 se recoge un tipo de gráfico que indicaba la evolución de la reacción en una torre de elevación, desde el comienzo del proceso hasta el instante de la obtención del gráfico. El incremento entre las lecturas 3 y 4 corresponde a la entrada en carga de las torres, al comienzo del proceso de elevación, mientras posteriormente se mantuvo sensiblemente constante, con un ligero incremento entre las fases 6 y 7 al quedar suspendido de la cubierta el Cat-Walk, estructura de pasarela de 60 x 22 m en planta y unas 83

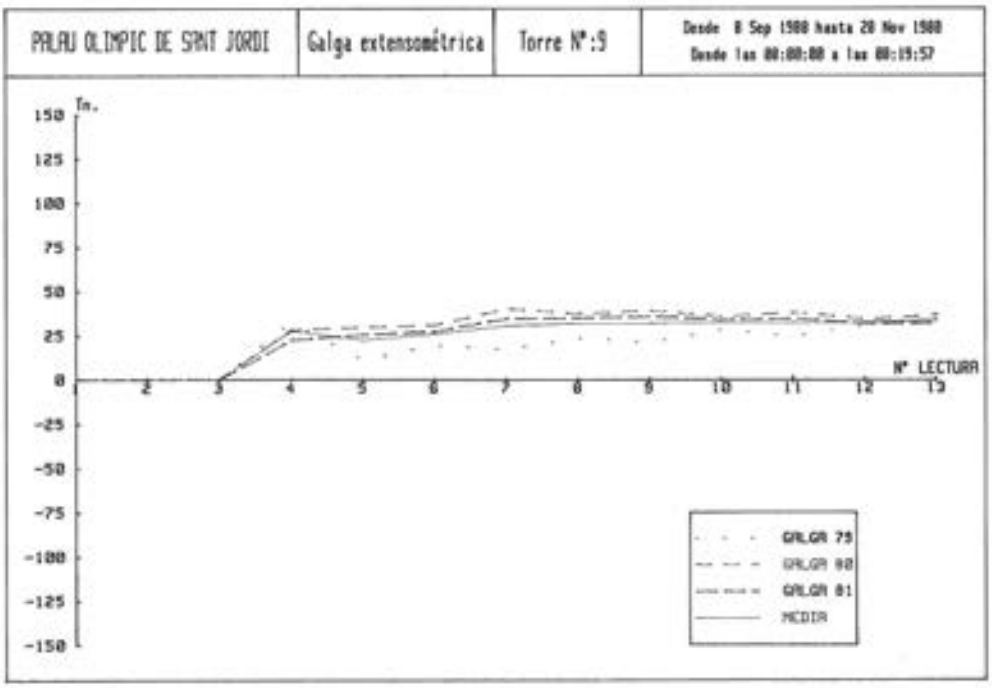


Fig. 13.

