hormigón

y ACERO

nº 161

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO.

DECLARADA DE UTILIDAD PUBLICA CON FECHA 4-3-77

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO (C.S.I.C.)

APARTADO 19.002. COSTILLARES. CHAMARTIN.

28080 MADRID

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° de la Habana, 14. 28036 Madrid.
AGROMAN EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.— Raimundo Fernández Villaverde, 43. 28003 Madrid.
AGRUPACION DE FABRICANTES DE CEMENTO DE ESPAÑA "OFICEMENT".— Velázquez, 23. 28001 Madrid.
ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).— Orense, 10. 28020 Madrid.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.— Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.
AZMA, S.A.— P° de la Habana, 16. 28036 Madrid.
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 Vicenç 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 TECNICOS DE OBRAS PUBLICAS.— Miguel Angel, 16. 28010 Madrid.
COLEGIO NACIONAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS DE MADRID.— Almagro, 42. 28010 Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.— Santa Eugenia, 19. 17005 Gerona.
COL. LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA.— Plaça Nova, 5. 08002 Barcelona.
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.— Federico Salmón, 13. 28016 Madrid.
CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.— Ayala, 42. 28001 Madrid.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.— Avda. de América, 24. 28028 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.
ENAGA, S.A.— Hermanos Fernández Calvajal, 31. 28023 Pozuelo de Alarcón (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).
FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S.A. (FOCSA).— Avda. General Perón, 36. 28020 Madrid.
FREYSSINET, S.A.— General Perón, 24. 28020 Madrid.
GRACE, S.A.— Apartado 523. 08080 Barcelona.
HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, S.A.— Almogávares, 11 - 17. 08018 Barcelona.
HISPANO-ALEMANA DE CONSTRUCCIONES, S.A.— Capitán Haya, 51. 28020 Madrid.
HORMIGONES GERONA, S.A.— Lorenzana, 45. 17002 Gerona.
HORMIGONES PROYECTADOS, S.A.— Avda. Príncipe de Asturias, 63. 08012 Barcelona.

(Continúa en el int. de contraportada)

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

(Continuación de Int. Portada)

HUARTE Y CIA, S.A. Departamento Técnico.— Profesor Waksman, 14. 28036 Madrid.
IBERDUERO, S.A. Centro de Documentación.— Referencia 3001. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
IBERDUERO, S.A. Centro de Documentación.— 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.
INGENIERO JEFE DE LA SECCION DE PUENTES Y ESTRUCTURAS. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Dirección General de Carreteras.— P° de la Castellana, 67. 28071 Madrid.
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).
NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S.A.— Fábrica de Forjas de Buelna. 39400 Los Corrales de Buelna (Cantabria).
OBRAS Y CONSTRUCCIONES INDUSTRIALES, S.A. (OCISA).— Princesa, 3 - 7°. 28008 Madrid.
PACADAR, S.A.— Hermosilla, 57. 28001 Madrid.
PRENSOLAND, S.A.— Calle Industria, s/n. 08529 Sant Marti de Centelles (Barcelona).
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 ANONIMA ESPAÑOLA BBR (S.A.E. BBR).— Avda. General Perón, 36. 28020 Madrid.
SOCIEDAD ESPAÑOLA DE ESTUDIOS PARA LA COMUNICACION FIJA A TRAVES DEL ESTRECHO DE GIBRALTAR, S.A. (SEGECSA).— Estébanez Calderón, 3 - 1° A. 28020 Madrid.
TECNICAS DEL PRETENSADO, S.A. (TECPRESA).— Velázquez, 105. 28006 Madrid.
TREFILERIAS DEL NORTE, S.A.— Carretera de Zorroza a Castrejana, 150. Apartado 590. 48080 Bilbao.
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S.A. (TYCSA).— Monturiol, 5. 08210 Santa María de Barbará (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.

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

hormigón y acero

n.º 161

4.º trimestre 1986

CUOTAS ANUALES

CATEGORIAS	ESPAÑA	EXTRANJERO
Miembros "Personales" (personas naturales)	4.500,– ptas.	40,– dólares
Miembros "Colectivos" (personas jurídicas)	7.000,– ptas.	100,– dólares
Miembros "Protectores" (personas naturales o jurídicas que deseen prestar una ayuda económica especial a la A.T.E.P.)	12.000,– 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 - COSTILLARES - CHAMARTIN - 28080 MADRID

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

Comité de Redacción
de la Revista
Hormigón y Acero

ARENAS, Juan José
BARREDO, Carlos
CUVILLO, Ramón del
CHUECA, Rafael
ELICES, Manuel
FERNANDEZ DE VILLALTA, Manuel
FISAC, Miguel
GONZALEZ VALLE, Enrique
JODAR, Juan
JULIA, Manuel
LLOMBART, José Antonio
MANTEROLA, Javier
MARIA TOME, Javier
MURCIA, Juan
PIÑEIRO, Rafael
POZO VINDEL, Florencio J. del
ROMERO, Rafael
SANCHEZ CASTRO, Carlos
SANCHEZ GALVEZ, Vicente
SIEGRIST, Carlos

hormigón y acero

N. 161

índice

Pág.

457-0-109 **Condiciones ambientales de contorno en el estado térmico de tableros de puente .** 9
L'environnement comme conditions aux limites dans l'état thermique des tabliers de pont.
Environmental boundary conditions on the thermal state of the bridge decks.
P. Serrano y J. Cruces.

457-0-110 **Simulación del comportamiento térmico de tableros de puente** 21
Simulation du comportement thermique des tabliers de pont.
Simulation of the thermal behaviour of bridge decks.
P. Serrano y J. Cruces.

457-0-111 **Límites de esbeltez de soportes esbeltos de hormigón armado** 35
Limites d'élancement pour poteaux élancés en béton armé.
Slenderness bounds for slender reinforced concrete columns.
H. Corres; B. Alsaadi y F.J. León.

457-0-112 **Estudio de la capacidad resistente de secciones de hormigón armado en flexión simple con armadura de compresión no necesaria pero existente** 53
Etude de la capacité résistante des sections en béton armé en flexion simple avec armature de compression no nécessaire mais existante.
An study of the strength capacity of the reinforced concrete sections subjected to simple bending with compressive reinforcement no necessary but existent.
J. Fernández Gómez y F. Rodríguez López.

457-2-31 **Propuesta de un método aproximado para el cálculo de pórticos traslacionales de hormigón armado** 65
Proposition d'une méthode approximative pour le calcul des portiques traslationaux en béton armé.
Proposal of an approximative method for the design of reinforced concrete umbraced portal frames.
J.P. Gutiérrez y A. Recuero.

457-8-109 **Comentarios al cálculo de tubos de hormigón armado con camisa de chapa** 85
Commentaires au calcul des tuyaux en béton armé avec chemise de tôle.
Commentaries to the design of reinforced concrete pipes with steel cylinder.
F.J. Galán.

457-8-110 **Reflexiones sobre ensayos de fluencia en probetas de hormigón** 95
Réflexions sur les essais de fluage sur éprouvettes de béton.
Considerations on the creep tests of concrete specimens.
A. Aguado; A. Alcayde; J.M. Velasco, y A. Vives.

591-2-192 **Puente Fernando Reig sobre el río Barxell, en Alcoy** 119
Le pont "Fernando Reig" sur la rivière Barxell, à la ville d'Alcoy.
The "Fernando Reig" bridge over the Barxell river at Alcoy city.
J.A. Fernández Ordoñez; J. Martínez Calzón; F. Millanes; A. Ortiz y J. Marco.

* * *

Fe de erratas

En el Indice del n° 160 de "Hormigón y Acero" (página 3), se ha cometido un error que debe ser subsanado.

La referencia de los artículos 457-0-105 y 457-0-106, debe quedar como a continuación se indica:

457-0-105 **Límites de esbeltez para soportes de hormigón armado: 1. Límite de esbeltez inferior** 31
Limites d'élancement pour poteaux en béton armé: 1. Limite d'élancement inferieur.
Slenderness bounds for reinforced concrete columns: 1. Lower slenderness bound.
O. Río y F. Morán.

457-0-106 **Dimensionamiento en teoría de segundo orden de soportes esbeltos, de sección constante, de hormigón armado, en flexo-compresión esviada** 39
Dimensionnement en deuxième ordre, de poteaux élancés en béton armé, soumis à flexion bi-axiale.
Second-order theory design of slender reinforced concrete columns in biaxial bending an compression.
A. Aires y F. Morán.

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

ALBISA, S.A.—Algeciras (Cádiz).
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION.—Barcelona.
CASTRO HERMANOS, S.L.—Mislata (Valencia).
CENTRO DE ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS, S.A.— Oviedo.
CIISA "CONSULTING E INGENIERIA INT. S.A.".— La Coruña.
COLEGIO NACIONAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Andalucía Oriental.—Málaga.
COLEGIO NACIONAL 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 CANARIAS. Departamento de Laboratorios.— Santa Cruz de Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE MADRID. Biblioteca.—Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.—Bilbao.
COMERCIAL Y COLOCADORA DE TEXSA, S.A.— Barcelona.
CONFEDERACION HIDROGRAFICA DEL GUADALQUIVIR. Biblioteca.—Sevilla.
CONTROLEX.—Alicante.
CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.—Barcelona.
DIRECCION DE CARRETERAS Y TRANSPORTE. Diputación Foral de Guipúzcoa. San Sebastián.
DITECO, S.L.—Valencia.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Barcelona.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.— Madrid.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Sevilla.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS AGRONOMOS. Biblioteca.—Córdoba.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES. Departamento de Teoría de Estructuras. Universidad de Zaragoza.—Zaragoza.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA INDUSTRIAL.—Córdoba.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA MINERA. Biblioteca.— León.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA OBRAS PUBLICAS.— Burgos.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA DE ALMADEN.—Almadén (Ciudad Real).
ESTEBAN ORBEGOZO, S.A.—Zumárraga (Guipúzcoa).
EUROESTUDIOS, S.A.—Madrid.
EXCELENTISIMO AYUNTAMIENTO DE GRANADA. Area de Obras Públicas e Infraestructura.— Granada.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.—Madrid.

FERROVIAL, S.A.– Madrid.
FORJADOS DOL.– Esquivias (Toledo).
FUNDACION DE LOS FERROCARRILES ESPAÑOLES.– Madrid.
GIJON E HIJOS, S.A.–Motril (Granada).
HORMADISA, S.L.–Puentecesures-Cordeiro (Pontevedra).
HORMIGONES GERONA, S.A.–Gerona.
INBADELCA, S.A.–Baracaldo (Vizcaya).
INDUSTRIAS VEYGA, S.A.–Tarrasa (Barcelona).
INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIO DE CATALUNYA.–Barcelona.
INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO (IRYDA).–Madrid.
J. CASTRO MATELO, S.A.–Sigueiro (La Coruña).
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.–Consejería de Obras Públicas y Ordenación Territorial. Servicio Tecnología e Información.–Valladolid.
JUNTA DEL PUERTO DE VILLAGARCIA DE AROSA.– Villagarcia de Arosa (Pontevedra).
LA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION.–Santa Cruz de Tenerife.
LABORATORIO GEOCISA. Biblioteca.–Coslada (Madrid).
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.–Madrid.
LIBRERIA RUBIÑOS.–Madrid.
LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).–Castellón de la Plana.
MAHEMA, S.A.–Granollers (Barcelona).
MINISTERIO DE DEFENSA. DIRECCION DE INFRAESTRUCTURA DEL MANDO SUPERIOR DE APOYO LOGISTICO DEL EJERCITO.–Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO. SUBDIRECCION GENERAL DE EDIFICACION. Sección de Normativa.–Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO. SUBDIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS ECONOMICOS Y TECNOLOGIA.–Madrid.
POSTENSA, S.A.–Bilbao.
PREBETONG CANARIAS, S.A.–Santa Cruz de Tenerife.
PREFABRICADOS AGRICOLAS E INDUSTRIALES, S.A. (PRAINSA).–Zaragoza.
PREFABRICADOS ALAVESES, S.A. (PREASA).–Vitoria.
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.
REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S.A. (REISA).–Pinto (Madrid).
RUBIERA, S.A.–León.
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.–Barcelona.
SERVICIO TERRITORIAL DE CARRETERAS.–Gerona.
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.–Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA FERROVIAL.–Zamora.
SOCIEDAD ESPAÑOLA DE AUTOMOVILES DE TURISMO (SEAT). Biblioteca.–Barcelona.
SPANDECK CATALANA, S.A.–Barcelona.
SUMMA, S.A.–Manresa (Barcelona).
TECHOS ESPECIALES PREFABRICADOS, S.A. (TEPSA).–Tarrasa (Barcelona).
TEJERIAS "LA COVADONGA".–Muriedas de Camargo (Cantabria).
TERRATEST, S.A.– Madrid.
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPSA).–Madrid.
UNIVERSIDAD POLITECNICA. Hemeroteca.–Valencia.
VIGUETAS MUBEMI.–Torrente (Valencia).

EXTRANJERO

ASOCIACION DE FABRICANTES DE CEMENTO PORTLAND DEL URUGUAY.—Montevideo (Uruguay).
ASSOCIAÇAO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.—Sao Paulo (Brasil).
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 DE CHILE. Dirección de Bibliotecas.—Santiago de Chile (Chile).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU. Biblioteca Central.—Lima (Perú).
SARET P.P.B. Cadre Tecnique.—Le Pontet (France).
SCIENCE REFERENCE LIBRARY.—Londres (Inglaterra).
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.—Valparaiso (Chile).
UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA.—Facultad de Ingeniería.Biblioteca. Caracas (Venezuela).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO. Biblioteca.—Mayagüez (Puerto Rico).
UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA.—Biblioteca Central. Valparaiso (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.

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 - Teléfono 22 39 00 - HUESCA
Oficina y Fábrica: Ctra. de Lérida, s/n - Teléfono 40 07 80 - MONZON
Oficina y Fábrica: Ctra. de Huesca - Teléfono 39 00 41 - GRAÑEN

MADRID

Oficina Comercial: Orense, 10, 1.º - Teléfonos 455 05 35 - 6 - 7 - MADRID-10
Oficina y Fábrica: Ctra. Torrejón a Loeches, Km 4,200 - Teléfonos 675 04 50 - 4- 8 - TORREJON DE ARDOZ
Oficinas y Fábrica: Ctra. de Toledo, Km 7,300 - Teléfono 688 27 72 - LEGANES

ZARAGOZA

Oficina Comercial: P.º de la Constitución, 31 - Teléfonos 23 75 02 - 3 - ZARAGOZA-1

Condiciones ambientales de contorno en el estado térmico de tableros de puente

Pedro Serrano
Joaquín Cruces
Departamento de Ciencias Aplicadas a la Ingeniería.
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
Universidad de Cantabria.

1. INTRODUCCION

Históricamente, los ingenieros proyectistas se han guiado, para el diseño de los puentes, por la Instrucción oficial, que determina las acciones que hay que considerar en el cálculo estructural del puente. Esta Instrucción determina con gran precisión las cargas de tipo gravitacional que hay que tener en cuenta, pero sin embargo, apenas estudia las acciones de tipo térmico debidas a las condiciones ambientales, y las considera de modo global y uniforme para todos los posibles casos. Esta situación está motivada fundamentalmente por dos razones. Por una parte, los esfuerzos térmicos son de orden de magnitud inferior a los producidos por las cargas y, en general, no suelen afectar a la seguridad de la estructura, salvo casos muy especiales. En segundo lugar, el estado de conocimiento, hasta el presente, de este tipo de acciones no está lo bastante desarrollado y conocido como para establecer normas con indicaciones más concretas. A mejorar este último aspecto se orienta este trabajo.

El ingeniero proyectista desearía conocer, únicamente, cuáles son las condiciones térmicas posibles que determinan el estado tensional extremo, es decir, las condiciones térmicas "más desfavorables". La tarea previa del ingeniero investigador será, pues, estudiar el comportamiento general del tablero, estableciendo los estados térmicos que se producen, analizando las diferentes posibilidades, y definiendo los estados "más desfavorables" que deben tenerse en cuenta en la fase de diseño y proyecto.

Para ello, debe definir el problema, establecer la geometría del mismo, las condiciones de contorno y las ecuaciones que rigen el fenómeno físico y, por fin, proceder a su resolución mediante las técnicas adecuadas.

El presente estudio trata de definir un primer paso en el conocimiento del estado térmico de tableros de puente. Para ello, se determinan cuáles son las condiciones ambientales que influyen en dicho estado, y se cuantifican sus valores para la Península Ibérica. No obstante, sus resultados son fácilmente extrapolables a otra región geográfica, utilizando la misma metodología.

En un próximo artículo se desarrollará la influencia de las citadas condiciones ambientales en el estado térmico del tablero y su repercusión en tensiones y deformaciones.

2. ECUACION DE CONDUCCION DE CALOR

La ecuación general de conducción de calor en sólidos es:

$$\operatorname{div}\left(-\kappa \cdot \overrightarrow{\operatorname{grad}}\, t\right) - \dot{q} + \rho\, C \frac{\partial t}{\partial \tau} = 0 \qquad (1)$$

κ = tensor de conductividad térmica.
t = temperatura (K).
$\dot{q}$ = calor generado o absorbido por unidad de volumen (W/m^3).
ρ = densidad (kg/m^3).
C = calor específico (J/kg.K).
τ = tiempo (seg.).

Si se considera que los materiales que forman la estructura de un puente son homogéneos e isótropos, resultará la expresión (Isachenko):

$$\Delta t + \frac{\dot{q}}{k} = \frac{\rho\, C}{k} \frac{\partial t}{\partial \tau} \qquad (2)$$

Si bien el puente estará compuesto por diferentes materiales (hormigón, acero, pavimento bituminoso), se podrá aplicar la fórmula anterior a cada uno de ellos y luego imponer las condiciones de contorno para considerar el sólido conjunto como un solo cuerpo en el cual, cada parte, tiene sus propiedades particulares.

Para poder resolver esta ecuación diferencial, se deberán imponer las condiciones iniciales y las condiciones de contorno. Las condiciones iniciales pueden ser arbitrarias, pero se suele tomar siempre el caso de temperatura uniforme en el tablero. Las condiciones de contorno que se producen realmente en el medio ambiente, no tienen nada que ver con las condiciones de contorno típicas que se indican en la bibliografía clásica (condiciones de Dirichlet, de Neuman, o de Fourier) sino que son condiciones de absorción de radiación solar, (onda corta), condiciones de emisión de radiación (onda larga) al exterior y condiciones de transmisión de calor en el contorno por convección, más complicada que los casos clásicos.

La expresión 2 de la conducción de calor, se refiere a un estudio tridimensional del problema (Figura 1).

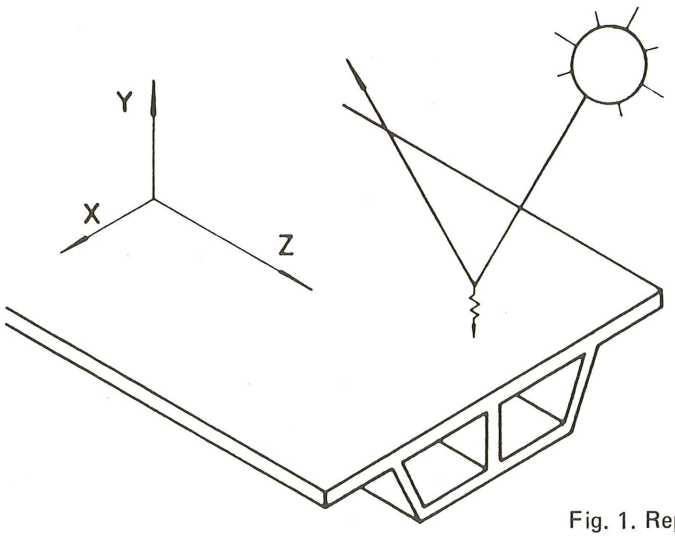


Fig. 1. Representación esquemática del problema.

Sin embargo, se puede considerar como buena la hipótesis de que, en el sentido longitudinal del tablero (eje Z), las condiciones en que éste se encuentra, son idénticas, y por tanto el campo de temperaturas será independiente de esta variable, y en consecuencia la ecuación (2) se podrá escribir de la forma bidimensional siguiente:

$$\left(\frac{\partial^2 t}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 t}{\partial y^2} \right) + \frac{\dot{q}}{k} = \frac{\rho C}{k} \cdot \frac{\partial t}{\partial \tau} \tag{3}$$

Debido a la dificultad de resolver la ecuación (3), es preciso suponer una serie de hipótesis simplificativas que permitan abordar su resolución. La primera es considerar el puente bastante tiempo después de su construcción, es decir, en servicio, con lo cual la única fuente de calor interna, que sería el calor de fraguado del cemento, se anula, y por tanto el término ($\dot{q}$/k) es cero.

Por tanto, efectuada esta simplificación, la ecuación (3) resulta de la forma:

$$\frac{\partial^2 t}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 t}{\partial y^2} = \frac{\rho C}{k} \frac{\partial t}{\partial \tau} \tag{4}$$

Aún se puede considerar otra hipótesis, ya que en los puentes se ha comprobado, teórica y experimentalmente, que el foco caliente es la zona superior sometida a la radiación solar, y por tanto el flujo de calor se producirá, desde esta zona, verticalmente hacia abajo, y prácticamente el flujo transversal de calor será nulo, y por tanto las temperaturas dependen solamente de la variable "y", pudiendo considerarse la ecuación de calor de forma unidimensional:

$$\frac{\partial^2 t}{\partial y^2} = \frac{\rho C}{k} \frac{\partial t}{\partial \tau} \tag{5}$$

Estas ecuaciones (4) (5) son imposibles de resolver analíticamente, sobre todo con las condiciones de contorno que se explican anteriormente; por tanto, su resolución se ha abordado de forma numérica, por medio de la técnica de diferencias finitas, en ambos casos de asequible implantación con medios computacionales.

2.1. Condiciones de contorno

Con el fin de poder ser utilizados en un programa de ordenador, será preciso obtener unas expresiones de las condiciones de contorno que cumplan las condiciones siguientes:

Deberá ajustarse a la realidad de los datos registrados y, además, deberá permitir un tratamiento cómodo en el ordenador, con la adecuada versatilidad a todos los casos posibles.

En el caso de tableros de puente, las condiciones de contorno vienen dadas por las condiciones ambientales, según se define en la figura 2.

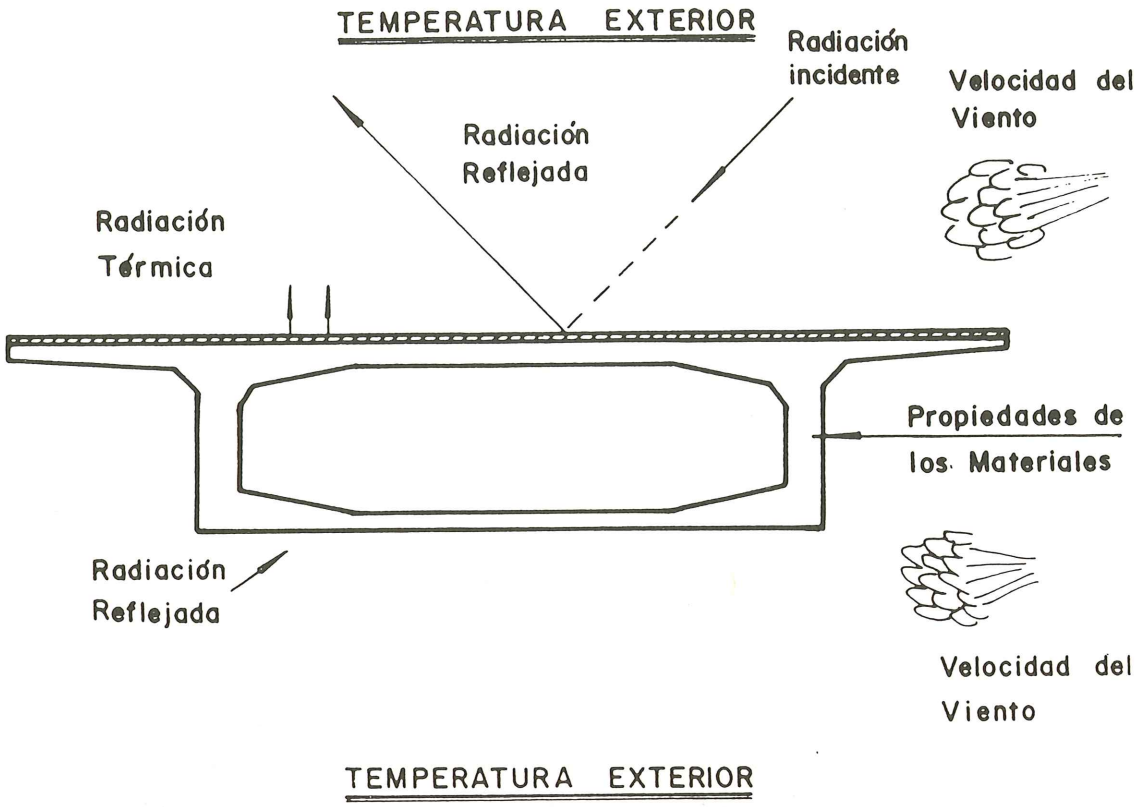


Fig. 2. Condiciones de contorno.

De los tres mecanismos de transmisión de calor existentes, el mecanismo de conducción se produce en el interior del cuerpo, en tanto que los dos sistemas restantes, radiación y convección, son mecanismos de transmisión de calor típicamente de contorno, respecto a un sólido.

La aplicación de la condición de contorno de radiación sobre tableros de puente se refiere al caso de la radiación solar incidente sobre el tablero, o a la emisión de radiación del tablero hacia el cielo en el caso de noches frías y despejadas. Se tratará de determinar el valor de la radiación solar incidente y su distribución temporal para su aplicación en cada caso particular.

En el caso de condición de contorno de convección, entran en juego la temperatura del borde del puente y la temperatura ambiente que exista en cada instante. Por tanto se considerarán los valores de las temperaturas ambientes, sus valores medios y extremos, sus oscilaciones y su distribución geográfica.

Los fenómenos meteorológicos que se consideran como condiciones de contorno en este artículo, radiación solar y temperatura ambiente, sufren diferentes ciclos con períodos de distinta duración. Los más significativos son los de período anual, en el cual se tiene en cuenta el ciclo estacional y el período diario que considera 24 horas de duración e incluye el ciclo día-noche.

Pueden considerarse otros de menos importancia, con períodos de valor intermedio.

La influencia del período de la onda térmica en el campo de temperaturas de un sólido semiinfinito, depende de la difusividad del material (Carslaw y Jaeger). Para el caso del

hormigón con un valor medio de la difusividad de $6{,}1.10^{-7}$ m^2/seg, la onda de período 24 horas afecta a un espesor aproximado de 0,40 m de hormigón, mientras que una onda anual afecta a un espesor próximo a 10 m.

En el caso de tableros de puente, las condiciones atmosféricas actúan sobre las dos caras de sus paredes de hormigón, por lo que con los espesores considerados habitualmente, en la mayoría de los casos inferiores a 0,80 m, se puede concluir, que la única onda térmica que se debe considerar, como condición de contorno en el estado térmico de un tablero, es la onda diaria referida a radiación y a temperatura. Las ondas de período superior suponen un campo relativamente uniforme en todo el tablero.

3. RADIACION SOLAR

Los valores de la radiación solar recibida por unidad de superficie sobre un tablero de puente es uno de los condicionantes para obtener su estado térmico.

Será preciso determinar la distribución temporal de la radiación solar, para obtener la evolución térmica del tablero a lo largo de un período de tiempo significativo, que deberá ser, al menos, de un día completo.

Una vez conocida la distribución de temperaturas en un tablero, y la variación de éstas con el tiempo, se deberán obtener los valores máximos posibles de radiación solar incidente, que determinarán las máximas temperaturas, y máximos gradientes de temperatura que dan lugar a las máximas tensiones térmicas.

Los dos casos, distribución temporal y valores máximos de la radiación solar, se pueden obtener a partir de los datos publicados por el Instituto Nacional de Meteorología.

3.1. Irradiación global diaria

Este es el parámetro de la radiación solar más útil para la investigación, y representa irradiación solar global o energía solar, como suma de la radiación directa, más la difusa, recibida sobre la unidad de superficie horizontal, durante un día. Las unidades generalmente utilizadas son watios.hora/m^2.

Con los valores de irradiación global diaria, se pueden estudiar sus valores medios mensuales y anuales, los valores máximos y mínimos, y cualquier otro dato, sin más que aplicar las técnicas estadísticas.

Existen datos numéricos en España desde el año 1957, en el que solamente había 2 estaciones. Hasta el año 1975 no hay datos continuos en ninguna estación. A partir de 1975 están publicados datos de 33 estaciones radiométricas, que cubren la geografía y que han permitido confeccionar los mapas de irradiación, ya que este dato de la irradiación global diaria es el representado en dichos mapas.

3.2. Irradiación global horaria

En las publicaciones del Servicio Meteorológico Nacional se incluyen datos de irradiación global horaria, desde el año 1974 hasta el año 1980, para los que existen datos de 11

estaciones radiométricas. Las unidades expresadas son watios.hora/m^2 o Julios/m^2 cada hora, es decir watios/m^2 o julios/hora.m^2.

De esta forma se pueden dibujar las curvas de irradiación solar a lo largo del día, para su posible aplicación, cuya integral deberá ser la Irradiación Global Diaria, y cuya forma o distribución se puede comparar con las diversas expresiones teóricas o empíricas de la distribución de la radiación solar existentes.

3.3. Distribución instantanea de la radiación solar

Este dato es el más importante, desde el punto de vista térmico, para estudiar el comportamiento térmico transitorio de un puente, ya que por la medida de los espesores de hormigón con que se trabaja, esta onda de radiación, de período un día, penetra en la totalidad del puente y define primordialmente su estado térmico, siendo además preciso establecer una ley continua de la radiación, con el fin de obtener su valor en cada instante de tiempo, y permitir un tratamiento numérico en computador.

Para el conocimiento de la distribución instantánea de la radiación solar, se pueden tomar los datos publicados correspondientes a la irradiación global horaria y representarlo en un diagrama "Irradiación horaria/tiempo" y estudiar esta gráfica.

En el tratamiento de estos valores, sobre todo desde el punto de vista analítico y numérico, se puede tratar de ajustar diversas curvas, de expresión matemática sencilla, que se aproximen a los escalones de los valores horarios.

Monteith tanteó una distribución de radiación de tipo senoidal a lo largo del día; sin embargo, este tipo de curva no se ajusta a los datos experimentales, por lo que se siguieron intentando otras curvas. Gloyne propone una expresión del tipo:

$$I_{(t)} = \frac{2S}{T} \operatorname{sen}^2 \frac{\pi t}{T} \qquad (6)$$

en la que:

$I_{(t)}$ = Intensidad de la radiación solar, en un plano horizontal, en el instante t (W/m^2) $0 < t < T$.
S = Intensidad global de radiación en el día ($W.h/m^2$).
T = Horas totales de sol en el día totalmente despejado.

Al tratar de obtener la correlación entre esta curva teórica y los registros reales, Mary Emerson encontró que los datos de irradiación obtenidos en Inglaterra, se ajustaban perfectamente a la expresión anterior, pero añadiendo una hora más al valor T del número de horas de sol.

Se ha tratado de ajustar una curva a los datos de radiación registrados en España y se han tanteado las dos curvas anteriores definidas por Gloyne y Emerson. El resultado se puede observar en la figura 3, correspondiente a los datos horarios de uno de los días más soleados registrados en España, el 5 de julio de 1978, en la estación de Badajoz, con un total de 8428 $W.h/m^2$. El ajuste es mejor, según se observa en la citada figura, para el caso de la expresión de Emerson, sobre todo en la hora punta del mediodía en que los valores de (6) son excesivamente altos.

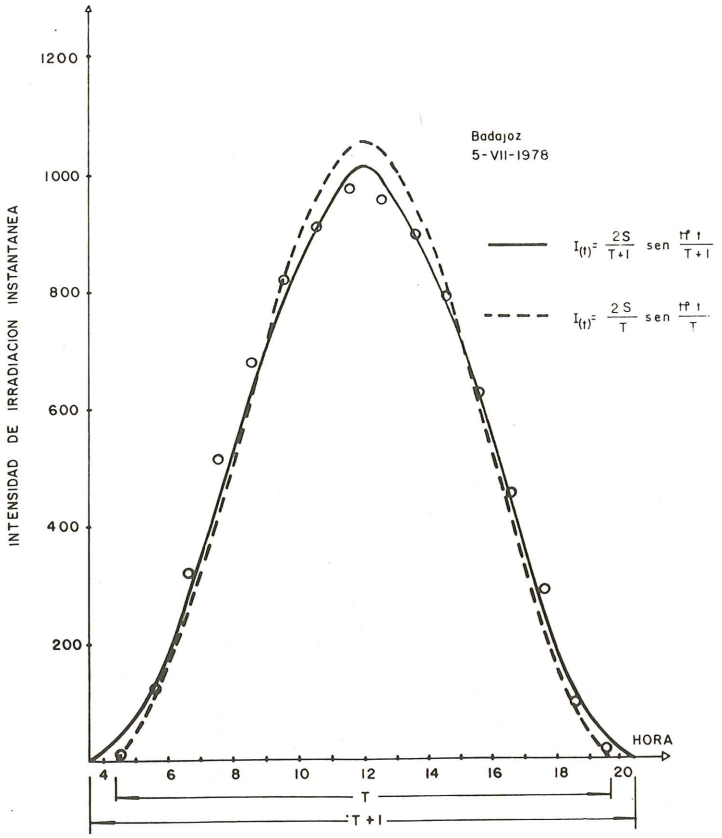


Fig. 3. Distribución de radiación instantánea.

Por tanto, para el caso de distribución de radiación solar instantánea en España, se ha considerado la expresión:

$$I_{(t)} = \frac{S}{T+1} \operatorname{sen}^2 \frac{\pi\, t}{T+1} \qquad (7)$$

en la cual las variables tienen el mismo significado que en (6).

3.4. Mapas de radiación

La realización de mapas de radiación solar, requiere disponer de series de datos suficientemente prolongados como para estar estabilizados y que correspondan a estaciones de una red radiométrica de distribución adecuada.

Hasta hace pocos años, la mayoría de los mapas de radiación trazados, lo habían sido, partiendo de otras variables meteorológicas, como temperatura, nubosidad, duración de insolación, altitud, o bien a través de fórmulas que permiten hacer una estimación del valor de irradiación global diaria.

En 1984, el Instituto Nacional de Meteorología publica el "Atlas de la Radiación Solar en España", con una serie de mapas muy cuidados, a escala 1:500.000, en que se consideran los datos de insolación directa, o días de sol, para cada mes, y además los mapas de insolación solar global diaria media, actualizados con datos cada mes, con intervalo entre isolíneas de 0,2 kw. h/m².

Además, incluye, entre otros, un mapa de gran importancia para el presente estudio: El mapa de radiación solar global máxima diaria (media de los valores diarios máximos), correspondiente al mes de Junio (figura 4). En dicha figura se indica que los valores máximos de radiación solar global diaria, registrados en España, supera en todo el territorio el valor de 8 kwh/m^2, habiendo grandes extensiones en que alcanza el valor de 9,5 kwh/m^2.

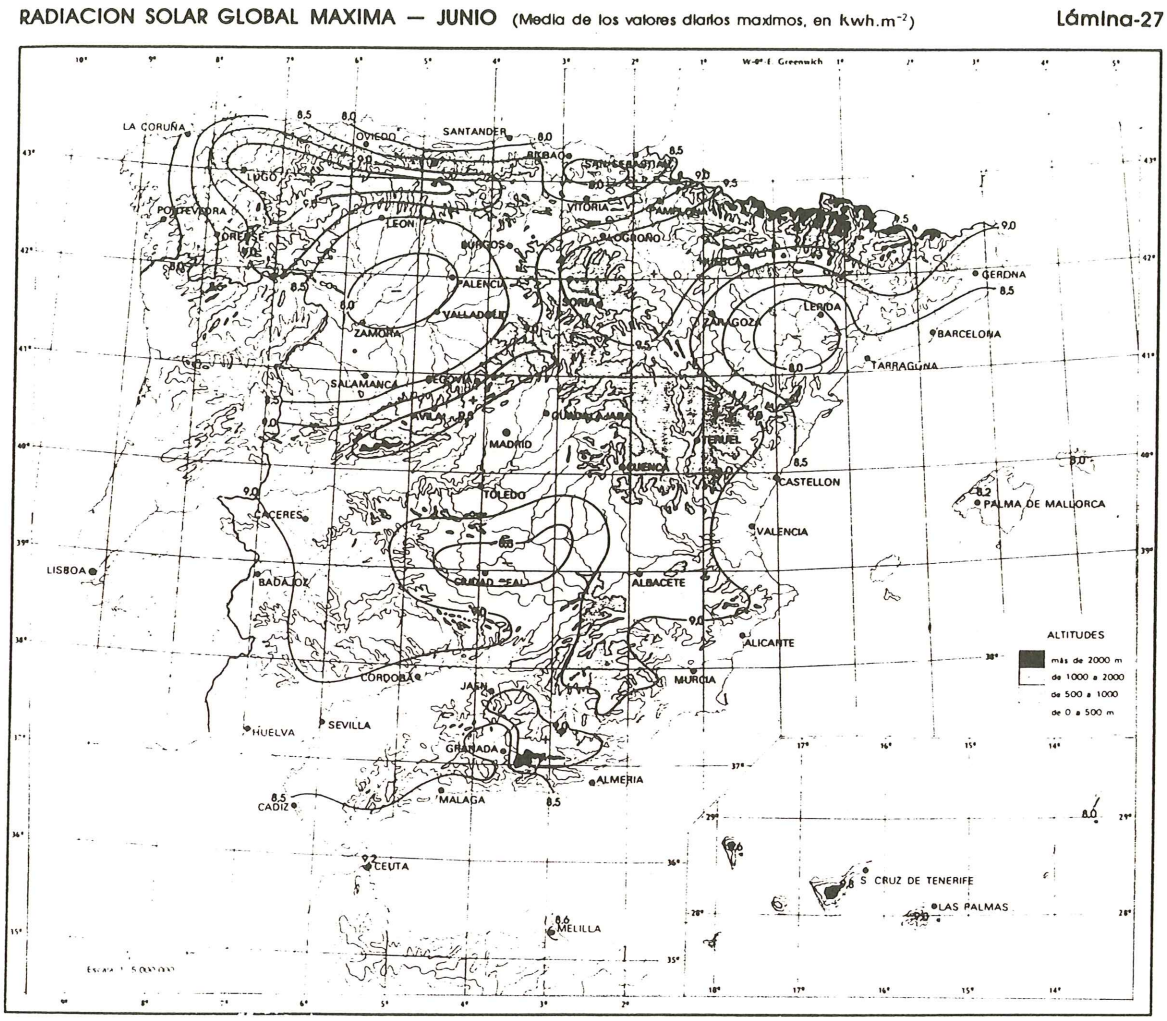


Fig. 4. Mapa de radiación. Instituto Nacional de Meteorología.

Este valor de 9,5 kwh/m^2 de radiación global máxima, se considerará, para el presente trabajo, como la máxima radiación global diaria sobre España, para todos los casos en que se precise como dato en el cálculo de temperaturas de puentes.

Otra particularidad importante referida a la radiación máxima registrada es que varía muy poco de unos lugares a otros, mientras que los valores medios de la radiación tienen una mayor variación.

3.5. Radiación nocturna

En los casos de noches claras y despejadas, existe un intercambio de calor, por radiación, entre el cielo y la tierra. La primera aproximación de este valor puede obtenerse a través de la fórmula de Stefan-Boltzmann:

$$Q = \epsilon \cdot \sigma \cdot (T_c^4 - T_a^4)$$

Estos casos de pérdida de calor por radiación hacia el cielo, tienen una mayor incidencia, desde el punto de vista tensional, en invierno, por lo que se puede considerar una temperatura ambiente de:

$$T_a = -5°C = 268\ K$$

El valor de la temperatura absoluta del cielo se puede estimar, según Kreith, en:

$$T_c = -45°C = 228\ K$$

Por tanto, utilizando un valor del coeficiente de emisión habitual en tableros de puente de:

$$\epsilon = 0{,}95$$

se obtiene:

$$Q = \epsilon \cdot \sigma\ (T_c^4 - T_a^4) = -132\ W/m^2$$

Este valor concuerda bastante bien con el valor que utiliza Emerson, obtenido experimentalmente, de:

$$Q = -110\ W/m^2$$

4. ESTUDIO DE LAS TEMPERATURAS AMBIENTALES

Para el estudio de las temperaturas en España y su aplicación a los efectos térmicos en puentes, se han consultado dos publicaciones del Instituto Nacional de Meteorología: "Guía resumida del clima en España" y "Atlas climático de España".

Los datos necesarios en el presente trabajo, se refieren a las temperaturas medias que puedan existir en un determinado lugar, y los valores máximos y mínimos de estas temperaturas medias. Por otro lado, se precisa el rango de oscilación de la temperatura en un día, alrededor del valor medio de ese día.

4.1. Temperaturas medias y extremas

Las temperaturas medias para cada mes es un dato fundamental en las citadas publicaciones y se pueden obtener, bien en forma numérica o en mapas con líneas de nivel de temperatura. Igualmente, se pueden obtener datos de todos los meses referidos a temperaturas máximas, mínimas, media (semisuma de máxima y mínima), y oscilación diaria de la temperatura (máxima menos mínima).

4.2. Oscilación diaria de la temperatura

Para obtener el valor medio de la oscilación diaria, en un lugar determinado, se pueden utilizar directamente los mapas del "Atlas climático de España", donde se define la oscilación diaria como la diferencia entre la media de las máximas y la media de las mínimas.

Del análisis de los mapas de temperaturas, se deduce que la oscilación diaria de temperatura es mayor en verano que en invierno y que llega a alcanzar, en zonas altas, 20°C de oscilación diaria de media del mes, y en algunas zonas de Sierra Nevada llega a 24°C de oscilación media diaria. En invierno, la oscilación de temperatura es normalmente inferior a 14°C.

Sin embargo, es preciso utilizar valores de la oscilación máxima, y no la media, que se puede producir en un lugar durante una época determinada (p.e. verano o invierno), con lo cual los valores definidos de la forma que se indicó anteriormente, no son válidos y se deberán utilizar otros criterios que permitan obtener las oscilaciones máximas a través de los valores de sus medias, o de los valores extremos absolutos.

Las soluciones tanteadas, utilizando posibles fórmulas empíricas, para obtener una expresión válida de la oscilación máxima, son correctas únicamente en algunas regiones climáticas, pero fallan al intentar generalizarlas, debido a la variedad de diferentes regiones climáticas de la Península Ibérica.

Una solución para estimar la oscilación máxima, válida en todas las zonas, puede ser aumentar porcentualmente el valor de la oscilación media en una cantidad "adecuada" (p.e. el 20 por 100 de su valor).

4.3. Distribución instantánea de la temperatura

Conocido ya el dato de las temperaturas medias y de las oscilaciones diarias de temperatura (que dependen de la media), queda por definir la distribución de temperaturas a lo largo del día.

En la literatura sobre el tema se han usado diversas distribuciones, pero básicamente coinciden todos los casos en suponer una distribución sinusoidal a lo largo de todo el día. También se ha usado una distribución tipo diente de sierra. En general, cualquiera es válida si tienen unos valores correctos o adecuados a la zona geográfica del puente, tanto en lo que se refiere a la media y a la oscilación como al período de la onda de temperatura.

5. CONCLUSIONES

- El estado térmico de un tablero de puente, viene determinado por su conexión con el medio ambiente exterior.
- Los mecanismos de transmisión de calor, mediante los que se relaciona el tablero con el exterior, son la radiación y la convección.
- La radiación se refiere a la absorción por el tablero de la radiación solar incidente y a la pérdida de energía que tiene el tablero, por radiación térmica, durante la noche.
- La radiación solar existente en un lugar determinado, se puede determinar con la información del Instituto Nacional de Meteorología, bien a través de datos (diarios u horarios) en forma numérica de una serie de estaciones, o a través de los mapas del

"Atlas de Radiación Solar en España". Los valores máximos de radiación solar son de 9,5 Kwh/m^2, en un día.

- Con los valores de radiación diaria, se puede obtener la distribución instantánea de radiación, aplicando la fórmula 7 de este artículo.
- La pérdida máxima de calor por radiación nocturna, puede estimarse entre 110 w/m^2 y 130 w/m^2.
- Respecto a temperaturas, el procedimiento propuesto es similar al caso de radiación. Consiste en situar geográficamente la localización del tablero, y a través de las informaciones del Instituto Nacional de Meteorología, determinar las temperaturas que se precisen (valores medios, extremos, oscilación de temperaturas) para el estudio que se vaya a realizar.
- La distribución instantánea de temperatura, se puede suponer como una ley senoidal de período un día, pudiendo considerar en algunos casos (por ejemplo, estudio del comportamiento nocturno del tablero) una ley triangular.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido desarrollado en el Departamento de Ciencias Aplicadas a la Ingeniería, de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Santander, y corresponde al resumen de una parte de la tesis doctoral "Simulación del comportamiento térmico de tableros de puente y su influencia en el estado tensional", presentada en dicha Escuela por Pedro Serrano y dirigida por Joaquín Cruces.