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

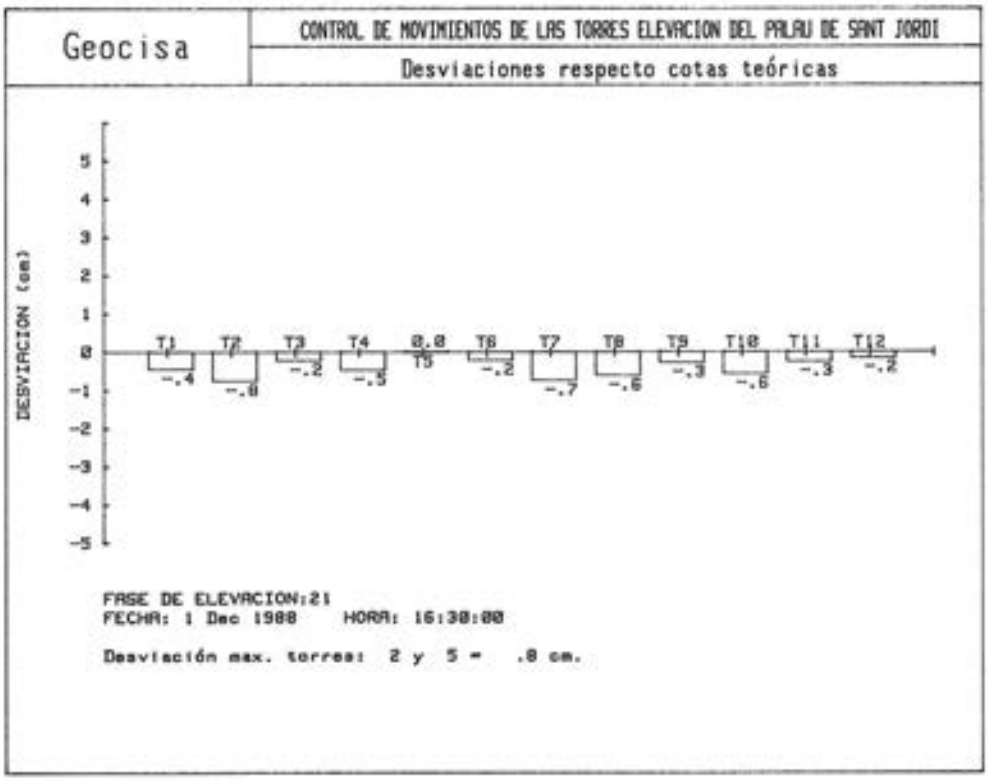


Fig. 14.

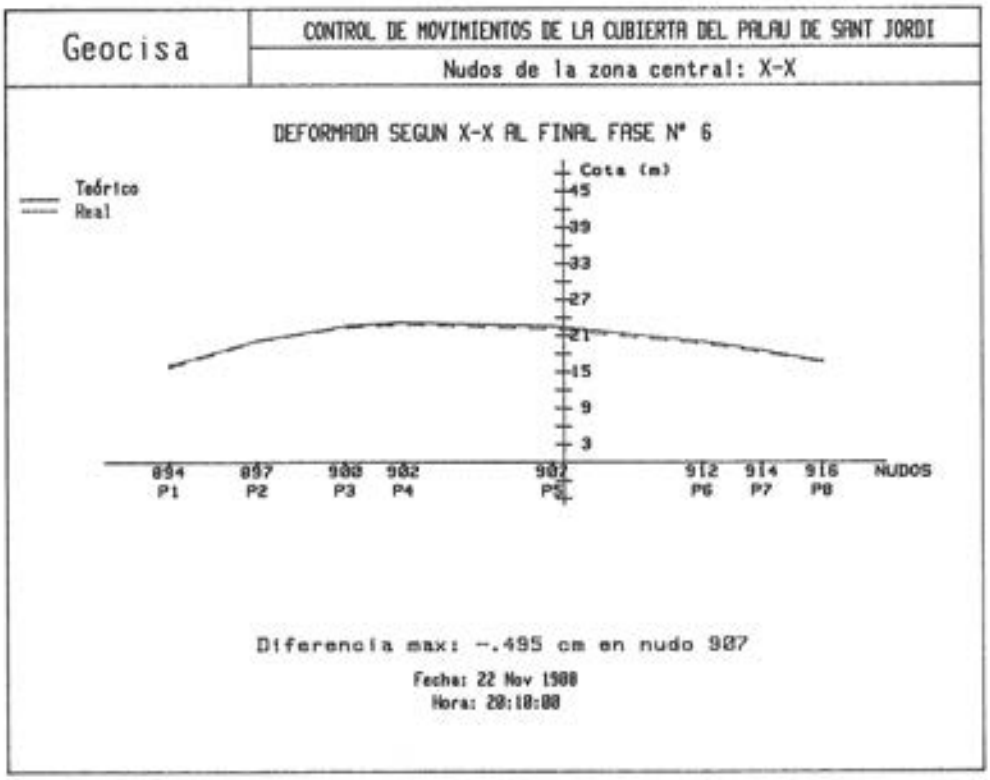


Fig. 15.