El agradecimiento más sincero de los autores, a la Escuela, por los medios puestos a su disposición para su desarrollo.

REFERENCIAS

Carslaw, H.S. y Jaeger, J.C., "Conduction of Heat in Solids". 2nd ed. Oxford University Press. London, 1959.

Emerson, M., "The calculation of the distribution of temperature in bridges". Department of the Environment. TRRL. Report LR 561. Crowthorne. England. 1973.

Gloyne, R.W., "The diurnal variation of global radiation in a horizontal surface with special reference to Aberdeen". Meteorological Magazine. Vol. 101. Febrero 1972. pp. 44-51.

Instituto Nacional de Meteorología. "Radiación Solar en España". Publicaciones D-34, (1974), D-37, (1976), D-39, (1980), D-40, (1982), D-41, (1983). Madrid.

Instituto Nacional de Meteorología. "Guía resumida del clima en España". Madrid 1982. Publicación D-25.

Instituto Nacional de Meteorología. "Atlas de radiación solar en España". Madrid 1984.

Instituto Nacional de Meteorología. "Atlas climático de España". Madrid 1983.

Isachenko, V., Osipova, V., Sukomel, A., "Transmisión de calor". Marcombo Boixareu Editores. 1979. p. 34.

Kreith, F., "Principles of Heat Transfer". Third Edition. Harper International Edition. New York, 1973. p. 294.

Monteith, J.L., "Light distribution and photosinthesis in field corp". Ann Bot. London 29, 1965. pp. 17-37.

O.M. 1972. "Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera".

VII Jornadas Argentinas del Hormigón Pretensado

Organizadas por la Asociación Argentina del Hormigón Pretensado se van a celebrar en la ciudad de La Plata (Rep. Argentina), durante los días 21 al 25 de septiembre de 1987, las VII Jornadas Argentinas del Hormigón Pretensado.

El temario de estas Jornadas está integrado por todas las áreas específicamente relacionadas con el hormigón pretensado, pudiéndose citar como principales subtemas los siguientes:

- Materiales
- Proyecto y diseño
- Tecnología y Equipos
- Investigaciones
- Métodos constructivos
- Realizaciones
- Patología estructural

Podrán participar en las Jornadas todos los profesionales, técnicos, Organismos, Entidades y Empresas interesados en la especialidad, los cuales podrán concurrir bien como autores de las comunicaciones técnicas que vayan a discutirse en las Sesiones de Trabajo, o bien, simplemente, como asistentes, pudiendo tener una activa participación en los Coloquios que habrán de celebrarse al término de cada una de las citadas Sesiones.

Con vistas a la mejor organización de estas Jornadas, se han establecido los siguientes plazos límites:

Para la presentación de los resúmenes de las Comunicaciones:	Hasta el 28-2-87.
Para la comunicación de haber sido aceptados los trabajos:	Hasta el 15-3-87.
Para la presentación del texto definitivo de los trabajos aceptados:	Hasta el 31-5-87
Para la recepción de solicitudes de inscripción previa:	Hasta el 30-6-87
Para la solicitud de autorización para la proyección de documentales:	Hasta el 31-7-87

Es propósito de la Comisión Organizadora, entregar la Memoria de estas Jornadas al iniciarse las mismas, conjuntamente con la documentación inicial que habrá de recibir cada participante. Por lo tanto, las fechas que quedan indicadas para la presentación de los resúmenes y los textos completos de las Comunicaciones que hayan sido aceptadas por la Comisión de selección, **serán estrictamente cumplidas.**

Para cualquier duda o petición de información suplementaria, los interesados deberán dirigirse a:

VII JORNADAS ARGENTINAS DEL HORMIGON PRETENSADO
Secretaría de la A.A.H.P.
San Martín, 1137
1004 BUENOS AIRES (Rep. Argentina).

Se anuncia también que las "Segundas Jornadas Iberolatinoamericanas del Hormigón Pretensado" se celebrarán, en la ciudad de Buenos Aires, dentro del último trimestre de 1988.

Simulación del comportamiento térmico de tableros de puente

Pedro Serrano
Joaquín Cruces
Departamento de Ciencias Aplicadas a la Ingeniería.
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
Universidad de Cantabria.

1. INTRODUCCION

El estudio, por parte de los ingenieros, de los efectos térmicos en puentes, comienza cuando surgen los primeros problemas en algunos puentes, poco después de 1960. En esta época, una serie de fisuras en puentes se achacan por primera vez a las condiciones térmico-ambientales, cuyos efectos no se habían tenido en cuenta en la fase de proyecto, o lo habían sido de forma imprecisa o incluso incorrecta.

En los países más evolucionados, comienza una campaña de instrumentación térmica de puentes, a partir de 1965. En la década de los años 70 se estudia el problema desde un punto de vista físico, considerando el tablero de puente como un sólido, en el cual se trata de determinar el campo térmico en el hormigón, con el fin de obtener posteriormente el campo tensional debido a los gradientes térmicos producidos en el tablero. En 1980, el Comité Europeo de Hormigón (1980) se interesa por el tema y crea el Task Group "Thermal Effects".

El presente trabajo estudia las variables que influyen en el estado térmico del tablero de puente, y que fundamentalmente son la propia geometría del tablero y las condiciones térmico-ambientales que le rodean. Estas últimas ya han sido tratadas en el artículo anterior (Serrano, P. y Cruces, J.) de este mismo Nº 161 de "Hormigón y Acero".

En general, el estudio del problema existente en la bibliografía, se reduce a la utilización de modelos de conducción unidimensional verticales (Emerson, Priestley). En el presente trabajo se presentan resultados obtenidos con sendos modelos, unidimensional y bidimensional, desarrollados expresamente para el estudio de este problema. Cada uno se usa para un fin particular, dadas sus características. En general, el modelo unidimensional se utiliza en estudios paramétricos de las diferentes variables, dada su simplicidad y economía, y permite centrar el problema. El modelo bidimensional se utiliza, fundamentalmente, para el estudio de las distribuciones de temperatura en diferentes tipos de sección, y el análisis de gradientes térmicos transversales; y permite un tratamiento más ajustado a la realidad, de las diferentes acciones térmico-ambientales.

2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La ecuación de conducción de calor para cuerpos homogéneos e isótropos, viene dada por la expresión (Isachenko, Carslaw y Jaeger):

$$\Delta t = \frac{\rho C}{k} \frac{\partial t}{\partial \tau} \qquad (1)$$

donde:

t = Temperatura
ρ = Densidad
C = Calor específico
k = Conductividad térmica
τ = Tiempo.

La resolución de esta ecuación diferencial, aplicada a un sólido, admite algunas simplificaciones dependiendo del tipo de problema. Así, en el caso de que el campo de temperaturas no dependa de una o de dos de las dimensiones geométricas, la ecuación 1 puede plantearse en forma bidimensional o unidimensional:

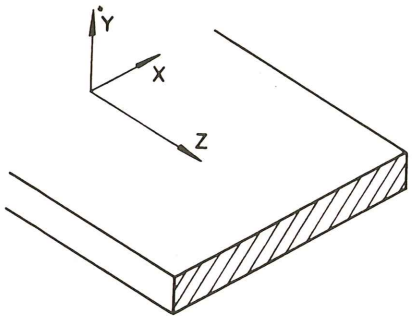


Fig. 1. Tablero de puente tipo losa. Flujo de calor unidimensional.

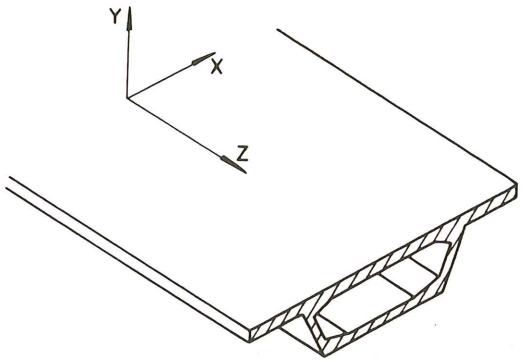


Fig. 2. Tablero de puente de sección cajón. Flujo de calor bidimensional.

$$\frac{\partial^2 t}{\partial y^2} = \frac{\rho C}{k} \frac{\partial t}{\partial \tau} \qquad (2)$$

$$\frac{\partial^2 t}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 t}{\partial y^2} = \frac{\rho C}{k} \frac{\partial t}{\partial \tau} \qquad (3)$$

Las ecuaciones (2) y (3) son ecuaciones diferenciales de tipo parabólico, precisándose para su resolución una condición inicial y las consiguientes condiciones de contorno función del tiempo.

Las condiciones iniciales pueden ser arbitrarias, pero se suele considerar el caso de temperatura uniforme en todo el tablero. Los datos reales, medidos en puentes, han demostra-

do que esta hipótesis es cierta en las primeras horas de la mañana, hacia las 8,00 horas, y por ello, el estudio transitorio del estado térmico del tablero deberá comenzar a esta hora, si la condición inicial es de temperatura uniforme. El presente estudio matemático ha comprobado que, efectivamente, hacia esa hora, se producen los menores gradientes de temperaturas.

Las condiciones de contorno dependientes del tiempo son los datos de las temperaturas ambientes y del balance de radiación existente en la localización del puente. La conexión entre estos datos ambientales y el sólido formado por el tablero de puente, se efectúa mediante los coeficientes de convección y de los coeficientes de absorción y emisión de la energía solar incidente (Serrano y Cruces).

3. PARAMETROS UTILIZADOS

Se ha considerado que los materiales que forman parte del tablero del puente son el pavimento de mezcla bituminosa y el hormigón armado, supuesto éste como un único material homogéneo.

Para la solución de las ecuaciones (2) y (3) es preciso obtener los valores de sus parámetros, que son las propiedades térmicas de los materiales del tablero.

Del análisis de la literatura técnica disponible se han escogido los valores de los parámetros indicados en el cuadro 1.

CUADRO 1

	Hormigón	**M.B.**
Conductividad	$k = 1{,}2 \div 1{,}7$ W/mK	$k = 1{,}0 \div 1{,}7$ W/mK
Calor específico	$C = 840 \div 1170$ J/Kg.K	$C = 840 \div 1170$ J/Kg.K
Densidad	$\rho = 2400$ Kg/m^3	$\rho = 2400$ Kg/m^3
Difusividad $\alpha : \frac{k}{\rho C}$	$\alpha = 4 \cdot 10^{-7} \div 1{,}2 \cdot 10^{-6}$ m^2/seg	$\alpha = 4 \cdot 10^{-7} \div 1{,}2 \cdot 10^{-6}$ m^2/seg

Respecto a las condiciones de contorno, los datos de la temperatura y de la radiación solar que se han utilizado están extraídos de las publicaciones del Instituto Nacional de Meteorología y de las publicaciones especializadas (Kreith; Serrano y Cruces):

Máxima radiación solar diaria en España 9,5 Kwh/m^2
Máxima pérdida nocturna por radiación 130 W/m^2

La distribución de temperaturas se supondrá como una ley senoidal de período un día y cuyo valor medio y oscilación será preciso determinar, para cada posición geográfica, con los datos del Instituto Nacional de Meteorología.

Los valores de los coeficientes de convección oscilan, dependiendo del lugar en el contorno del tablero donde se aplique; pero puede variar entre $h_c = 6$ W/m^{2}K y $h_c = 30$ W/m^{2}K. Este coeficiente depende, además, de la velocidad del viento en cada instante, y Falkner, Zicher y el CEB proponen que se utilice la expresión:

$$h_c = 5{,}58 + 3{,}95\ V \qquad (W/m^2K)$$

siendo V la velocidad del viento en metros/segundo.

4. RESOLUCION DE LA ECUACION DE CONDUCCION DE CALOR

Las ecuaciones de conducción de calor (2) y (3) se han resuelto mediante el método de diferencias finitas, en ambos casos, pero con técnicas diferentes para cada una, por plantearse distinta problemática desde el punto de vista matemático.

En el caso de la ecuación unidimensional (2) se utiliza un esquema lineal, suponiendo la losa del tablero dividida en una serie de capas iguales de espesor y en cuyos extremos se impondrán las condiciones de contorno. Estas condiciones se supondrán como una inyección o drenaje de calor en las dos capas, superior e inferior, cuyos valores vendrán dados por la radiación solar absorbida o emitida,

$$Q_1 = \epsilon I_{(t)}$$

y por el balance de calor transmitido por convección, como consecuencia de la diferencia de temperaturas entre el contorno y el ambiente,

$$Q_2 = h_c (T_c - T_a)$$

La resolución de la ecuación (2) se efectúa mediante un esquema explícito, de manera que se puedan obtener las temperaturas, en cada instante, en función de las existentes en el instante anterior, sin tener que recurrir a plantear la resolución de un sistema de ecuaciones. Como contrapartida, la discretización de la malla debe ser suficientemente fina (se ha considerado un punto de la malla cada centímetro de espesor de losa) lo que no ha supuesto problema, en cuanto al tiempo de ordenador, debido a la ventaja del esquema explícito y ser un modelo unidimensional.

La ecuación de conducción de calor en dos dimensiones (3), se resuelve numéricamente mediante el método implícito de dirección alternante debido a Paeceman y Rachford, que es estable para cualquier paso de tiempo y de tamaño de retícula. Este esquema lleva, no obstante, un esfuerzo de ordenador notablemente superior al caso del análisis unidimensional, debido al mayor número de incógnitas y de variables con que trabaja.

Las condiciones de contorno se implantan de igual forma que en el caso unidimensional, con la diferencia de que la radiación en el contorno no se supone como un flujo de calor inyectado o drenado, sino como un calor generado en estos puntos del contorno del sólido.

5. RESULTADOS OBTENIDOS CON EL MODELO UNIDIMENSIONAL

5.1. Gráficas de temperaturas

Para caracterizar el estado térmico del puente, se considera la gráfica de temperaturas en los casos en que se efectúa un análisis unidimensional de su comportamiento térmico.

La figura 3 muestra un caso particular de diagramas de temperatura, en una losa de 80 centímetros de canto, para un día caluroso de verano. Las curvas de la figura representan las temperaturas en todo el canto de la losa, comenzando a las 8 horas con temperatura uniforme de 15°C, hasta las 23 horas. En ellas se observa que el máximo gradiente de temperaturas se produce hacia las 16 horas en que existe en el pavimento una temperatura próxima a 48°C.

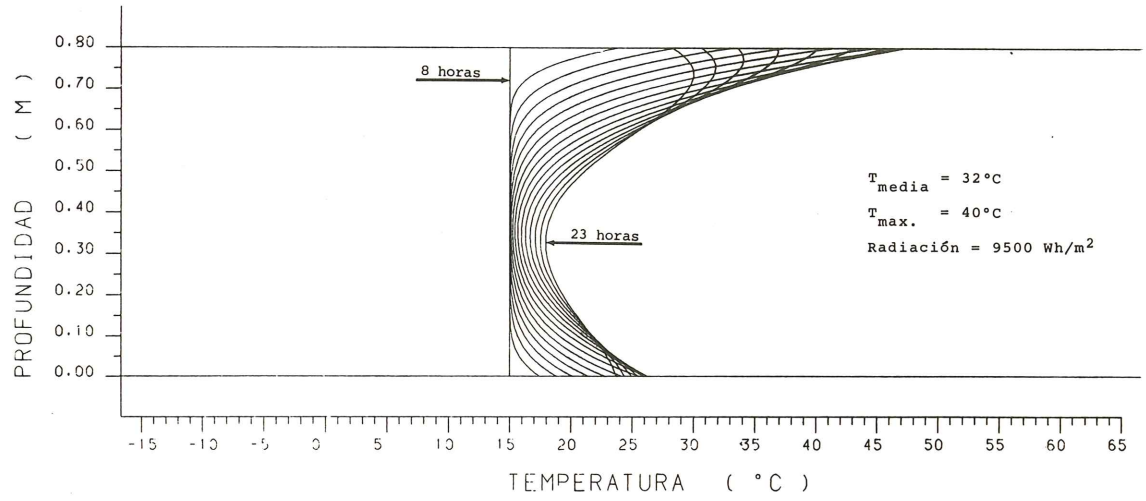


Fig. 3. Distribución de temperaturas en tablero tipo losa.

5.2. Curvas de energía y relación entre energía y temperatura eficaz

Una nueva variable que se ha utilizado para determinar la situación térmica del tablero es el balance de energía térmica en el puente, debido a su interacción con el medio ambiente.

Sobre la superficie de un tablero de puente, el intercambio energético con el ambiente puede darse de la siguiente forma:

En la parte superior se considera el caso de transferencia de calor con el ambiente por convección. La radiación puede ser: absorbida durante el día (radiación solar de onda corta) o emitida durante la noche (radiación térmica de onda larga).

En la parte inferior del tablero, únicamente se considera la transferencia por convección, debido a que no recibe radiación solar durante el día, y la emisión durante la noche se desprecia, puesto que el tablero emitirá la radiación térmica sobre el suelo, que está a una temperatura muy próxima a la del puente, y quedaría anulada por la que emite el suelo sobre él, que es igual a la anterior (Ley de Stefan-Boltzmann).

Por tratarse de condiciones referidas únicamente al contorno, la energía absorbida o emitida no dependerá, de forma apreciable, de la geometría del puente si mantiene la misma superficie de pavimento, y sí de las condiciones ambientales.

En la figura 4 se representan las curvas de energía, para cada instante de tiempo, sobre un tablero durante un día caluroso de verano.

En ella destaca la importancia de la energía absorbida por radiación sobre la energía total del puente, y el signo negativo de la energía ganada (en este caso perdida) por convección, en la parte superior del tablero, debido a la temperatura más elevada de la superficie del tablero que la del ambiente.

Se define la temperatura eficaz de un tablero de puente como la temperatura que rige el movimiento longitudinal del tablero. Para el caso de un tablero de tipo losa, sin voladizos, se ha obtenido la relación entre la temperatura eficaz de la losa en un instante y el balance energético:

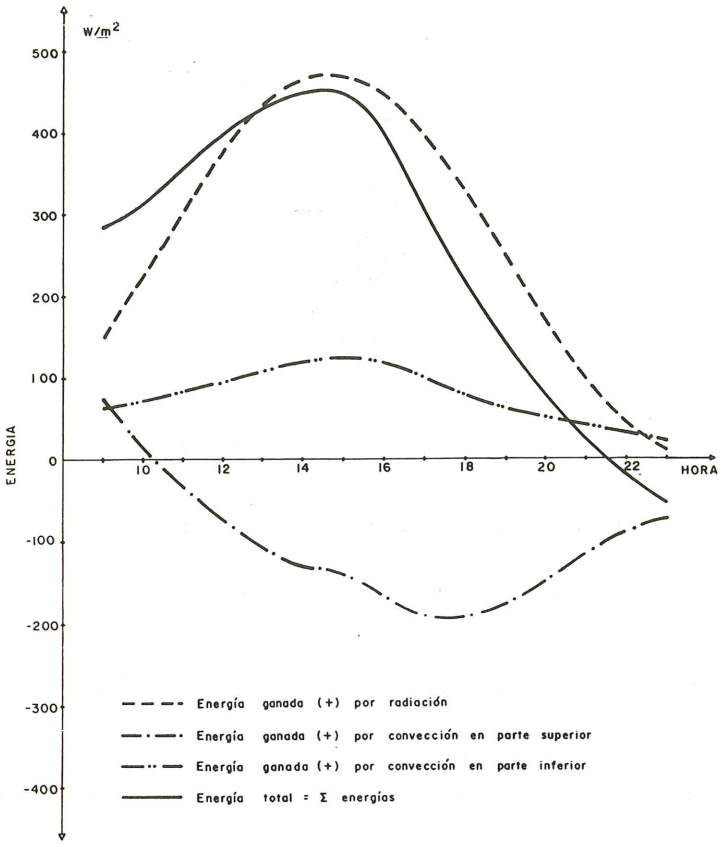


Fig. 4. Curvas de energía en un puente tipo losa.

$$T_{e\tau} = T_{eo} + \frac{Q_s}{\rho\, C\, Z}$$

$T_{e\tau}$ = Temperatura eficaz en el instante τ.
T_{eo} = Temperatura eficaz en el instante inicial 0.
Q_s = Energía térmica acumulada por unidad de superficie hasta el instante τ (J/m^2).
ρ = Densidad del material (hormigón: $\rho \simeq 2400$ Kg/m^3).
C = Calor específico del material (Hormigón: $C \simeq 1000$ J/Kg.K)
Z = Canto de la losa (m).

Se ha efectuado un estudio paramétrico consistente en estudiar el balance de la energía ganada o perdida en función de las propiedades térmicas de los materiales, como son la conductividad térmica, el calor específico o la densidad (Serrano, P.); el resultado obtenido es que el balance de energía apenas varía, si estas propiedades térmicas se mantienen dentro de los valores habituales, como por ejemplo, los indicados en el Cuadro 1.

5.3. Estudio de la temperatura eficaz, dilatación y curvatura

Mediante el estudio numérico de la ecuación de conducción de calor en una dimensión

(1), se ha efectuado un análisis paramétrico de las variables que influyen en el estado térmico del tablero.

Se ha estudiado la evolución en el tiempo de la temperatura eficaz de puentes losa, de diferentes espesores (Serrano, P.). Se representa en la figura 5 uno de los casos considerados, que corresponde a un día caluroso de verano, con una radiación incidente de 9500 W.h/m^2 y coeficientes de convección habituales. La temperatura eficaz inicial del puente es de 15°C en todos los casos.

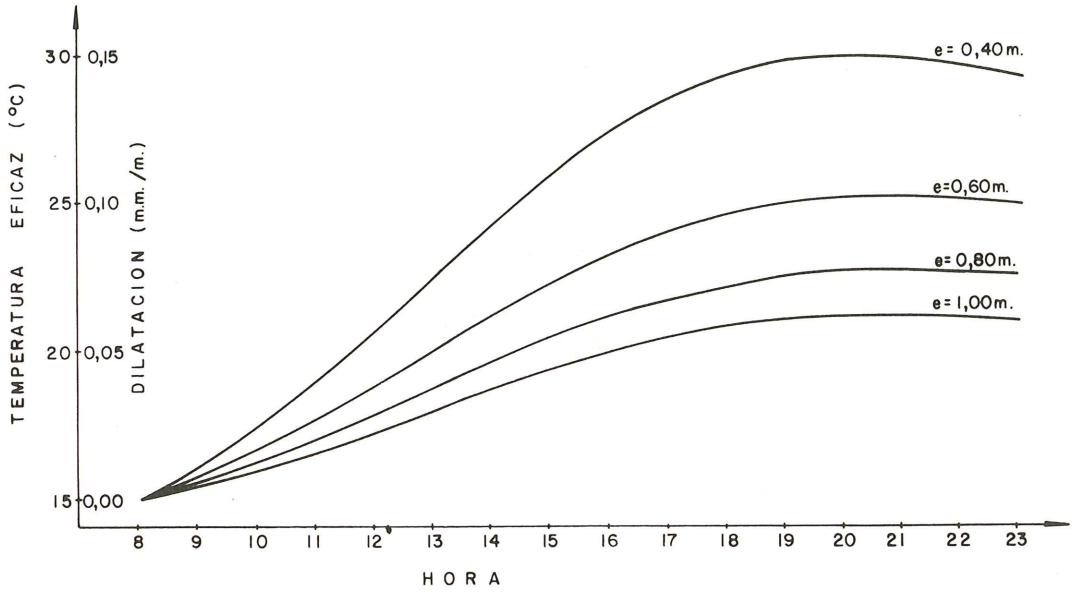


Fig. 5. Dilatación longitudinal del tablero.

La temperatura eficaz se ha definido como la temperatura que gobierna el movimiento longitudinal del tablero, por lo cual, la variación de temperatura eficaz y la dilatación unitaria del puente están ligadas entre sí mediante una constante de proporcionalidad que es el coeficiente de dilatación del hormigón:

$$\epsilon = \alpha \cdot \Delta T$$

Por tanto, las curvas de dilatación térmica del tablero en un día caluroso, serían iguales a las de la temperatura eficaz, pero con la corrección del coeficiente de proporcionalidad en el eje vertical. La importancia del espesor de la losa en la dilatación térmica del tablero, se puede observar en la figura 5. Considerando un puente con la máxima temperatura eficaz que puede alcanzar durante un día caluroso y la mínima en una noche fría, los valores de la máxima dilatación térmica que se han obtenido son, aproximadamente, de 0,40 mm/m en una losa de 40 centímetros de canto, y de 0,30 mm/m en una losa de 80 centímetros de canto.

La curvatura que adquiere el puente por causas térmicas, solamente interesa en el caso de puentes hiperestáticos, puesto que en el caso de puente isostático la curvatura de la pieza se traduce en un movimiento libre del tablero, con modificación de su flecha, pero

sin que resulte de ello ninguna tensión, si se exceptúan los esfuerzos de autotensión térmica. Para el caso de puente hiperestático, el dato de la curvatura de cada tramo supuesto isostático es necesario para poder deducir los momentos de continuidad en cada apoyo intermedio.

En la figura 6 se representa la evolución en el tiempo de un caso particular de una losa, de 80 centímetros de espesor, correspondiente al caso de la figura 3, en condiciones extremas de un día de verano. Las líneas representan la evolución de la sección recta del tablero cada hora, obteniéndose como valor de la curvatura máxima el de $0{,}20 \cdot 10^{-3}$, hacia las 17 horas, que es cuando la pendiente de la sección recta es máxima.

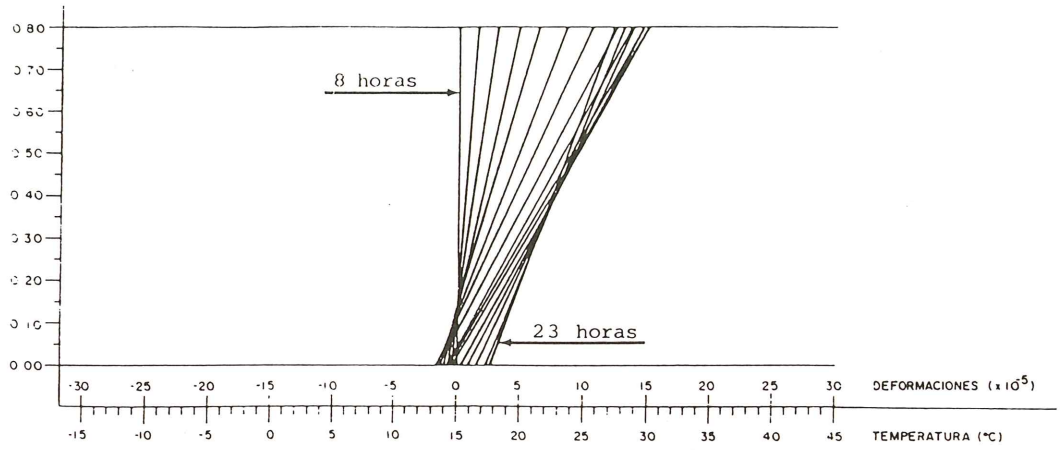


Fig. 6. Evolución de la sección recta del tablero.

5.4. Influencia de las condiciones ambientales

El condicionante fundamental del estado térmico de un tablero de puente son las condiciones ambientales; y con el fin de cuantificar el efecto de cada una de estas condiciones, se ha efectuado un estudio paramétrico de las variables afectadas en cada caso.

La influencia de la radiación solar sobre el estado térmico de un puente, medido a través de la energía solar absorbida, es importante, pero se compensa en parte, debido a la pérdida por convección, al calentarse más el pavimento que la temperatura ambiente; de forma que un aumento de la energía solar total diaria del 90 por 100 (de 5000 W.h/m^2 a 9500 W.h/m^2) supone solamente un aumento del 17 por 100 en la máxima energía instantánea absorbida, en el supuesto de mantener fijos el resto de los parámetros.

La influencia de la temperatura ambiente es fundamental en el estado térmico del puente y se puede suponer que la energía total absorbida por el puente, en un período diurno de 12 horas, aumenta aproximadamente 120 W.h/m^2, por cada grado centígrado de variación de la temperatura media ambiente.

Si para una misma temperatura media ambiente, varía la oscilación diaria, la variación de energía absorbida en las horas diurnas (aproximadamente entre las 10 horas y las 20 horas) es de 90 W.h/m^2 por cada grado de oscilación de la temperatura, y la pérdida de energía durante las horas nocturnas tiene también un valor muy próximo a 90 watios hora/m^2, con lo cual el balance de 24 horas queda compensado, dependiendo solamente de la temperatura media en un estudio de 24 horas de duración.

Efectuando el estudio paramétrico de la temperatura y la radiación, se muestra una mayor influencia de aquélla; pero no debe olvidarse que, desde un punto de vista meteorológico, ambas variables están unidas y sólo se permite un pequeño juego de los valores de una respecto de los de la otra. Ello muestra la conveniencia de la utilización conjunta de los mapas de temperatura y radiación, para el estudio del estado térmico de un puente.

El resto de las variables térmicas que definen el problema térmico en tableros de puente, como son la conductividad y difusividad térmicas del hormigón y los coeficientes de convección térmica, apenas tienen influencia en el estado térmico del tablero, siempre que se mantengan dentro de sus valores habituales.

6. RESULTADOS OBTENIDOS CON EL MODELO BIDIMENSIONAL

El análisis bidimensional considerado en la ecuación (3), se ha resuelto mediante un programa de computador de transmisión de calor en dos dimensiones, especialmente diseñado para su aplicación a tableros de puente, en especial en lo referente a la entrada de datos de una forma cómoda y rápida.

El programa tiene diversas opciones de salida a impresora o plotter para la obtención de una representación gráfica de la perspectiva axonométrica de la superficie de temperaturas del puente $T = T_{(x,y)}$, con la ayuda de un programa de diseño gráfico creado en el Departamento de Ciencias Aplicadas a la Ingeniería, de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Santander.

Se han efectuado estudios sobre puentes tipo losa, puentes de sección cajón o multicelulares y puentes de vigas. Se incluyen los resultados obtenidos sobre un puente de sección multicelular típico, definido en la figura 7.

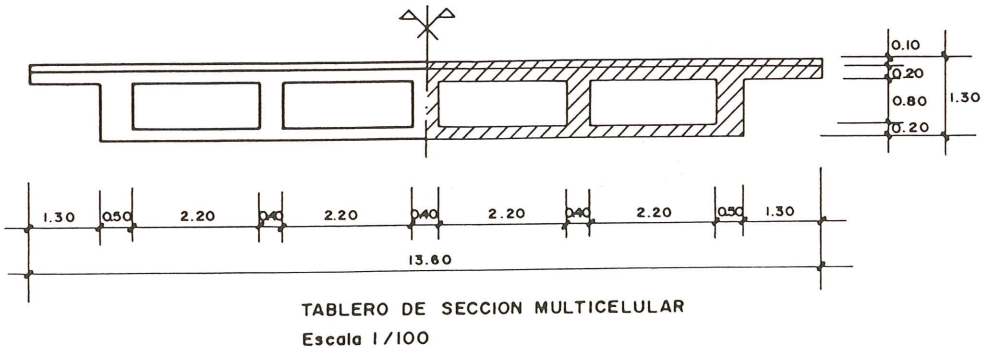


Fig. 7. Sección tipo de tablero utilizado.

Se considera el caso de un día caluroso de verano, con una radiación incidente de 9500 W.h/m^2 y se incluyen los gráficos del campo de temperaturas sobre la sección del tablero y en el aire de alrededor. Debe considerarse que cada nudo de la malla dibujada es el centro del área o retícula cuyas propiedades se adjudican al punto central de la misma.

Las gráficas de las figuras 8, 9, 10 y 11, corresponden a las superficies de temperaturas a las 15 horas, a las 21 horas, a las 3 horas de la noche siguiente y a las 8 horas de la mañana.

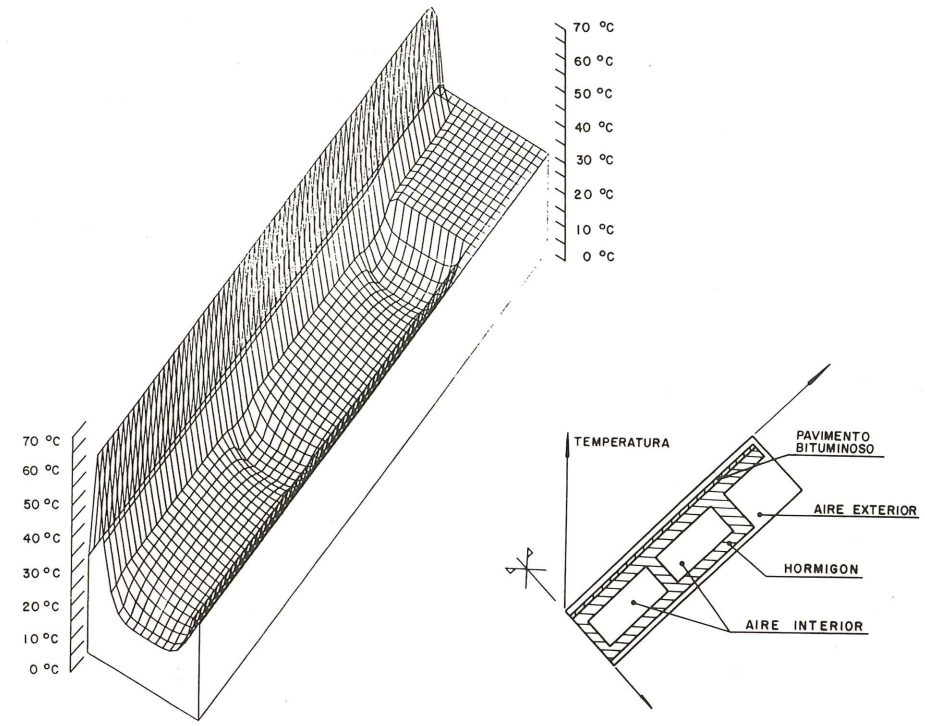


Fig. 8. Diagrama de temperaturas. Día caluroso. 15 horas.

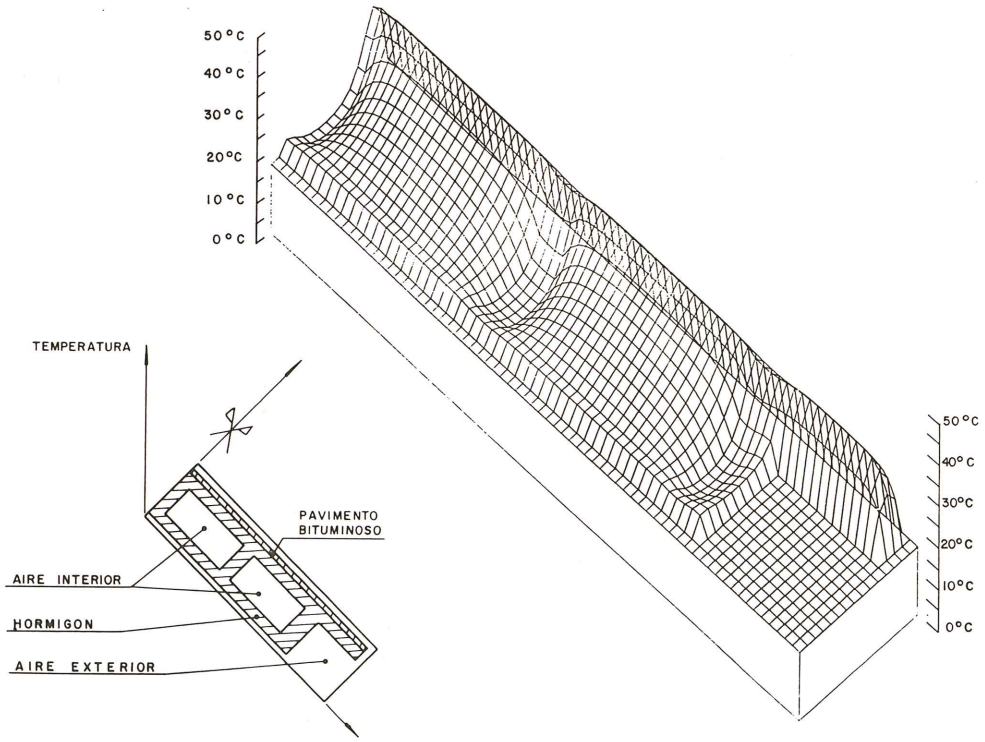


Fig. 9. Diagrama de temperaturas. Día caluroso. 21 horas.

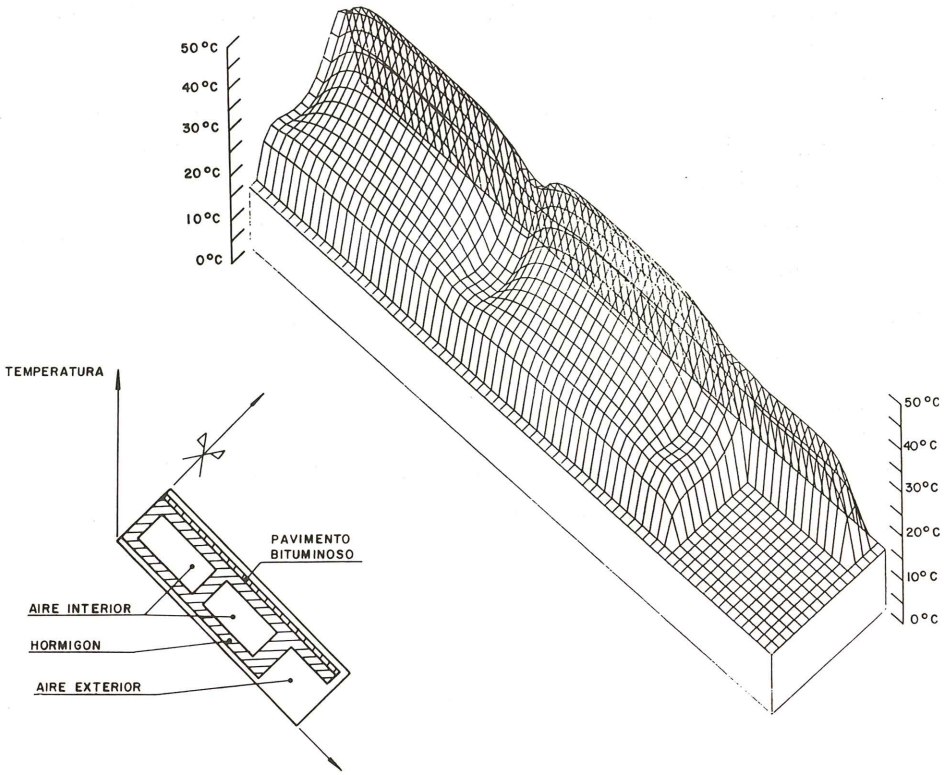


Fig. 10. Diagrama de temperaturas. Día caluroso. 3 horas.

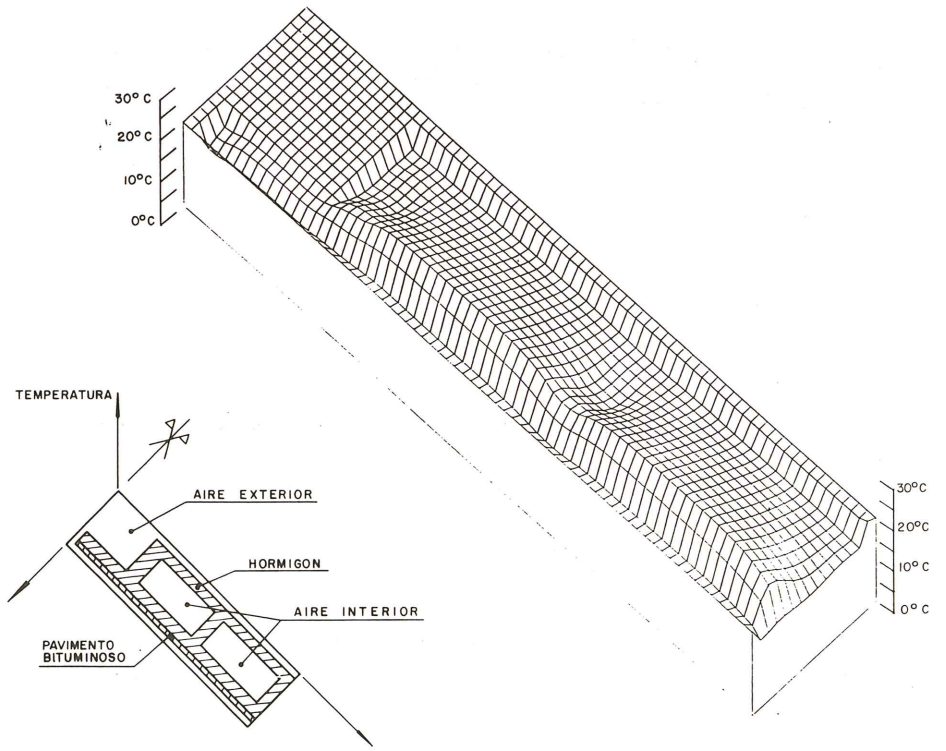


Fig. 11. Diagrama de temperaturas. Día caluroso. 8 horas.

7. EVOLUCION DE LA TEMPERATURA EN PUNTOS CARACTERISTICOS DEL TABLERO

Para cada tipo de tablero considerado, se ha definido una serie de puntos característicos y se ha estudiado la evolución de la temperatura en ellos, con todas las condiciones ambientales estudiadas, durante 24 horas.

En el caso de la sección multicelular se han considerado cinco puntos de la sección de hormigón y la temperatura ambiente, según se indica en la figura 12.

En dicha figura se dibujan las curvas de temperatura de los seis puntos, en el caso de un día caluroso en verano, incluido la temperatura ambiente.

Para cada instante de tiempo se puede determinar, sobre la propia figura, además de la evolución de la temperatura en cada punto, el gradiente de temperatura existente en el alma exterior de la sección, considerando en su conjunto los puntos 2 y 3, y determinar el instante en que dicho gradiente es máximo.

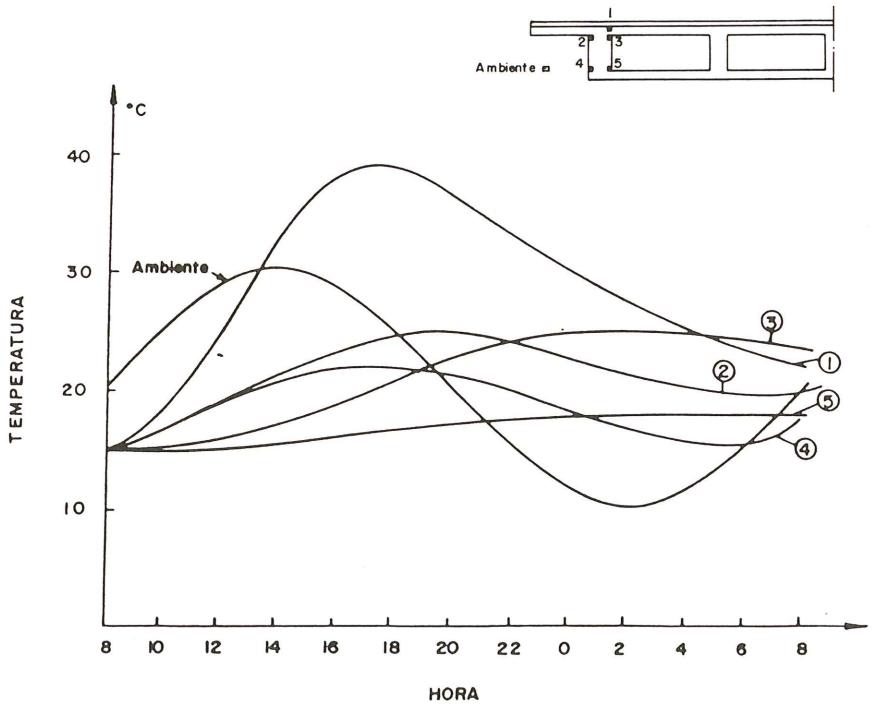


Fig. 12. Evolución de la temperatura en puntos característicos.

8. CONCLUSIONES

—El estado térmico de un tablero de puente, es decir, su campo de temperaturas, depende básicamente de su geometría (tipología del tablero) y sobre todo de las condiciones ambientales de contorno.

—El comienzo de todo proceso de cálculo del campo térmico en un tablero de puente, puede hacerse suponiendo temperatura uniforme en todo el tablero hacia las 8,00 horas.

—Se ha definido como variable para caracterizar el estado térmico del tablero, el balance de energía térmica entre el tablero y el medio ambiente que le rodea. En el caso de una losa, su temperatura eficaz depende linealmente de esta energía térmica acumulada, y es inversamente proporcional a la densidad y calor específico del material y al espesor de la losa.

—La dilatación térmica longitudinal del tablero y su curvatura, dependen de las condiciones ambientales, y éstas de la localización geográfica del tablero. En un puente losa de 40 cm de espesor esta dilatación puede alcanzar $\epsilon = 0{,}40$ mm/m y la curvatura puede valer: $c = 0{,}5 \cdot 10^{-3}$.

—De las condiciones térmicas ambientales que influyen sobre el puente, la más importante es la temperatura ambiente, ya que por cada grado centígrado de variación en la temperatura ambiente se produce una variación de la energía total absorbida en 12 horas diurnas, de aproximadamente 120 W.h/m^2.

—Las condiciones ambientales de temperatura y de radiación solar están ligadas entre sí y con la localización geográfica del puente; por lo que se recomienda el uso de los mapas del Instituto Nacional de Meteorología para determinar sus valores, sobre todo en el caso de puentes singulares.

—Las propiedades térmicas (conductividad, calor específico y densidad) de los materiales, apenas tienen influencia en los resultados, siempre que se mantengan dentro de los límites habituales.

—Se ha obtenido un listado numérico del campo de temperaturas en toda la sección del tablero de puente, para cada instante de tiempo. De esta forma se han obtenido valores del gradiente de temperaturas en zonas conflictivas, como el alma de la sección cajón, que puede valer 15°C en todo el espesor del alma.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido desarrollado en el Departamento de Ciencias Aplicadas a la Ingeniería, de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Santander, y corresponde al resumen de una parte de la tesis doctoral "Simulación del comportamiento térmico de tableros de puente y su influencia en el estado tensional", presentada en dicha Escuela por Pedro Serrano y dirigida por Joaquín Cruces.

El agradecimiento más sincero de los autores a la Escuela, por los medios puestos a su disposición para su desarrollo.

REFERENCIAS

Carslaw, H.S.; Jaeger, J.C. "Conduction of Heat in solids". 2nd. ed. Oxford University Press. London 1954. pág. 9.

CEB. Comité Europeo del Hormigón. Bulletin d'Information n° 167. "Thermal effects in concrete structures". Enero 1985.

Emerson, M. "The calculation of the distribution of temperature in bridges". Crowthorne (England) Department of the Environment. TRRL. Report LR561. 1973.

Falkner, H. Contribución al Task Group "Thermal Effects". II Comission CEB. Budapest. Junio 1980.

Isachenko, V.; Osipova, V.; Sukomel, A.; "Transmisión de calor".Marcombo Boixareu Editores. 1979, pág. 34.

Paeceman, D.W.; Rachford, H.H. "The numerical solution of parabolic and eliptic diferential equations". (1955). Journal Society of Industrial and Applied Mathematics, V. 3: 28-41.

Priestley, M.J.M. "Design thermal gradients for concrete bridges". New Zealand Engineering. Vol. 31, Part. 9, pp. 213-219. Septiembre 1976.

Serrano, P.; Cruces, J. "Condiciones ambientales de contorno en el estado térmico de tableros de puente". Hormigón y Acero. n° 161. 4° trimestre 1986.

Serrano, P. "Simulación del comportamiento térmico de tableros de puente y su influencia en el estado tensional". Tesis Doctoral. ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Santander. Junio 1985.

Zichner, T. "Thermal effects on concrete bridges". Bulletin d'Information n° 154. Theme 4: Thermal Effects. Abril 1982.

* * *

Nueva Publicación

Acaba de aparecer, editado por Presses Politechniques Romandes, el libro del profesor FRITZ LEONHARDT, titulado PONTS-PUENTES, en versión bilingüe en español y francés. Había aparecido ya en versión inglesa y alemana previamente.

El libro constituye un documento excepcional sobre el puente en general y abarca los fundamentos estéticos de su diseño, el nacimiento y las pautas del proyecto de puentes, la influencia del trazado y los materiales a emplear y pasa una detallada revista a toda la tipología específica de cada tipo de puente, desde los antiguos puentes de madera y piedra hasta los últimos puentes atirantados y colgantes.

Todo ello va acompañado de una colección realmente impresionante de fotografías de puentes notables.

La obra representa el fruto de muchos años de trabajo y de meditación del Profesor LEONHARDT en el proyecto de puentes, técnica a la que no sólo ha hecho muy importantes aportaciones técnicas, sino que las ha acompañado siempre de una constante preocupación por los aspectos estéticos y por la relación de la estética con las cualidades estructurales y funcionales del puente.

El libro es de interés, tanto para los profesionales de la ingeniería como para el profano y su valor está realzado por una edición de gran calidad tipográfica. Desearíamos además subrayar el interés que presenta su lectura para los jóvenes ingenieros que estén iniciando su formación en este tema.

Debe destacarse la excelente versión española, realizada por el Dr. Ingeniero de Caminos, D. Alberto Corral.

Prof. José Calavera Ruiz

Límites de esbeltez de soportes esbeltos de hormigón armado

Hugo Corres
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Balhan Alsaadi
Ingeniero Civil
F. Javier León
Ingeniero de Camino, Canales y Puertos

1. INTRODUCCION

La complejidad del comportamiento de los soportes esbeltos, ha hecho que los métodos de dimensionamiento indirecto utilizados por las distintas normas (1) obliguen a distinguir entre el comportamiento de soportes cortos y esbeltos. Se define, en este trabajo, un límite para diferenciar estos dos tipos de elementos.

Desde el punto de vista práctico, e independientemente de cualquier planteamiento conceptual, resulta interesante para el proyectista conocer en qué elementos produce la esbeltez efectos suficientemente importantes como para que sea obligada su consideración.

Para abordar adecuadamente este problema, resulta necesario, por una parte, definir un criterio para la cuantificación de los efectos debidos a la esbeltez, es decir, cuál es el error que se admite para despreciar los efectos de la esbeltez y, por otra parte, definir este límite teniendo en cuenta todas las variables que intervienen en el fenómeno.

En relación con el primer problema, existen distintas propuestas para definir la pérdida de capacidad resistente de un soporte esbelto respecto a uno corto (2), (3), (4) y, asimsimo, existe un consenso en el sentido de considerar como error admisible un 10 por 100 de pérdida de capacidad resistente, para poder despreciar los efectos de la esbeltez.

En relación con el segundo problema, y debido a lo complejo del fenómeno, las distintas propuestas no tienen en cuenta, generalmente, todas las variables que intervienen en el mismo, con lo que estos límites conducen a resultados inciertos. En la Tabla 1 se muestran las propuestas de límites de esbeltez correspondientes a distintas normas y autores, para el caso de soportes de sección rectangular.

En general, la mayoría de las propuestas sólo tienen en cuenta la esbeltez (EH-82 (5), CEB Código Modelo (6), CP 110-72 (7)), considerando la DIN 1045-78 (8), además, la excentricidad. Estas propuestas sólo contemplan el caso de soportes con excentricidad constante.

Para soportes con excentricidad constante, existen propuestas aparentemente más elaboradas, como la de Menegotto-Via (9) que tienen en cuenta la esbeltez y el efecto del axil. En esta línea, estos autores, así como Macchi-Cauvin (10), proponen expresiones que consideran la cuantía de forma explícita y que, aun cuando puedan conducir a mejores resultados, no resultan cómodas, ya que los límites de esbeltez se utilizan como paso previo al dimensionamiento y en este momento no se conoce la cuantía.

La propuesta de la norma ACI-318-83 (11), tiene en cuenta la esbeltez y la relación de excentricidades en los extremos, variable ésta de particular influencia.

TABLA 1

Límites de esbeltez propuestos en distintas normas y por diferentes autores
λ = esbeltez geométrica;
M_1/M_2 ó e_1/e_2 = relación de excentricidades en los extremos del soporte;
$\nu = N_d/(b.d.f_{cd})$;
e/h = excentricidad relativa

FUENTE	VARIABLES CONSIDERADAS	LIMITE PROPUESTO
EH-82 (5)	λ	$\lambda = 10$
CEB-Model Code (6)	λ	$\lambda = 7{,}2$
ACI 318-83 (11)	λ; $\frac{M_1}{M_2}$	$\lambda = 34 - 12\ \frac{M_1}{M_2}$
CP 110-72 (7)	λ	$\lambda = 12$
DIN 1045-78 (8)	λ; $\frac{e}{h}$	$\frac{e}{h} \leqslant 3{,}5$ „ $\lambda = 5{,}76$ $3{,}5 < \frac{e}{h} \leqslant 10$ „ $\lambda = 20{,}76 + 5{,}76(\frac{e}{h} - 3{,}5)$ $\frac{e}{h} > 10$ „ $\lambda = 57{,}6$
Menegotto-Vía (9)	λ ; ν	$\lambda = \frac{5{,}76}{\sqrt{\nu}}$
Río-Morán (4)	λ ; ν ; $\frac{e}{h}$; $\frac{e_1}{e_2}$	λ variable, solución gráfica

En cualquier caso, tal como se muestra en los siguientes apartados, todos los métodos citados conducen a resultados inciertos; es decir, proponen generalmente límites muy conservadores para soportes con excentricidades diferentes en los extremos ($e_1 \neq e_2$), y resultados que pueden ser peligrosos para soportes con excentricidad constante ($e_1 = e_2$).

Un trabajo de gran interés en este tema es el desarrollado por Río-Morán (4), (12), en el que se aborda un estudio paramétrico a los efectos de interpretar la influencia de las

distintas variables. Estos autores proponen límites de esbeltez teniendo en cuenta las variables más importantes; pero debido a la complejidad del fenómeno, presentan su propuesta en forma gráfica, con las dificultades que ello implica desde el punto de vista de utilización automática.

En este trabajo se presenta un estudio de los límites de esbeltez y una propuesta sencilla que considera como variables: λ, ν, e_1/e_2, y e/h, y conduce a resultados suficientemente precisos.

2. CRITERIOS PARA LA DEFINICION DE LA PERDIDA DE CAPACIDAD RESISTENTE

En la figura 1 se muestra el diagrama de interacción de un soporte corto ($\lambda = 0$) y el diagrama de interacción de un soporte esbelto, con idéntica sección transversal.

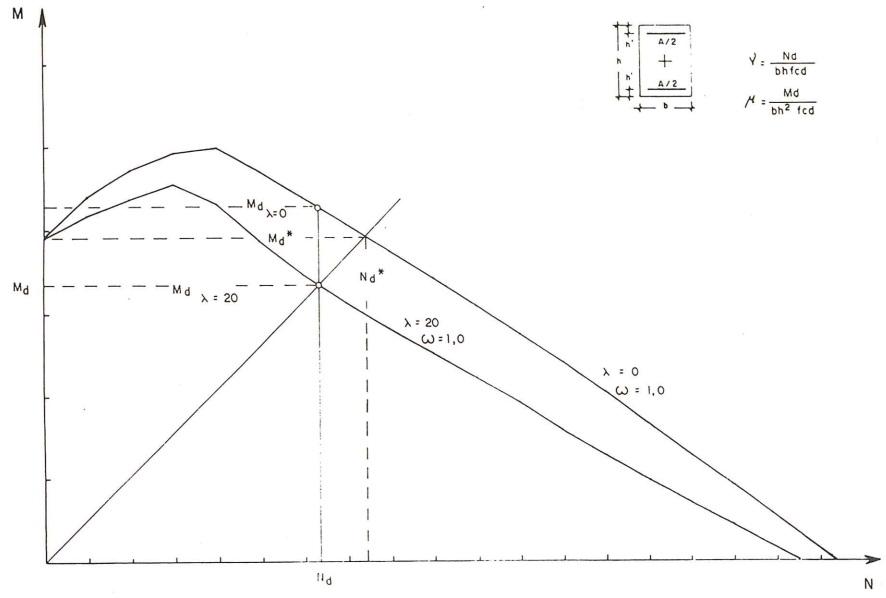


Fig. 1. Definición de la pérdida de capacidad resistente de soportes esbeltos.

Tal como puede verse, debido a los efectos de la esbeltez, se produce una pérdida de capacidad resistente que puede definirse como sigue:

1) Para un axil dado, N_d, la pérdida de capacidad resistente puede definirse en términos de momentos. En el ejemplo de la figura, esta pérdida puede expresarse por la ecuación 1:

$$\Delta M = M_{d,\lambda=0} - M_{d,\lambda=20} \qquad \text{ec. (1)}$$

2) Para una excentricidad dada, la pérdida puede definirse en términos de axil y momento. En el ejemplo de la figura este criterio puede expresarse por las ecuaciones 2 y 3:

$$\Delta N = N_d^* - N_d \qquad \text{ec. (2)}$$

$$\Delta M = M_d^* - M_d \qquad \text{ec. (3)}$$

A los efectos de este trabajo, se ha considerado el criterio 1 para la definición de la pérdida de capacidad resistente.

Asimismo, se ha adoptado como valor admisible de pérdida de capacidad resistente por efecto de la esbeltez, el 10 por 100. Es decir, un soporte estudiado teniendo en cuenta los efectos de la esbeltez, que tenga una pérdida de capacidad resistente menor o igual que el 10 por 100 respecto al mismo soporte considerado como corto, puede ser tratado, a los efectos de dimensionamiento, como un soporte corto:

$$\epsilon_\mu = \frac{M_{d,\lambda=0}}{M_{d,\lambda\neq 0}} \leqslant 1{,}1 \qquad \text{ec. (4)}$$

Esta magnitud del error es la adoptada por distintos autores (9), (10), (12), aunque debe indicarse que los límites de esbeltez que se proponen, pueden utilizar cualquier otro valor de error admisible.

3. CRITERIO PARA LA DEFINICION DE LOS LIMITES DE ESBELTEZ

Para explicar el criterio seguido para la definición de los límites de esbeltez propuestos, se ha utilizado la representación correspondiente al Método de la Columna Modelo (13).

De acuerdo con el criterio expuesto en el apartado anterior, es posible definir, para un soporte de características geométricas y mecánicas conocidas, un valor de esbeltez para el que se produzca una pérdida de capacidad resistente, en términos de momentos, igual al 10 por 100.

En la figura 2 se muestra el procedimiento para la obtención de la esbeltez límite en el caso de soportes con excentricidad constante, teniendo en cuenta los diferentes tipos de estados límites últimos posibles. Para un soporte de características geométricas y mecánicas conocidas, es posible definir la directriz mecánica correspondiente, es decir, el diagrama momento-curvatura en términos de excentricidades-curvaturas. Para que el soporte tenga una pérdida de capacidad resistente del 10 por 100, en términos de momentos o excentricidades, ya que el axil es constante, sólo podrá estar solicitado con una excentricidad de primer orden, dada por la ecuación 5:

$$e_0 = \frac{e_u}{1{,}1} \qquad \text{ec. (5)}$$

siendo e_0 la excentricidad de primer orden, y e_u la máxima excentricidad de primer orden resistida por el soporte estudiado.

En esta situación, la esbeltez límite será aquella que defina una directriz geométrica para la que se produzca un estado límite último, ya que la pendiente de la directriz geométrica es función de la esbeltez (ecuación 6):

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{\lambda^2}{10} \qquad \text{ec. (6)}$$

Si la rotura se produce por agotamiento de la sección crítica, la directriz geométrica se intersectará con la mecánica en el último punto de ésta, es decir, el soporte romperá con una excentricidad total, igual a la máxima resistida por la sección (figura 2.a).

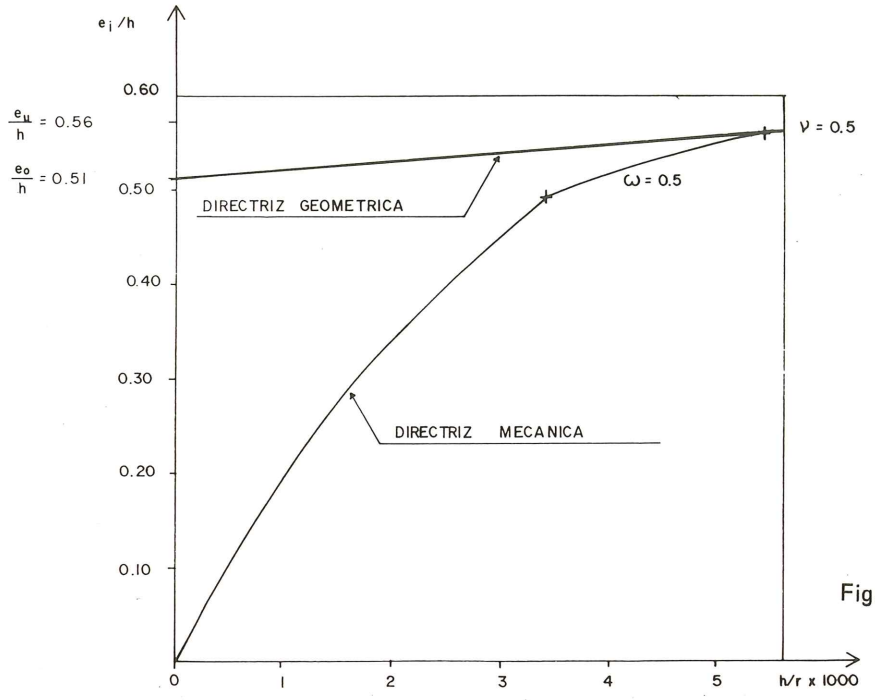


Fig. 2.a.

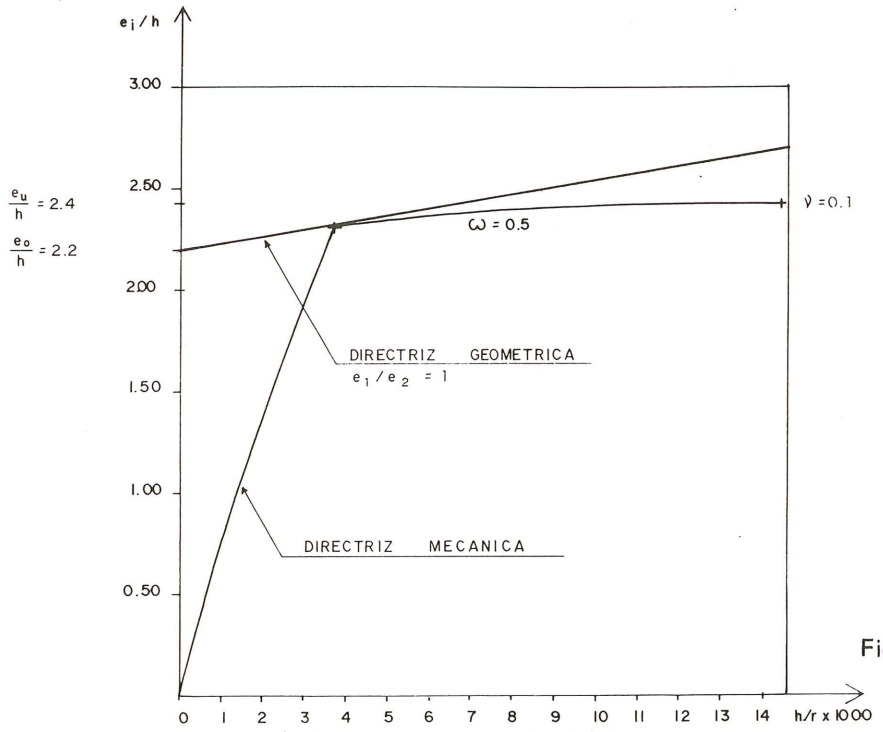


Fig. 2.b.

Fig. 2. Esbeltez límite para soportes con excentricidad constante $e_1 = e_2 = e_0$.
a) Rotura por agotamiento de la sección crítica.
b) Rotura por inestabilidad.

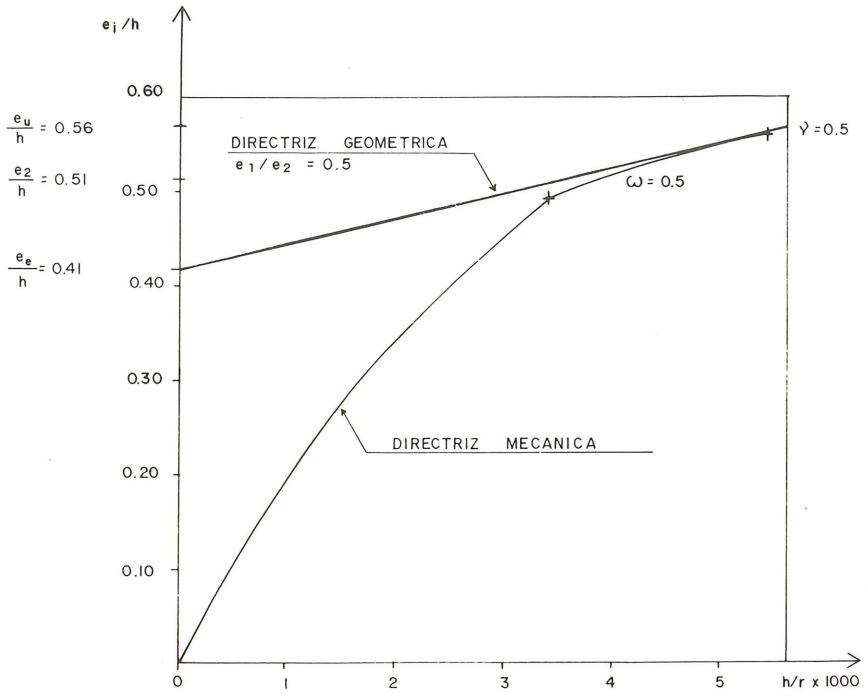


Fig. 3.a.

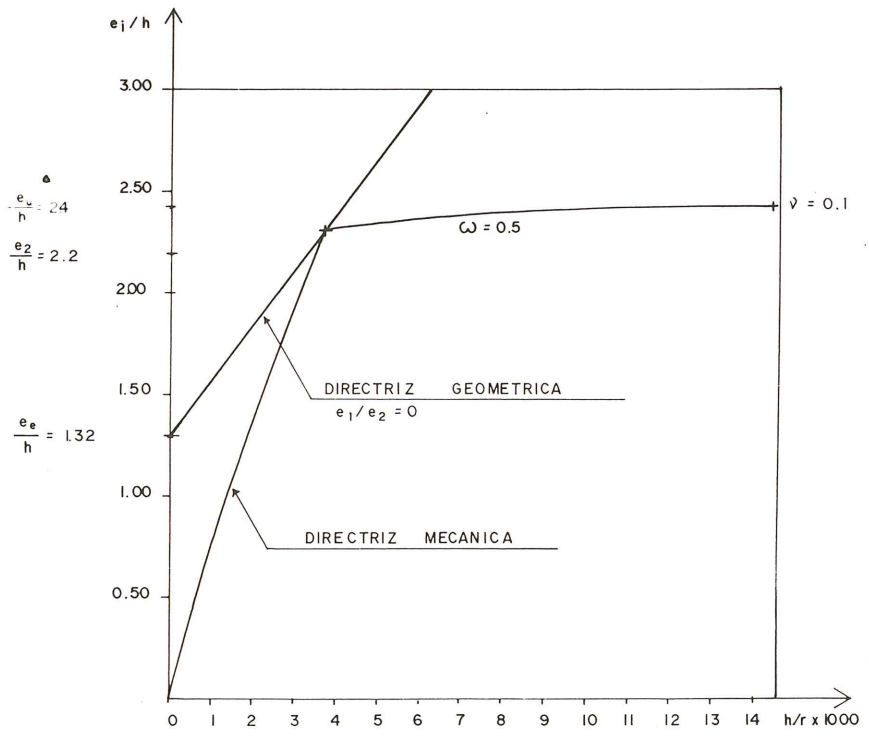


Fig. 3.b.

Fig. 3. Esbeltez límite para soportes con excentricidades diferentes en los extremos, $e_1 \neq e_2$.
a) Rotura por agotamiento de la sección crítica.
b) Rotura por inestabilidad.

Si la rotura se produce por inestabilidad, la directriz geométrica será tangente a la mecánica, para una excentricidad menor que la máxima resistida por la sección (figura 2.b).

Para el caso de soportes con excentricidades distintas en los extremos, figura 3, y de acuerdo con la propuesta del Método de la Columna Modelo, el comportamiento es igual que el de un soporte con excentricidad constante igual a la excentricidad equivalente definida por la ecuación 7:

$$e_e = 0{,}6\, e_2 + 0{,}4\, e_1 \lessdot 0{,}4\, e_2 \qquad \text{ec. (7)}$$

siendo e_1 y e_2 las excentricidades de los extremos y tomando $|e_2| > |e_1|$.

En este caso, para que el soporte tenga una pérdida de capacidad resistente del 10 por 100, la excentricidad máxima de primer orden, e_2, deberá estar definida por la ecuación 8:

$$e_2 = \frac{e_u}{1{,}1} \qquad \text{ec. (8)}$$

siendo e_2 la excentricidad máxima de primer orden.

A partir de este valor es posible, de acuerdo con la relación de excentricidades e_1/e_2 existente en el soporte analizado, definir el valor de la excentricidad equivalente (e_e) y con ello la directriz geométrica que defina un estado límite último. A partir de la pendiente de la directriz geométrica (ecuación 6), se puede determinar la esbeltez límite correspondiente.

Utilizando el procedimiento expuesto, se han determinado las esbelteces límites correspondientes a soportes esbeltos, de sección rectangular constante y armadura simétrica en caras opuestas, con recubrimiento relativo h'/h = 0,1 y acero AEH-400 N.

Respecto a axiles, cuantías y relación de excentricidades, se han considerado los valores que se indican a continuación:

ν = 0,1 a 1,6, con intervalos de 0,1;
ω = 0,1 a 1, con intervalos de 0,1;
e_1/e_2 = 1, 0 y −1.

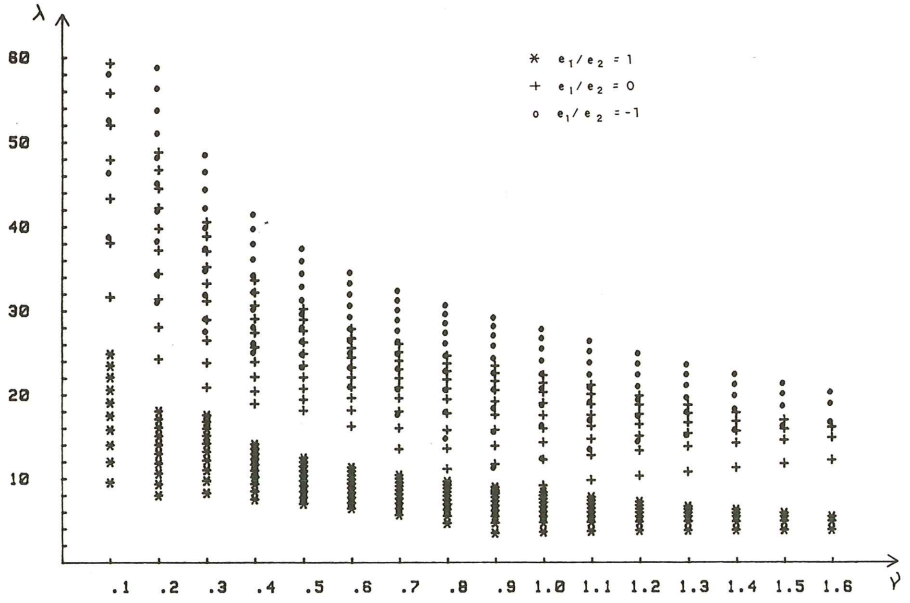


Fig. 4. Esbelteces límite. Método de la Columna Modelo.

En la figura 4 se muestran los valores de esbeltez límite obtenidos en función del axil. Del análisis de estos resultados, que cubren prácticamente toda la gama de posibles soportes de este tipo, pueden extraerse las siguientes conclusiones de interés:

1) Influencia de las distintas variables

Tal como puede verse, es imposible definir límites de esbeltez para valores constantes de λ, tal como actualmente se recomienda en distintas normas.

Para soportes con excentricidad constante, puede observarse la influencia del axil y la excentricidad de primer orden. La esbeltez límite resulta mayor para axiles pequeños y, para axil constante, la esbeltez límite es mayor para excentricidades de primer orden mayores.

En este sentido puede explicarse el límite de esbeltez propuesto por Menegotto, ya que los valores límite disminuyen a medida que aumenta el axil; pero no se tiene en cuenta el efecto de la excentricidad de primer orden.

También puede explicarse la propuesta de la norma DIN 1045-78, que define límites mayores para excentricidades de primer orden mayores; pero en este caso no se tiene en cuenta el efecto del axil.

La misma tendencia, en cuanto a axil y excentricidad de primer orden, se observa para relaciones $e_1/e_2 \neq 1$, con una traslación a valores límites mayores. Evidentemente, esta variable resulta importantísima, especialmente si se tiene en cuenta que la mayoría de los soportes puede estar solicitada en estas condiciones.

La norma ACI 318-83, incluye esta variable en su propuesta, para el caso de soportes que pertenecen a pórticos intraslacionales, pero define valores de esbeltez límite extremadamente conservadores y no tiene en cuenta la influencia del axil y la excentricidad de primer orden.

2) Tipos de rotura para pérdidas de capacidad resistente del 10 por 100.

Dependiendo del axil y de la relación de excentricidades, los valores de esbeltez límite, para una pérdida de capacidad resistente del 10 por 100, conducen a roturas por agotamiento o inestabilidad.

Para soportes con excentricidad constante, e independientemente del valor de la excentricidad de primer orden, la rotura se produce por inestabilidad, para axiles $\nu \leqslant 0{,}3$, y por agotamiento para axiles mayores.

Para soportes con excentricidad variable, $e_1/e_2 \neq 1$, la tendencia descrita para el caso anterior se mantiene hasta valores de $e_1/e_2 = 0{,}2$, aproximadamente. Para valores $e_1/e_2 < 0{,}2$, la rotura siempre se produce por inestabilidad. Este fenómeno es lógico si se piensa que, para un mismo soporte, el efecto de la relación de excentricidades se traduce en una disminución de la excentricidad equivalente, tal como se muestra en la figura 5.

3) Soportes con excentricidades distintas en los extremos. Sección crítica de comprobación diferente a la de los extremos.

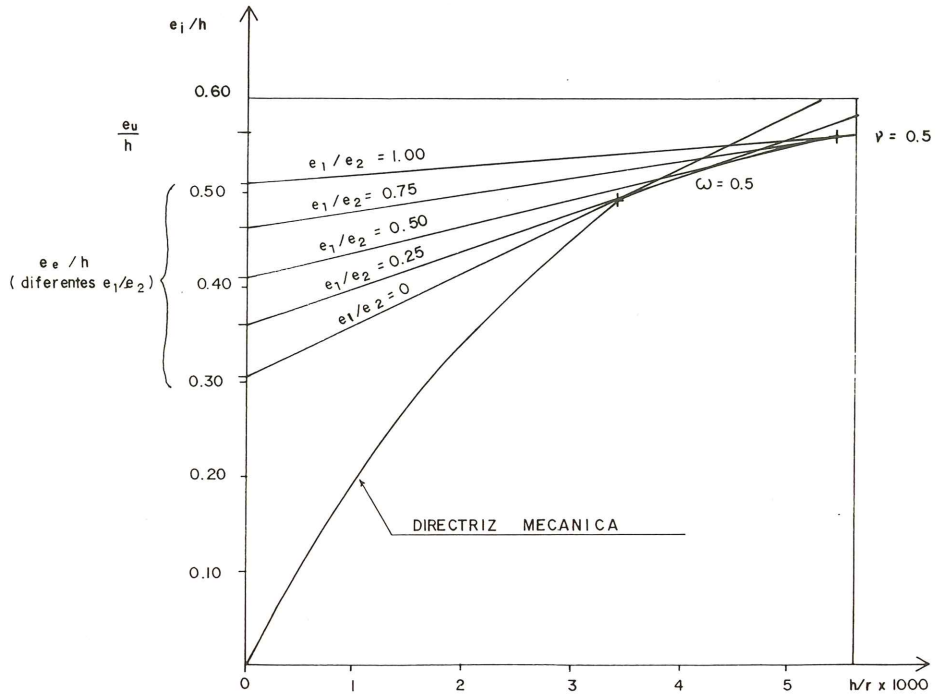


Fig. 5. Cambio del tipo de rotura, debido a la disminución de la relación de excentricidades.

Actualmente, el Método de la Columna Modelo, así como la mayoría de los métodos simplificados propuestos por las distintas normas, obliga a una doble comprobación para el caso de soportes esbeltos con excentricidad variable: por un lado, tener en cuenta el efecto de la esbeltez, utilizando la excentricidad equivalente y, por otro, comprobar la sección transversal con la mayor excentricidad de primer orden. Si la comprobación pésima es la primera, el comportamiento condicionante es el de segundo orden y la sección crítica será interior al soporte; en caso contrario, el comportamiento condicionante es el de primer orden, y la sección crítica es la del extremo con mayor excentricidad. Si los límites de esbeltez se definen adecuadamente, esta doble e incómoda comprobación desaparece, ya que sólo se tendrán en cuenta los efectos de la esbeltez cuando su influencia sea importante, es decir, cuando la pérdida de capacidad resistente sea superior al 10 por 100. Por otra parte, tal como se muestra para las relaciones de excentricidad $e_1/e_2 = 0$ y -1, los efectos de la esbeltez sólo tienen importancia para soportes extremadamente esbeltos, ($\lambda > 20$), como por ejemplo, un pilar de seis metros de altura y canto de 30 cm.

4. LIMITES DE ESBELTEZ

Los límites de esbeltez que se proponen se han obtenido a partir de las hipótesis propuestas por el Método de las Curvaturas de Referencia (1), según el cual, el ELU de agotamiento de la sección crítica está caracterizado por la Curva de Curvaturas de Referencia de Agotamiento, y el ELU de inestabilidad, por la Curva de Curvaturas de Referencia de Inestabilidad, utilizando como directriz geométrica la propuesta por el Método de la Columna Modelo. Asimismo, se utilizan las ideas expuestas para la definición de la excentricidad ficticia e* para dimensionamiento (2).

Tal como se ha explicado, la definición del límite de esbeltez consiste en la definición de una esbeltez que conduce a una pérdida del 10 por 100, a partir de los datos de que dispone el proyectista para el dimensionamiento. Comparando este valor con la esbeltez real del soporte, se puede elegir el tipo de dimensionamiento que hay que adoptar.

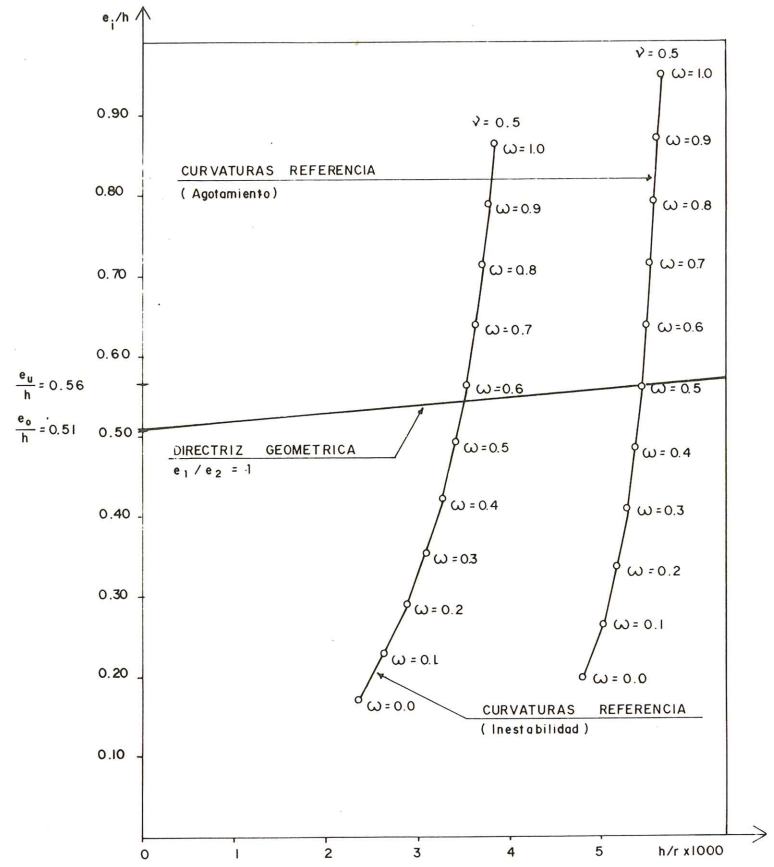


Fig. 6.a.

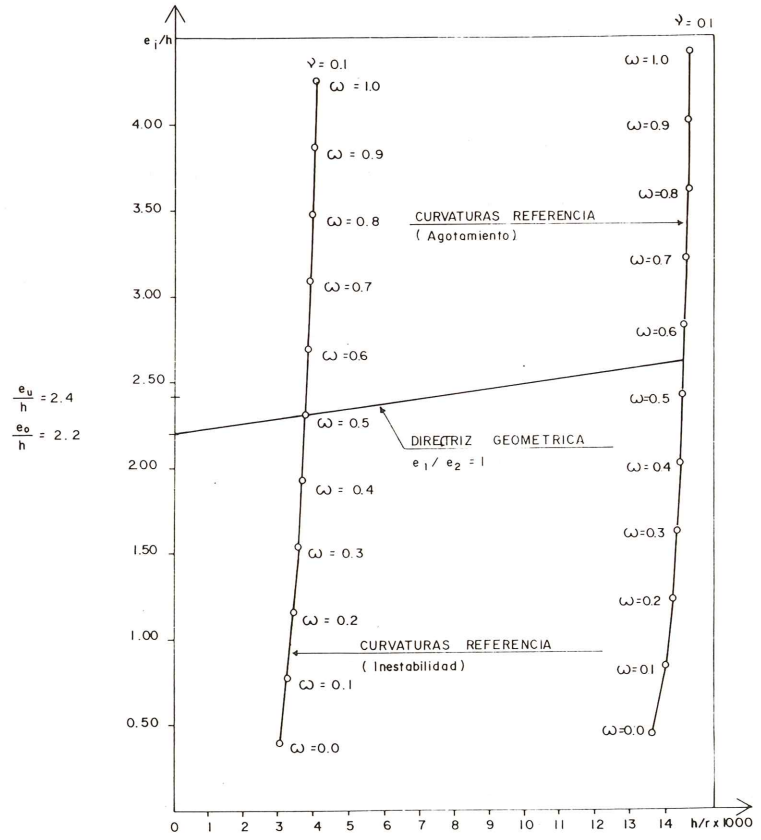


Fig. 6.b.

Fig. 6. Esbeltez límite para soportes con excentricidad constante, $e_1 = e_2 = e_0$, según el Método de las Curvaturas de Referencia.
a) Rotura por agotamiento de la sección crítica.
b) Rotura por inestabilidad de la sección crítica.

En la figura 6, se muestra el criterio expuesto para la determinación del límite de esbeltez, utilizando el Método de las Curvaturas de Referencia.

En este caso, como dato de dimensionamiento, se conoce la excentricidad de primer orden (e_0), y como condición impuesta de pérdida de capacidad resistente, se conoce asimismo el valor máximo admitido e_u, (ecuación 9):

$$e_u = 1{,}1 \cdot e_0 \qquad \text{ec. (9)}$$

La determinación de la esbeltez límite consiste en determinar la pendiente de la directriz geométrica que define el estado límite último. Si la rotura se produce por agotamiento, la esbeltez límite puede obtenerse por la ecuación 10:

$$\lambda_{lim} = \sqrt{\frac{1{,}1\,(e_0/h) - (e_0/h)}{(1/r)_a}} \cdot 10.000 \qquad \text{ec. (10)}$$

donde:

λ_{lim} : esbeltez límite;
e_0/h : excentricidad relativa de primer orden;
$(1/r)_a$: curvatura de agotamiento;

Si la rotura se produce por inestabilidad, la esbeltez límite puede obtenerse por la ecuación 11:

$$\lambda_{lim} = \sqrt{\frac{(e_i/h) - (e_0/h)}{(1/r)_i}} \cdot 10.000 \qquad \text{ec. (11)}$$

donde:

e_i/h : excentricidad de inestabilidad que corresponde a la misma cuantía que e_u;
$(1/r)_i$: curvatura de inestabilidad.

Dependiendo del tipo de rotura que corresponda, en cada caso se utiliza una de las dos expresiones. Las curvaturas y excentricidades de agotamiento e inestabilidad, pueden obtenerse como intersección de la directriz geométrica y la Curva de Curvaturas de Referencia correspondiente.

A los efectos de simplificar este planteamiento, teniendo en cuenta el análisis de tipos de rotura del apartado anterior, y que las Curvas de Curvaturas de Referencia pueden definirse de forma exacta sólo por puntos, se han obtenido los límites de esbeltez siguiendo los tres criterios que se describen a continuación:

1) Para el criterio 1, se han determinado los valores límite de esbeltez, utilizando las Curvas de Curvaturas de Referencia, tal como se definen en el Método de las Curvaturas de Referencia, y se ha tenido en cuenta, en cada caso, el tipo de rotura que se produce en el soporte.

2) Para el criterio 2, se ha utilizado, para cada axil, un ajuste lineal por mínimos cuadrados de las Curvas de Curvaturas de Referencia. Se ha tenido en cuenta, en cada caso, el tipo de rotura que se produce en el soporte.

3) Para el criterio 3, se ha utilizado, para cada axil, una única curvatura como Curva de Curvaturas de Referencia, y se ha considerado asimismo que en estas condiciones los soportes rompen siempre por inestabilidad.

TABLA 2

Estudio de precisión de límites de esbeltez obtenidos con diferentes criterios

e1/e2	E+	E–	Xm	sigma	criterio
1					
	0	–24,8	–1,19	3,44	1
	21,16	–21,21	0,68	8,08	2
	10,38	–45,71	–10,27	10,81	3
0,8					
	0	–24,8	–1,3	2,86	1
	21,16	–24,47	0,14	7,81	2
	18,95	–45,71	–6,54	11,87	3
0,6					
	0	–24,8	–2,08	3,47	1
	21,16	–28,58	–0,84	7,98	2
	18,95	–45,71	–5,12	12,09	3
0,4					
	0	–24,8	–3,16	4,51	1
	21,16	–31,96	–2,04	8,46	2
	18,95	–46,45	–4,79	12,09	3
0,2					
	0	–25,3	4,38	5,66	1
	21,16	–35,31	–3,34	9,13	2
	18,95	–49,59	–5,04	12,02	3
0					
	0	–30,07	–3,77	5,51	1
	88,48	–35,31	–0,82	11,6	2
	18,95	–53,93	5,53	12,05	3
–0,2					
	0	30,07	–3,27	5,27	1
	88,48	–35,31	0,68	12,31	2
	18,95	–56,58	6,11	12,15	3
–0,4					
	0	–30,07	–2,88	5,05	1
	88,48	–35,31	1,59	12,45	2
	18,95	–58,27	6,69	12,28	3
–0,6					
	0	–30,07	2,58	4,84	1
	88,48	–35,31	2,22	12,43	2
	18,95	–58,91	–7,21	12,41	3
–0,8					
	0	–30,07	2,34	4,66	1
	88,48	–35,31	2,73	12,4	2
	18,95	–58,91	–7,62	12,49	3
–1					
	0	–30,07	–2,15	4,49	1
	88,48	35,31	3,14	12,35	2
	18,95	–58,91	–7,95	12,55	3

En la tabla 2 se muestra un estudio comparativo entre los límites de esbeltez obtenidos utilizando el Método de la Columna Modelo y los tres criterios anteriormente expuestos, analizando los mismos casos indicados en la Figura 4. El error que se indica en la tabla está definido por la ecuación 12:

$$\epsilon = \frac{\lambda_{lim,CM} - \lambda_{lim}}{\lambda_{lim,CM}} \qquad \text{ec. (12)}$$

donde:

$\lambda_{lim,CM}$: límite de esbeltez definido con el Método de la Columna Modelo;
λ_{lim} : límite de esbeltez definido con alguno de los criterios expuestos.

Los errores positivos indican valores de esbeltez límite superiores a los obtenidos con el Método de la Columna Modelo, y viceversa.

Del análisis de los resultados se pueden derivar las siguientes conclusiones:

1) Los límites de esbeltez obtenidos con el criterio 1, conducen a resultados sensiblemente iguales que los obtenidos utilizando el Método de la Columna Modelo. En este caso, no existen errores positivos por las hipótesis del Método de las Curvaturas de Referencia, debiéndose las diferencias a que cuando la rotura es por inestabilidad, puede no estar exactamente caracterizada por la Curva de Curvaturas de Referencia de Inestabilidad adoptada (1).

2) Los límites de esbeltez obtenidos utilizando los criterios 2 y 3, conducen a valores de error similares. En cualquier caso, los valores medios de error ($\bar{X}$) oscilan entre el 6 y el 10 por 100; y los valores de desviación estándar (σ) resultan asimismo adecuados.