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

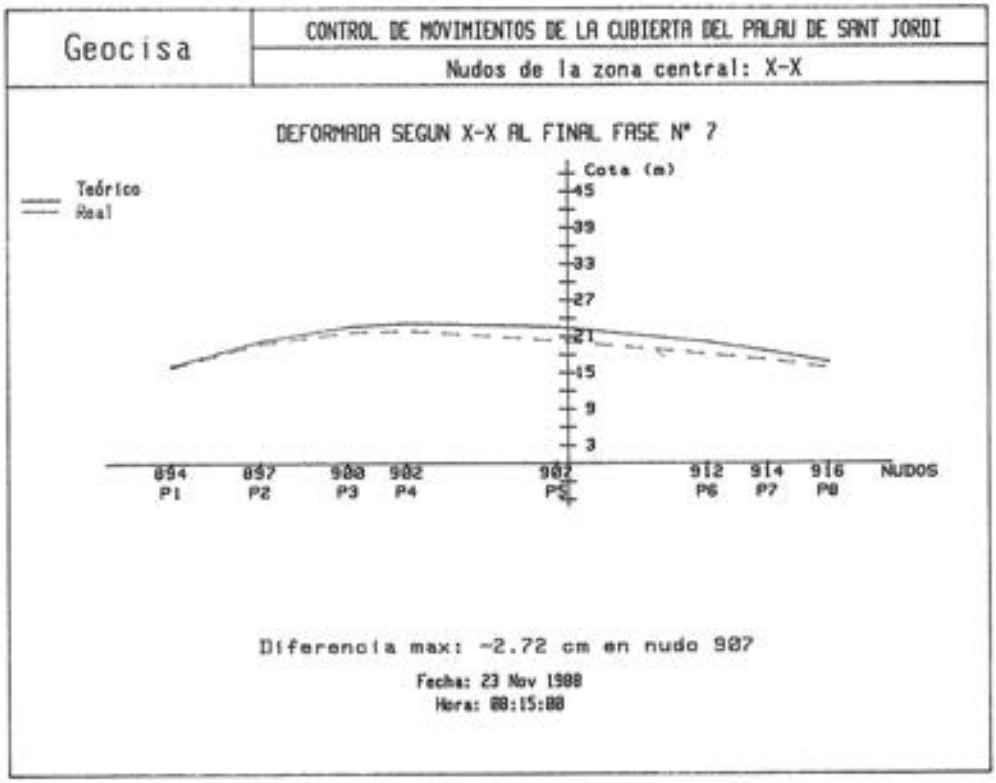


Fig. 16.

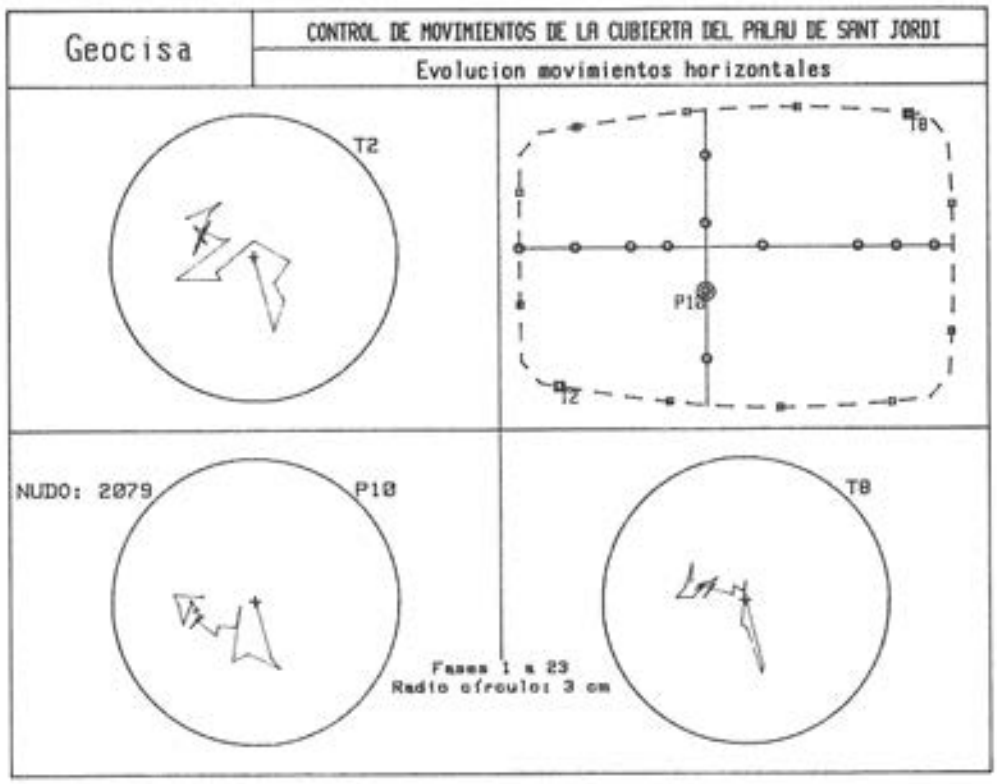


Fig. 17.