A la vista de estos resultados se propone el criterio 3 para la determinación de los límites de esbeltez, criterio que puede expresarse por la ecuación 13:

$$\lambda = \sqrt{\frac{1{,}1 \cdot e_2/h - 1{,}035 \cdot e_e/h}{1{,}035 \cdot (h/r)}}\ 10.000 \qquad \text{ec. (13)}$$

donde:

e_2/h : representa la excentricidad relativa máxima de primer orden. En el caso de soportes con excentricidad constante resulta $e_2/h = e_0/h$;
e_e/h : representa la excentricidad equivalente relativa, definida por la ecuación 7. En el caso de soportes con excentricidad constante, $e_e/h = e_0/h$;
h/r : es la curvatura definida por la ecuación 14, en función del axil reducido actuante:

$$h/r = 4{,}928 + 0{,}584 \cdot \nu - 5{,}224 \cdot \nu^2 + 2{,}233\ \nu^3 \qquad \text{ec. (14)}$$

En la figura 7, se muestran las esbelteces límites obtenidas con el criterio adoptado, utilizando los mismos soportes estudiados en la figura 4. Tal como puede verse, la tendencia de los valores obtenidos es similar a la que se presenta en la figura 4.

Con el fin de valorar la pérdida de capacidad resistente a que conduce el método propuesto, se ha realizado un estudio que tiene en cuenta las mismas variables de la figura 4, en el que se determina la pérdida de capacidad resistente utilizando el método de la Columna Modelo y los valores de esbeltez límite propuestos. En la figura 8 se muestran los resultados obtenidos y, tal como puede verse, los valores límite de esbeltez propuestos, definen, con un grado de precisión adecuado, la pérdida de capacidad resistente propuesta.

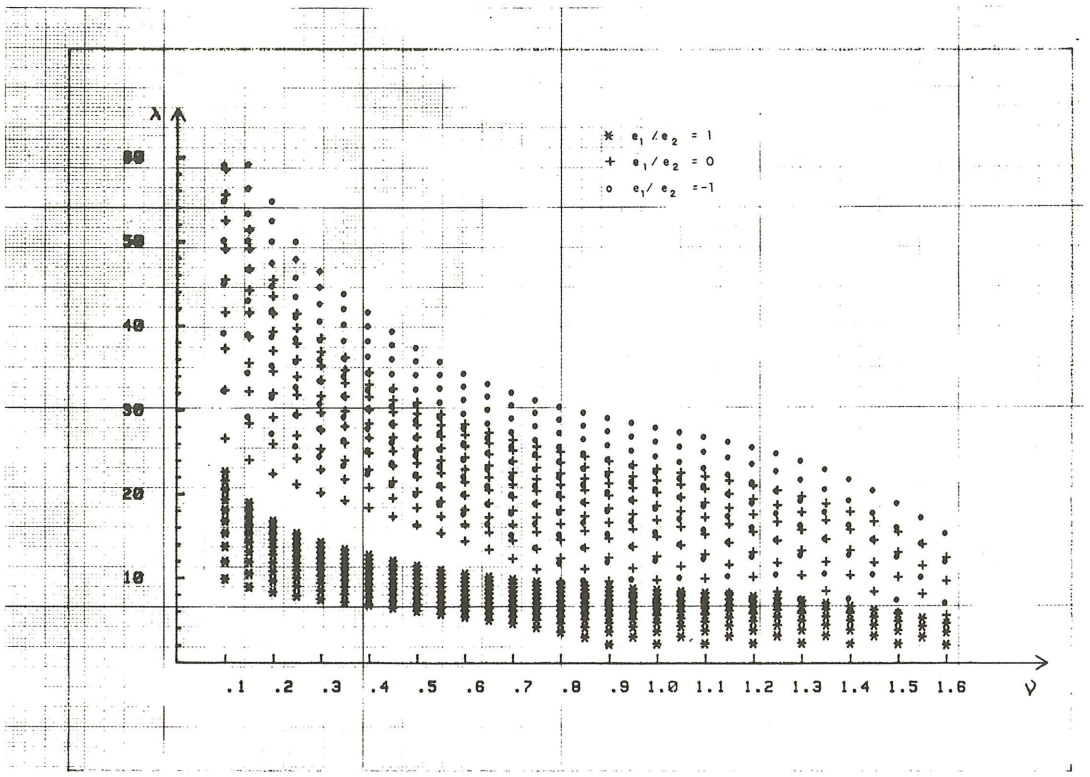


Fig. 7. Esbelteces límite. Método propuesto.

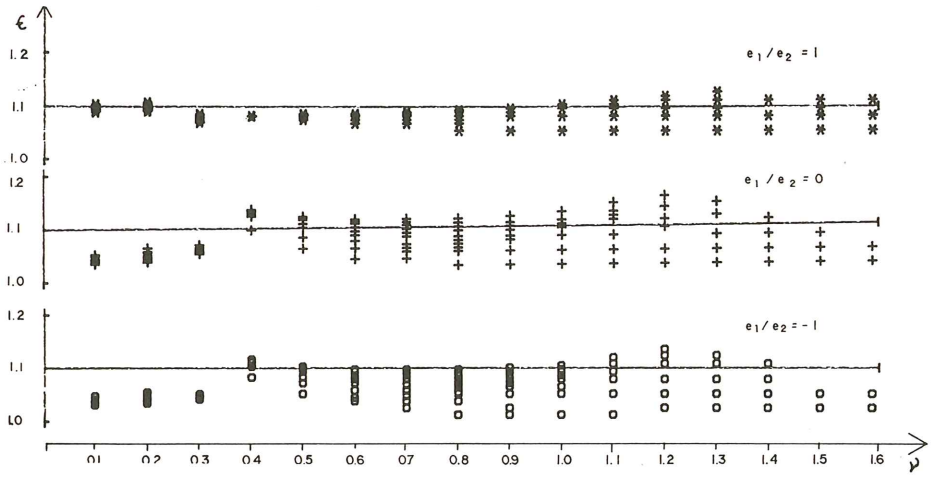


Fig. 8. Pérdida de capacidad resistente, de acuerdo con los límites de esbeltez propuestos ($\epsilon = e_u/e_2$).

En la figura 9 se muestra un estudio similar, para la propuesta de la IEH-82, con $\lambda_{lim} = 10$. Tal como puede verse, esta propuesta subestima la pérdida de capacidad resistente para axiles altos y $e_1/e_2 = 1$, y conduce a resultados sumamente conservadores para $e_1/e_2 \neq 1$.

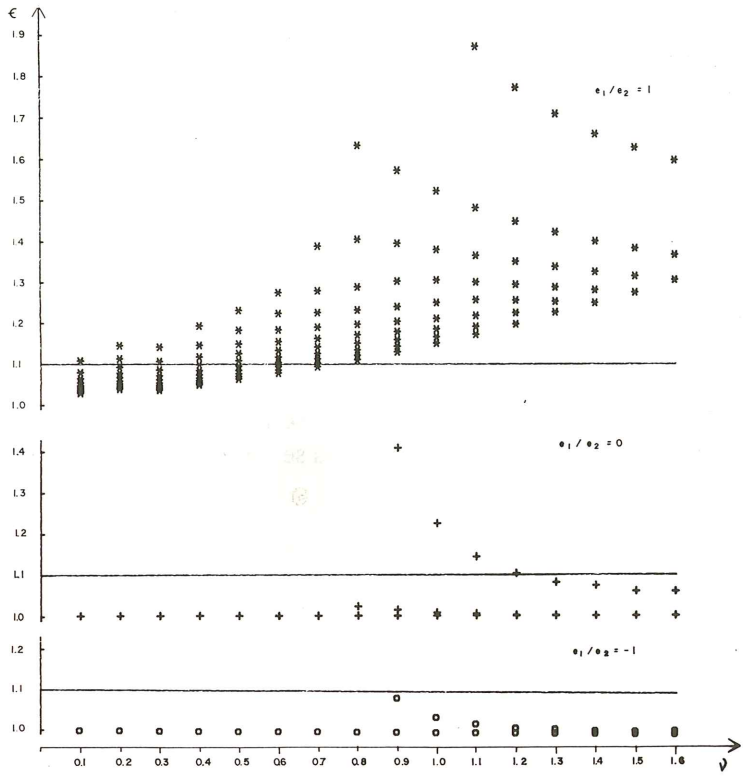


Fig. 9. Pérdida de capacidad resistente de acuerdo con la esbeltez límite propuesta por la IEH-82 ($\epsilon = e_u/e_a$).

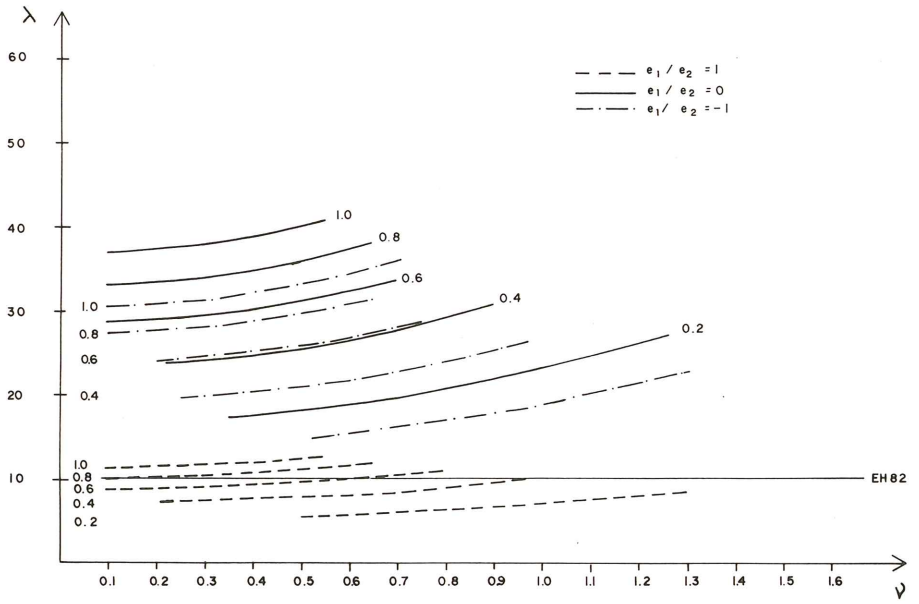


Fig. 10. Comparación entre las esbelteces límite propuestas y las de la Instrucción EH-82.

Finalmente, en la figura 10, se muestran las esbelteces límite en función del axil, para diferentes valores de excentricidad de primer orden y relación de excentricidades. Estos resultados coinciden de forma sensible, cualitativa y cuantitativamente, para $e_1/e_2 = 1$ y 0, con los obtenidos por Río-Morán. Para valores de $e_1/e_2 = -1$ el método propuesto conduce a resultados más conservadores, y ésto puede justificarse teniendo en cuenta que, en este caso, se ha adoptado el método simplificado de la Columna Modelo para analizar soportes con excentricidades diferentes en los extremos y, en aquel trabajo, se ha adoptado el método general. En cualquier caso, los valores de esbeltez límite son suficientemente grandes para evitar el dimensionamiento de este tipo de soportes teniendo en cuenta los efectos de la esbeltez.

En la figura 10 se ha representado, asimismo, a efectos comparativos, el límite de esbeltez propuesto por la EH-82.

5. EJEMPLO NUMERICO

Como ejemplo de aplicación del método que se presenta, se propone el cálculo de los límites de esbeltez del soporte cuyas características se indican seguidamente:

$\ell = 7{,}35$ m;
$b = 0{,}30$ m;
$h = 0{,}30$ m; $h' = 0{,}03$;
$N = 40{,}5$ Mp;
$f_{ck} = 200$ kp/cm^2; $\gamma_c = 1{,}50$;
$f_{yk} = 4.100$ kp/cm^2; $\gamma_s = 1{,}10$;
$\gamma_f = 1{,}60$.

Se evalúan los límites de esbeltez para los siguientes casos:

- caso 1: $e_1 = e_2 = 0{,}12$ m;
- caso 2: $e_1 = 0$; $e_2 = 0{,}12$ m;
- caso 3: $e_1 = -0{,}12$; $e_2 = 0{,}12$ m.

La sección transversal es la indicada en la figura 1, con armadura simétrica en caras opuestas.

Los valores adimensionales que intervienen en la formulación son:

$$\nu = \frac{\gamma_f \cdot N}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{1{,}6 \cdot 40{,}5}{0{,}30 \cdot 0{,}30 \cdot 2000/1{,}5} = 0{,}6$$

$$\lambda = \frac{\ell}{h} = \frac{7{,}35}{0{,}30} = 24{,}5$$

Sustituyendo el valor de ν en la ecuación 14, se tiene:

$$\frac{h}{r} = 3{,}88$$

- Límite esbeltez, caso 1:

$$\frac{e_e}{h} = \frac{e_1}{h} = \frac{e_2}{h} = 0{,}4$$

sustituyendo en la ecuación 13:

$$\lambda_{lim} = \sqrt{\frac{1{,}1 \cdot 0{,}4 - 1{,}035 \cdot 0{,}4}{1{,}035 \cdot 3{,}88}} \cdot 10.000 = 8{,}17$$

$$\lambda_{lim} < \lambda$$

en este caso, pues, resulta necesario tener en cuenta los efectos de la esbeltez.

– Límite esbeltez, caso 2:

$$\frac{e_1}{h} = 0 \ ;$$

$$\frac{e_2}{h} = 0{,}4 \ ;$$

$$\frac{e_e}{h} = 0{,}6 \cdot 0{,}4 = 0{,}24;$$

$$\lambda_{lim} = \sqrt{\frac{1{,}1 \cdot 0{,}4 - 1{,}035 \cdot 0{,}24}{1{,}035 \cdot 3{,}88}} \cdot 10.000 = 21{,}84$$

$$\lambda_{lim} < \lambda$$

En este caso, resulta, también, necesario tener en cuenta los efectos de la esbeltez.

– Límite esbeltez, caso 3:

$$\frac{e_1}{h} = -0{,}4 \ ;$$

$$\frac{e_2}{h} = 0{,}4 \ ;$$

$$\frac{e_e}{h} = 0{,}4 \cdot 0{,}4 = 0{,}16 \ ;$$

$$\lambda_{lim} = \sqrt{\frac{1{,}1 \cdot 0{,}4 - 1{,}035 \cdot 0{,}16}{1{,}035 \cdot 3{,}88}} \cdot 10.000 = 26{,}14$$

$$\lambda_{lim} > \lambda$$

En este último caso, en que $e_1/e_2 = -1$, no es necesario tener en cuenta los efectos de la esbeltez en el dimensionamiento del soporte.

6. CONCLUSIONES

1) Resulta evidente que los límites de esbeltez deben ser planteados teniendo en cuenta las variables que intervienen en el fenómeno:

$$\nu \ , \ e/h \ , \ \lambda \ , \ e_1/e_2$$

Los límites de esbeltez propuestos por las distintas normas, conducen a resultados inseguros para soportes con excentricidad constante, y demasiado conservadores para soportes con excentricidad variable.

2) Los límites de esbeltez propuestos, resultan suficientemente sencillos para su aplicación práctica, tienen en cuenta las distintas variables que intervienen en el fenómeno, y permiten medir con precisión adecuada la pérdida de capacidad resistente debida a la esbeltez.

3) La utilización de límites como el propuesto, evita la doble comprobación indicada por los distintos métodos simplificados para el caso de soportes con excentricidad variable.

4) Desde un punto de vista práctico, y teniendo en cuenta los resultados obtenidos, para soportes de edificación pertenecientes a pórticos intraslacionales, en los que la excentricidad es variable, parece que resulta innecesaria la comprobación a pandeo.

5) En este estado de desarrollo del estudio de soportes esbeltos, y con objeto de justificar la complicación de los límites de esbeltez, así como el más adecuado dimensionamiento de los soportes esbeltos, parece inevitable el estudio profundo de soportes pertenecientes a pórticos, teniendo en cuenta adecuadamente el efecto de la coacción de los nudos. El trabajo que se describe en este artículo constituye un primer paso en esta línea, que es abordada por el segundo autor para la realización de su tesis doctoral.

REFERENCIAS

1. Corres, H.; Morán, F. "El Método de las Curvaturas de Referencia (un método para el dimensionamiento directo de soportes esbeltos de hormigón armado)". Monografía nº 370 del I.E.T.C.C. Junio, 1982.
2. Corres, H.; Alsaadi, B.; León, J. "Excentricidad ficticia e*. Fórmulas simplificadas para el dimensionamiento de soportes de hormigón armado". Hormigón y Acero, nº 160, 1986.
3. Fouré, B. "Contribution to item 5 - Slenderness bounds". CEB, Commission III, "Buckling and Instability". Paris Meeting, November 1980.
4. Río, O.; Morán, F. "Slenderness bounds for Reinforced Concrete Columns". CEB Commission III, "Buckling and Instability". Wiesbaden Meeting, June 1986.
5. EH-82. "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado". Comisión Permanente del Hormigón. MOPU, 1982.
6. CEB-FIP. "Code Modèle pour les structures en Béton". Bulletin nº 124/125. Paris, 1978.
7. CP-110. "Code of Practice for the use of concrete". British Standard Institution. London, 1972.
8. DIN-1045. "Beton und Stahlbetonbau. Bemessung und Ausführung". Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1978.
9. Menegotto, M. "Summary considerations about the problem of slenderness bounds for columns". CEB Permanent Commission III. London, 1980.
10. Cauvin, A.; Macchi, G. "Définition modifié d'élancement des colonnes dans les ossatures en béton armé à noeuds desplaçables". Béton Armé. Ingénieurs et architectes suisses, nº 21. Octubre 1983.
11. ACI Committee 318. "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)". American Concrete Institute. Detroit, 1983.
12. Río, O. "El problema de los límites de esbeltez en el dimensionamiento en teoría de segundo orden de soportes esbeltos de hormigón armado". Tesis Doctoral presentada en la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid, 1986.
13. CEB-FIP. "Manual of Buckling and Instability". Bulletin d'Information nº 123. Dec, 1977.

Estudio de la capacidad resistente de secciones de hormigón armado en flexión simple con armaduras de compresión no necesaria pero existente

Jaime Fernández Gómez
Dr. Ingeniero de Caminos
Fernando Rodríguez López
Ingeniero de Caminos
Cátedra de Edificación y Prefabricación
ETSICCP de Madrid

En el dimensionamiento de secciones de hormigón armado es necesario colocar armadura de compresión cuando las deformaciones al nivel de la armadura principal de tracción no llegan a la correspondiente al límite elástico.

Dicha necesidad proviene de criterios de tipo económico y práctico, puesto que si utilizamos cuantías extraordinariamente altas de acero en tracción, la fibra neutra alcanzará gran profundidad, lo que significa que nos moveremos dentro del DOMINIO 4 (Véase figura 1) y, por tanto, el alargamiento del acero, ϵ_s, será inferior al correspondiente al límite elástico, ϵ_y.

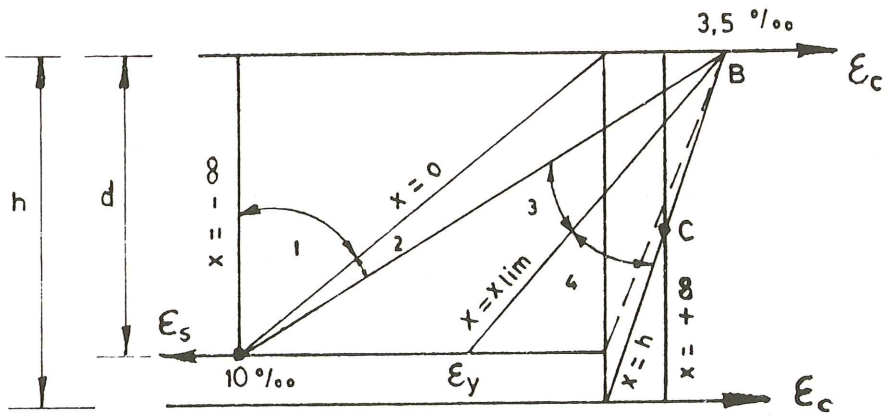


Fig. 1. Dominios de deformación.

De esta situación se derivan tres consecuencias indeseables:

– La pieza alcanzará la rotura por agotamiento del hormigón comprimido, con poca o ninguna fisuración de aviso.

– El acero trabajará a baja tensión y, por tanto, antieconómicamente.

– La pieza, por utilizar el hormigón al máximo de sus posibilidades, estará sometida a un fuerte proceso de fluencia y sus deformaciones diferidas serán importantes.

En realidad, la cuantía a la profundidad límite correlativa no puede identificarse con el valor X_{lim}, frontera entre los dominios 3 y 4, ya que depende de muchos factores, en especial del diámetro de las armaduras empleadas y de la adherencia; pero convencionalmente se acepta dicho valor como identificación.

Cuando la armadura en tracción tiene alargamientos superiores a ϵ_y, o lo que es lo mismo, el estado de deformaciones se encuentra en el dominio 3, aunque exista armadura en la zona de compresión ésta no suele ser tenida en cuenta, y la pieza se calcula como si no existiera. Dicho criterio viene motivado por las limitaciones que la instrucción EH-82 especifica para la consideración en el cálculo de una barra como armadura de compresión:

– El diámetro de la misma será superior o igual a 12 mm.

– Deberá existir una disposición de estribos, de tal forma que el diámetro de los mismos sea igual o mayor que $\phi/4$ y estén dispuestos a una distancia igual o inferior a 15 ϕ, siendo ϕ el diámetro de la barra comprimida. Estas limitaciones tienen como objetivo fundamental el impedir el pandeo de las barras comprimidas.

Sin embargo, el estudio de las secciones de hormigón armado, considerando en el cálculo la armadura de compresión existente (aunque no necesaria) tiene un interés práctico en estructuras de edificación, dado que en las zonas de momentos negativos de los dinteles (zonas de apoyo) es necesario disponer parte de la armadura de momentos positivos del vano, y en el centro del vano es necesario prolongar parte de la armadura de momentos negativos.

Aunque esta armadura incumpla las condiciones antes expuestas para ser tenida en cuenta como armadura de compresión, hay que tener en cuenta que, en cuanto al pandeo de las barras, el caso de las vigas es muy diferente al de los pilares, dado que la deformada de la pieza introduce la excentricidad primaria en el sentido en el que está impedido el pandeo.

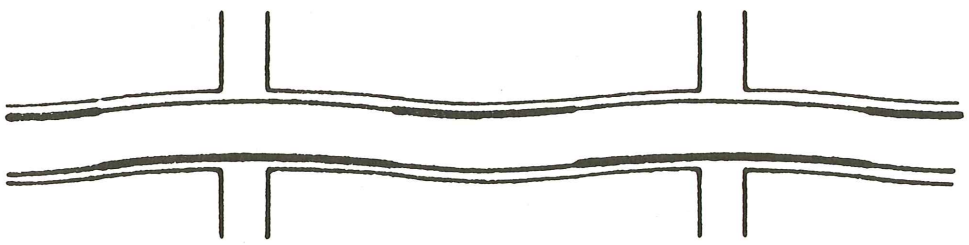


Fig. 2. Esquema de deformación de un pórtico.

Si se observa la figura 2, en las zonas de momentos positivos y negativos la armadura comprimida no está recta (como es el caso de los pilares), sino curvada, y esa curvatura pue-

de coartar apreciablemente el pandeo de las barras.

En la figura 3 se expone el principio del cálculo de una sección con armadura de compresión no necesaria pero existente.

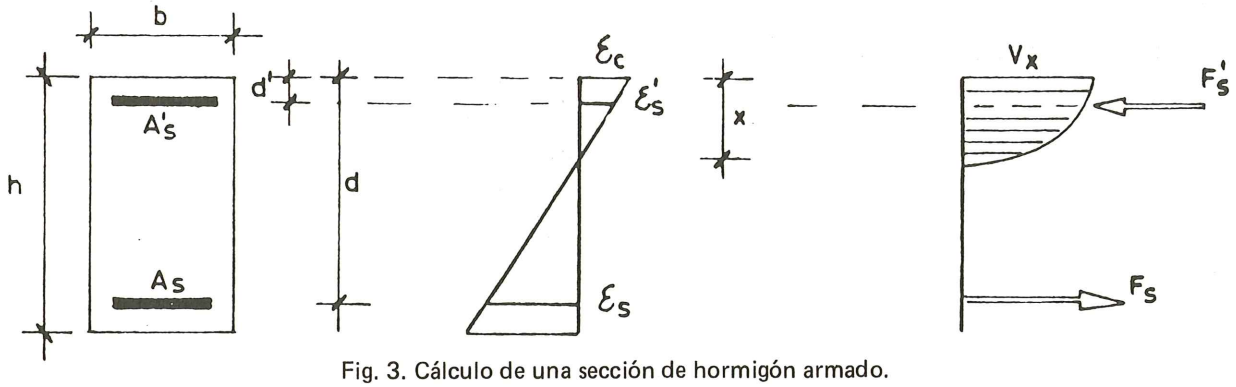


Fig. 3. Cálculo de una sección de hormigón armado.

Si llamamos V_x al volumen del bloque de hormigón comprimido, U_s y U_s' a las capacidades mecánicas de A_s y A_s' y δ_g a la distancia entre el centro de gravedad de V_x y la armadura de tracción, se pueden presentar los siguientes casos:

1) $\frac{x}{d} < \frac{d'}{d}$. Las dos armaduras A_s' y A_s están en tracción. En la práctica ésto corresponde siempre a secciones en las que $\frac{x}{d} < \frac{1}{6}$ y, por lo tanto, el bloque comprimido es un segmento de parábola. El alargamiento de la armadura A_s será, $\epsilon_s = 0{,}01$.

Las ecuaciones de equilibrio son:

$$V_x - \lambda U_s - \lambda' U_s' = 0$$

$$M_u - V_x \delta_g + \lambda' U_s' (d - d') = 0$$

$$\frac{\epsilon_c}{x} = \frac{0{,}01}{d-x} = \frac{\epsilon_s'}{d' - x} \qquad (1)$$

Como λ está definido para $\epsilon_s = 0{,}01$ y U_s' es dato, tenemos un sistema de 5 ecuaciones con 5 incógnitas: λ', ϵ_s', ϵ_c, U_s y x.

2) $\frac{x}{d} = \frac{d'}{d}$. El cálculo de la sección se efectúa como si no existiese la armadura de compresión, ya que $\epsilon_s' = 0$ y por lo tanto A_s' tiene tensión nula.

3) $\frac{x}{d} > \frac{d'}{d}$ y $\frac{x}{d} \leqslant 0{,}259$. Las condiciones de equilibrio resultan:

$$V_x + \lambda' U_s' - \lambda U_s = 0$$

$$M_u - U_x \delta_g - \lambda' U_s' (d - d') = 0$$

$$\frac{\epsilon_c}{x} = \frac{0{,}01}{d - x} = \frac{\epsilon_s'}{x - d'}$$

(1) Las expresiones de λ, λ', V_x y δ_g se omiten por brevedad. El desarrollo en detalle del método de cálculo puede seguirse en J. CALAVERA "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado para Edificios" (tomo II).

donde $\epsilon_s = 0{,}01$ y las incógnitas son las mismas que en el caso 1.

4) $\frac{x}{d} > \frac{d'}{d}$ y $\frac{x}{d} > 0{,}259$

Las ecuaciones de equilibrio son:

$$\epsilon_c = 0{,}0035$$

$$V_x + \lambda' U_s' - \lambda U_s = 0$$

$$M_u - V_x \delta_g - \lambda' U_s' (d - d') = 0$$

$$\frac{0{,}0035}{x} = \frac{\epsilon_s}{d - x} = \frac{\epsilon_s'}{x - d'}$$

En todos los casos son datos:

– $M_u = M_d$, momento de cálculo.

– b, h, d y d', características geométricas de la sección.

– A_s, A_s', secciones de acero.

– Características de los materiales.

Con el método general de cálculo expuesto se han preparado los ábacos que se presentan en las figuras 4 y 5, válidos para las características que en ellos se indican. Sirven tanto para comprobación como para dimensionamiento, dado que en función de $\omega = \frac{U_s}{f_{cd} \cdot b \cdot d}$ y $\omega' = \frac{U_s'}{f_{cd} \cdot b \cdot d}$ se puede determinar $\mu = \frac{M_d}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}$, y conociendo μ y ω' se puede determinar ω.

Un método aproximado de cálculo para este tipo de secciones es el suponer agotada la armadura de compresión (trabajando a su límite elástico) y calcular el momento de la sección como el correspondiente a una viga de cuantía $\omega - \omega'$ más un momento $A_s' \cdot f_{yd}$ (d – d'). En la figura 6 se indica el método aproximado de cálculo.

En la tabla 1 se han calculado, para un acero de dureza natural y un acero estirado en frío y para diferentes valores de ω y ω', los valores de μ_{real} y $\frac{x_{real}}{d}$ (momento reducido y profundidad de la fibra neutra, calculados por el procedimiento exacto), μ aproximado (momento reducido calculado por el procedimiento aproximado), y $\mu_{s.ar.c}$ y $\frac{x_{s.ar.c}}{d}$ (momento reducido calculado sin tener en cuenta la armadura de compresión y profundidad de la fibra neutra en la misma hipótesis).

En la figura 7 se representan los errores cometidos. Se puede ver que los máximos errores en los casos comprobados son del 12,5 por 100 para el acero estirado en frío y del 7,0 por 100 para el acero de dureza natural.

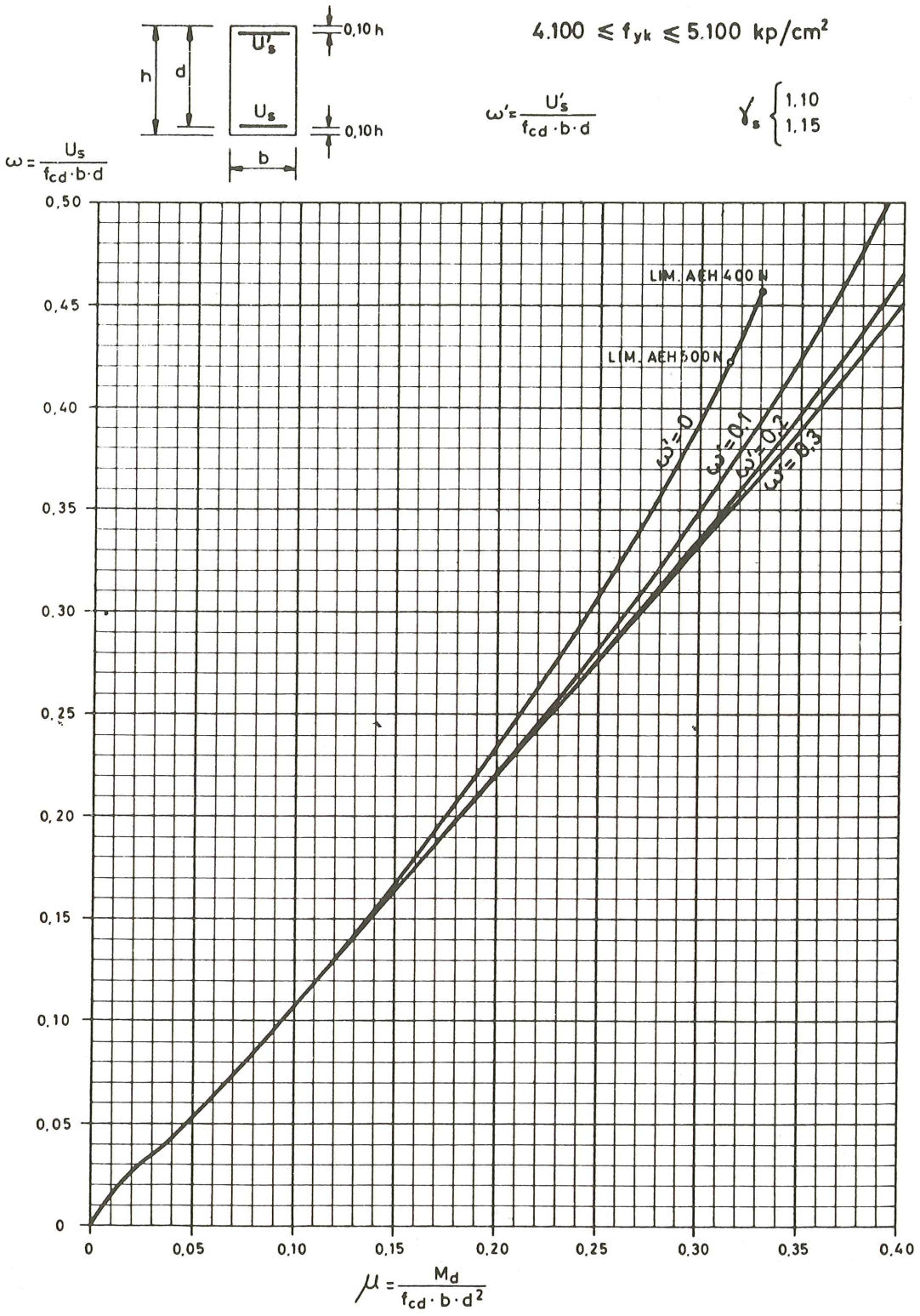


Fig. 4. Secciones rectangulares sometidas a flexión simple, con armadura de compresión no necesaria pero existente.

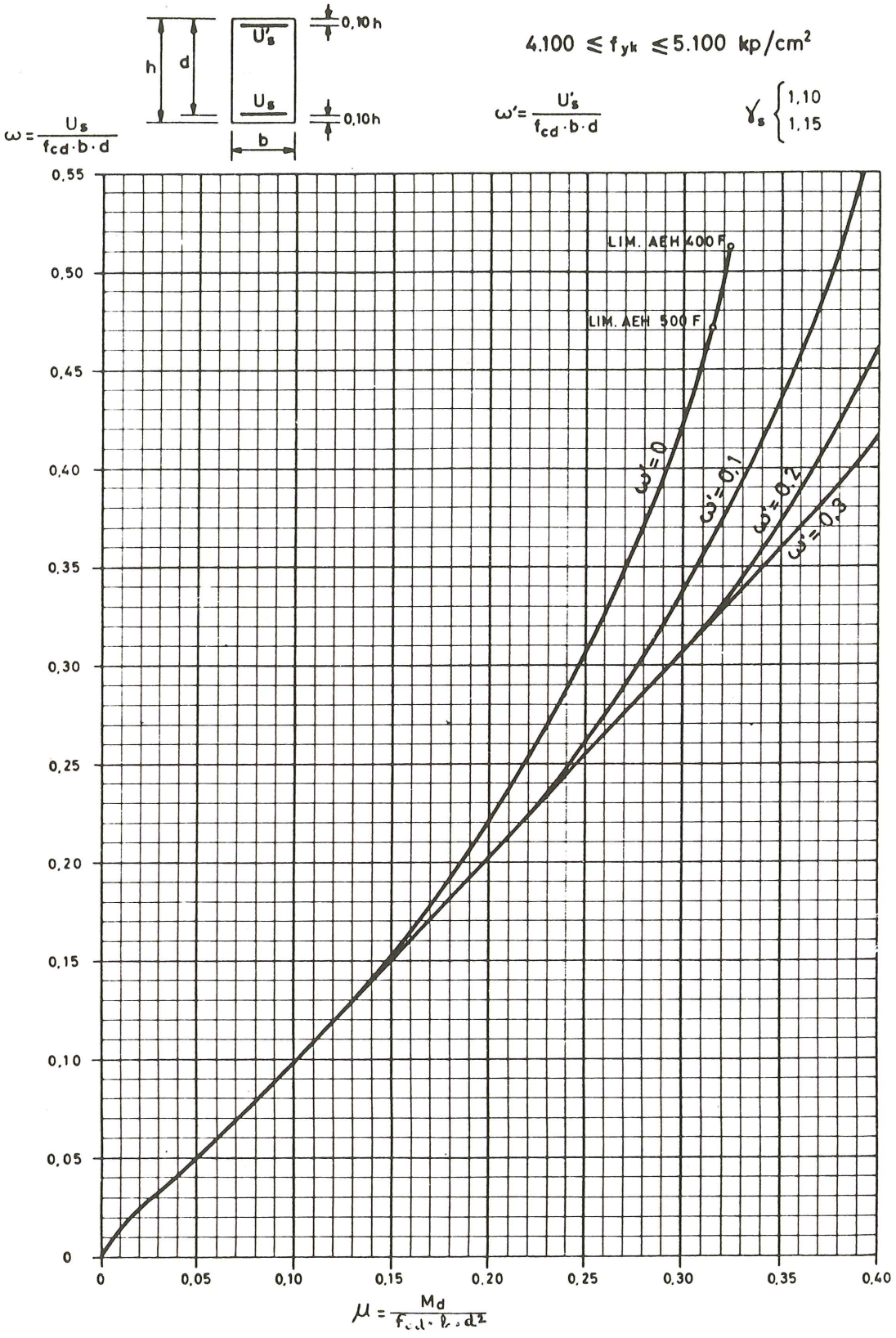


Fig. 5. Secciones rectangulares sometidas a flexión simple, con armadura de compresión no necesaria pero existente.

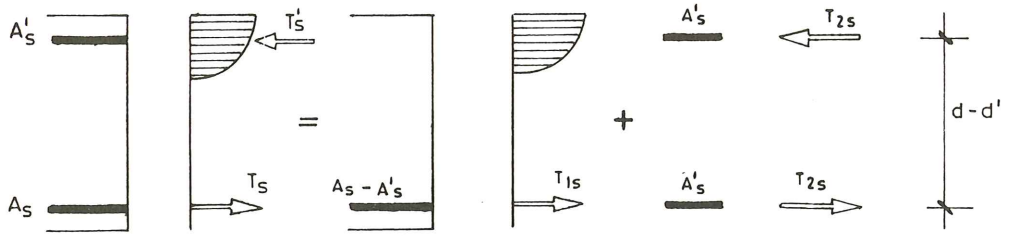


Fig. 6. Método aproximado de cálculo para secciones con armadura de compresión.

TABLA 1

Acero estirado en frío

ω	ω'	μ_{real}	$\frac{x_{real}}{d}$	$\mu_{aproximado}$	$\mu_{s.ar.c}$	$\frac{x_{s.ar.c}}{d}$
0,20	0,00	0,175	0,312	0,175	0,175	0,312
	0,10	0,198	0,230	0,181		
	0,20	0,198	0,195	–		
0,30	0,00	0,247	0,438	0,247	0,247	0,438
	0,10	0,277	0,325	0,255		
	0,20	0,293	0,246	0,261		
	0,30	0,293	0,221	–		
0,40	0,00	0,292	0,550	0,292	0,292	0,550
	0,10	0,333	0,448	0,327		
	0,20	0,366	0,345	0,335		
	0,30	0,390	0,260	0,341		

Acero de dureza natural

ω	ω'	μ_{real}	$\frac{x_{real}}{d}$	$\mu_{aproximado}$	$\mu_{s.ar.c}$	$\frac{x_{s.ar.c}}{d}$
0,20	0,00	0,175	0,289	0,175	0,175	0,289
	0,10	0,180	0,220	0,175		
	0,20	0,182	0,185	–		
0,30	0,00	0,245	0,435	0,245	0,245	0,435
	0,10	0,265	0,290	0,255		
	0,20	0,269	0,233	0,256		
	0,30	0,272	0,212	–		
0,40	0,00	0,304	0,580	0,304	0,304	0,580
	0,10	0,335	0,435	0,325		
	0,20	0,353	0,291	0,335		
	0,30	0,359	0,240	0,335		

El considerar en el cálculo de piezas en flexión, la armadura de compresión no necesaria pero existente, vemos que lleva a admitir momentos últimos superiores, que aumentan al aumentar la cuantía de las armaduras. (Véase figura 8).

Más interesante desde el punto de vista práctico es la reducción del bloque comprimido que se obtiene al considerar en el cálculo la armadura de compresión.

En la figura 9 se han comparado las profundidades de fibra neutra que resultan en los dos sistemas de cálculo (considerando y sin considerar la armadura de compresión). Se observa que con cuantías de acero en compresión del orden de 0,15, se obtiene una reducción del bloque comprimido de hasta el 60 por 100. Dado que la ductilidad de una sección es función de la profundidad de la fibra neutra (aumenta al disminuir ésta), el considerar las profundidades de la fibra que se deducen del cálculo con armadura de compresión permitirá redistribuciones mayores de momentos en las vigas de los entramados de hormigón armado, consiguiendo un esquema de armado más coherente y económico.

A este respecto cabe señalar que algunos Códigos de hormigón, entre ellos el Código Modelo CEB-FIP, tienen coeficientes reductores de los momentos en negativos, que dependen de la profundidad de la fibra neutra en el estado límite último; con lo que una reducción de ésta conlleva a una mayor redistribución.

No obstante, las ventajas que se deducen de considerar en el cálculo la armadura de compresión no necesaria pero existente, deberán ser confirmadas mediante resultados experimentales, dado que, como ya se apuntó anteriormente, estas armaduras suelen incumplir los requisitos que la Instrucción EH-82 prescribe para evitar el pandeo de una barra comprimida. Aunque, como también se indicó, existen causas para pensar que el pandeo de la barra está impedido, se considera imprescindible, para la aplicación del método de cálculo expuesto, el contar con los resultados de un programa experimental de ensayos.

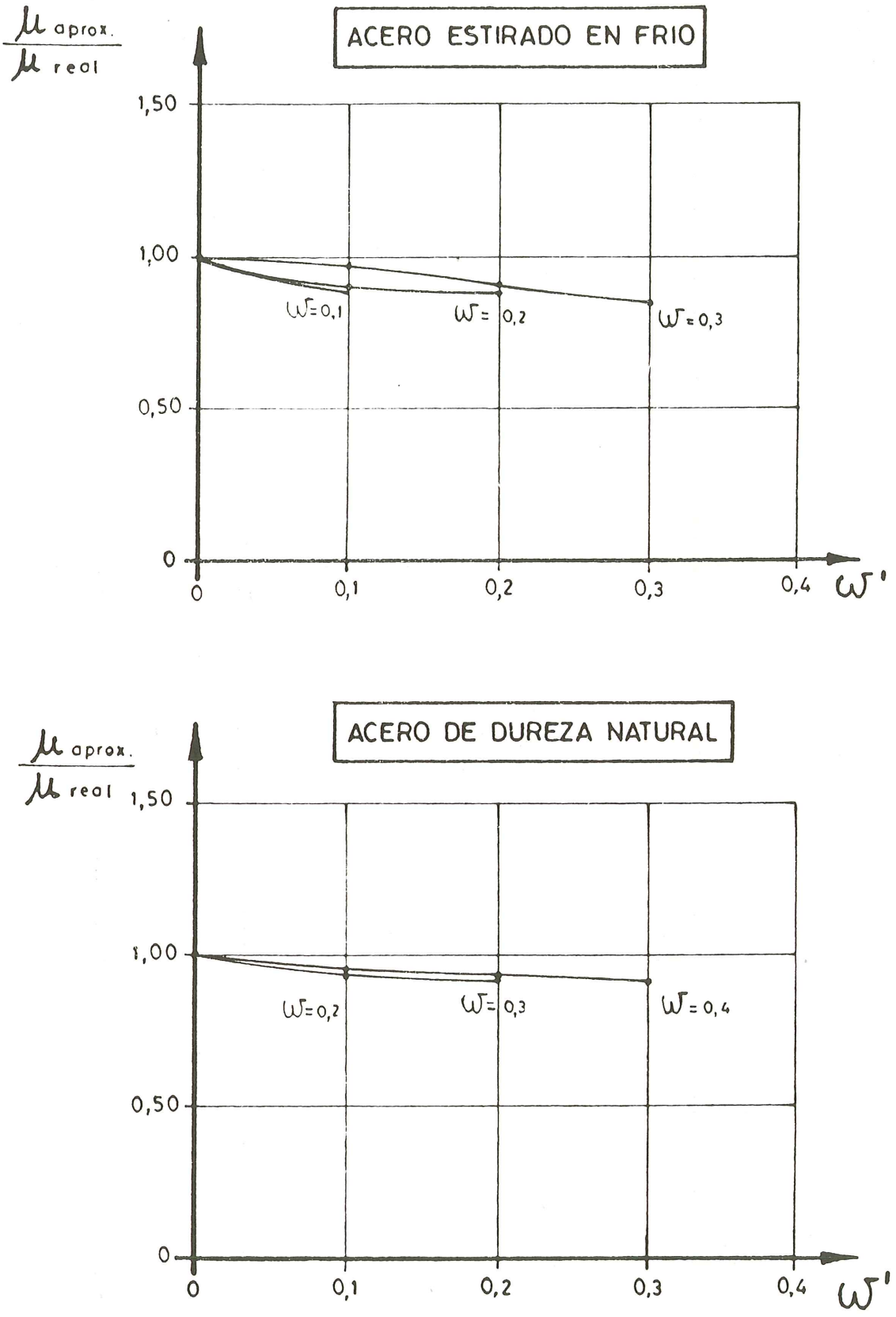


Fig. 7. Comparación entre $\mu_{aproximado}$ y μ_{real}.

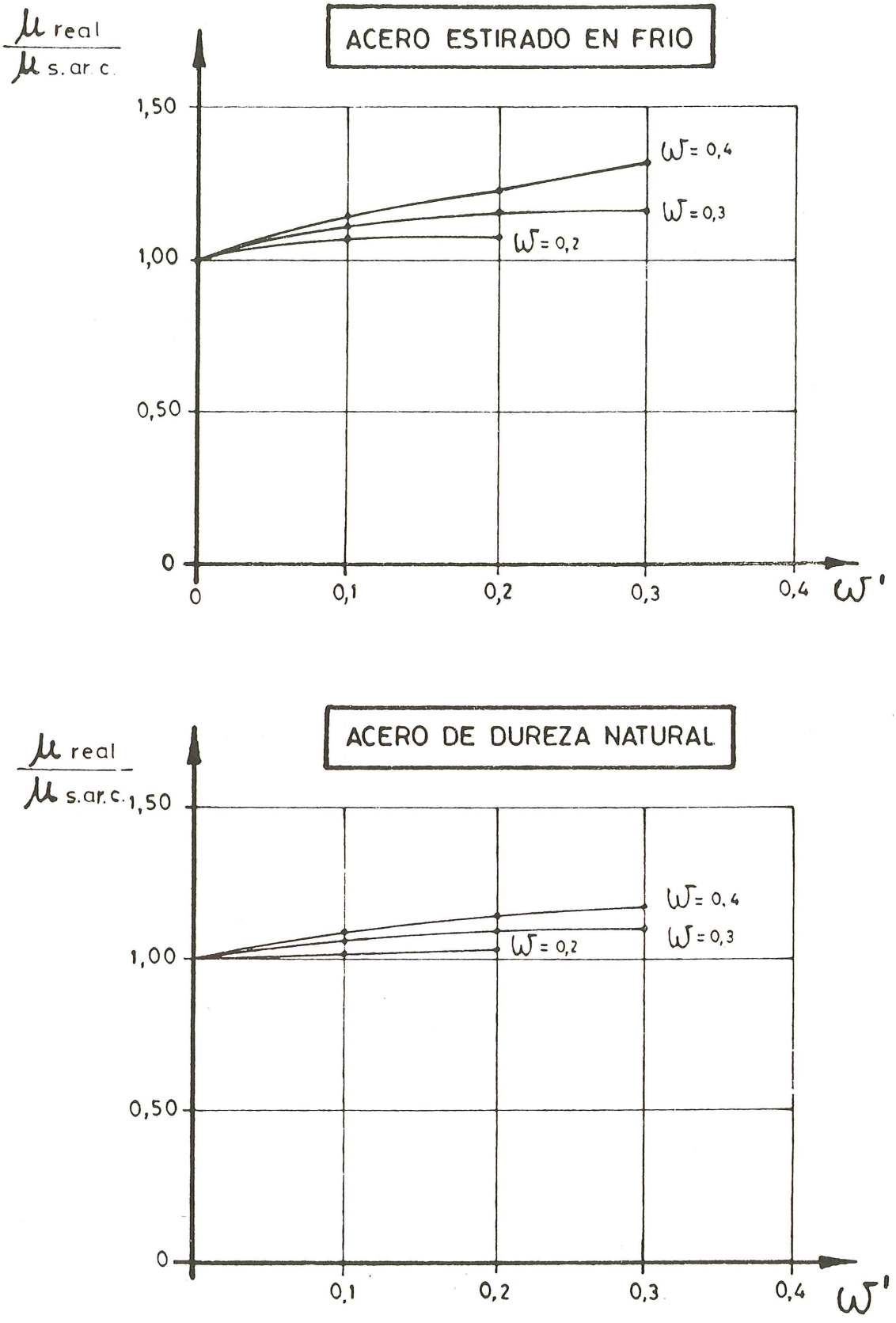


Fig. 8. Comparación entre μ_{real} y $\mu_{s.ar.c.}$

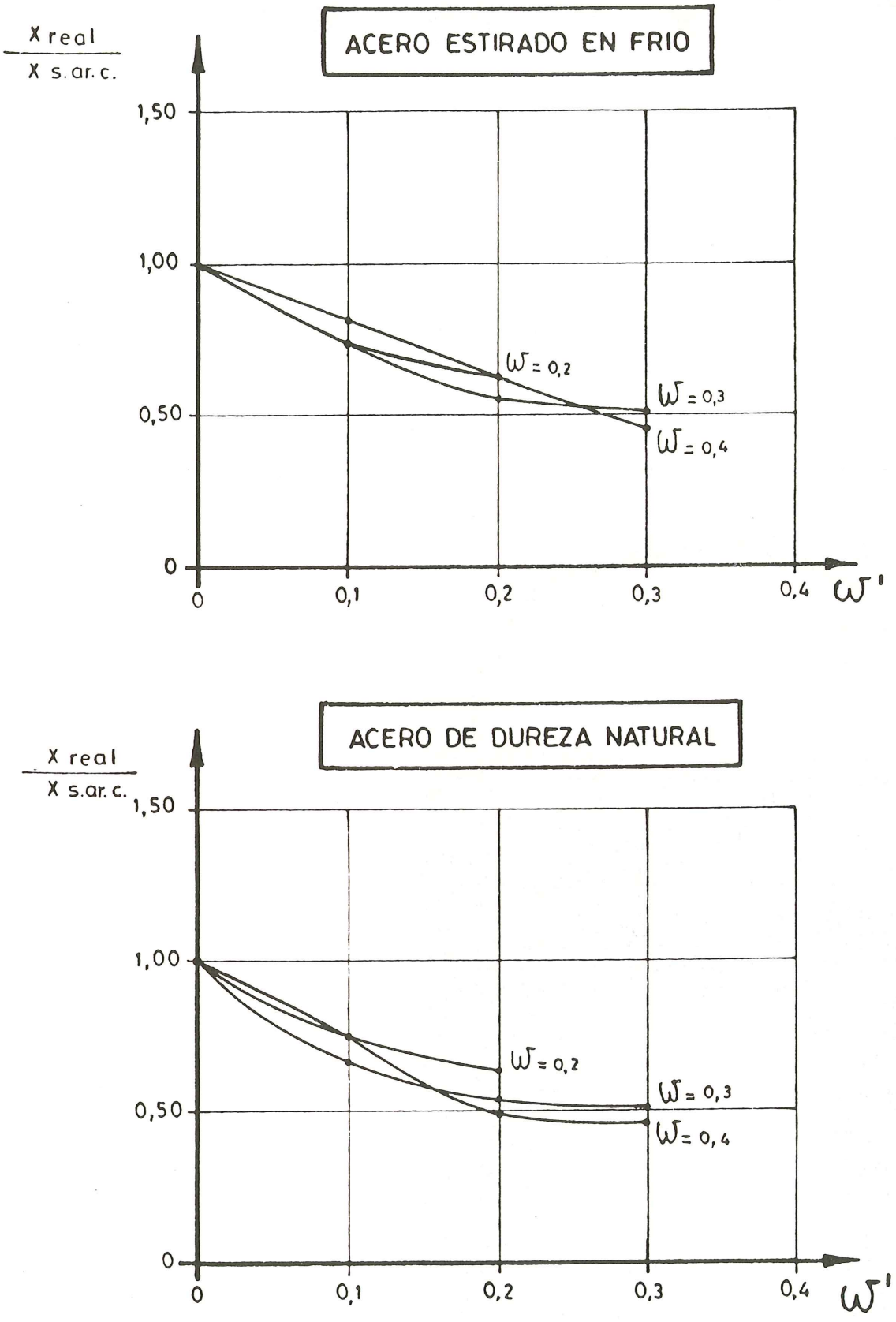
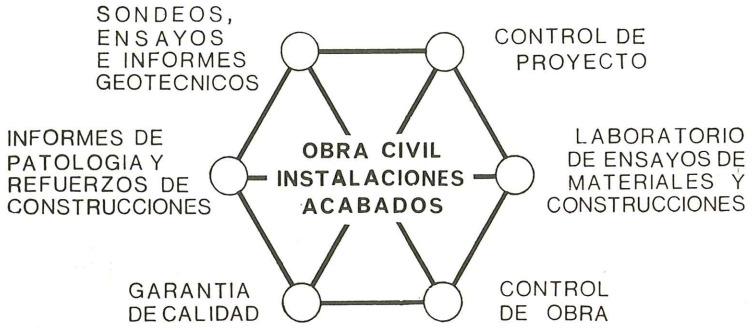
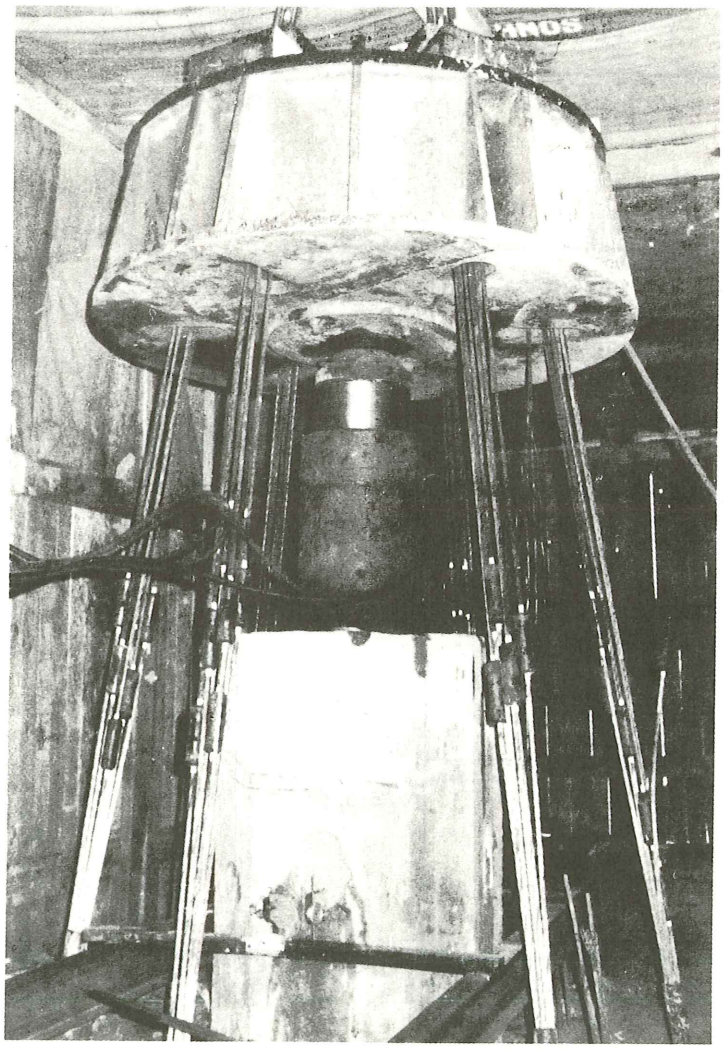


Fig. 9. Comparación entre x_{real} y $x_{s.ar.c.}$

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES





Prueba de carga de un pilote.

MADRID

Oficinas:
Monte Esquinza, 30 - 4.º D
MADRID-4
Tels. (91) 410 51 58/62/66

Laboratorio:
Carretera de Loeches, 7
TORREJON DE ARDOZ
Tels. (91) 675 31 00/04/08

BARCELONA

Pasaje Busquets, 37
CORNELLA DE LLOBREGAT
Tels. (93) 377 43 58/62

Propuesta de un método aproximado para el cálculo de pórticos traslacionales de hormigón armado

José-Pedro Gutiérrez
Alfonso Recuero
Dres. Ings. de Caminos IET. cc/C.S.I.C.

RESUMEN

Se presenta un método aproximado para el análisis de pórticos traslacionales de hormigón armado, deducido a partir de los ensayos numéricos realizados sobre pórticos regulares aplicando un método de análisis que tiene en cuenta la no linealidad de los materiales, asociada al comportamiento real de los mismos, y la no linealidad geométrica asociada a los efectos de segundo orden. Estos ensayos numéricos han permitido deducir una fórmula que aproxima de forma satisfactoria la relación entre la flecha no lineal de segundo orden y la flecha lineal de primer orden. Basándose en esta fórmula se propone un método de análisis para determinar las solicitaciones en un pórtico traslacional de hormigón armado. El método es aplicable a pórticos de edificación cuyas flechas en cabeza, bajo cargas características, estén comprendidas entre 1/2000 y 1/450 de la altura total.

1. INTRODUCCION

En la normativa española actual, Instrucción EH-82, los pórticos de hormigón armado de edificación quedan divididos en dos categorías, atendiendo a su traslacionalidad o intraslacionalidad. Esta clasificación quedó recogida por primera vez en la Instrucción EH-80 que tomó dichos conceptos del entonces recién editado Código Modelo CEB - FIP 1978 para estructuras de hormigón.

El criterio de intraslacionalidad propuesto por el Código Modelo fue también recogido por la normativa española, la cual añadió unas recomendaciones prácticas adicionales que, bajo ciertas condiciones, permiten calcular y comprobar pórticos traslacionales con métodos simplificados análogos a los utilizados para pórticos intraslacionales, sin necesidad de realizar un cálculo mediante un método general no lineal.

Los criterios recogidos en la EH-80 y mantenidos en la EH-82 restringen la posibilidad de aplicar la teoría de primer orden, a pórticos con un máximo de 15 plantas, y que además cumplan la condición de que el desplazamiento en cabeza, bajo cargas horizontales características, no supere 1/750 de su altura total. Para pórticos de mayor altura o flexibilidad es preciso acudir a un cálculo no lineal riguroso.

Para pórticos traslacionales cuya flecha en cabeza no supere 1/750 de la altura total ni tengan más de 15 plantas, la EH-82 permite realizar la comprobación de soportes con esbelteces menores que 100, mediante un método aproximado paralelo al que se sigue en la comprobación de pórticos intraslacionales, utilizando un nomograma que proporciona un coeficiente a partir del cual se determina la longitud de pandeo de cada soporte, y aplicando una fórmula para calcular una excentricidad ficticia que representa los efectos de segundo orden.

El nomograma fue obtenido considerando las configuraciones de pandeo deducidas a partir de un estudio realizado sobre pórticos regulares y suponiendo un comportamiento elástico y lineal. La validez de este estudio no ha sido comprobada en estructuras de hormigón armado con un comportamiento sensiblemente no lineal, por lo que su aplicación a este tipo de estructuras es discutible. Además, su aplicación a pórticos con vigas planas proporciona resultados más dispersos y dudosos que cuando se aplica a pórticos con vigas de canto.

La fórmula que proporciona la excentricidad ficticia para representar los efectos de segundo orden, cubre también los efectos de fluencia, según se desprende del comentario al artículo 43.5.2 de la propia Instrucción EH-82. Cuando las cargas dominantes son de corta duración, e incluso para relaciones de carga total a carga permanente consideradas normales en edificación, la fórmula puede catalogarse de muy conservadora, hecho éste que ya ha sido observado en otras investigaciones relativas a soportes aislados.

Cuando la esbeltez de los soportes es mayor que 100 y no supera 200, debe acudirse a métodos aproximados, deducidos a partir del método general, tales como el método de la columna modelo, el método de la deformada senoidal o el método de las curvaturas de referencia.

De forma esquemática, el organigrama de la figura 1 recoge todo el proceso de comprobación de pórticos establecido por la normativa.

En pórticos traslacionales cuya flecha en cabeza supere 1/750 de la altura total o tengan más de 15 plantas, la normativa exige un cálculo mediante un método general, lo cual enfrenta a los proyectistas con el grave problema de no disponer de métodos adecuados para calcular estas estructuras.

Esta situación aconseja la búsqueda de métodos alternativos al análisis no lineal riguroso que, a ser posible, utilicen herramientas de uso generalizado, tal como pueden considerarse actualmente los programas para el análisis matricial de estructuras de barras en régimen elástico y lineal. Es evidente que estos métodos no podrán reflejar en detalle todas las circunstancias del análisis no lineal, pero es de esperar que puedan proporcionar resultados dentro de un orden de precisión que se considera aceptable.

Por una parte, es necesario justificar de forma real los efectos de segundo orden en pórticos de edificación, evaluándolos a partir de un estudio conjunto de la estructura y no a nivel individual de pieza como se viene haciendo hasta ahora.

Por otra parte, se trata de comprobar si para los índices de flecha considerados normales en proyectos de pórticos, la estructura puede presentar posibles inestabilidades de conjunto, tema éste que no ha sido investigado hasta ahora de forma sistemática.

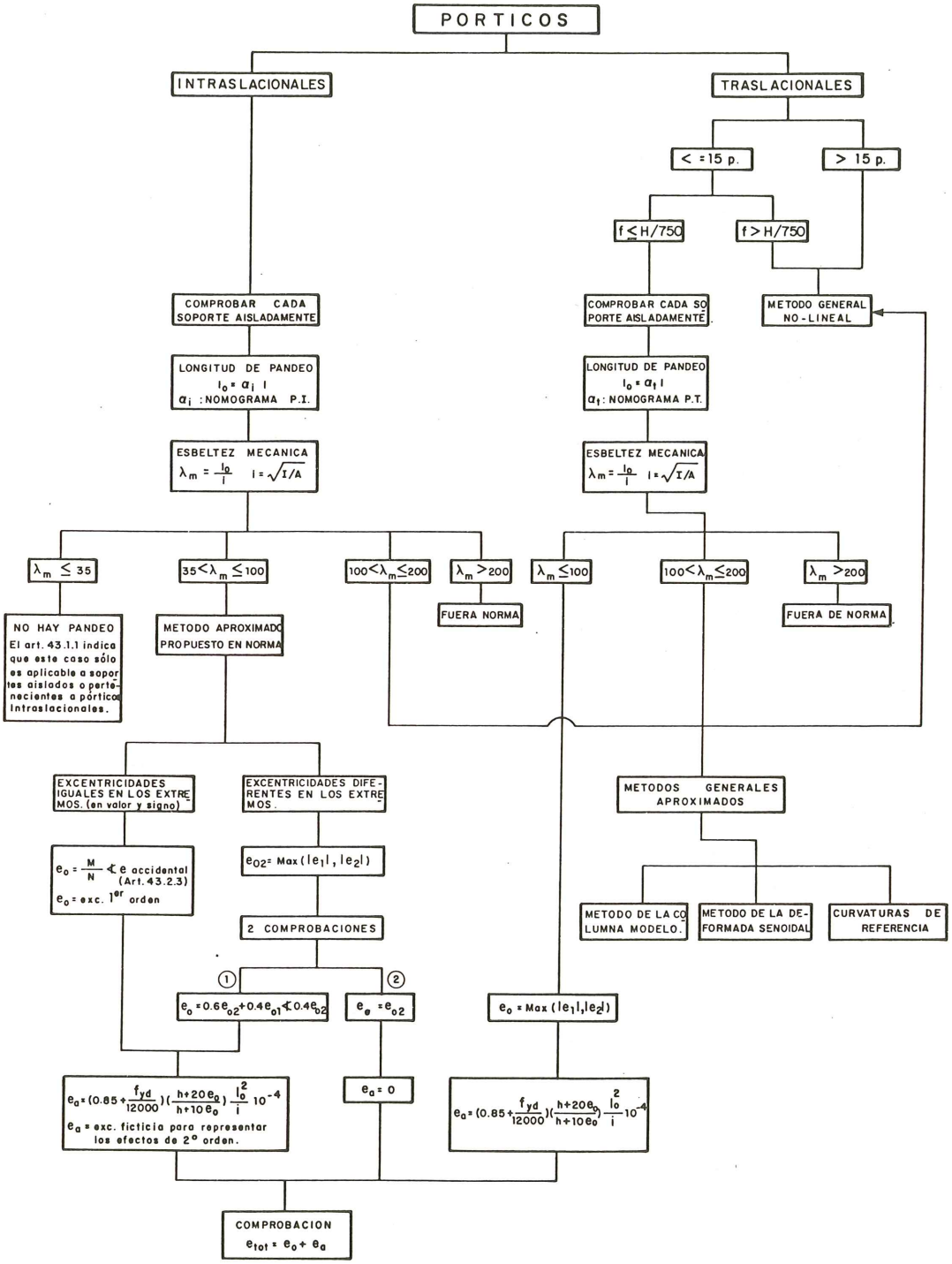

PORTICOS
INTRASLACIONALES
TRASLACIONALES
< =15 p.
> 15 p.
f ≤ H/750
f > H/750
COMPROBAR CADA SOPORTE AISLADAMENTE
LONGITUD DE PANDEO
$l_o = \alpha_i \, l$
α_i : NOMOGRAMA P.I.
ESBELTEZ MECANICA
$\lambda_m = \frac{l_o}{i}$ $i = \sqrt{I/A}$
COMPROBAR CADA SOPORTE AISLADAMENTE.
LONGITUD DE PANDEO
$l_o = \alpha_t \, l$
α_t: NOMOGRAMA P.T.
ESBELTEZ MECANICA
$\lambda_m = \frac{l_o}{i}$ $i = \sqrt{I/A}$
METODO GENERAL NO-LINEAL
$\lambda_m \leq 35$
$35 < \lambda_m \leq 100$
$100 < \lambda_m \leq 200$
$\lambda_m > 200$
FUERA NORMA
$\lambda_m \leq 100$
$100 < \lambda_m \leq 200$
$\lambda_m > 200$
FUERA DE NORMA
NO HAY PANDEO
El art. 43.1.1 indica que este caso sólo es aplicable a soportes aislados o pertenecientes a pórticos intraslacionales.
METODO APROXIMADO PROPUESTO EN NORMA
EXCENTRICIDADES IGUALES EN LOS EXTREMOS. (en valor y signo)
EXCENTRICIDADES DIFERENTES EN LOS EXTREMOS.
METODOS GENERALES APROXIMADOS
$e_o = \frac{M}{N}$ + e accidental (Art. 43.2.3)
e_o = exc. 1er orden
$e_{02} = \text{Max}(|e_1|, |e_2|)$
2 COMPROBACIONES
METODO DE LA COLUMNA MODELO.
METODO DE LA DEFORMADA SENOIDAL
CURVATURAS DE REFERENCIA
① ②
$e_o = 0.6 e_{02} + 0.4 e_{01} \geq 0.4 e_{02}$
$e_o = e_{02}$
$e_o = \text{Max}(|e_1|, |e_2|)$
$e_a = (0.85 + \frac{f_{yd}}{12000})(\frac{h + 20 e_o}{h + 10 e_o}) \frac{l_o^2}{i} 10^{-4}$
e_a = exc. ficticia para representar los efectos de 2º orden.
$e_a = 0$
$e_a = (0.85 + \frac{f_{yd}}{12000})(\frac{h + 20 e_o}{h + 10 e_o}) \frac{l_o^2}{i} 10^{-4}$
COMPROBACION
$e_{tot} = e_o + e_a$

Fig. 1.

En el desarrollo de este trabajo se ha utilizado un método de análisis no lineal general de estructuras de barras, con el cual se ha realizado un amplio número de ensayos numéricos sobre pórticos de hormigón armado, con el fin de determinar la influencia de los distintos parámetros que intervienen en el comportamiento de estas estructuras. De este estudio se han seleccionado los parámetros más significativos, y en función de ellos se propone un método que, utilizando exclusivamente herramientas del análisis lineal, permite calcular de forma global los efectos de segundo orden en pórticos de edificación, con una aproximación que se considera suficiente.

2. ANALISIS NO LINEAL DE PORTICOS PLANOS

El método de análisis empleado en este trabajo tiene en cuenta, tanto la no linealidad geométrica, asociada a los efectos de segundo orden, como la no linealidad mecánica, asociada al comportamiento real de los materiales.

El procedimiento es una sucesión de cálculos en primer orden, análisis lineal, que por medio de un proceso iterativo va aproximando el comportamiento no lineal de la estructura. El proceso puede esquematizarse de la siguiente forma:

El primer paso consiste en un análisis lineal de primer orden, en donde se obtienen los desplazamientos iniciales de los nudos de la estructura, considerando como características mecánicas resistentes de las piezas las correspondientes a las secciones brutas de hormigón. Se llamará D1 a estos desplazamientos y Cgo a la configuración geométrica inicial de la estructura.

Los desplazamientos de primer orden, D1, son el punto de partida para el ciclo iterativo del cambio de geometría, que consta de los siguientes pasos:

1. Conocidos los esfuerzos (N, M) del cálculo anterior se obtienen las deformaciones en cada sección, calculadas de forma lineal:

$$\epsilon_m = N/EA \qquad C = M/EI$$

   Mediante un análisis no lineal de secciones (análisis de sección directo) se determinan las solicitaciones N' y M' que corresponderían a estas deformaciones y, en consecuencia, las nuevas rigideces de las secciones, representativas de las rigideces de las piezas, que vienen dadas por:

$$EA = N'/\epsilon_m \qquad EI = M'/C$$

2. Se obtiene la nueva configuración geométrica de la estructura, es decir la configuración deformada. Para ello, se suman a la configuración inicial los desplazamientos de los nudos calculados anteriormente

$$Cg1 = Cgo + D1$$

   Con la geometría de la estructura corregida y con las rigideces actuales de las piezas, se inicia un nuevo cálculo.

   Se obtienen así los nuevos desplazamientos, D2, las nuevas rigideces de las piezas, (EA)2, (EI)2, y la nueva geometría, Cg2 = Cgo + D2.

El proceso se repite hasta que en dos iteraciones sucesivas i-1, i, las configuraciones Cgi-1 y Cgi difieran menos que en un valor prefijado. Se considera que en esta situación la estructura ha alcanzado su configuración de equilibrio. Por el contrario, se detecta una situación de inestabilidad cuando los desplazamientos empiezan a crecer rápidamente.

La compatibilidad de deformaciones queda asegurada por el análisis que se realiza a nivel de sección en cada iteración.

En cada iteración se genera de nuevo la matriz de rigidez de la estructura, puesto que las características de las barras van evolucionando a lo largo del proceso.

La estructura analizada está formada por un conjunto de piezas lineales (barras), de sección constante, interconectadas entre sí en los nudos. Cada barra se divide en n segmentos iguales, adoptando en nuestro caso n igual a 10.

Para un segmento k, en una iteración de cálculo determinada, se conoce su matriz elemental de rigidez. La matriz de rigidez de la barra, se obtiene, por el método de las matrices de transferencia, como combinación de los n segmentos. Cada segmento tiene una rigidez axil (EA), y una rigidez a flexión (EI). Estas rigideces han sido calculadas mediante un análisis a nivel de sección para el estado de solicitaciones que corresponde a la iteración en curso. En general, se toma como solicitación representativa en un segmento, la media de las solicitaciones actuantes en las secciones extremas del mismo.

En el cálculo de secciones directo, dadas unas solicitaciones N y M se determinan, en primer lugar, las deformaciones ϵ_m, C, calculadas con hipótesis puramente lineales. Con estas deformaciones se entra en un análisis no lineal de secciones y se determinan las resultantes internas de tensiones, N' y M'. Las nuevas rigideces de la sección para cálculos sucesivos vendrán dadas por:

$$EA = N'/\epsilon_m \; ; \qquad EI = M'/C$$

Las deformaciones lineales calculadas por la teoría elemental de resistencia de materiales, vienen dadas por:

$$\epsilon_m = N/(EA)\,k$$
$$C = M/(EI)\,k$$
$$\epsilon_c = (\epsilon_m + h\,C/2)$$
$$\epsilon_s = \epsilon_m - d\,C$$

siendo:

ϵ_m = deformación en el centro de gravedad de la sección.
C = curvatura de la sección.
ϵ_c = deformación en la fibra más comprimida de hormigón.
ϵ_s = deformación en el acero más traccionado.
N = axil.
M = momento.
(EA)k, (EI)k = rigideces axil y de flexión del tramo 'k' considerado.
h = canto de la sección.
d = canto útil.

El análisis de la sección con un plano de deformación definido por una pareja de la terna ϵ_c, ϵ_s, C, proporciona el axil N' y el momento M', deducidos al establecer el equilibrio de la sección:

$$N' = \int_h \sigma_c \, b \, dy + \Sigma \, \sigma_{si} \, A_{si}$$

$$M' = \int_h \sigma_c \, b \, y \, dy + \Sigma \, \sigma_{si} \, y_{si} \, A_{si}$$

donde:

$$\sigma_c = g_1 \, (\epsilon_c) \quad ; \quad \epsilon_c = \epsilon_m + y \, C$$

$$\sigma_{si} = g_2 \, (\epsilon_{si}) \quad ; \quad \epsilon_{si} = \epsilon_m + y_{si} \, C$$

siendo:

g_1 = función que define el diagrama tensión deformación del hormigón.
g_2 = Función que define el diagrama tensión deformación del acero.
y_{si} = posición de la armadura i.
A_{si} = área de la armadura i.
b = ancho de la sección.

Para el hormigón se ha utilizado el diagrama $\sigma_c - \epsilon_c$ hiperbólico, recomendado en el artículo 43.2.2 de la instrucción EH-82, y que coincide con el propuesto por el C.E.B. en el Código Modelo. Este diagrama, figura 2, representa, más adecuadamente que el diagrama parábola rectángulo, el comportamiento tenso-deformacional del hormigón para los distintos niveles de carga que van desde situaciones de servicio a situaciones de rotura.

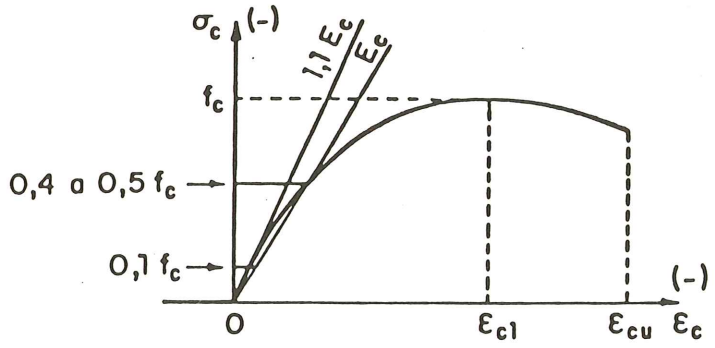


Fig. 2. Diagrama Tensión - Deformación del hormigón.

Para el acero pueden considerarse dos tipos de diagramas, el que representa a los aceros de dureza natural o el que caracteriza a los aceros estirados en frío, figura 3, si bien en los ensayos numéricos realizados se ha empleado exclusivamente el correspondiente a aceros de dureza natural, dado que son estos aceros los más utilizados en la actualidad.

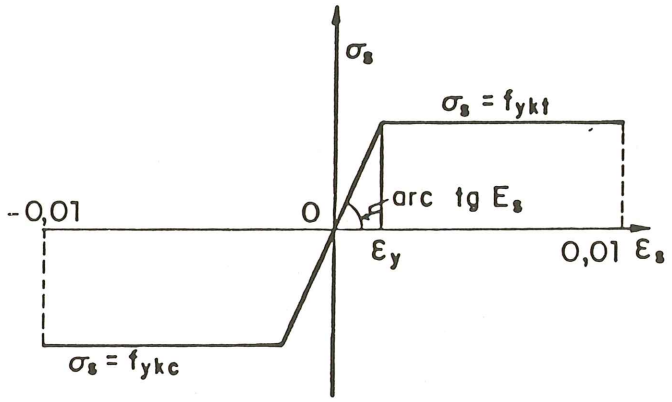
Los efectos de segundo orden se introducen a través de la modificación de la geometría de la estructura.

Si (X'_0, Y'_0) son las coordenadas iniciales de los nudos de la estructura sin deformar, en el sistema general de referencia, y d'_x, d'_y son los desplazamientos de los nudos en la iteración anterior, las coordenadas (X', Y') de los nudos para la siguiente iteración, vienen dadas por:

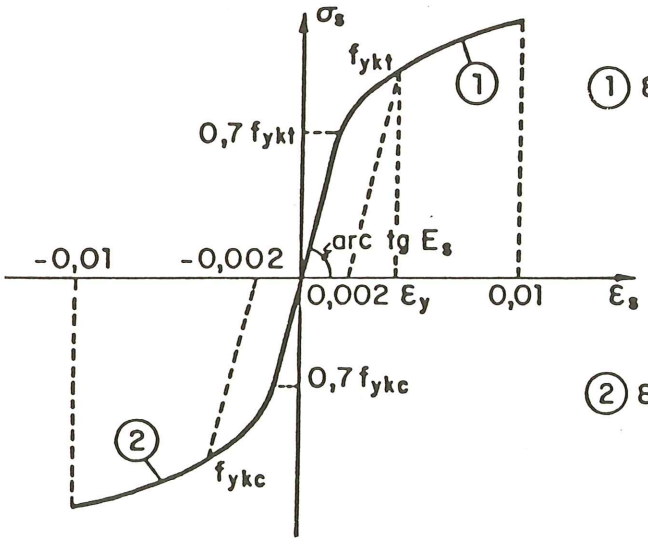
$$X' = X'_0 + d'_x$$
$$Y' = Y'_0 + d'_y$$

con lo cual se obtiene la geometría deformada de la estructura, cuya configuración se utiliza como base para la siguiente iteración.

En la primera iteración, d'_x y d'_y son nulos, y las rigideces de las barras son las correspondientes a las secciones brutas de hormigón. Es decir, la primera iteración es un cálculo elástico y lineal, a partir del cual se desencadena todo el proceso iterativo hasta que se alcanza una solución equilibrada y compatible.



Acero de dureza natural



$$① \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + 0{,}823\left[\frac{\sigma_s}{f_{ykt}} - 0{,}7\right]^5$$

$$② \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} - 0{,}823\left[\frac{\sigma_s}{f_{ykc}} - 0{,}7\right]^5$$

Acero estirado en frío

Fig. 3. Diagrama Tensión deformación para los aceros.

La convergencia se establece en desplazamientos. La inestabilidad de la estructura se detecta cuando a partir de una iteración determinada se observa que los desplazamientos crecen rápidamente en lugar de estabilizarse.

El análisis no lineal descrito, se ha particularizado para pórticos regulares simétricos, y ha sido implantado en un programa de ordenador que incorpora las siguientes características:

- Generación automática, a partir de una definición simplificada del pórtico.
- Dimensionamiento de secciones. (Armado de piezas).
- Análisis no lineal de la estructura.

La generación automática permite calcular los datos geométricos topológicos, mecánicos y de cargas, a partir de una descripción simplificada, con un número reducido de datos de entrada. La estructura generada es un pórtico regular que se describe mediante el número de vanos y el número de alturas, así como las luces de cada vano y las alturas de cada piso. A partir de estos datos se determinan las coordenadas de los nudos y la descripción topológica de las barras. A partir de un catálogo de secciones (ancho x canto) se asignan las características mecánicas de las barras.

Las condiciones de contorno de la estructura se suponen que son de empotramiento en todos los pilares, a nivel de la planta inferior.

Las cargas actuantes sobre la estructura se definen mediante dos vectores, cada uno de ellos con tantos elementos como plantas, debiendo darse, para cada planta, la fuerza horizontal que actúa a nivel de dicha planta y la densidad de la carga vertical, uniformemente repartida, que actúa sobre todas las vigas de dicha planta.

En el dimensionamiento y armado de piezas se ha hecho uso de criterios sencillos y fórmulas aproximadas de rápida implantación, con el objeto de hacer operativo el estudio numérico que se recoge en el apartado 3. Una breve explicación figura a continuación.

En una viga se conocen las envolventes de momentos flectores, determinadas a partir de las leyes de momentos debidas a las cargas verticales y horizontales de viento actuando en ambas direcciones (viento de la izquierda más viento de la derecha). De acuerdo con la norma EH-82, las envolventes deben decalarse un canto, hecho que produce un aumento de las mismas. Conocidas las envolventes decaladas, la cuantía mecánica necesaria se determina mediante la fórmula:

$$\omega = \mu\,(1 + \mu)$$

En los soportes se considera únicamente una distribución simétrica de armaduras. Se admiten 6 disposiciones distintas, que se denominan: A, B, C, D, E, F.

La disposición tipo A, tiene 4 redondos, uno en cada esquina.

La disposición tipo B, tiene 6 redondos, tres en una cara y tres en la opuesta.

La disposición tipo C, tiene 8 redondos, cuatro en una cara y cuatro en la opuesta.

La disposición tipo D, tiene 8 redondos distribuidos perimetralmente.

La disposición tipo E, tiene 10 redondos; es igual a la disposición tipo C, más un redondo en cada una de las otras caras.

La disposición tipo F, tiene 12 redondos distribuidos perimetralmente.

En cada una de las disposiciones, todos los redondos son del mismo diámetro.

En la figura 4 se presenta un esquema de estas disposiciones.

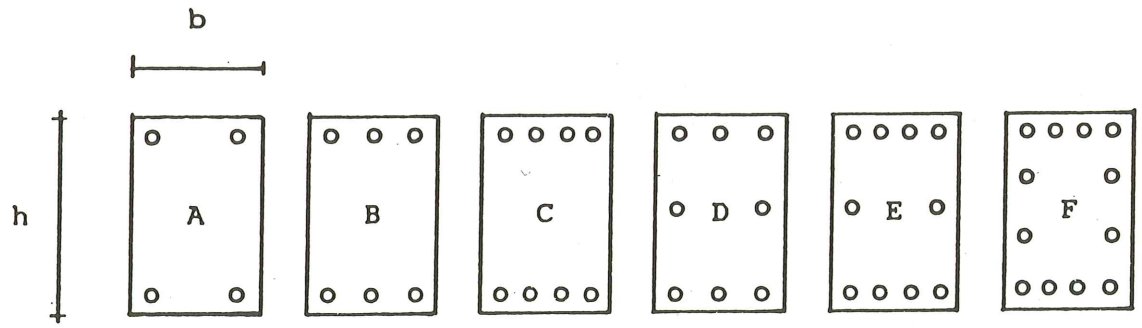


Fig. 4. Disposición de armaduras en soportes.

Las dimensiones límites empleadas son las siguientes:

Tipo	b (cm)	h (cm)
A	25 – 40	25 – 40
B	25 – 70	25 – 40
C	25 – 100	25 – 40
D	25 – 70	25 – 70
E	25 – 100	25 – 70
F	25 – 130	25 – 130

El diámetro de la armadura se elige dentro de la gama:

$$\phi \ 12, 14, 16, 20, 25, 32 \text{ mm.}$$

El número de barras será: 4, 6, 8, 10, 12, de acuerdo con los tipos de disposición establecidos.

La cuantía mecánica necesaria se determina mediante un método simplificado propuesto por Jiménez Montoya. La fórmula aproximada es de la forma:

$$\omega = K1\ \mu + K2 \quad ; \quad \mu = Md/(Ac\ h\ fcd)$$
$$\nu = Nd/(Ac\ fcd)$$

donde K1 y K2 son constantes dependientes de ν. La fórmula es válida para aceros de dureza natural, con límite elástico comprendido entre 4000 y 5000 Kp/cm^2, cuantías normales, $0{,}15 \leqslant \omega \leqslant 1{,}00$, y recubrimientos del 10 por 100. Estas condiciones son las supuestas normalmente en este trabajo. La armadura en soportes se considera uniforme en toda la altura y dispuesta de forma simétrica.

3. ENSAYOS NUMERICOS

Los ensayos numéricos con pórticos de hormigón armado se han realizado aplicando el método de análisis esbozado en el apartado anterior. La gama de pórticos investigada se limita a la comprendida entre 10 y 25 plantas.

A partir de los resultados numéricos se ha ajustado, por mínimos cuadrados, una ecuación que permite obtener la relación f2/f1, entre la flecha no lineal de segundo orden y la flecha lineal de primer orden. Basado en esta fórmula, se propone un método de análisis para determinar las solicitaciones en un pórtico de hormigón armado.

Los datos utilizados en estos ensayos se resumen a continuación.

Materiales:

Resistencias de cálculo del hormigón:

$$fcd = 120, 150, 200 \text{ Kp/cm}^2$$

Resistencias de cálculo del acero:

$$fyd = 3565, 4435 \text{ Kp/cm}^2$$

Acciones:

Carga permanente en forjados: 200 a 300 Kp/m^2.
Sobrecargas de uso normales: 300 a 400 Kp/m^2.
Viento: 50 a 100 Kp/m^2.

Geometría de pórticos:

Número de plantas, entre 10 y 25.
Altura de planta, entre 3 y 3,7 m.
Número máximo de vanos, 6.
Luces de vanos, entre 4 y 7 m.

Para un pórtico determinado, se parte de un predimensionamiento de las secciones para los soportes de la planta baja y de las secciones de las vigas de la primera planta, con una relación ancho/canto determinada. La variación de las dimensiones de los soportes con la altura, se hace de forma suave, disminuyendo la sección en módulos de 5 cm cada cierto número de plantas (no más de 3).

Generalmente, las vigas se mantienen con las mismas dimensiones en todas las plantas. Si en algún caso es aconsejable disminuir las dimensiones de las vigas, ésto se hace manteniendo en lo posible la misma relación ancho/canto.

4. ESTIMACION DE LA RELACION ENTRE LA FLECHA NO LINEAL DE SEGUNDO ORDEN Y LA FLECHA LINEAL DE PRIMER ORDEN EN PORTICOS DE HORMIGON ARMADO

Se define el índice de flecha de un pórtico como la relación entre la flecha lateral en cabeza y la altura total del pórtico (i = f/H). Generalmente, se expresa en forma de fracción, es decir: 1/500, 1/750, 1/1000 etc...

Se denomina flecha de primer orden de un pórtico, a la flecha en cabeza que resulta de un análisis lineal de primer orden, (f1).

Se denomina flecha de segundo orden de un pórtico, a la flecha total en cabeza que resulta de un análisis no lineal de segundo orden como el descrito en el apartado 2, (f2).

Se define como esbeltez de un pórtico la relación H/B, siendo B la anchura del pórtico y H la altura.

Se define como momento de vuelco de primer orden, al momento total de vuelco producido por las fuerzas horizontales en la base del pórtico.

Se define como momento de vuelco de segundo orden, al momento de vuelco de primer orden más el momento adicional producido por las cargas verticales, al desplazarse lateralmente el pórtico en el valor dado por un análisis no lineal. A este último sumando se le denomina momento complementario de vuelco debido al efecto $P-\Delta$.

Se define como axil reducido global de un pórtico, a la relación entre la suma de todas las cargas verticales actuantes y la suma del producto fcd x b x h de todos los soportes de la planta baja:

$$\nu_p = \Sigma\, Qv / \Sigma\, fcd \cdot b \cdot h$$

siendo fcd la resistencia de cálculo del hormigón, y b y h las dimensiones de la sección de los soportes.

Se define como momento reducido global de un pórtico a la siguiente relación:

$$\mu_p = Mv / Mr$$

siendo:

Mv = el momento de vuelco producido por las cargas horizontales.
Mr = $\Sigma\, (fcd \cdot b \cdot h^2) + \Sigma\, (fcd \cdot b \cdot h \cdot Xg)$

donde fcd, b, h, tienen el mismo significado del párrafo anterior, y Xg es la distancia de cada pilar al centro de gravedad de la base del pórtico, que se obtiene considerando las áreas b x h de los pilares de la planta baja.

Por último, r representa la relación entre el ancho y el canto de una viga.

Se han ensayado numéricamente 350 pórticos de hormigón armado, con las condiciones y limitaciones señaladas en el apartado 3. Con las relaciones flecha no lineal en segundo orden, f2, a flecha lineal en primer orden, f1, obtenidas, se ha realizado un ajuste de la ecuación:

$$(f2/f1) = K\, (H/B)^{C1}\, (1/i)^{C2}\, (r)^{C3}\, (\mu_p)^{C4}\, (\nu_p)^{C5} \qquad [1]$$

donde K, C1, C2, C3, C4, C5 son los coeficientes determinados en el ajuste, y H/B, 1/i, r, μ_p, ν_p tienen el significado dado anteriormente.

Los valores de dichos coeficientes, redondeados a dos cifras decimales, son los siguientes:

$$K = 0{,}28 \qquad C1 = -0{,}05 \qquad C2 = 0{,}38$$
$$C3 = 0{,}20 \qquad C4 = 0{,}25 \qquad C5 = 0{,}02$$

Para el conjunto de los pórticos ensayados numéricamente, los errores máximos que se producen aplicando la fórmula [1] no superan el 10 por 100.

En consecuencia, puede considerarse que la fórmula propuesta refleja adecuadamente la relación entre la flecha no lineal de segundo orden, f2, y la flecha lineal de primer orden, f1, en pórticos de hormigón armado.

Los pórticos ensayados tienen una relación H/B comprendida entre 1,2 y 7,5, un momento reducido comprendido entre 0,020 y 0,35, un axil reducido entre 0,1 y 1, una relación r comprendida entre 0,55 y 4, y un índice de flecha en el rango 1/226 a 1/1467 referido a las acciones de cálculo. La relación f2/f1 varía para estos pórticos entre 1,292 y 2,075.

Desde la perspectiva práctica y real, deben descartarse los pórticos excesivamente flexibles, que plantearían problemas tanto desde el punto de vista de los estados límites últimos como de los estados límites de utilización; así como los pórticos excesivamente rígidos, que no son objeto de este trabajo. Bajo estas consideraciones, pueden establecerse como límites válidos aquellos índices de flecha comprendidos entre 1/300 y 1/1200, que referidos a las acciones características estarían comprendidos entre 1/450 y 1/2000. Estos índices se refieren a flechas calculadas teniendo en cuenta la deformación axil de los soportes, que es importante para pórticos cuya relación alto/ancho (H/B) sea mayor que 3. Por otro lado, la consideración de las funciones de estabilidad en el análisis (S, C) puede obviarse si la esbeltez geométrica referida a la altura del soporte es menor que 15.