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

toneladas de peso, que inicialmente se apoyaba en el suelo y quedaba colgada mediante cables de la cúpula al ascender ésta, para elevarse junto con ella hasta su posición definitiva.

Dado que una de las limitaciones que había que respetar durante la izada era la de máxima elevación diferencial entre dos torres, otro de los gráficos obtenidos era el de las desviaciones de las cotas medidas por topografía, para cada torre, respecto a las teóricas, recogidas mediante un diagrama de barras (Fig. 14) donde además se proporcionaba el valor de la máxima elevación diferencial entre dos torres, indicando entre cuáles se había producido.

Los gráficos de las Figuras 15 y 16 muestran la comparación entre las cotas teóricas y las reales alcanzadas en los puntos de la cúpula situados en el eje X-X, para las fases de elevación 6 y 7. En ellos, el eje de ordenadas representa la cota real sobre el suelo de los puntos observados, en metros, habiéndose ampliado notablemente la escala de las diferencias entre cotas teóricas y reales, para evitar la absoluta coincidencia de las dos curvas. El valor de la máxima diferencia alcanzada se recoge expresamente en el gráfico, pudiéndose observar un incremento al pasar de los —0,495 cm en la fase 6 a los —2,72 cm en la fase 7. En realidad, esta diferencia corresponde a la flecha producida en la cúpula al suspenderse de ella el Cat-Walk, ya que los valores de cotas teóricos que previamente habían sido introducidos en el ordenador no tenían en cuenta la flecha originada por esta carga.

La evolución de los movimientos en planta de los puntos controlados mediante observación topográfica, permitía comprobar que sus valores se mantenían dentro de límites admisibles. Para poder observar rápidamente esta evolución, el *software* desarrollado permitía obtener gráficos como el de la Figura 17. En él, la pantalla presenta un esquema del contorno de la cúpula, en el que se recoge la evolución de los movimientos en planta desde el origen, de tres puntos elegidos previamente por el operador. El gráfico de los vectores desplazamiento de cada uno de esos puntos, aparece rodeado de un círculo de radio 30 mm, que proporciona una visión rápida de la escala adoptada para la representación de los movimientos.

El control se dió por terminado con las medidas efectuadas después de la retirada de las torres de elevación.

RESUMEN

La medida de deformaciones mediante bandas extensométricas de resistencia es una técnica sobradamente conocida y aplicada en numerosos casos, que proporciona una herramienta útil para los ensayos y controles de estructuras de todo tipo, especialmente las construidas con materiales metálicos. Se presentan en esta comunicación cuatro ejemplos de ensayos, muy diferentes entre sí, en los que se ha aplicado esta técnica.

Los dos primeros casos corresponden a ensayos realizados en la Central Térmica de Escatrón: uno de ellos con motivo del corte de un pilar en una estructura de hormigón, y el otro en las pruebas de presión del combustor de la central.

El tercer ensayo corresponde a las pruebas efectuadas sobre el prototipo de un vagón de dos pisos para trenes de cercanías, y el último describe los distintos controles efectuados durante el desapeo y elevación de la cúpula del Palau St. Jordi, en Barcelona.

SUMMARY

Measuring strain by means of electrical resistance strain-gauges is a well-known technique, commonly applied in numerous cases of experimental stress analysis. It constitutes a useful tool in tests and controls of all types of structures, specially those made of steel. This paper presents four examples of tests of quite diverse nature, in which such a technique was used.

The first two cases are tests carried out at the Therman Power Plant of Escatrón: one of them corresponds to the control system established during the process of cutting a reinforced concrete column, and the other to the internal pressure tests performed on the plant vessel.

The third test concerns the experimental proofs made on the prototypes of two-floor cars for the spanish railways, and the last example describes the controls developed during the lifting process of the dome of St. Jordi Sport Hall in Barcelona.

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

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

(Continuación de Int. Portada)

FOMENTO DE 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 20/11/2025

asociación técnica
española del pretensado

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