La variación del resto de los parámetros, cubre la mayoría de los casos reales. Pueden fijarse los siguientes límites:

Relación H/B comprendida entre	1,0	y	7,5.
Relación r (ancho/canto vigas)	0,5	y	4,0.
Axil reducido del pórtico ν_p	0,1	y	1,0.
Momento reducido del pórtico μ_p	0,010	y	0,35.

Además, la relación f2/f1 se limita inferiormente a 1,3.

El límite 1/450 fijado anteriormente para el índice de flecha debe entenderse como un límite por encima del cual es poco aconsejable proyectar estructuras. Además, se ha observado en los ensayos numéricos realizados que, el intentar mantener este límite a medida que se aumenta el número de plantas, puede conducir a diseños poco racionales, con axiles excesivos en los soportes, junto con cuantías elevadas que pueden estar fuera de norma. Estas situaciones obligan a reconsiderar la estructura, aumentando secciones, lo que se traduce en una menor deformabilidad lateral. Como criterio práctico, para evitar estos problemas, se propone no considerar índices de flechas mayores de los proporcionados por la expresión:

$$(1/i) = 450 + (n - 10)^2 \qquad [2]$$

siendo n el número de plantas, mayor o igual que 10.

5. METODO APROXIMADO PARA EL CALCULO DE ESFUERZOS EN TEORIA NO LINEAL DE SEGUNDO ORDEN DE PORTICOS DE HORMIGON ARMADO

El método que se propone consiste en realizar, sobre un pórtico de hormigón armado, dos análisis lineales de primer orden. Uno con la geometría inicial, es decir sin deformar, y otro con la geometría deformada, estimada aplicando una semejanza de relación f2/f1 a la deformada obtenida en el primer análisis. La relación f2/f1 se determina aplicando la fórmula propuesta en el apartado 4.

De este modo, las ecuaciones de equilibrio del segundo análisis se establecen sobre una geometría que se supone corresponde a la deformada final, en la que ya se han considerado los efectos no lineales y de segundo orden, por lo cual los esfuerzos estarán más correctamente calculados.

La aplicación del método propuesto requiere los siguientes pasos para determinar los esfuerzos en las piezas de un pórtico de hormigón armado:

1. Se realiza un análisis lineal de primer orden para las cargas de cálculo. Se determinan los desplazamientos laterales de los nudos (de forma suficientemente aproximada, se puede considerar un único desplazamiento lateral por planta). Es conveniente, dado que se están analizando pórticos esbeltos, que el análisis considere la deformación por axil de los pilares.
2. Se determina la relación f2/f1, mediante la fórmula [1] propuesta en el apartado 4.
3. A partir de la deformada de primer orden y de la relación f2/f1, se obtiene la deformada no lineal de segundo orden, estimada de la forma:

$$f_2^j = f_1^j \ (f2/f1).$$

$j = 1, 2, \ldots n$, índice de planta.

n = número de plantas.

4. El último paso consiste en realizar un nuevo análisis lineal de primer orden en la geometría deformada estimada en el paso 3. Si X representa las coordenadas horizontales de los nudos de una planta, las nuevas coordenadas que se deben considerar se obtienen mediante la expresión:

$$X_2^j = X_1^j + f_1^j \ (f2/f1) \qquad j = 1,2,\ldots n$$

La comparación de la deformada obtenida con el método no lineal y la deformada estimada con el método aproximado, demuestra, en general, un ajuste adecuado, con diferencias no mayores del 6 por 100. Un caso concreto se analiza más adelante, en donde se expone la forma de proceder con el método aproximado.

La comparación de esfuerzos revela resultados más dispersos. No obstante, la comparación debe hacerse en el sentido de comprobar si los resultados proporcionados por el método aproximado quedan del lado de la seguridad, o por el contrario del lado de la inseguridad.

En la comparación del análisis lineal con el análisis no lineal, no es fácil dar unos porcentajes concluyentes que midan las diferencias máximas de momentos entre uno y otro procedimiento; sólo pueden darse aproximaciones que cubran la mayoría de los casos. Se ha observado que, en general, en todos los ensayos numéricos realizados, la variación que puede esperarse en los momentos finales de cálculo respecto a un análisis de primer orden está comprendida entre 2 y 2,5 veces el porcentaje de incremento del momento de vuelco. Por ejemplo, si el momento complementario de vuelco es del 8,5 por 100, cabe esperar incrementos máximos comprendidos entre el 17 por 100 y el 21 por 100 del momento de primer orden. A partir de la fórmula [1] se obtiene una aproximación de la deformada no lineal, que permite calcular el incremento del momento de vuelco producido por el desplazamiento de la carga vertical, y obtener una referencia de los porcentajes anteriores.

Discusión sobre la forma de introducir la seguridad

Las solicitaciones actuantes de cálculo, Sd, se determinan, a partir de las acciones características mayoradas, con el siguiente criterio:

$$Sd = S(\gamma_f \cdot \gamma_{f2} \cdot Fk)$$

donde:

γ_f = es el coeficiente de seguridad de mayoración de acciones,

γ_{f2} = es el coeficiente de combinación de acciones,

Fk = es el valor característico de las acciones.

La tendencia actual, sobre todo en la aplicación de los métodos no lineales, se dirige a dividir el coeficiente global de seguridad, γ_f, en dos coeficientes parciales, γ_{f1} y γ_{f3}, uno de los cuales, γ_{f1}, se aplica á las acciones características, y el otro, γ_{f3}, se aplica para mayorar la solicitación resultante, es decir:

$$Sd = \gamma_{f3}\, S(\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot Fk)$$

donde:

γ_{f1} = tiene en cuenta la posibilidad de una desviación desfavorable de los valores característicos de las acciones.

γ_{f3} = tiene en cuenta las eventuales inexactitudes en la determinación de las solicitaciones (precisión del método de cálculo, rigor de las hipótesis y simplificaciones, tanto en la idealización estructural como en el modelo matemático de cálculo) y de su incidencia sobre la seguridad, así como las imprecisiones de ejecución en la medida en que afectan a las solicitaciones.

γ_{f2} = tiene en cuenta el hecho de que las combinaciones en las que todas las acciones alcanzasen simultáneamente su valor característico, tienen una probabilidad reducida de aparición.

El ajuste de γ_{f1} y γ_{f3} se hace teniendo en cuenta el nivel de acciones en que se efectúa el análisis. El procedimiento se conoce con el nombre de nivel de linealización.

La consideración de $\gamma_{f3} = 1$, implica repercutir en γ_{f1} la seguridad total, englobando de hecho la parte de incertidumbre normalmente incluida en γ_{f3}. Esto, desde el punto de vista del método propuesto, queda del lado de la seguridad ya que $\gamma_{f3}\, S(\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot Fk) < < S(\gamma_{f3} \cdot \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot Fk)$.

Por otro lado, la rigidez de los elementos depende, además del nivel de solicitación, de las propias características de los materiales. Aquí, el coeficiente de minoración de los materiales, γ_m, se aplica a los mismos para determinar las rigideces de las piezas que intervienen en el análisis; en una palabra, se utilizan las resistencias minoradas de los materiales. Esta consideración queda del lado de la seguridad, puesto que la rigidez de un pórtico es función de todos sus elementos, y no es probable que en todos ellos se alcancen simultáneamente las resistencias minoradas (téngase en cuenta que se trata de evaluar las solicitaciones, incluídas las de segundo orden, a nivel global, y no de comprobar o dimensionar secciones).

Observaciones sobre la aplicación del método

A efectos de aplicación del método, el módulo de elasticidad del hormigón utilizado para calcular la flecha de primer orden, es el proporcionado por la ecuación:

$$Ecm = 204700 \cdot (fc + 800)^{1/3} \qquad [6.16]$$

Ecm, fc en t/m^2

Esta ecuación es la propuesta por el código Modelo CEB-FIP/1978, en el artículo 2.5.2, para estimar el valor medio secante en función de la resistencia del hormigón, que corresponde a una tensión σ_c entre 0,4 fc y 0,5 fc. Con el objeto de que los resultados queden del lado de la seguridad es conveniente sustituir fc por fcd en la estimación del módulo de elasticidad.

No obstante lo anterior, para cargas de corta duración, como son las acciones de viento, el módulo de elasticidad del hormigón podría considerarse un 25 por 100 mayor que el dado para Ecm, (apéndice "e" del Código Modelo), pero la seguridad pretendida del método propuesto no aconseja tener en cuenta esta elevación.

En esta misma línea, se han considerado otras simplificaciones que dejan al método propuesto del lado de la seguridad. En el aspecto resistente, se desprecia la resistencia a tracción del hormigón y el efecto de rigidización por tracción del hormigón (tensión stiffening). Estas simplificaciones son aceptadas en todas las normas.

Por último, deben señalarse algunas idealizaciones de tipo geométrico que quedan del lado de la seguridad. Así, el eje de los soportes se traza por el centro de gravedad de la sección, de forma que las luces de vanos vienen determinadas por la distancia entre ejes de los soportes. Esta aproximación produce modelos más flexibles, sobre todo en pórticos con pilares apantallados. En estos casos, la dimensión finita del nudo viga-soporte debería tenerse en cuenta. No hacerlo, significa mayor flexibilidad lateral, dando resultados más conservadores.

Ejemplo de cálculo de solicitaciones en un pórtico con el método propuesto

Se trata de un pórtico de 15 plantas, cuyos datos se recogen en la figura 5.

La tabla I recoge los desplazamientos laterales de las plantas para el primer análisis lineal, así como la deformada no lineal de segundo orden.

La relación f2/f1 viene dada por:

$$(f2/f1) = 0{,}28\ (H/B)^{C1}\ (1/i)^{C2}\ (r)^{C3}\ (\mu_p)^{C4}\ (\nu_p)^{C5} = 1{,}55$$

con:

$$H/B = 3\ ;\quad 1/i = 519{,}9\ ;\quad r = 1{,}66\ ;\quad \mu_p = 0{,}060\ ;\quad \nu_p = 0{,}62$$

TABLA I

Desplazamientos del primer cálculo.
Deformada estimada de segundo orden

Planta	Flecha (m)	Deformada 2º orden
1	0,00232	0,0036
2	0,00750	0,0116
3	0,01423	0,0221
4	0,02153	0,0334
5	0,02899	0,0449
6	0,03633	0,0563
7	0,04403	0,0683
8	0,05177	0,0803
9	0,05907	0,0916
10	0,06559	0,1017
11	0,07138	0,1107
12	0,07623	0,1182
13	0,08061	0,1250
14	0,08424	0,1306
15	0,08655	0,1342

TABLA II

S	M1	M2	%	ALFA	λm	M3	P
1 E	28,38	31,20	10,0	1,89	28	35,21	1
16 I	26,87	29,81	10,9	1,81	26	36,28	1
2 E	20,63	23,21	12,5	5,96	88	81,73	2
17 I	17,68	20,66	16,8	4,28	63	63,94	2
3 E	14,07	15,99	13,6	5,52	88	64,40	3
18 I	12,58	15,03	19,5	3,97	63	51,08	3
4 E	11,22	12,51	11,5	5,16	82	50,65	4
19 I	10,01	12,02	20,0	3,72	59	40,39	4
5 E	10,22	10,99	7,5	4,87	84	45,29	5
20 I	8,95	10,43	16,5	3,51	60	36,19	5
6 E	10,05	10,67	6,1	4,54	78	37,86	6
21 I	8,95	10,43	16,5	3,29	56	30,95	6
7 E	9,81	10,70	9,1	4,59	86	38,21	7
22 I	8,32	9,84	18,3	3,32	62	30,90	7
8 E	9,64	10,42	8,1	4,79	90	37,31	8
23 I	7,07	8,39	18,6	3,46	65	28,59	8
9 E	9,62	10,44	8,5	4,65	87	32,77	9
24 I	6,99	8,26	18,1	3,37	63	25,22	9
10 E	9,81	10,51	7,1	4,44	83	28,14	10
25 I	6,67	7,78	16,6	3,22	60	21,24	10
11 E	8,87	9,44	6,4	4,15	86	23,71	11
26 I	5,69	6,54	14,9	3,02	62	17,69	11
12 E	9,02	9,38	4,0	3,82	79	19,20	12
27 I	5,20	5,82	11,9	2,79	58	13,61	12
13 E	7,28	7,51	3,2	3,84	88	15,84	13
28 I	3,13	3,47	10,8	2,81	64	10,08	13
14 E	6,71	6,89	2,7	3,89	89	12,68	14
29 I	2,97	3,23	8,8	2,84	65	8,03	14
15 E	11,21	11,28	0,6	3,01	78	13,28	15
30 I	2,19	2,33	6,4	2,27	58	4,14	15

El segundo cálculo se realiza en la geometría deformada. La tabla II compara los resultados de los dos cálculos, así como el resultado obtenido aplicando el método de la EH-82.

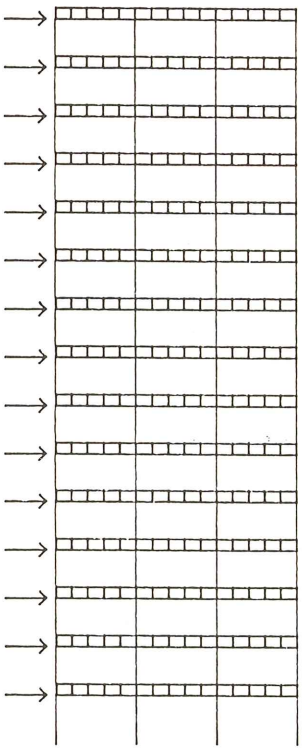
La tabla II refleja, por columnas, los siguientes datos:

S : Soporte exterior E, o soporte interior I.
M1 : Momento resultante del primer cálculo.
M2 : Momento resultante del segundo cálculo.
% : Porcentaje de diferencia.
ALFA : Coeficiente α_t del nomograma de pórticos traslacionales de la EH-82.
λ_m : Esbeltez mecánica aplicando EH-82.
M3 : Momento resultante aplicando EH-82.
P : Planta.

Comparando M1 con M2, se observa que pueden encontrarse diferencias del 20 por 100 que, para el caso estudiado, reflejan, desde nuestro punto de vista, la realidad física del problema.

El momento M3 proporcionado por el método de la EH-82, parece conservador y desigual al aplicarlo a un tipo de soporte u otro, haciendo la evaluación de los efectos de segundo orden a través de la excentricidad adicional e_a. No obstante, el propio comentario al artículo 43.5.2 señala que los efectos de la fluencia pueden considerarse cubiertos por el valor de e_a.

El mejor ajuste se consigue en los soportes de la planta baja, si bien no es conveniente tomar el coeficiente $\psi = 0$ (como se ha tomado en este caso) en los empotramientos de los soportes que llegan a cimentación. Para el resto de las plantas, comparando M1 con M3 pueden encontrarse diferencias elevadas.



GEOMETRIA
hp = 3 m.
Lv = 5 m.
MATERIALES
Hormigón: fcd = 166 Kp/cm2
Acero : fyd = 3565 Kp/cm2
ACCIONES
qv = 5 T/m
W = 1.5 T/Planta
SECCIONES (cm x cm)
Soportes

Planta	b x h	Planta	b x h	Planta	b x h
1-2	55,70	3-4	50,65	5-6	50,60
7-8	45,55	9-10	40,55	11-12	40,50
13-14	35,45	15	35,40		

Vigas

1-6	50,30	7-12	45,27	13-15	40,24

Fig. 5.

6. PROPUESTA PARA LA DETERMINACION DE SOLICITACIONES EN SOPORTES DE PORTICOS DE HORMIGON ARMADO DE EDIFICACION, PARA SU DIMENSIONAMIENTO Y APROBACION

El dimensionamiento y la comprobación de elementos de un pórtico de hormigón armado de edificación se hará en base a las excentricidades obtenidas a partir de las solicitaciones proporcionadas por el método propuesto en el apartado 5, más las excentricidades de fluencia y las debidas a las imperfecciones geométricas, determinadas, por ejemplo, siguiendo las directrices del Código Modelo CEB-FIP 1978.

Con el objeto de simplificar la exposición se introduce la siguiente terminología, referida a la idealización desde el punto de vista del cálculo estructural:

Genéricamente, se denomina (X, Y) a las coordenadas de una planta de un pórtico, donde X representa las coordenadas horizontales de todos los nudos de la planta e Y es un único valor que representa la altura a la que se sitúa la planta medida desde la base del pórtico.

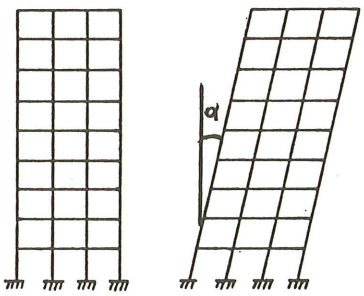
Se denomina (Xop, Yop) a la geometría inicial teórica establecida en el proyecto.

Se denomina (Xoc, Yoc) a la geometría inicial una vez construída la estructura y que incorpora unas imperfecciones geométricas debidas a la construcción (desplomes o falta de verticalidad, etc.).

Dado el fin que se persigue, se hace la hipótesis de suponer Yop = Yoc = Y.

La propuesta se esquematiza en los siguientes pasos:

1. A la geometría teórica de la estructura (Xop, Yop) se suma una inclinación de conjunto, α, respecto a la vertical de valor: tag (α) = 1/200. Esta inclinación representa las posibles imperfecciones geométricas debidas a la construcción. Se obtiene de esta forma la geometría (Xoc, Yoc).



Xoc = Xop + Xa

Yop = Yoc = Y

Xa = Y tag (α) = Y/200 es la inclinación involuntaria debida a las imperfecciones geométricas.

(Xop, Yop) geometría inicial teórica.

(Xoc, Yoc) geometría inicial con inclinación.

2. En la geometría (Xoc, Yoc) se aplica el método propuesto en el apartado 5.

   Los esfuerzos así determinados serán los finales que se toman como base para el dimensionamiento o comprobación de las piezas, lo que se realizará de acuerdo con el paso 3 que figura a continuación.

3. La comprobación de soportes se hará calculando una excentricidad total suma de dos excentricidades:

$$e_{tot} = e_2 + e_f$$

siendo:

e_2 = la excentricidad obtenida a partir de las solicitaciones calculadas en el paso 2, tomando la máxima de los extremos del soporte.

e_f = la excentricidad de fluencia.

La excentricidad adicional de fluencia, e_f, se calcula aplicando la fórmula propuesta por el Código Modelo:

$$e_f = e_{1g} \left[EXP \left(\phi (t_\infty , t_0) \, Ng/(N - Ng) \right) - 1 \right]$$

donde:

Ng = esfuerzo axil de larga duración que produce la fluencia.

N = π^2 Ecm Ic/ℓ_0^2, carga de Euler.

Ecm = $204700 (fc + 800)^{1/3}$

Ic = momento de inercia de la sección bruta de hormigón.

ℓ_0 = longitud de pandeo, que se tomará igual a la altura de planta.

$\phi (t_\infty , t_0)$ = coeficiente de fluencia.

e_{1g} = excentricidad de primer orden de la carga de larga duración que produce la fluencia, con excentricidad involuntaria incluida.

En la determinación de e_{1g} se tendrá en cuenta la excentricidad en los soportes para cargas permanentes exclusivamente, y la excentricidad involuntaria para cubrir las imperfecciones geométricas, que puede tomarse igual a $\ell/300$ y no menor que 20 mm, siendo ℓ la altura del soporte. Hay que hacer notar que esta última excentricidad sólo se considera a efecto de calcular la excentricidad de fluencia, que se determina a nivel de pieza, puesto que la inclinación general involuntaria ya se ha tenido en cuenta en el paso 2.

La excentricidad debida a las cargas permanentes puede determinarse a partir de un análisis lineal normal, o puede acudirse a un método simplificado.

La comprobación de acuerdo con el paso 3 lleva incorporada los siguientes efectos:

- A través de e_2, los esfuerzos finales que incluyen los llamados esfuerzos de segundo orden producidos por las acciones verticales sobre:
  - la inclinación involuntaria debida a las imperfecciones geométricas de construcción,
  - los desplazamientos producidos por las acciones horizontales,

  evaluados por el método propuesto en este trabajo.
- A través de e_f, la variación de esfuerzos producidos por la carga permanente debida a las deformaciones de fluencia, incluyendo el efecto de la excentricidad involuntaria en la evaluación de estas deformaciones.

Este método permite realizar el cálculo de esfuerzos en pórticos traslacionales de una forma bastante ajustada al comportamiento real de los mismos. Permite al proyectista seguir conceptualmente el proceso de cálculo, conservando una visión física del mismo. También,

la comprobación individual de soportes está de acuerdo con las recomendaciones del Código Modelo, las cuales están recogidas en varias normas nacionales y supranacionales europeas.

REFERENCIAS

- Comisión Permanente del hormigón.
  Instrucción EH-82 para el proyecto y la ejecución de las obras de hormigón en masa y armado.
  Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. 1982.

- CEB-FIP.
  Code Modele pour les structures en béton.
  Bulletin N. 124/125. París 1978.

- Livesley, R.K.
  Métodos matriciales para el cálculo de estructuras.
  Editorial Blume. 1970.

- Gutiérrez J.P.
  Análisis no lineal de pórticos de edificación de hormigón armado. Propuesta de un método aproximado para evaluar los efectos de segundo orden en pórticos traslacionales.
  Tesis doctoral. E.T.S.I.C.C.P. U.P.M. Madrid, 1986.

- Jiménez Montoya, P.
  Secciones de hormigón armado sometidas a solicitaciones normales.
  Revista Estructuras, 2ª serie, Tomo X, nos 5, 6, 7.

Comentarios al cálculo de tubos de hormigón armado con camisa de chapa

Francisco Javier Galán
Ingeniero de Caminos
Director Técnico de "Aguas de la Comarca de Pamplona, S.A."

1. OBJETO DE ESTOS COMENTARIOS

Vamos a comentar los resultados obtenidos en un ensayo de rotura de un tubo de hormigón armado con camisa de chapa de ϕ 2,00 m. de diámetro, realizado en un banco de tres aristas.

De dichos resultados se desprende, en nuestra opinión, la necesidad de reconsiderar para estos tubos el método de cálculo establecido en la Instrucción del Instituto Eduardo Torroja o, al menos, señalar sus limitaciones.

2. TUBERIA OBJETO DEL ENSAYO

Recientemente se ha construido en Pamplona un tramo de colector de ϕ 2,00 m. de diámetro que se proyectó de hormigón armado con camisa de chapa porque las dificultades que existían para la realización de la obra (situada junto a edificios, entre silos de una fábrica, etc.) obligaban a una solución de elementos prefabricados. Además se pensaba que estos tubos con juntas soldadas asegurarían una absoluta estanquidad, que era importante, dado que el colector estaba situado, en parte, por debajo del nivel del río.

Como por otra parte existe una satisfactoria experiencia de este tipo de tubería en abastecimientos, la consideramos mejor solución que utilizar tubos de hormigón armado según Normas ASTM de los que, en estos diámetros, hay muy poca experiencia en España.

Se calcularon los tubos aplicando la Instrucción del Instituto Eduardo Torroja, en las hipótesis siguientes:

- Altura de tierras 4,00 m y 1 atm de presión de cálculo.
- Espesor del tubo 0,17 m.

- Apoyo en solera de hormigón a 120°.
- Terreno saturado de $\gamma_r = 2{,}0$ t/m³ y rozamiento $\varphi = 30$.
- Se consideró la zanja sin compactar y se prescindió del empuje lateral por no tener seguridad de que pudiera contarse con su efecto.

Con estas hipótesis se obtuvo una camisa de chapa de 3,00 mm y una armadura exterior de 18,95 cm²/m siendo la presión de timbre de 5,87 kg/cm².

Los tubos fueron fabricados por la S.A.E. Tubos Fábrega y la obra fue ejecutada por Cubiertas y M.Z.O.V. Una vez terminada se examinaron todos los tubos en su interior, apreciándose en cuatro de ellos, de un total de ciento catorce, fisuras en clave de 0,1 mm de anchura, que consideramos admisibles. Se comprobó que al menos dos de ellas ya existían antes de su colocación en obra.

Con la idea de colaborar en los estudios de tuberías de hormigón, en los que hemos venido participando, se estableció, en el Pliego de Condiciones de la obra, la necesidad de proceder a la rotura de un tubo.

La rotura se ha realizado en un trozo de 1,00 m de longitud, en un banco de tres aristas, en el Laboratorio de Intemac. (Véase foto 1).

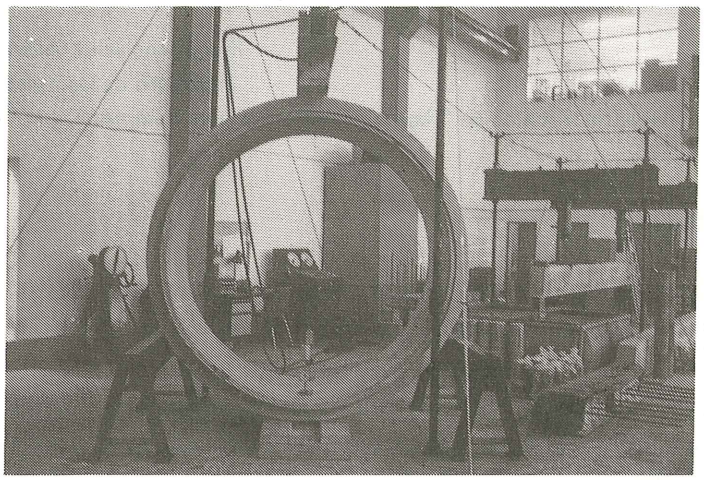


Foto 1. Vista general del ensayo.

3. ROTURA DE TUBOS FABRICADOS SEGUN NORMAS ASTM-C-76

Ultimamente hemos construido en Pamplona varios colectores proyectados con tubos de hormigón armado ajustados a las especificaciones de la Norma ASTM C-76, clase IV, espesor de pared B. En las pruebas de recepción se han realizado roturas en banco de tres aristas, obteniendo los siguientes resultados:

Diámetro mm	*Espesor de hormigón*	*Armaduras*		*Carga de rotura según Norma Kg/m*	*Resultados de ensayos*	
		int. cm²/m	*ext. cm²/m*		*Carga de fisuración de 0,25 mm Kg/m*	*Carga de rotura Kg/m*
500	70 mm	4,23		7.500	8.500	11.700
800	90 mm	5,50	4,00	12.000	9.000	16.600
1.000	108 mm	7,00	5,20	15.000	11.500	18.900

En los tubos ASTM-C-76 la rotura, en todos los casos, es similar; se producen primero las fisuras en el interior (en clave y en la base) y seguidamente, al aumentar la carga, en el exterior (en riñones). Unas y otras van aumentando de una manera similar hasta que se produce la rotura.

El hormigón de todos los tubos tenía una resistencia característica del orden de 450 kg/cm², muy superior a los 275 kg/cm² exigidos en la Norma, y la absorción oscilaba entre el 3 y el 6 por 100, frente al 9 por 100 de la Norma.

Puede verse en el cuadro que existe un margen de resistencia, sobre la exigida en la Norma, que oscila entre el 26 por 100 para tubos de ϕ 1.000 y 56 por 100 para tubos de ϕ 500.

Los métodos americanos de cálculo (American Concrete Pipe Handbook) incluyen unos coeficientes de equivalencia entre la carga del ensayo de tres aristas y la que corresponde a cada tipo de apoyo. En nuestro caso los tubos se proyectaron con solera de hormigón de 120° y los coeficientes son 2,2 para relleno lateral sin compactar y 2,8 para relleno bien compactado.

4. ROTURA DEL TUBO DE HORMIGON ARMADO CON CAMISA DE CHAPA

4.1. Descripción de la prueba realizada

Como teníamos bastante experiencia en examinar roturas de tubos ASTM C-76 en banco de tres aristas, decidimos adoptar esta prueba de carga para el tubo de hormigón armado con camisa de chapa.

Se realizó la prueba en un tubo de un metro de longitud, a fin de ajustarse a la carga de rotura que permitía la prensa. Los apoyos eran similares a los usados en estas pruebas. Unicamente cabe señalar que el apoyo superior tenía una anchura de unos 20 cm, superior a lo habitual.

El tubo tenía un espesor de 16 cm, la camisa de chapa de 3,00 mm, con un revestimiento interior de 45 mm, y 37 espiras de ϕ 8 mm, con un revestimiento de 25 mm (18,6 cm²/m).

El resultado de este ensayo fue completamente distinto a los que antes hemos comentado:

- Para una carga de sólo 2 t, aparecieron en clave y en la base fisuras de 0,1 mm en toda la longitud.
- Para 4 t de carga, las fisuras eran de 0,2 mm y sin que todavía se apreciasen fisuras en el exterior.
- Para 6 t aparecen las primeras fisuras en el exterior, de 0,1 mm. (Véase foto 2).
- Para una carga de 8 t empieza a producirse, en clave y en la base, el desprendimiento entre la camisa de chapa y el hormigón exterior, a la vez que se inicia un agrietamiento, bastante apreciable, desde la camisa hacia el exterior. (Véanse fotos 3 y 4).

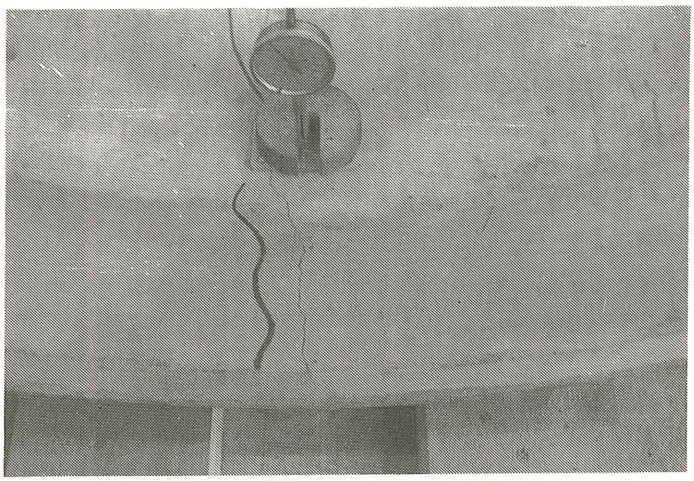


Foto 2. Bajo carga de 6.000 Kg/m,
la fisura interior es superior a 0,2 mm.

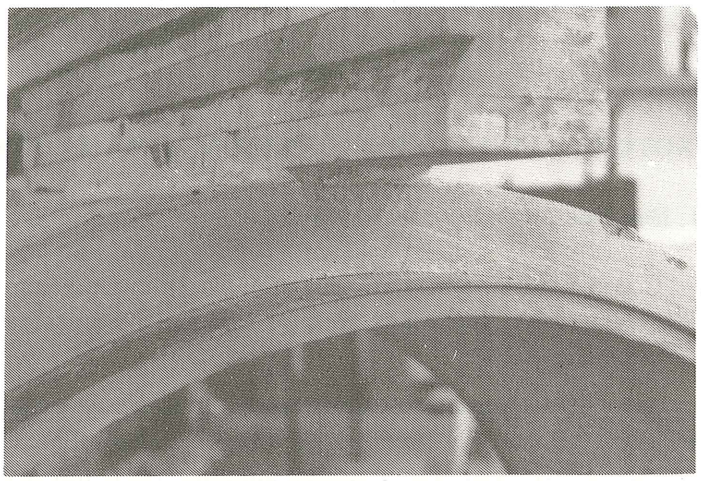


Foto 3. Bajo carga de 8.000 Kg/m,
la chapa se desprende del hormigón exterior

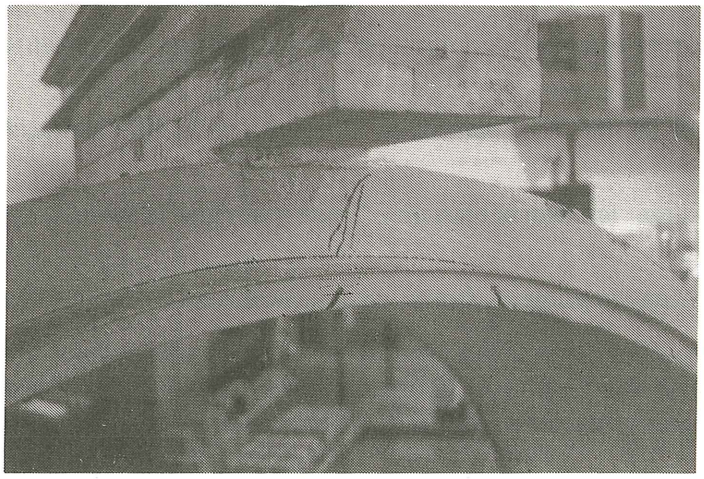


Foto 4. Bajo carga de 12.000 Kg/m, la chapa está bastante desprendida y la grieta en el recubrimiento es importante, aunque sólo llega hasta la armadura exterior.

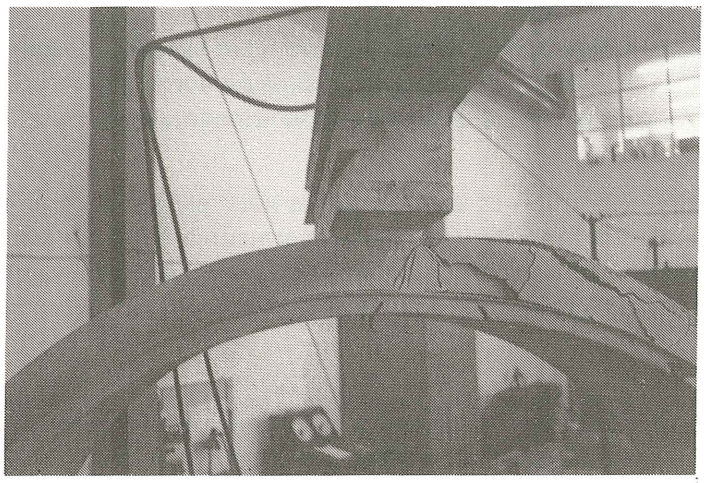
– El desprendimiento se iba acentuando a medida que aumentaba la carga, produciéndose la rotura para una carga de 17 t.

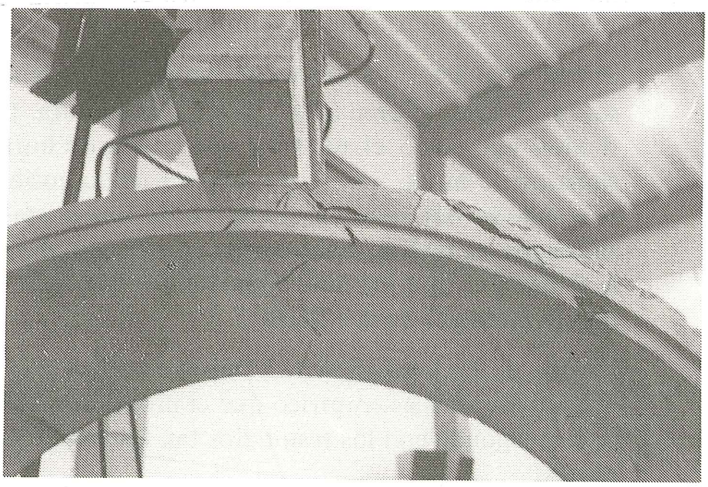
– La rotura se produjo porque las grietas del hormigón exterior, iniciadas en clave y base, se propagaban hacia los dos lados. (Véanse fotos 5 y 6).

– Las fisuras producidas en riñones en el exterior, evolucionaron del modo siguiente:

  Para 6 t aparecía la primera, de espesor inferior a 0,1 mm. Para 8 t se aprecian varias en cada lado, también de 0,1 mm. A medida que aumentaba la carga, aparecían nuevas fisuras; todas ellas seguían siendo de un espesor de 0,1 mm, hasta cargas próximas a la de rotura del tubo.

– De no haberse podido observar el interior del tubo, se habría considerado el resultado admisible, incluso cuando ya se ha desprendido la camisa del hormigón exterior y el interior tenía grietas de más de 1 mm.





Fotos 5 y 6. Dos vistas del tubo en la situación de rotura.

4.2. Comentarios

– En primer lugar, parece claro que los coeficientes de equivalencia entre la carga del ensayo de tres aristas y los correspondientes a los diferentes apoyos establecidos para los tubos ASTM C-76 no son aplicables a tubos con camisa de chapa, ya que los tubos de la obra se encuentran en correctas condiciones, mientras que el del ensayo presentó fisuras superiores a 0,2 mm para cargas de sólo 4 t y de acuerdo con el coeficiente 2,8 antes comentado, debieran haberse producido para:

$$\frac{\text{Carga total de tierras/m}}{2{,}8} = \frac{25{,}1}{2{,}8} = 9{,}0$$

– En segundo lugar y ésta es la consecuencia importante del ensayo, el tubo no trabaja como una estructura de hormigón armado. La camisa de chapa provoca que el tubo sea en realidad un conjunto de capas que, en flexión, se comportan de forma diferente.

El hormigón interior se agrieta enseguida a causa de que está muy poco armado y de que no es solidario del resto del hormigón.

La camisa de chapa se deforma independientemente del hormigón exterior, desprendiéndose de éste en la clave y en la base. Finalmente, la capa de hormigón exterior se empieza a romper en clave y en la base, a causa de que su armadura está hacia el exterior.

Todo ello nos hace pensar que este tubo es una estructura muy particular, que no puede dimensionarse, aplicando las fórmulas de hormigón armado a flexión y transformando en espesor de chapa la cuantía resultante para la armadura interior, ya que ello supone una distorsión esencial que se pone de manifiesto en la prueba de flexión realizada.

No sabemos qué efecto se habría producido en las fisuras (y/o grietas) interiores, si además de la flexión el tubo hubiera estado sometido a presión interior. Es posible que ésta hubiese reducido el acortamiento del diámetro vertical; pero en este caso tampoco serían correctas las hipótesis de suma algebraica de tensiones que se suele aplicar a los tubos de hormigón.

En cualquier caso, parece claro que el examen exterior del tubo que se realiza en las pruebas de presión interior, no ofrece seguridad ante la fisuración porque ésta será mucho más importante en el hormigón interior.

Puede objetarse que el ensayo realizado no es adecuado para estos tubos, ya que sus resultados difieren de los obtenidos en obra. La solución sería realizar pruebas de flexión apoyando el tubo en una solera de hormigón y cargándolo en una corona superior de modo que se produjesen, en lo posible, las condiciones de la obra. Dado el resultado obtenido en el ensayo de tres aristas, lo que no parece en ningún caso suficiente es realizar únicamente pruebas de presión en las que no es posible observar la fisuración interior que, como hemos indicado, se produce de una manera esencialmente diferente de la exterior.

Dentro de las limitaciones del ensayo realizado, parece que el dimensionado de estos tubos debe ser más empírico que el propuesto en la Instrucción del Torroja, y tal que se corresponda con los resultados tan favorables de tantas y tantas instalaciones existentes.

Esa discontinuidad entre uno y otro hormigón producirá dificultades, no sólo en un trabajo de flexión, como el del ensayo, sino en condiciones de, por ejemplo, vacío interior; y si la tubería es de diámetro elevado podrá pandear la chapa, como si se tratase de un tubo estrictamente metálico, ya que no tendrá espesor suficiente para resistir, sin pandear, situaciones de comprensión que requieren, en tubos metálicos, un espesor mínimo importante.

Uno y otro caso se deben a falta de adherencia entre la chapa y los dos hormigones, que dé al conjunto el carácter de una estructura única, tal como se considera en el cálculo pero que, en nuestra opinión, no corresponde a la realidad.

Sería muy conveniente una línea de estudio y experimentación que permitiese disponer de un método de dimensionado acorde con la realidad y con la ya citada experiencia, tan favorable, que existe de estos tubos.

* * *

Reunión del Consejo de la F.I.P.

Durante los días 4 al 7 de octubre, con la asistencia de 29 Delegados de los distintos Grupos Nacionales integrados en la Federación, se celebró en Viena (Austria) la segunda de las reuniones del Consejo de la F.I.P. correspondientes al actual año 1986. En representación de la A.T.E.P. participó el Sr. Piñeiro.

De entre los temas tratados de acuerdo con el amplio Orden del día previsto, se estima conveniente comentar, por su especial importancia y para general conocimiento, los siguientes:

- Mr. C.R. Alimchandani, representante de la India, presentó un completo informe sobre la celebración del X Congreso de la F.I.P. celebrado, en Nueva Delhi, en febrero del año actual. El número de participantes fue de dos mil y estuvieron representados cincuenta y siete países. Ello da idea del creciente interés que estos Congresos despiertan en todo el Mundo. Se acordó que, en la próxima reunión del Consejo, Mr. Alimchandani presentará un balance comparativo entre los resultados obtenidos en este Congreso y los logrados en los anteriores.
- Se anunció que ha sido editada una nueva publicación de la F.I.P. que lleva por título "Tesado de tendones: Relación fuerzas-alargamientos". Ha sido redactada por la Comisión de "Práctica Constructiva", y será puesta a la venta en fecha inmediata. La Comisión de "Prefabricación" está concluyendo también otra publicación sobre "Traviesas de ferrocarril".
- Se va a constituir un Comité Editorial que habrá de ocuparse de todo lo relacionado con las publicaciones que preparan las distintas Comisiones de la F.I.P. En íntimo contacto con ellas, decidirá la categoría en que deba incluirse cada trabajo y que puede ser: Revisión Bibliográfica; Estado de Arte; Informe Técnico; Guía de Buena Práctica, o Recomendaciones. Fijará también los plazos para las distintas etapas de preparación de cada una de las publicaciones.
- Se comentaron los trabajos que tienen encomendados las diferentes Comisiones de la F.I.P. actualmente en funcionamiento. En estos momentos estas Comisiones y los temas que tienen asignados son los que a continuación se indican:

  1. Hormigón. Temas: Hormigones de alta resistencia. Hormigones ligeros. El hormigón en los países en desarrollo.

2. Aceros y sistemas de pretensado. Temas: Materiales para aplicaciones criogénicas: Descripción de los métodos de ensayo. Durabilidad. Ensayos de corrosión bajo tensión. Características superficiales. Barras de acero de alta resistencia.

3. Práctica de cálculo. Actualmente en formación. Se ocupará de redactar un Manual de cálculo práctico de las estructuras pretensadas.

4. Práctica constructiva. Temas: Hormigonado en tiempo caluroso. Inyección de vainas. Reparación y refuerzo de las estructuras de hormigón pretensado. Seguridad de las estructuras de hormigón. Normas para la ejecución de obras con armaduras postesas.

5. Prefabricación. Temas: Losas aligeradas. Juntas. Traviesas. El cálculo de estructuras prefabricadas y la conservación de energía. Instalaciones de prefabricación. Forjados a base de viguetas y bovedillas. Estructuras a base de losas aligeradas. Paneles delgados. Grupo de Trabajo CEB-FIP sobre estructuras prefabricadas.

6. Estructuras marítimas de hormigón. Temas: Materiales. Barcos y estructuras flotantes. Trabajos marítimos. Cálculos sísmicos. Actividades en zonas árticas. Cimentaciones. Análisis de riesgos. Nuevas ideas.

7. Vasijas de presión y Contenedores, en hormigón pretensado. Temas: Vasijas de hormigón pretensado para reactores. Contenedores de hormigón pretensado. Vigilancia e inspección de las obras en servicio. Aplicaciones no nucleares.

8. Depósitos de hormigón. Temas: Criterios de cálculo. Cálculo de silos. Depósitos de agua. Sistemas de protección de las estructuras. Almacenamiento y tratamiento de aguas residuales.

9. Estructuras en zonas sísmicas. (Temporalmente en suspenso).

Se debatió ampliamente la orientación que debe darse en el futuro a las actividades de la F.I.P. Se subrayó la importancia de promover nuevas aplicaciones, especialmente en los campos de la edificación y cimentaciones; la conveniencia de extremar las precauciones para evitar que, en el futuro, puedan originarse fallos por corrosión; la necesidad de popularizar la técnica del pretensado haciéndola accesible a todo tipo de profesionales, desechando la idea de que es una técnica complicada sólo apta para especialistas. En relación con este último punto se propuso: Publicar el mayor número posible de Manuales o Guías de Buena Práctica dándoles la mayor difusión posible; organizar más simposios en los que se repitan las intervenciones y conferencias más importantes de los Congresos de la F.I.P., y apoyar y promocionar la celebración de reuniones, seminarios y visitas técnicas por los Grupos Nacionales, teniendo en cuenta que estas actividades resultan siempre más económicas y, por lo tanto, más asequibles y efectivas que las que se convocan con carácter internacional.

— Se anunció que durante el próximo año 1987 y bajo el patrocinio de la F.I.P., se van a celebrar los siguientes actos:

15-17 de junio: En Stavanger (Noruega). Simposio organizado por la "Sociedad Noruega del Hormigón". Tema: "Utilización de los hormigones de alta resistencia".

2-4 de setiembre: En Versalles (Francia). Simposio organizado por la IABSE. Tema: "Estructuras de hormigón para el futuro".

27-30 de setiembre: En Edimburgo (Reino Unido). Conferencia organizada por la "Sociedad del Hormigón del Reino Unido". Tema: "El hormigón como protección frente a distintos tipos de riesgos".

- Se discutió el programa del Simposio de la F.I.P. que habrá de celebrarse, en Jerusalen (Israel), durante los días 4 al 9 de setiembre de 1988. Los temas seleccionados para este Simposio son: Durabilidad de las estructuras de hormigón armado y pretensado en ambientes húmedos y cálidos. Aceros y sistemas de pretensado. Aplicaciones prácticas del cálculo no lineal a las estructuras de hormigón pretensado. El hormigón pretensado en los edificios de gran altura (efectos térmicos y sísmicos, colapso progresivo, etc.).

  Coincidiendo con el Simposio se celebrará también una reunión del Consejo de la F.I.P. y de la Asamblea General. Se programarán visitas técnicas. Es poco probable que se monte Exposición.

- Se comentaron los trabajos de organización del próximo XI Congreso Internacional de la F.I.P. que habrá de celebrarse, en Hamburgo (Alemania), durante los días 3 al 7 de junio de 1990, bajo el lema general "Imagen de las estructuras de hormigón pretensado".

- En relación con las próximas reuniones del Consejo se acordó lo siguiente:

  - Del 26 al 28 de abril de 1987, en Amsterdam (Holanda).
  - La segunda reunión del Consejo durante el año 87 se celebrará en París, en fecha aún no concretada, coincidiendo con el Simposio que la IABSE va a celebrar en Versalles, del 2 al 4 de setiembre del citado año.
  - Para la primera reunión del 88 hay una invitación de Singapore, pero aún no se ha decidido nada. Se fijó un plazo de un mes para la presentación de nuevas propuestas y se acordó que en la reunión de Amsterdam se concretará el lugar y fecha para esta reunión.
  - En el año 1988, la segunda reunión del Consejo se celebrará en Jerusalén, con ocasión del Simposio que antes se ha comentado.
  - Se ha decidido también que el Simposio de 1992 se celebre en Budapest. La fecha aún no se ha concretado.
  - Con respecto al Congreso de 1994, se han recibido ofertas de Japón, Estados Unidos y China. Debatido el tema se acordó elegir como Sede para el citado Congreso, la ciudad de Washington (USA). Por otra parte, y con carácter excepcional, ya que la idea es continuar celebrando los Simposios en el intermedio entre cada dos Congresos, se ha decidido en principio celebrar dos Simposios extraordinarios. Uno, en el año 1991, en China y otro, en el Japón, en el 93.

* * *

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

Durante los días 9, 10 y 11 de octubre de 1986, se reunió en Budapest (Hungría) la Comisión de Prefabricación de la F.I.P. Participaron en estas reuniones 22 representantes de los diferentes Grupos Nacionales afiliados a la Federación. Por parte de la A.T.E.P. estuvieron presentes los Miembros de dicha Comisión Sres. Calavera, Fernández y Piñeiro.

Se incorporó a la Comisión, como Secretario de la misma, Mr. R. Charlier, del Ministerio de Obras Públicas de Bélgica.

Los Presidentes de los diferentes Grupos de Trabajo integrados en la Comisión, presentaron sus Informes sobre la marcha de la labor que tienen encomendada.

Teniendo en cuenta que, en la actualidad, hay tres Grupos de Trabajo a los que se les han encomendado temas que, aunque diferentes, presentan algunos problemas comunes, se ha decidido que, para estudiar y coordinar los aspectos particulares relativos a estos puntos concretos, se constituya un Grupo especial, con representantes de los tres a los que afecta este acuerdo y que son los que se ocupan de: "Aspectos teóricos de las estructuras compuestas"; "Losas aligeradas en estructuras compuestas", y "Sistemas de forjados a base de viguetas prefabricadas y bovedillas". Este último grupo es el que dirige la representación española en la Comisión.

Con ocasión de estas reuniones, se visitó una fábrica de traviesas pretensadas, en Lábatlan, de la firma "Beton-es Vasbetonipari Müvek (BVM)".

La próxima reunión de la Comisión, de acuerdo con la invitación formulada por el representante del Grupo Sueco, se celebrará en Göteborg, en la segunda quincena de junio del próximo año 1987, a continuación del Simposio que tendrá lugar en Stavanger (Noruega), organizado por la Sociedad Noruega del Hormigón, para tratar del tema "Utilización de los hormigones de alta resistencia".

* * *

Próximo Simposio Internacional de la Federación Internacional del Pretensado. Israel 1988

El próximo Simposio Internacional de la F.I.P. se celebrará en el Hotel Hilton de Jerusalén (Israel), del 4 al 9 de setiembre de 1988.

El programa técnico del Simposio incluye los siguientes temas:

- Durabilidad de las estructuras de hormigón armado y pretensado en ambientes húmedos y cálidos.
- Aceros y sistemas de pretensado.
- Aplicaciones prácticas del cálculo no lineal a las estructuras de hormigón pretensado.
- El hormigón pretensado en los edificios de gran altura (Efectos térmicos y sísmicos, colapso progresivo, etc.).

Los interesados en presentar Comunicaciones sobre alguno de los mencionados temas, deberán enviar un resumen en inglés, antes del 1 de abril de 1987, al Comité Técnico del Simposio. Los Autores de los trabajos admitidos deberán remitir el texto completo de su Comunicación antes del 1 de febrero de 1988. Todos los trabajos deberán ir redactados en inglés.

Se está preparando un amplio e interesante programa de actividades sociales, tanto para los participantes en el Simposio como para sus acompañantes, en el que se incluirán visitas a los lugares históricos y a los puntos más importantes del antiguo y moderno Israel.

Para una más amplia y completa información, los interesados deberán dirigirse a:

F.I.P. SYMPOSIA ISRAEL'88
P.O. Box, 50006
TEL AVIV 61500, Israel.

Reflexiones sobre ensayos de fluencia en probetas de hormigón

Antonio Aguado
Dr. Ingeniero de Caminos C. y P.
Antonio Alcayde
Ingeniero de Telecomunicación
José M^{a} Velasco
Ingeniero de Caminos C. y P.
Alber Vives
Ingeniero Civil
Cátedra de Hormigón. Departamento de Estructuras.
E.T.S. Ingenieros de Caminos C. y P.
Universidad Politécnica de Cataluña.

RESUMEN

El presente artículo constata, en primer lugar, el interés y necesidad, en aumento, de ensayos de fluencia en el hormigón, así como la escasa información en español que sobre los mismos existe.

A continuación, se plantean los requisitos generales en el proyecto de unos ensayos de fluencia, incidiendo en las etapas siguientes: fabricación y conservación de las probetas; sistema de carga; sistema de medida, y planificación y documentación. Con posterioridad, se presenta la solución adoptada, con la justificación de la misma, para unos ensayos de fluencia de probetas a compresión uniaxial, del hormigón empleado en el edificio de contención de la Central Nuclear de Vandellós II.

Este artículo incluye, asímismo, parte de los resultados obtenidos en estos ensayos de fluencia, así como de otros resultados de otras propiedades del hormigón, que complementan la información referente al mismo.

1. INTRODUCCION. SITUACION ACTUAL

Como es conocido, la determinación de las deformaciones diferidas del hormigón endurecido, ya sea bajo carga (fluencia) o sin ella (retracción) es un factor importante para el diseño de estructuras de hormigón pretensado y hormigón armado.

En la actualidad, dichas deformaciones diferidas pueden obtenerse, según nuestra normativa (13) y (14), siguiendo las líneas marcadas por el C.E.B. (*). Las leyes expuestas en estas referencias, se han obtenido ajustándolas a diversos resultados experimentales realizados en diferentes condiciones (tipo de cemento, relación a/c, etc...) lo cual conduce, lógicamente, a cierta dispersión de resultados que favorece la controversia internacional sobre la forma analítica de las citadas leyes.

Por un lado, el razonable grado de precisión que se obtiene con las mismas en el diseño de estructuras en las que se utiliza un hormigón estandar, y por otro lado, el elevado coste y duración de los ensayos, explican en gran medida la escasez de resultados experimentales existente en España. Como muestra de ésto y a manera de ejemplo, cabe señalar que, en los 10 últimos años, en esta revista sólo aparece una referencia (6) de ensayos sobre probetas realizadas en Francia por el L.C.P.C. (**) y otra referencia (8) de un ensayo de tipo docente sobre una viga de hormigón pretensado.

Ahora bien, en la actualidad, son numerosas las ocasiones en las que es muy aconsejable la definición más precisa de estas leyes a través de unos ensayos. Entre estas ocasiones y sin ser muy extensos, señalaremos las siguientes:

- En forjados de hormigón armado y pretensado en los que la flexibilidad de los mismos conduce, en gran número de casos, a problemas de patología, tal como señala González Valle en (16).
- En la investigación sobre el comportamiento en el tiempo de materiales menos conocidos. Por ejemplo: hormigones con cenizas, hormigones con resinas, etc... o en tecnologías constructivas no estandar: puentes atirantados, etc...
- En edificios de contención de centrales nucleares u otro tipo de estructura, de hormigón pretensado.

El trabajo en estos tres grupos no es sólo de futuro sino que se está desarrollando en la actualidad. Así, a manera de ejemplo, cabe citar que para caracterizar el hormigón de los edificios de contención de las C.N. de Lemoniz y Ascó se han hecho diversos ensayos en los que se incluyen retracción y fluencia. Dichos ensayos fueron realizados en España y Francia, respectivamente, tal como señalan Ferreras en (15) y Vives en (22).

Para finalizar esta breve revisión de trabajos experimentales, señalaremos los trabajos desarrollados en la Cátedra de Hormigón de la E.T.S.I.C.C.P. de Barcelona por los autores de este artículo, que se encuadran dentro de una línea común de investigación sobre comportamiento en el tiempo de estructuras de hormigón. En estos trabajos experimentales se ha estudiado la fluencia de los hormigones del:

- Edificio de Contención de la C.N. Vandellós II (2).
- Puente sobre el Ebro en Tortosa (21).
- Hormigones de polímeros. Proyecto n° 2629/83 de la C.A.I.C.Y.T. (***).

La falta de experimentación constatada, contrasta con el gran desarrollo de los métodos numéricos de cálculo de estructuras en los que se incluyen, de distintas formas, y cada vez más precisas, las deformaciones diferidas del hormigón (10), (12), (18), (19).

(*) C.E.B.: Comité Euro-Internacional del Hormigón.

(**) L.C.P.C.: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

(***) C.A.I.C.Y.T.: Comisión Asesora de Investigación Científica y Técnica.

Este desequilibrio entre métodos numéricos y experimentación, puede conducir a que los errores que se introducen en las bases de cálculo sean mayores que los originados por el método de cálculo. Por ello, y redundando en lo dicho con anterioridad, estimamos que cada vez será mayor la necesidad de la realización de ensayos de fluencia y retracción sobre probetas de hormigón.

Así pues y con *objeto* de reducir las dificultades señaladas a futuros equipos de trabajo que aborden este tema, se redacta el presente artículo, en el cual se muestra la experiencia obtenida por nuestro equipo en el diseño global de ensayos sobre la deformación del hormigón en el tiempo (con o sin carga).

2. REQUISITOS GENERALES DEL DISEÑO

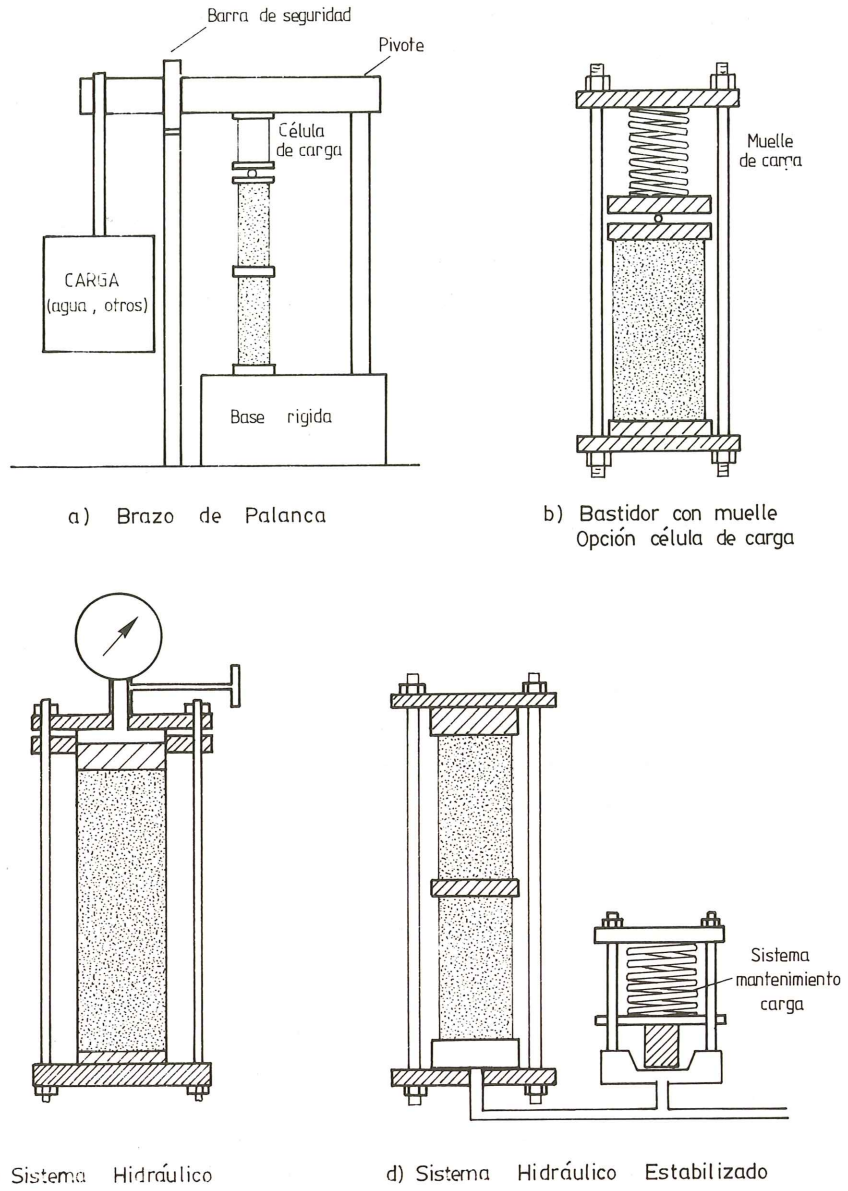
Los requisitos generales del diseño de estos ensayos se han establecido atendiendo a las distintas etapas de la realización de los mismos. Estas se han agrupado de la siguiente forma:

a) Sistema de carga y mantenimiento de la misma.
b) Fabricación y conservación de las probetas.
c) Sistemas de medida y calibración de los mismos.
d) Planificación y documentación.

a) Sistema de carga y mantenimiento de la misma

Tal como señala NEVILLE y otros en (20), entre los diversos sistemas existentes (brazo de palanca y carga muerta, bastidor con muelle o con dinamómetro, sistema hidráulico o estabilizado hidráulico), no existe ningún equipo estandar generalmente aceptado para ensayos de fluencia. Evidentemente, cada uno de los mismos tiene sus ventajas e inconvenientes, si bien un requisito básico para todos ellos es asegurar el mantenimiento de la carga constante. La fig. 1, muestra diversos sistemas de carga utilizados en la actualidad.

Sin tener ahora en cuenta la versatilidad o no de estos equipos para poder hacer ensayos de relajación, la tendencia que en la actualidad parece va abriéndose camino es el sistema hidráulico estabilizado, si bien y como veremos en el siguiente apartado, con una configuración más compacta que la mostrada en la fig. 1.d. Este sistema, utilizado, entre otros, por el Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (1) y el Laboratorio de la Universidad de Delft, cuenta entre sus ventajas con la facilidad de puesta en carga y el idóneo grado de precisión en el mantenimiento de la misma. El sistema de mantenimiento de la carga se puede hacer común para varios bastidores o individualizado para cada bastidor. (La descripción del sistema utilizado en este caso, se presenta más adelante). Por último, hay que resaltar que este sistema precisa un menor espacio (con la consiguiente incidencia sobre las dimensiones de la cámara climática) que el sistema de brazo de palanca y carga muerta (Fig. 1.a), muy utilizado en etapas anteriores.



a) Brazo de Palanca

b) Bastidor con muelle
Opción célula de carga

c) Sistema Hidráulico

d) Sistema Hidráulico Estabilizado

Fig. 1. Diferentes sistemas de carga en ensayos de fluencia.

b) Fabricación y conservación de las probetas

Tanto la fabricación como la conservación de las probetas objeto del ensayo, deben ajustarse lo mejor posible a las condiciones reales del hormigón en la estructura. Por ello, en nuestra opinión, es conveniente tomar la muestra de hormigón para las probetas, de una amasada cualquiera del hormigón empleado en la estructura; es decir, la fabricación debe hacerse en obra.

El método de compactación de las mismas, puede ser cualquiera de los existentes (picado con barra, vibrador de aguja, etc...) que consiga un hormigón representativo. Ahora bien,

la elección del método puede venir condicionada por otros factores, tales como la existencia o no de un sistema interno de medida (galgas embebidas), que deben ser tenidos en cuenta a la hora de definir el método de compactación.

Las condiciones de conservación (humedad y temperatura) de las probetas, tienen gran importancia para la caracterización de estos ensayos. Así, por ejemplo, en el caso del edificio de contención de la C.N. Vandellós II, el hormigón de la estructura estará en unas condiciones de humedad elevadas ya que, además del gran espesor de la misma (del orden de 1 m), tiene por la parte interior una camisa metálica (liner) con carácter impermeable y por la parte exterior, el equilibrio higrométrico con la humedad ambiente se alcanza en unos pocos centímetros (del orden de 10 cm), que aumentan a medida que pasan los años, pudiéndose alcanzar un equilibrio en todo el espesor después de más de 30 años, según BAZANT (7).

La situación descrita requiere que las probetas tengan una solución equivalente a un curado en masa. Por ello, la ASTM C-512 (5) propone envolver la probeta en una camisa impermeable, ya sea metálica, de caucho u otro material. Esta solución, por otra parte, conduce a tener espesores ficticios equivalentes entre la probeta y el elemento estructural estudiado.

Respecto a la humedad relativa ambiente de la cámara, pueden hacerse diversos comentarios. Así BAZANT y CHERN en (8) indican que para piezas de espesor mayor de 30 cm (caso del Edificio de Contención), no son apreciables las diferencias entre las leyes que describen la fluencia en condiciones de humedad relativa del 100 por 100 y otras condiciones cualesquiera de humedad relativa. En nuestra opinión, esta afirmación es válida dentro de la temporalidad del ensayo; por ello, si se asegura que la probeta cumple las condiciones descritas en los párrafos anteriores, la humedad relativa podría dejarse libre para ser definida en la relación contractual entre Laboratorio y Contratante. En este sentido la ASTM C-512 (5) indica que se debe mantener la humedad relativa en un 50 por 100.

La temperatura es, asimismo, un parámetro que hay que definir en la relación contractual descrita, función de las condiciones reales de la estructura. En ésta, las temperaturas pueden variar por: condiciones de explotación, variaciones térmicas diarias, variaciones estacionales, etc... Por ello, parece adecuado tomar una temperatura media para representar las condiciones que puedan presentarse en la estructura. En la definición de esta temperatura media, habría que tener en cuenta la temperatura inicial del hormigón.

c) Sistemas de medida y calibración de los mismos

La elección de la instrumentación necesaria para llevar a cabo el ensayo es uno de los puntos más importantes en la realización del mismo. Como es lógico, el sistema utilizado debe, no sólo medir deformaciones, sino que también debe ser capaz de detectar cualquier anomalía que se produzca en las mismas durante el desarrollo del ensayo.

Los criterios de elección del sistema deben ser fijados conjuntamente entre el peticionario y el laboratorio, y deben plasmarse en la relación contractual existente entre ambos. Entre los criterios habituales de elección pueden citarse: resolución del sistema, tolerancias admisibles al mismo, derivas con el tiempo y la temperatura, etc...

En los ensayos de fluencia es frecuente exigir, para la medida de la deformación, una resolución de 1 parte por 10^5 ; lo cual implica que, en un inadecuado sistema, los errores del mismo puedan ser comparables a la magnitud que se pretende medir.

Los sistemas de medida, dentro de las técnicas habituales, pueden englobarse en dos grupos: mecánicos y electrónicos; y dentro de estos últimos en: internos y externos. En nuestra opinión, la medida electrónica presenta numerosas ventajas frente a la medida mecánica, tales como: lectura automatizada, inalterable, error dependiente del equipo y no del operario (puede ser acotado a priori), y posibilidad de compensar otros factores (p. ej.: se pueden medir temperaturas y compensar su influencia). Como inconveniente se suele aducir su coste, si bien éste puede ser rentable, principalmente en laboratorios con cierto número de ensayos simultáneamente en marcha, ya que el sistema de adquisición de datos es único y a él van conectados los distintos transductores.

En cuanto a un sistema interno o externo, hay que tener presente la posible fluencia del material adherente empleado en estos últimos, así como la diferente rigidez de este material con el material base. Por todo ello, consideramos que un sistema interno se adecúa mejor a los ensayos de fluencia, especialmente para hormigones de altas resistencias.

d) Planificación y documentación

La situación frecuente en Laboratorio, ya sea de una Empresa, de la Universidad u otro Centro de Investigación, es propicia a configurar los ensayos con el mínimo de personal fijo. Por esta razón, es frecuente concebir los mismos potenciando los sistemas de adquisición de datos con medidas electrónicas. Las ventajas que ello representa es discutida por algunos, basándose en ciertos problemas de estabilidad que pueden presentarse (más adelante se profundizará en este punto), así como por la repercusión económica (equipos) que representan. A pesar de estos puntos de vista, en la actualidad, se está en un proceso irreversible de utilización de estos equipos, por las ventajas inherentes a los mismos (economía de personal, precisión de medida, etc...).

Por otro lado, un aspecto, en nuestra opinión muy importante y por desgracia en numerosas ocasiones no suficientemente resuelto, es el de la documentación del ensayo. La documentación, no sólo debe cubrir las etapas de toma de datos y emisión del informe final sino que es necesario que contemple las características técnicas del ensayo acordadas contractualmente entre el peticionario y el laboratorio. En el caso de los ensayos que nos ocupan, se hizo a priori un Manual de Procedimiento Base (2) aprobado por el Departamento de Garantía de Calidad existente en la Central Nuclear, en el que se contemplaban los diversos puntos citados.

3. DESCRIPCION DE LA SOLUCION ADOPTADA

Los condicionantes de dimensiones de la base de medida y simulación de condiciones termohigrométricas, influyeron predominantemente en la adopción de probetas cilíndricas de 15 x 45 cm (para los ensayos de fluencia), recubiertas con una capa de parafina y una lámina de caucho. Estas capas impermeables simulan, de forma satisfactoria, las condiciones de un curado en masa propuestas por la ASTM C-512 (5).

Las probetas se fabricaron en obra con el mismo hormigón que el dispuesto en el Edificio de Contención de la C.N. de Vandellós II. La compactación se hizo mediante un vibrador de aguja, de 25 mm de diámetro, de acuerdo con un procedimiento desarrollado al efecto (2). Con la utilización de este sistema se pretende evitar el daño que puede producirse, en la galga embebida, utilizando el sistema de picado con barra, ya que éste resulta más difícil de controlar.

Las probetas, equipos de carga y sistema de adquisición de datos están situados dentro de la cámara termohigrométrica, en unas condiciones de temperatura y humedad constantes. (Los valores son 22°C y 70 por 100, respectivamente). Un esquema de la citada cámara se presenta en la fig. 2. Dicha cámara fue diseñada para estos ensayos, manteniendose las condiciones exigidas por medio de una capa de porexpan expandido, de 6 cm de espesor, recubierto por un tablero de madera contrachapado de 1,5 cm de espesor.

Cámara aislada para la conservación de probetas.
Altura interior 2,60 m

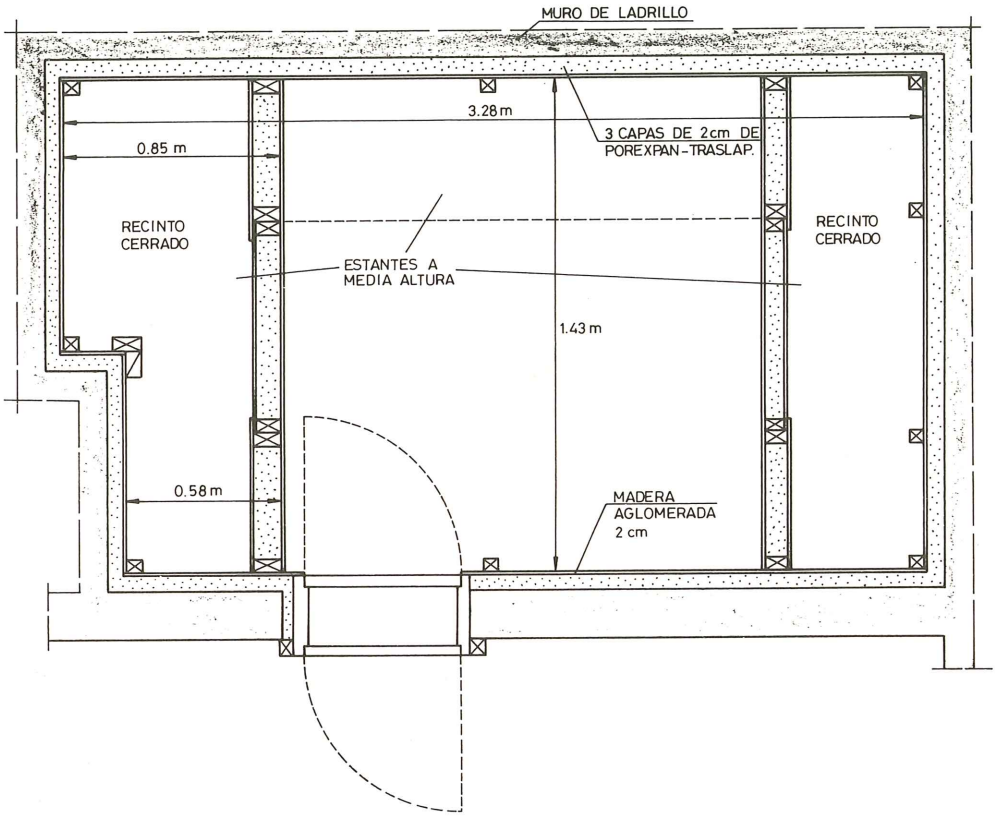


Fig. 2. Geometría en planta de la cámara climática.

El bastidor de carga empleado en los ensayos es el representado en la fig. 3 y foto 1. El mismo está formado por dos placas de 400 x 400 x 60 mm, unidas por cuatro tirantes roscados de ϕ 38 mm de diámetro y 1.500 mm de largo. Estos tirantes se han proyectado con la condición de que trabajen a una tensión inferior al 10 por 100 de su límite elástico. La razón de este condicionante radica en reducir, en gran medida, la interacción entre bastidor y sistema de carga. Por otro lado, las citadas placas se diseñaron con la condición de que la flecha producida por una carga equivalente centrada, no supere la milésima de milímetro.

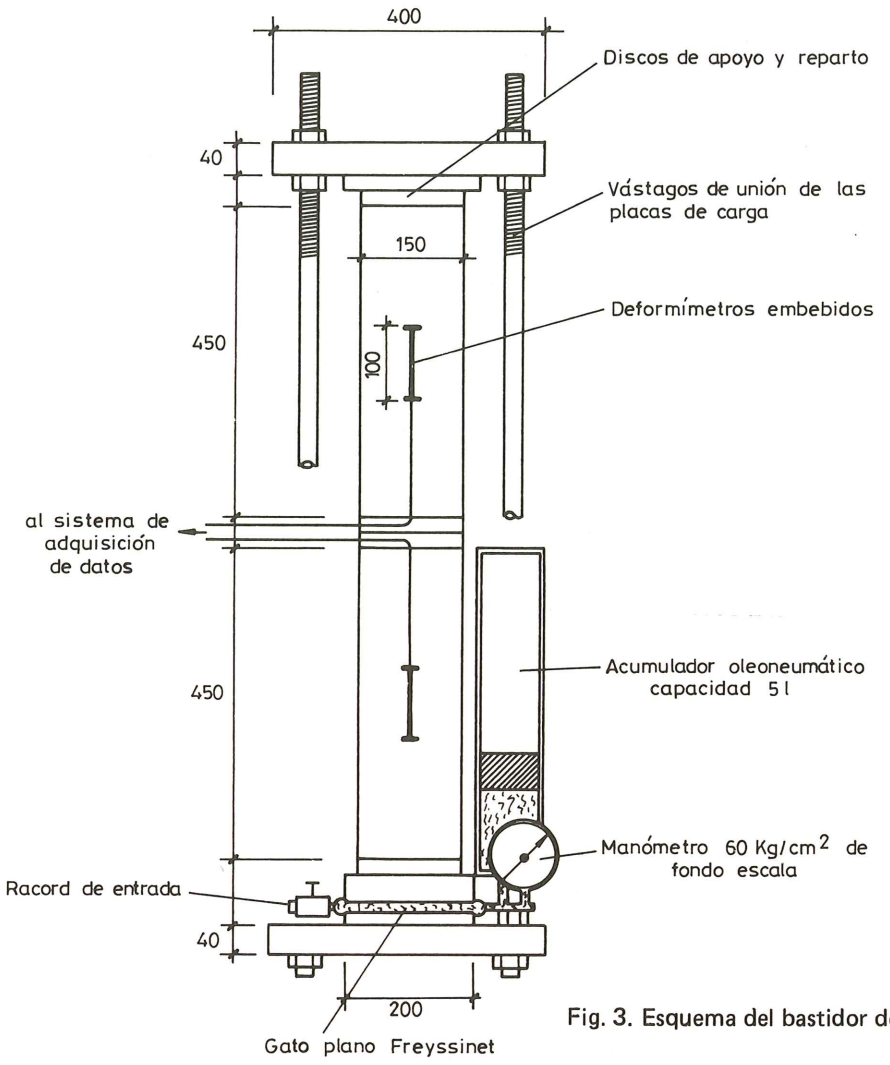


Fig. 3. Esquema del bastidor de carga empleado.

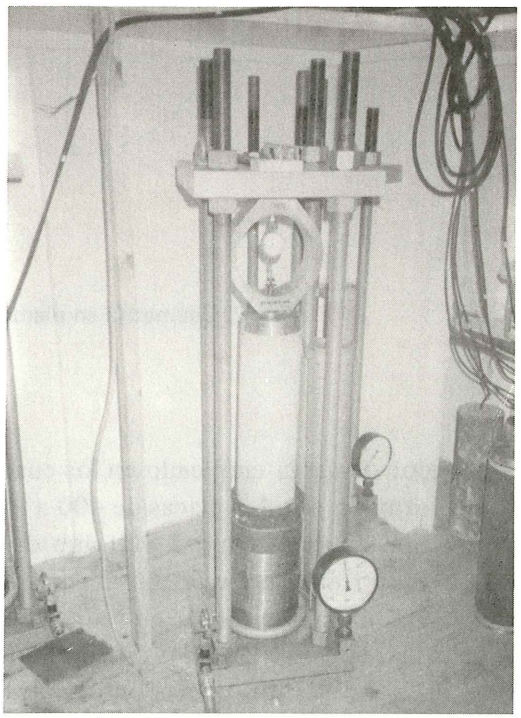


Foto 1. Calibración del bastidor de carga.

La carga es proporcionada por un gato hidráulico plano de la casa FREYSSINET,S.A. Las características del mismo son: 45 t de fuerza, 150 kg/cm^2 de presión máxima de aceite, 200 mm de diámetro útil y 25 mm de carrera. La ventaja del empleo de este tipo de gato frente a otros de menor diámetro y mayor altura es, entre otras, la exigencia de presiones de aceite menores, lo cual repercute en las dimensiones del acumulador.

El acumulador tiene la misión de mantener la presión constante dentro del rango definido: tolerancias inferiores al 2 por 100. Ello se consigue, a medida que se deforman las probetas, por la incorporación a la cámara del gato, del aceite necesario. El tipo de acumulador es de pistón, ante el temor, puesto de manifiesto por algunos autores, de que los acumuladores de membrana puedan ser atacados por el aceite, con el paso del tiempo.

En el circuito de aceite entre el gato y el acumulador de 5 ℓ, se ha dispuesto un manómetro de presión, tipo BOURDON, que permite comprobar el nivel de presión de aceite. Todo este circuito se ha diseñado en la idea de conseguir una longitud mínima óptima, con objeto de minimizar las pérdidas que pudiesen producirse.

Por lo que respecta al sistema de medida de las deformaciones, la solución adoptada ha sido un doble sistema: mecánico y electrónico. Con la medida electrónica como sistema primario, se evitan errores aleatorios, ya que éstos vienen acotados por las especificaciones de los equipos y éstas han sido elegidas de forma que sean más estrictas que las del ensayo. El doble sistema permite, por otra parte, detectar errores sistemáticos que pudiesen presentarse, imputables al procedimiento o al aparato, lo cual representa una mayor fiabilidad del ensayo sin implicar un incremento importante del coste.

Tal como se ha dicho, como sistema primario se utiliza un transductor de deformación, embebido en la probeta de hormigón (Foto 2), del tipo KM 100 A, de la casa TOKIO SOKKY. Este transductor posee un sistema de transmisión de la deformación a una lámina, en la que hay pegadas 4 galgas extensométricas en configuración de puente completo. La deformación de la lámina es pequeña en comparación con la deformación total del transductor; de esta forma se consigue una gran linealidad en todo el margen de medida. La disposición interna de las galgas es tal que las derivas que pueden presentarse en el tiempo quedan compensadas.

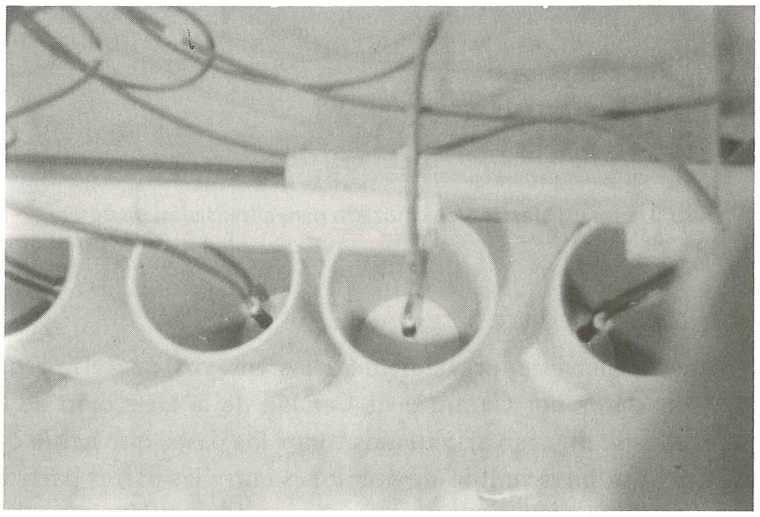


Foto 2. Transductor de deformación embebido.

El planteamiento de automatización definido en el apartado anterior, se resuelve en este caso con un equipo formado por un sistema de adquisición de datos (Hewlet Packard 3.497) y un microordenador (Hewlet Packard 85), de acuerdo con el esquema definido en la fig. 4. Parte del equipo puede verse en la foto 3.

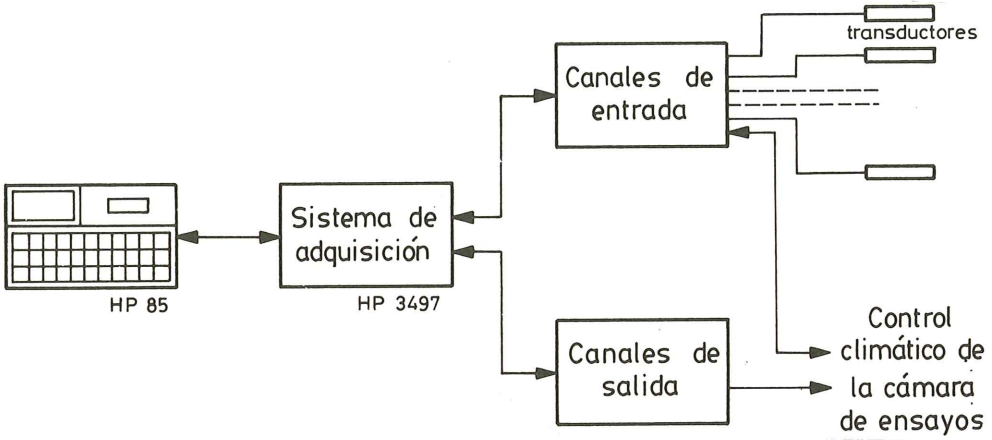


Fig. 4. Esquema de la configuración del sistema de medidas.

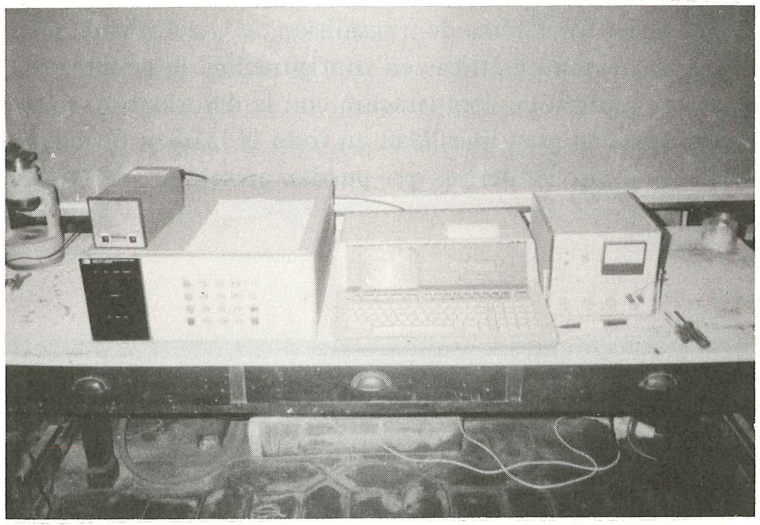


Foto 3. Equipo electrónico utilizado para adquisición de datos.

Por último, cabe señalar que, previamente a los ensayos, se definieron unos manuales de procedimientos aprobados por Garantía de Calidad de la Dirección de Obra de la citada Central Nuclear. En ellos se dejaban articulados todos los pasos que había que realizar en los ensayos, acordados tras un intercambio de opiniones entre las partes participantes. Este factor tiene, en nuestra opinión, una gran importancia en el éxito de unos ensayos de este tipo.

4. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS Y ANALISIS DE LOS MISMOS

En este apartado, además de presentarse los resultados de los ensayos de fluencia, se muestran los resultados de otros ensayos mecánicos que complementan la información anterior y que, por el interés en sí de los mismos, merecen destacarse. Las características del hormigón fresco se presentan en el anejo 1. De la observación de la tabla A1.1 del mismo, se deriva que se trabaja con un hormigón de altas resistencias, tal como se comprueba más adelante.

Para los ensayos de fluencia se fabricaron 8 probetas cilíndricas, de 15 x 45 cm, sometiendo 6 de ellas a carga, a las edades de 28,90 y 365 días. Las dos restantes se dejaron como margen de seguridad ante cualquier problema y servían para corroborar los resultados de retracción obtenidos en otro tipo de probeta. La carga aplicada sobre cada probeta es la correspondiente a una compresión de 80 Kp/cm^2, que se sitúa en el rango lineal de la curva tensión deformación. Foto 4.

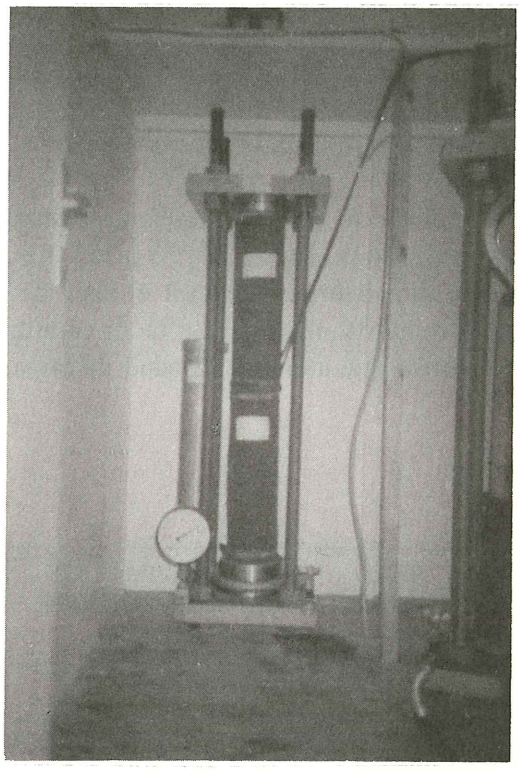


Foto 4. Ensayo de fluencia a compresión uniaxial.

La fig. 5 muestra la curva deformación-tiempo, en la puesta en carga de las probetas cargadas a los 28 días. La galga embebida existente, permite registrar estas deformaciones y correlacionar con el valor del módulo de elasticidad obtenido por otro tipo de ensayo. Asimismo, en dicha curva puede observarse un relativo crecimiento de la deformación en los primeros minutos, que da pie a dos temas de gran interés, sobre los que existe cierta controversia en la actualidad. Estos temas son:

- Definición exacta de la deformación instantánea en relación al tiempo: 1, 5, 10 minutos. La adopción de uno u otro origen influye, como es lógico, en el coeficiente de fluencia, tal como señala BAZANT en (9).
- Valor de la deformación de fluencia en las primeras 24 horas.

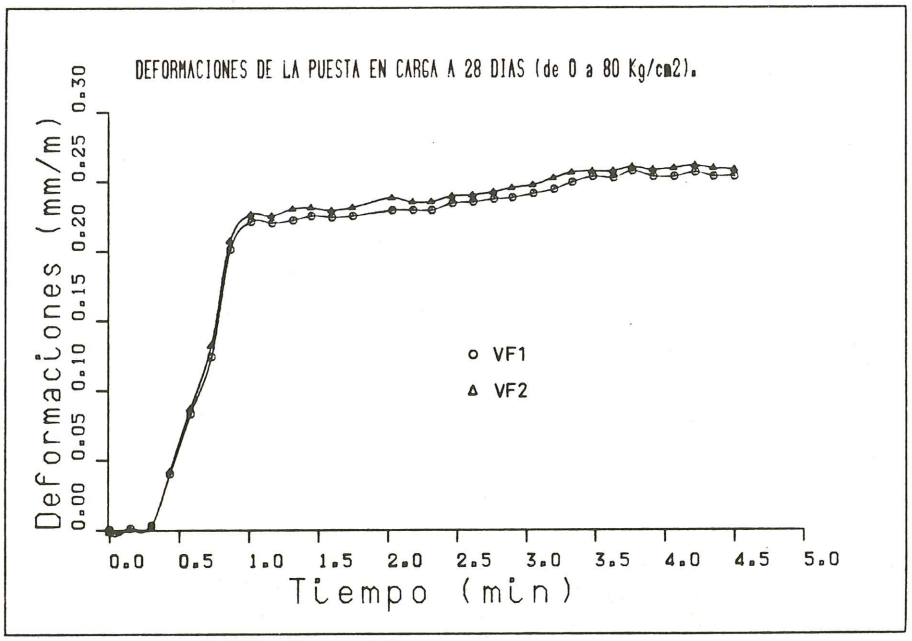


Fig. 5. Velocidad de puesta en carga.

La tabla 1 muestra los valores de las deformaciones instantáneas correspondientes al mismo nivel de carga, si bien a distintas edades: 28, 90 y 365 días. El valor dado de estas deformaciones es el medido a continuación de alcanzar el nivel de carga deseado, que corresponde aproximadamente a 5 minutos. Dichos resultados muestran una disminución de la deformación instantánea a medida que aumenta la edad de carga, debido a la mayor rigidez del hormigón.

EDAD (días)	DEFORMACION INSTANTANEA mm/m
28	0,257
90	0,246
365	0,239

TABLA 1

Valor de la deformación instantánea a distintas edades de carga

La fig. 6 muestra las curvas de deformaciones totales (instantáneas + diferidas) correspondientes a las distintas edades de carga, llevadas a un mismo origen temporal. En ella puede apreciarse una disminución de la deformación diferida a medida que aumenta la edad de carga de las probetas. Los valores medios de las deformaciones totales de las probetas a los 382 días son: 0,72, 0,56 y 0,29 mm/m, respectivamente, para las probetas cargadas a 28, 90 y 365 días.

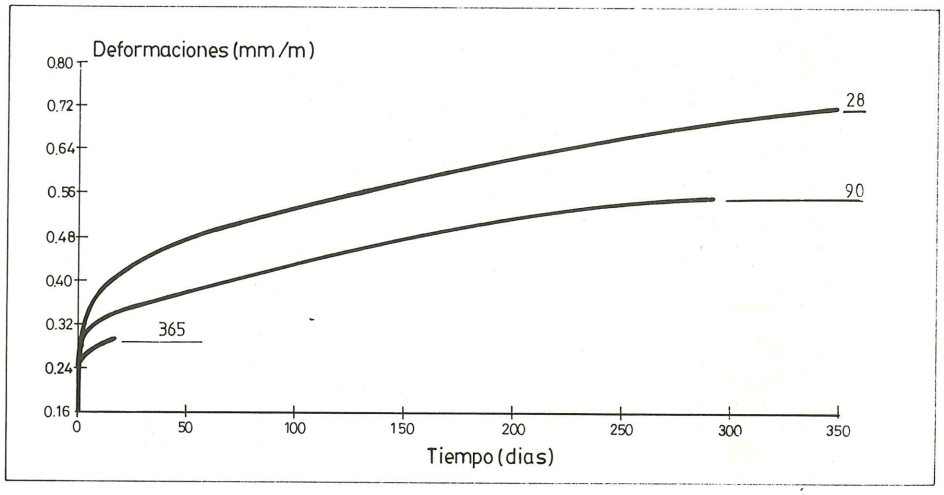


Fig. 6. Deformaciones totales a distintas edades de carga.

Como complemento de los ensayos de fluencia, se definieron unos ensayos para medir la retracción en 3 probetas prismáticas, de 15 x 15 x 60 cm, con el doble sistema de medida descrito y en iguales condiciones de fabricación y conservación que las probetas de fluencia. En las fotos 5 y 6 puede verse el sistema interno de medida y la preparación de las camisas externas de estanquidad.

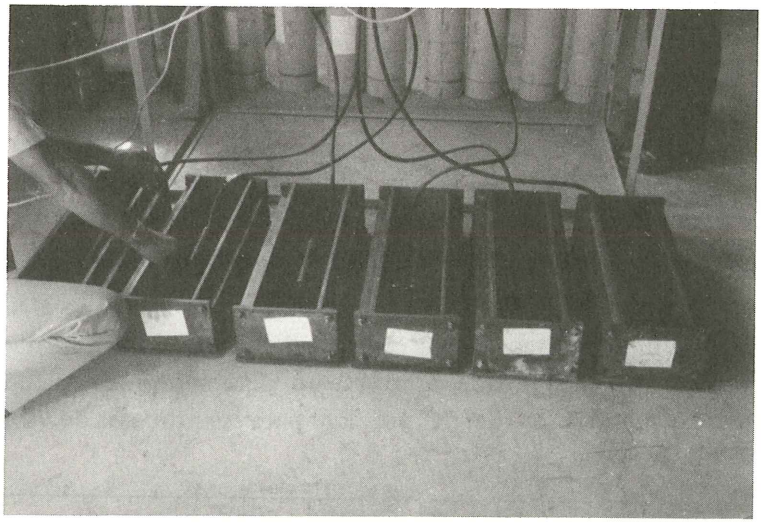


Foto 5. Transductor de deformaciones. Ensayo de retracción.

Por otro lado, en la fig. 7 pueden observarse los resultados de la deformación por retracción. En ella puede verse que, en los primeros días, las probetas tuvieron una expansión debida a que, al estar parcialmente impedida la búsqueda del equilibrio termohigrométrico entre probeta y atmósfera (existencia de la camisa), el calor de hidratación producía la expansión citada.

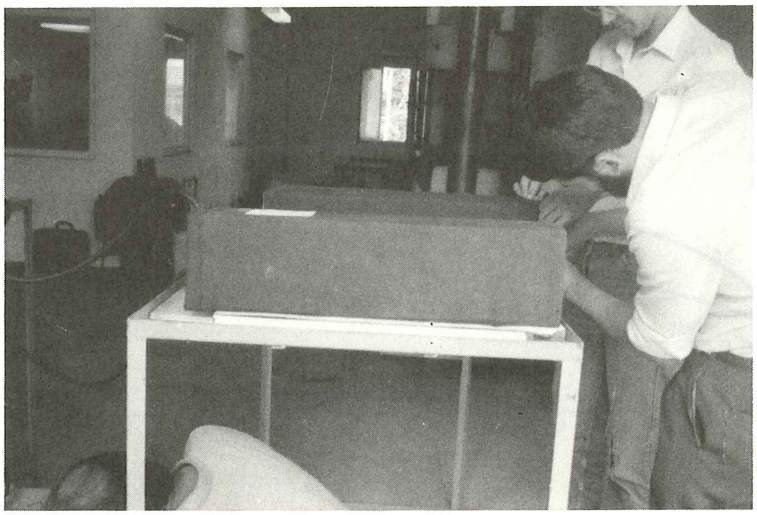


Foto 6. Preparación de las camisas de estanquidad.

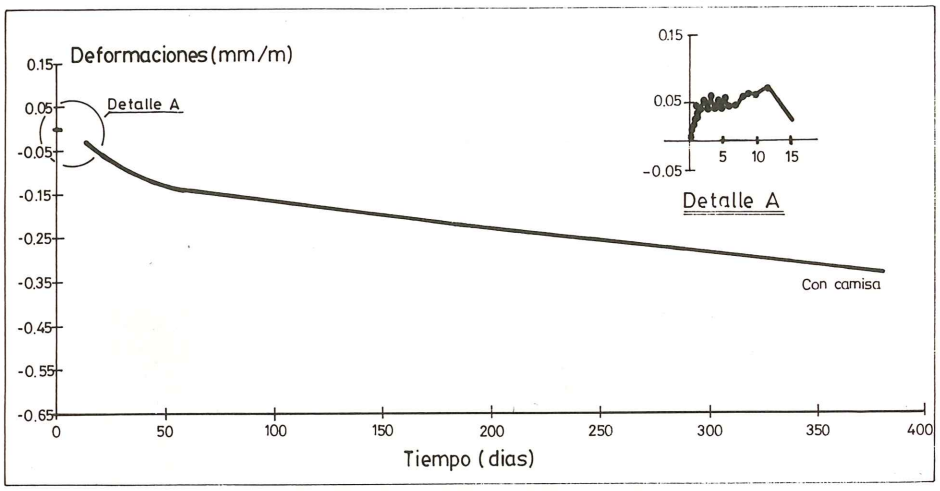


Fig. 7. Deformaciones de retracción.

La *resistencia a compresión* se obtuvo de acuerdo con la norma UNE-7242 (16), tomando el valor medio de 6 probetas, para cada edad de carga. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 2. En ellos puede observarse un incremento de resistencia, con relación a la correspondiente a los 28 días, del 13 por 100 para las probetas de 90 días y del 20 por 100 para las probetas de 365 días.

Edad de la probeta (días)	Resistencia (Kg/cm^2)	R_t/R_{28}
28	523	1,00
90	592	1,13
365	632	1,20

TABLA 2

Variación de la resistencia a compresión con la edad de la probeta

Las deformaciones últimas correspondientes a la carga de rotura, están entre el 2,1 y el 3 por 100, tal como puede verse en la fig. 8. La medición de las mismas se hizo a través de dos galgas externas, de base 100 mm, pegadas en meridianos opuestos.

En la citada fig. 8, puede observarse, asimismo, el valor del módulo de elasticidad para las tres edades de carga. Tomando el valor medio de las dos probetas de cada edad de carga, puede observarse un incremento del módulo de elasticidad en el tiempo, con relación al valor obtenido a los 28 días. Así, este incremento es del 7,9 por 100 para las probetas de 90 días y del 18 por 100 para las probetas de 365 días.

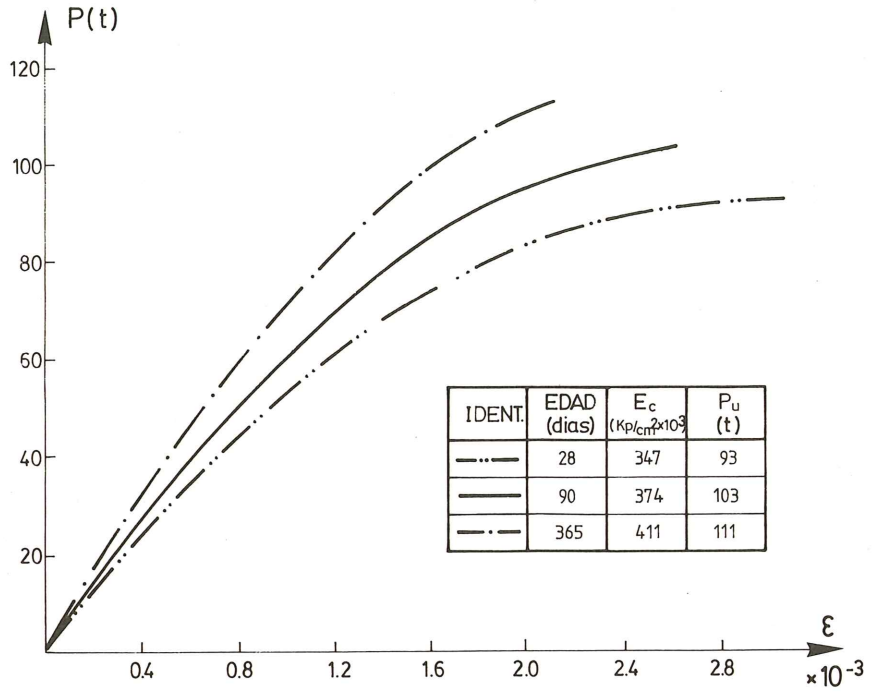


Fig. 8. Curvas Carga-deformación para probetas de distintas edades de carga.

Los valores obtenidos del módulo de elasticidad, ponen de manifiesto que la propuesta de la normativa española (13), (14), correspondientes a hormigones de alta calidad, sobreestima dicho valor. Hay que hacer notar que los resultados obtenidos están más de acuerdo con formulaciones del tipo:

$$Ec_m = A \cdot \sqrt[3]{fc_m + B}$$

propugnada por el Código Modelo CEB-FIP (11).

Un aspecto interesante que se debe señalar es el método experimental para la obtención del módulo de elasticidad. Dicho método, descrito en (2), consiste en hacer unos ciclos de carga y descarga sin sobrepasar el 30 por 100 de la carga última; con posterioridad, se lleva la probeta hasta rotura, registrando automáticamente las deformaciones correspondientes a cada escalón de carga.

El límite del 30 por 100, que difiere del propuesto por la ASTM, (4) se ha mostrado, en nuestra opinión, más adecuado que el valor del 40 por 100 definido por la citada normativa.

5. CONCLUSIONES

Del trabajo desarrollado en este artículo se pueden sacar las siguientes conclusiones:

- El método expuesto de ensayo de fluencia bajo compresión uniaxial en probetas cilíndricas de 15 x 45 cm, se ha mostrado muy adecuado. Dicho método, en la aplicación reseñada, ha sido proyectado, construido y ejecutado por los autores de este artículo.
- Asimismo, la configuración de microinformática asociada a los ensayos, ha resultado muy positiva, dando validez al sistema interno de medida (galgas embebidas).
- Una de las características de la concepción global de estos ensayos es la fiabilidad de sus resultados, así como la economía de los mismos en relación con otros sistemas.
- Los resultados parciales que se presentan, certifican la bondad de lo dicho con anterioridad sobre la adecuación del planteamiento. Una documentación más detallada de los resultados, así como otros no incluidos en este artículo, serán presentados en un próximo trabajo.

BIBLIOGRAFIA

1. ACKER, P. et BARRAL A. "Etude critique des essais classiques de fluage et de relaxation du béton durci". CR. 18e Colloque GFR, París 1983. *Cahiers du Groupe Français de Rhéologie – Tome VI n° 4.* pp. 243-251.
2. AGUADO, A., ALCAYDE, A., VELASCO, J.M. y VIVES, A. Informes relativos al programa de ensayos de las propiedades mecánicas del hormigón del edificio de contención de la Central Nuclear de Vandellós, Grupo II. Universidad Politécnica de Cataluña. Asociación Nuclear Vandellós. Convenio TC-251. Barcelona. Octubre 1985/Julio 1986.
3. ARENAS, J.J., APARICIO, A.C., ALONSO, C. y GUTIERREZ, G. "Resultados provisionales de deformaciones en un ensayo de carga mantenida sobre vigas pretensadas". Rev. *Hormigón y Acer n° 143*, 2° trimestre 1982. IET Madrid.
4. A.S.T.M. "Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's ratio of Concrete in Compression". ANSI/ASTM C 469-65 (Reapproved 1975) American National Standard.
5. A.S.T.M. "Standard Test Method for Creep of Concrete in Compression". ANSI/ASTM C 512-76. American National Standard.
6. ATALLAN, R., BRACHET, M. et DARPAS, G. "Contribución a la estimación de las pérdidas de pretensado y de las deformaciones diferidas, en las estructuras de hormigón pretensado". Rev. *Hormigón y Acero n° 124.* 3er trimestre 1977. IET Madrid.
7. BAZANT, Z.P. "Comunicación personal". 28 Junio 1986. Barcelona.
8. BAZANT, Z.P. and CHERN, J.C. "Double-Power Logarithmic Law for concrete creep". *Cement and Concrete Research*, V. 14, 1984, pp. 793-806.
9. BAZANT, Z.P. "Mathematical Models for Creep and Shrinkage of Concrete. Chapter 7". *Creep and Shrinkage in Concrete Structures.* Ed. by Z.P. Bazant and F.H. Wittmann John Wiley & Sons. 1982.
10. CAROL, I. *"Modelos de análisis no lineal en el tiempo, de estructuras reticulares de hormigón. Revisión integrada y propuesta de un nuevo modelo global para material y estructura".* Tesis Doctoral. Universitat Politécnica de Catalunya. Barcelona, Mayo 1985, 285 pp.
11. C.E.B. – F.I.P. *"Código Modelo C.E.B.–F.I.P. para estructuras de hormigón".* Ed. en Castellano. Instituto Eduardo Torroja. Madrid 1980.
12. CORRES, H., SANCHEZ-GALVEZ, V. y ELICES, M. "Pérdidas de pretensado por fluencia y relajación: Estudio comparativo de distintos modelos". Rev. *Hormigón y Acero n° 155.* 2° trimestre 1985. IET Madrid.

13. EH-82. Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón armado y en masa. Comisión Permanente del Hormigón. Ministerio Obras Públicas. Madrid 1982.

14. EP-80. Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado. Comisión Permanente del Hormigón. Ministerio de Obras Públicas. Madrid 1980.

15. FERRERAS, L. "Evolución de la deformabilidad del hormigón con el tiempo". *Jornadas sobre Técnicas del Hormigón Armado y Pretensado en Centrales Nucleares.* ATEP. Madrid, Mayo 1983. pp. 91-95.

16. GONZALEZ VALLE, E. "La flexibilidad de los forjados de hormigón armado de edificación: Evaluación de la situación actual". Rev. *Informes de la construcción* n° 343. Instituto Eduardo Torroja. Sept. 1982.

17. I.R.A.N.O.R. "Ensayo de rotura por compresión de probetas de hormigón". UNE 7242. Instituto Nacional de Racionalización y Normalización.

18. MARI, A.R. y CARRASCON, S. "Estudio del comportamiento en el tiempo de estructuras de hormigón pretensado". Rev. *Hormigón y Acero n° 155*, pp. 105-126. IET Madrid.

19. MILLANES, J.F. "Un método general de cálculo para el seguimiento de la historia tensodeformacional en tableros de puentes construidos de forma evolutiva". Rev. *Hormigón y Acero n° 156*, 3er trimestre 1985, pp. 9-43. IET Madrid.

20. NEVILLE, A.M., DILGER, W.H. & BROOKS, J.J. *"Creep of plain and structural concrete"*. Ed. Construction Press. London and New York, 1983, 361 pp.

21. VELASCO, J.M. y AGUADO, A. Informe relativo a los ensayos de diversas propiedades mecánicas del hormigón del puente sobre el río Ebro, en Tortosa, conexión de la N-230 y C-235. Universidad Politécnica de Catalunya. Convenio S-70 Barcelona, Julio 1986.

22. VIVES, A. y ELIA, F. "Ensayos realizados para el programa de vigilancia del sistema postensado en la Central Nuclear de Ascó". *Jornadas sobre técnicas de hormigón armado y pretensado en Centrales Nucleares.* ATEP, Madrid, Mayo 1983, pp. 214-229.

ANEJO n° 1.– CARACTERISTICAS DEL HORMIGON EMPLEADO

La dosificación por m^3 empleada, se presenta en la tabla A1.1. Los 23 litros de agua añadidos, responden a las humedades existentes en la arena fina y gruesa, que fueron del 5 por 100 y el 1 por 100, respectivamente. El cono de Abrams en la planta de hormigonado fue de 10 cm.

MATERIAL	Kg/m^3
Arena fina 0/0,5 mm	390
Arena gruesa 0,6/5 mm	588
Grava 5/10 mm	510
Grava 10/20 mm	480
Cemento P-450-E	400
Agua	130 + 23 (litros)
Aditivo (Tricosal)	0,7 (litros)

Tabla A1.1

Dosificación del hormigón

Las condiciones ambientales durante la realización de las probetas eran: Temperatura ambiente de 27°C y humedad relativa del 70 por 100. En el laboratorio, se realizaron diversas pruebas sobre el hormigón fresco tales como:

– Temperatura del hormigón fresco: 22°C.

– Peso específico: 2,5 t/m^3.

– Cono de Abrams: 8 cm (habían transcurrido 30 minutos desde la salida de la central).

– Aire ocluido: 1,7 por 100.

Conferencia Internacional sobre "Fallos estructurales"

Durante los días 30 y 31 de marzo de 1987 se celebrará, en Singapore, una Conferencia Internacional con el objeto de intercambiar conocimientos y experiencias, en relación con los fallos estructurales, entre investigadores, calculistas, constructores y otros profesionales interesados en el tema.

En dicha Conferencia se estudiarán los siguientes temas:

GENERALIDADES

- Cálculo.
- Códigos de buena práctica.
- Práctica constructiva.
- Aspectos legales y relacionados con la seguridad.
- Aspectos económicos.

MECANISMO DE LOS FALLOS

- Teoría.
- Ensayos a escala natural.
- Análisis numérico.
- Análisis estadístico.
- Predicción de los fallos.
- Valoración e inspección de los fallos.
- Comportamiento y enseñanzas de los fallos registrados.

FALLOS DEL MATERIAL

- Fallos debidos al deterioro de los materiales.
- Fallos debidos a los materiales de características no suficientemente comprobadas.
- Fiabilidad de los materiales.

ASPECTOS GEOTECNICOS

- Fallos de las cimentaciones.
- Fallos de las estructuras de contención.

REVISION DE FALLOS REGISTRADOS

- Fallos de estructuras provisionales.
- Fallos en edificios, puentes, carreteras, presas, estructuras marítimas y estructuras de contención de tierras.
- Fallos debidos a cargas accidentales, incendios o terremotos.
- Fallos de ejecución.
- Rehabilitación de las estructuras dañadas.

Para cualquier información suplementaria, los interesados en participar en esta Conferencia, deberán dirigirse a:

The Secretariat
International Conference on Structural Failure
School of Civil & Structural Engineering
Nanyang Technological Institute
Nanyang Avenue
Singapore 2263

Telex: RS 33976 CIVIL

Nueva Publicación

"Curso de Hormigón Pretensado"

Por: Fernando S. Amillategui y
Carlos G. Pericot

Si bien es ya relativametne abundante la literatura técnica, en castellano, altamente especializada, sobre aspectos concretos y aplicaciones estructurales del hormigón pretensado, no ocurre lo mismo con los aspectos más generales de esta técnica, que proporcionan una visión global de sus principales características, incluyendo el proyecto y cálculo de estructuras, su construcción y explotación. Por otra parte, las Normas son relativamente escuetas en su exposición, por lo que tampoco ayudan a quienes han de realizar su aprendizaje desde el comienzo.

Por eso debe acogerse con satisfacción la publicación de obras como la presente, en la que los Autores exponen, de forma sencilla y didáctica, todos los aspectos relacionados con la teoría y la práctica del hormigón pretensado, sin que sea necesario para su perfecta comprensión nada más que conocimientos básicos de análisis estructural y de hormigón armado.

Los autores exponen con sencillez los fundamentos de la técnica del hormigón pretensado, permitiendo al lector asimilar con facilidad los conceptos subyacentes en la normativa.

Se analiza minuciosamente la Instrucción E.P.-80, complementando su estudio con un comentario pormenorizado de los aspectos del Código Modelo CEB-FIP que se apartan de lo establecido en la Norma española.

Se incluye abundante soporte gráfico, así como escogidos ejemplos de cálculo, desarrollados con gran detalle. Se presenta asimismo una extensa y actualizada información técnica sobre los sistemas de pretensado existentes en nuestro Mercado.

La obra ha sido dirigida y supervisada por la Cátedra de Hormigón de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos de Madrid, constituyendo un texto de nivel medio, sobre hormigón pretensado, adecuado para su utilización en las correspondientes asignaturas del programa de estudios.

El índice resumido de la obra es el siguiente:

Capítulo I: El hormigón pretensado.
Capítulo II: Los materiales.
Capítulo III: Las acciones.
Capítulo IV: Estudio de la fuerza de pretensado.
Capítulo V: Las bases de cálculo.
Capítulo VI: Cálculo en estado límite último de secciones sometidas a solicitaciones normales: Flexocompresión.
Capítulo VII: Cálculo en estado límite último de secciones sometidas a solicitaciones tangentes (I): Esfuerzo cortante.
Capítulo VIII: Cálculo en estado límite último de secciones sometidas a solicitaciones tangentes (II): Torsión.
Capítulo IX: Cálculo en estado límite de servicio: Fisuración.
Capítulo X: Recomendaciones para el proyecto y la ejecución.

Esta publicación de 536 páginas tamaño 205 x 290 mm, con numerosas ilustraciones, puede adquirirse al precio de 2.600 ptas. dirigiéndose a la Editorial del Servicio de Publicaciones de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, de Madrid.

* * *

Bases del premio al mejor proceso constructivo

1. Podrán optar a este Premio todos aquellos procesos constructivos destinados a la construcción que se exhiban en el Salón.

   Se entiende por proceso constructivo el utillaje y las operaciones necesarias para conseguir un elemento de obra (prefabricado o realizado "in situ"). Queda por tanto excluido el material o el elemento que queda incorporado a la obra.

2. El Jurado deliberará sobre los procesos que propongan, en número máximo de cinco, cada uno de los organismos siguientes:

   Consejo General de Colegios de Ingenieros Industriales de España.
   Confederación Nacional de la Construcción.
   Consejo General de Colegios de Aparejadores y Arquitectos Técnicos de España.

3. El Jurado considerará preferentemente los siguientes aspectos del proceso o del procedimiento:

   La innovación tecnológica.
   La calidad técnica de la documentación de divulgación.
   La relación coste-calidad del procedimiento.
   El Jurado podrá exigir la presentación de evidencias de la autenticidad de la documentación que se adjunta.

4. El plazo de presentación de los procesos por parte de los expositores finalizará a las 13 horas del día 27 de Febrero de 1987.

5. Los expositores entregarán a la Secretaría Técnica de los Premios la siguiente información:

   Ficha en la que consten todos los datos del proceso y del expositor (razón social, n° de stand y Palacio donde se expondrá el proceso en el Salón de Construmat-87).

   Dos ejemplares completos de la documentación técnica y de divulgación del proceso.

6. Los organismos mencionados en la base segunda, formularán su propuesta motivada en la Secretaría Técnica de los Premios antes de las 13 horas del día 2 de Abril. Este mismo día, los procesos propuestos podrán ostentar en el stand donde estén, la mención "Proceso constructivo propuesto para el Premio Construmat-87".

7. El Jurado actuará colegiadamente y tomará sus acuerdos por mayoría de votos. En caso de empate en la segunda vuelta, el Presidente lo dirimirá mediante su voto de calidad.

8. El Jurado estará compuesto por los representantes de los Colectivos Profesionales, Asociaciones Industriales y Empresariales, Administración Pública, etc.

9. Las decisiones del Jurado serán inapelables.

10. Se entregará un diploma a las obras propuestas y un Premio, consistente en un distintivo, a la obra que el Jurado designe como ganadora.

    El Premio no podrá declararse desierto ni concederse ex-aequo.

* * *

Bases del premio al mejor producto industrial

1. Podrán optar a este Premio todos aquellos productos industriales destinados a la construcción que se exhiban en el Salón.

   Se entiende por productos, los materiales, componentes o piezas de cualquier tipo que queden incorporados a la obra construida.

2. El Jurado deliberará sobre los productos que propongan, en número máximo de cinco, cada uno de los organismos siguientes:

   Confederación Nacional de la Construcción.
   Consejo General de Colegios de Aparejadores y Arquitectos Técnicos de España.
   Consejo General de Colegios de Ingenieros Industriales de España.

3. El Jurado considerará preferentemente los siguientes aspectos del producto:

   La innovación tecnológica.
   La calidad técnica de la documentación de divulgación.
   La relación coste-calidad del producto.

   El Jurado podrá exigir la presentación de evidencias de la autenticidad de la documentación que se adjunta.

4. El plazo de presentación de los productos por parte de los expositores finalizará a las 13 horas del día 27 de Febrero de 1987.

5. Los expositores entregarán a la Secretaría Técnica de los Premios la siguiente información:

   Ficha en la que consten todos los datos del producto y del expositor (razón social, n° de stand y Palacio donde se expondrá el producto en el Salón de Construmat-87).

   Dos ejemplares completos de la documentación técnica y de divulgación del producto.

6. Los organismos mencionados en la base segunda, formularán su propuesta motivada en la Secretaría Técnica de los Premios antes de las 13 horas del día 2 de Abril. Este mismo día, los productos propuestos podrán ostentar en el stand donde estén, la mención "Producto propuesto para el Premio Construmat-87".

7. El Jurado actuará colegiadamente y tomará sus acuerdos por mayoría de votos. En caso de empate en la segunda vuelta, el Presidente lo dirimirá mediante su voto de calidad.

8. El Jurado estará compuesto por los representantes de los Colectivos Profesionales, Asociaciones Industriales y Empresariales, Administración Pública, etc.

9. Las decisiones del Jurado serán inapelables.

10. Se entregará un diploma a las obras propuestas y un Premio, consistente en un distintivo, a la obra que el Jurado designe como ganadora.

    El premio no podrá declararse desierto ni concederse ex-aequo.

* * *

V Simposio Internacional sobre Carreteras de Hormigón

Aix-La-Chapelle, junio 1986

Con motivo de este importante Simposio, organizado por el CEMBUREAU con la colaboración de la "Asociación Internacional Permanente de Congresos de la Carretera" (AIPCR) y la "Asociación Federal de la Industria Cementera Alemana" (BDZ), se ha editado una publicación en cinco volúmenes, con un total de unas novecientas páginas.

Los cuatro primeros volúmenes contienen los textos de ochenta y ocho Comunicaciones, en el idioma del Autor correspondiente, con resúmenes en los tres idiomas oficiales del Simposio (Alemán, Inglés y Francés). Cada volumen corresponde al tema que a continuación se indica:

A: Concepción y comportamiento a largo plazo de los firmes de hormigón.
B: Construcción de firmes de hormigón.
C: Conservación y rehabilitación de los firmes de hormigón.
D: Temas específicos.

En el quinto volumen, E, se incluyen los textos de los discursos de Apertura y Clausura, de los quince Informes Generales, de algunas Comunicaciones complementarias, y de los trabajos presentados en un Seminario dedicado al estudio de "Estrategias para la conservación y la rehabilitación de revestimientos de hormigón".

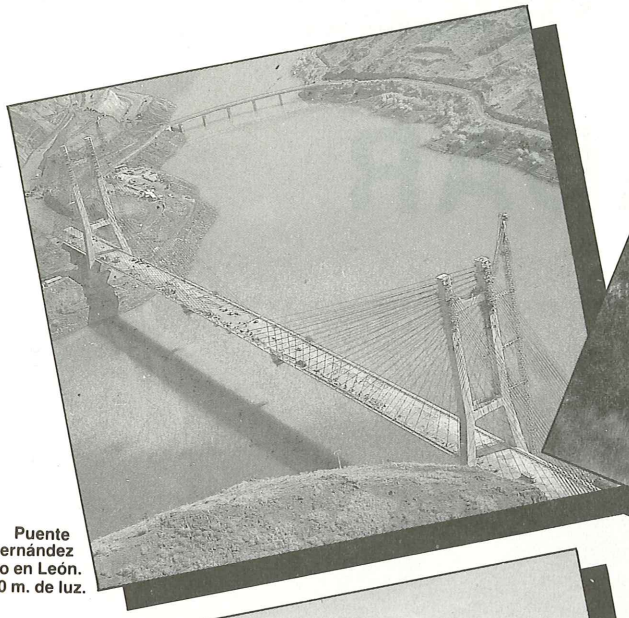
Los volúmenes A a D están ya a la venta y el E lo estará a finales de 1986.

El precio de los cinco volúmenes es de 1.250 francos franceses, gastos de envío incluídos. El pago deberá hacerse mediante cheque, en francos franceses, a la orden de:

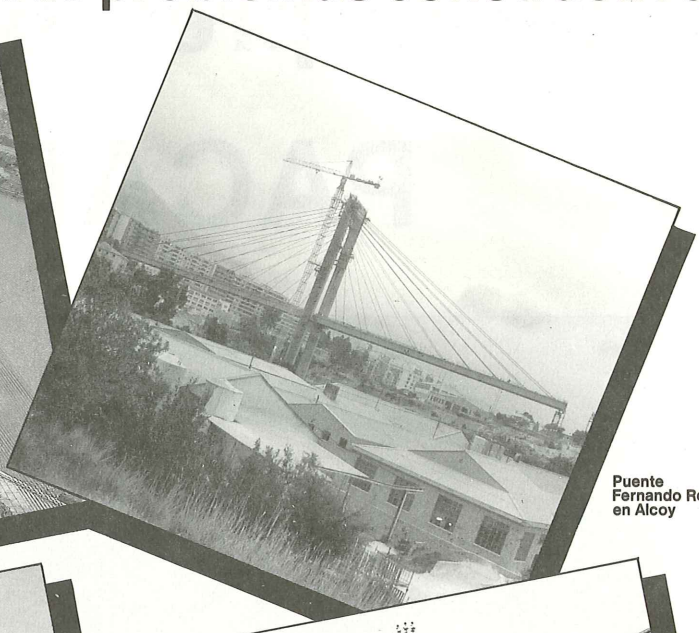
CEMBUREAU
2, rue Saint-Charles
F-75740 Paris Cedex 15.

Sistema de pretensado STRONGHOLD

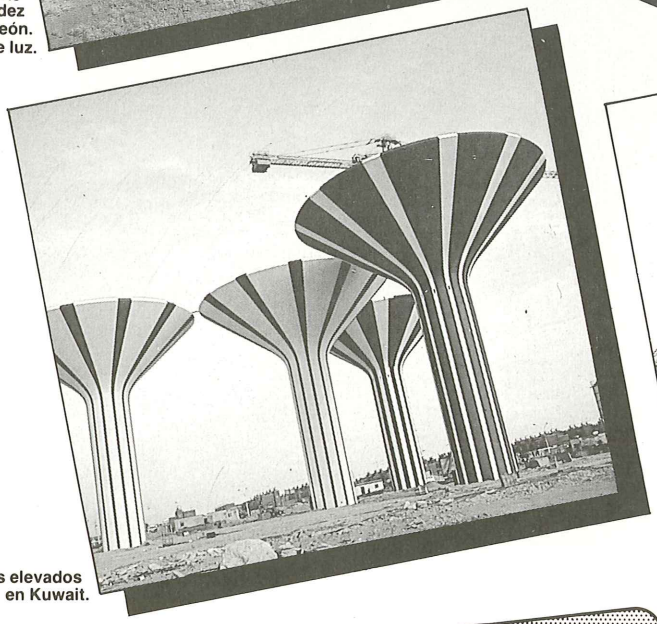
La solución racional a sus problemas constructivos



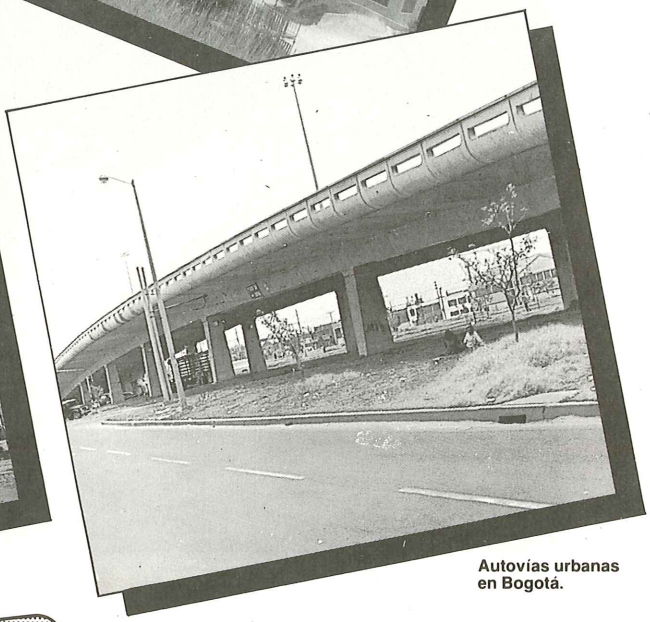
Puente
Carlos Fernández
Casado en León.
440 m. de luz.



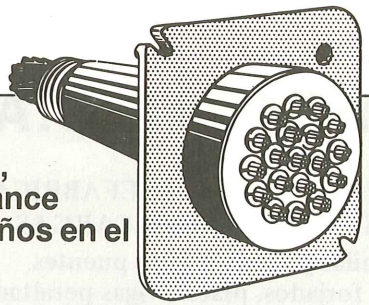
Puente
Fernando Reig
en Alcoy



Depósitos elevados
en Kuwait.



Autovías urbanas
en Bogotá.



El sistema Stronghold, desarrollado en España, representa el mayor avance técnico de los últimos años en el campo del pretensado.

Su gran variedad de anclajes se adapta a las necesidades de cada obra particular y sus gatos automáticos de agarre frontal son compactos, ligeros y de gran eficiencia.

Pida información sobre:

- **Anclajes y equipos para postensar.**
- **Apoyos SLIDE elastoméricos y de teflón.**
- **Juntas de dilatación CETEC.**
- **Anclajes en el terrero.**
- **Desplazamiento y elevación de grandes pesos.**

CTT

CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS. S.A.
Aribau,185,5°,7ª - Tels. 200 87 11 - 200 81 21 - Télex 520019 CETEC E - Fax (3) 2098590 - 08021 BARCELONA

PUENTE DE ALCOY
tablero prefabricado por
PACADAR

PACADAR S.A.

TODA CLASE DE ELEMENTOS PREFABRICADOS PARA GRANDES LUCES Y SOBRECARGAS

- **vigas, dinteles, pilas y estribos para puentes.**
- **pilares, jácenas, forjados, placas, vigas peraltadas, correas, canalón, carril, fachadas, cerramientos.**

OFICINAS:

- Hermosilla, 57 - Madrid
  Teléfono 435 49 00
- Travesera de Gracia, 98 bis - Barcelona
  Teléfonos 217 48 51 - 218 03 39
- San Vicente, 102 bajo - Valencia
  Teléfono 352 45 86

FABRICAS:

- Rivas de Vaciamadrid (Madrid)
- San Baudilio de Llobregat (Barcelona)
- Ribarroja de Turia (Valencia)

Puente Fernando Reig sobre el río Barxell en Alcoy

José A. Fernández Ordoñez
Julio Martínez Calzón
Francisco Millanes Mato
Angel Ortíz Bonet
Javier Marco Ventura

I) DISEÑO Y CONSTRUCCION

1. INTRODUCCION

Recientemente ha finalizado la construcción del puente atirantado "Fernando Reig" sobre el río Barxell, en Alcoy (Alicante).

Esta obra permite el desdoblamiento del tráfico, actualmente canalizado por el Viaducto de Canalejas, de la C.N.–340 y C.C.–3313 a su paso por Alcoy, separando el tráfico urbano de el de estas dos carreteras con intensidades medias muy elevadas. Consiste en un tablero atirantado de pila única y doble plano de cables, con luces de 108 y 132 m a ambos lados de la misma, más un vano de compensación de 33 m (Figura 1).

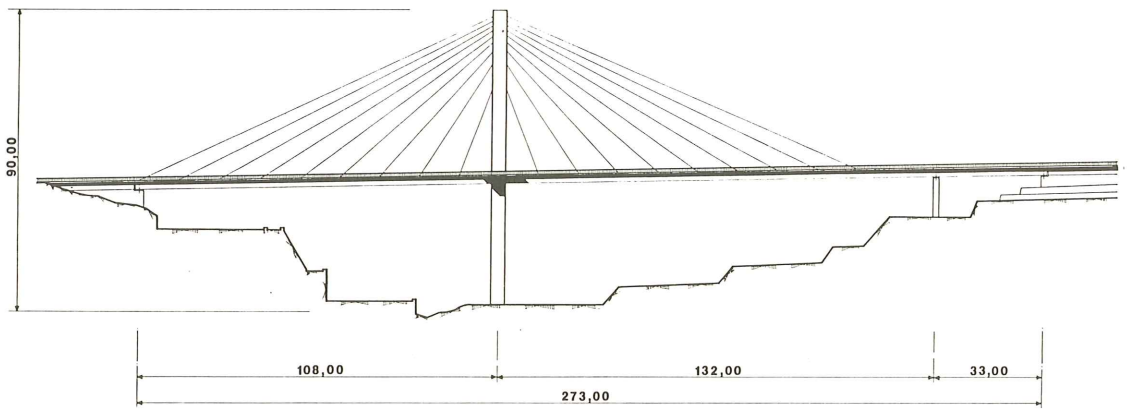


Fig. 1. Alzado.

La pila es un pórtico de 89,50 m de altura total, 50 m sobre rasante de tablero, y anchura variable de 24 m a 20 m, formado por dos pilares huecos de 4 m x 4 m con espesor de 40 cm. En sus 18,50 m superiores, la pila se maciza para recoger los 19 cables que con inclinaciones variables atraviesan cada pilar anclándose en la cara opuesta (Figura 2).

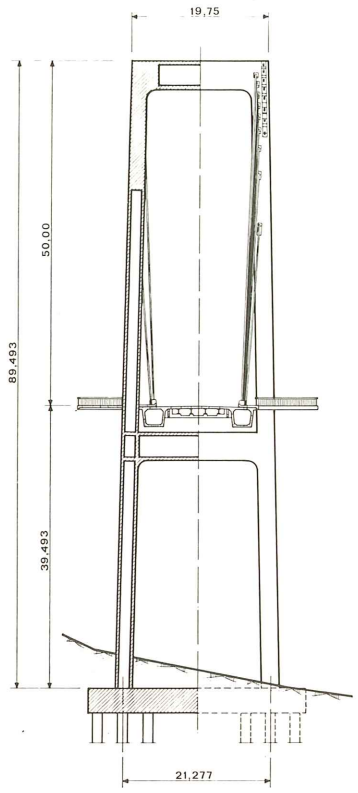


Fig. 2. Pila.

Los tirantes son por tanto 38, con longitudes variables de 130 m a 32 m, distribuidos en dos planos con 9 cables a cada lado de la pila, más otro, coincidente con ella, lo que configura en el tablero un anclaje cada 12 m.

El tipo de cables es de "hilos paralelos" y están formados por torones ϕ 0,6" con número variable entre 23 y 55 torones según el cable, lo que supone fuerzas de tesado entre 215 y 520 toneladas y fuerzas de rotura entre 610 t y 1.460 t. Su diámetro exterior es de unos 20 cm incluyendo su protección. Los torones son de acero de pretensado de baja relajación con tensión de rotura 190 kg/mm^2 y límite elástico convencional 171 kg/mm^2.

En el presente artículo abordamos la descripción del proyecto y construcción de este puente, así como, las posibles alternativas a las soluciones adoptadas, las finalidades perseguidas y las medidas que se han tomado ante los problemas estéticos, resistentes, funcionales o constructivos que se han presentado, dejando para futuros artículos los aspectos específicos de cálculo, así como, los de control, instrumentación y seguimiento de la construcción.

2. GENESIS DE LA OBRA

2.1. Un puente acorde con una tradición

En Julio de 1982, recibimos del Ayuntamiento de Alcoy el encargo de la realización

del proyecto de un puente monumental sobre el río Barxell que dejara la C.N.–340 existente, en sentido único Alicante-Valencia, y estableciera el sentido Valencia-Alicante paralelo al actual y por las calles de Gabriel Miro, Entenza y Santa Rosa.

Con este trazado así definido como punto de partida y habida cuenta el perfil del terreno, el problema se reducía a la realización de un tablero de unos 300 m de longitud entre estribos, sin otro problema que la altura de las pilas que se elevaba a unos 35 a 50 m en casi toda la longitud de la obra. Se podía por tanto haber resuelto el tema con tableros de 30 a 45 m de luz, lo que sin duda habría dado lugar a la obra más económica; pero no era ésta una solución acorde con el patrimonio histórico-monumental de Alcoy ni con las intenciones del encargo, producto de la asunción por parte de los responsables municipales de esta tradición.

En efecto, la ciudad de Alcoy posee un catálogo de puentes comparables al de una ciudad histórica europea. En España apenas tiene parangón, Alcoy ha ido acumulando hermosos puentes, desde hace siglos, debido a su especial geografía. Es una ciudad muy bien situada para la defensa militar gracias a los barrancos que la rodean y que necesita –como Toledo– la creación de puentes importantes para su expansión. Es cierto que en España hay puentes urbanos singulares más interesantes que cada uno de éstos de Alcoy, pero también es cierto que un conjunto tan numeroso de puentes y tan representativos, tanto en sus aspectos formales como en sus aspectos tipológicos, es difícil encontrar en un lugar tan concentrado.

Sin ánimo de hacer una relación exhaustiva, podemos citar los puentes de Cristina, de la Petxina, de San Roque, el Viaducto Canalejas, el Viaducto de San Jorge, y otros, que forman un conjunto de gran variedad tipológica y riqueza, logrado a lo largo de muchos años, durante los cuales se proyectaron para la ciudad obras representativas del estado más avanzado de la técnica de construcción de puentes en aquellos momentos. Bastaría con analizar tres de ellos, diferentes en todos sus aspectos, pero muy hermosos y técnicamente interesantes.

El Puente de Cristina, de principios del siglo XIX, es una ejemplar estructura de obra de fábrica que podría equipararse a los hermosos puentes de piedra de Telford y que ha sido correctamente ensanchado.

El Viaducto Canalejas, a caballo entre los dos siglos, con sus enormes tramos de 44 m es hoy uno de los pocos ejemplos que nos quedan en España de vigas celosía dobles tipo Eiffel.

Y por último el puente de San Jorge con sus grandes arcos de hormigón armado de 50 m de luz y una decoración característica de aquella época de comienzos de los años 30, que la ciudad de Alcoy ha reparado con el esmero que merece monumento tan representativo.

Es evidente que en tales proyectos no eran necesarias las grandes luces –ni siquiera lo hubiera sido la tercera parte de ellas– para resolver el estricto problema funcional de paso de vehículos. Se podrían haber resuelto estos problemas con puentes mucho más pobres de concepción, más vulgares, con más pilas y por consiguiente con menores luces en los vanos, y por supuesto mucho más económicos. Hay que tener en cuenta que el Viaducto Canalejas costó en su época una cifra de 568,–Pts/m^2 (en pesetas de 1907), lo que hoy significaría aproximadamente unas 170.000.–Pts/m^2 de nuestros días. Sin embargo, los puentes proyectados lo fueron correctamente, ya que no sólo se resolvió un simple problema funcional, sino que con ellos se enriqueció el patrimonio urbano de la ciudad de Alcoy.

En nuestra opinión, hoy no tenía sentido actuar de otro modo del que lo hicieron nuestros antepasados, y por ello nuestra intención fue proyectar un puente que fuera testimonio de nuestra época como aquellos lo fueron de la suya. Un puente atirantado de gran luz, con

un tablero totalmente prefabricado en hormigón, representativo de la técnica de construcción de puentes en los años 80.

Panorámica general del puente poco antes del cierre.

No puede, pués, en las obras públicas urbanas pensarse sólo en una economía pobre de primer establecimiento sino en una economía global a más largo plazo, donde entren también otro tipo de valores difíciles de medir pero importantísimos hacia el futuro, como son los estéticos, los monumentales, los de entronque en la ciudad, los de creación de nuevos espacios y perspectivas urbanas, en definitiva, valores que acrecienten el patrimonio urbano que es el que forma la verdadera personalidad de las ciudades. Se trata pues de saber apreciar, en un momento histórico determinado, la enorme utilidad de lo disfuncional, o bien de cómo lo aparentamente "superfluo" (para decirlo con palabras de Ortega) puede llegar a ser lo más importante para el hombre y la ciudad donde vive.

2.2. Soluciones alternativas

Una vez planteada la necesidad de proyectar un puente monumental, pasamos a considerar otras alternativas comparables.

Podría pensarse en primer lugar en un sólo vano en arco, pero la luz de 250 m resultaba excesiva para un rebajamiento tan pequeño de 1/16 necesario por las condiciones del barranco, en especial las geotécnicas de la margen derecha.

Podríamos asímismo haber ido a tres arcos de luces menores, o bien a un arco central de luz menor con vanos de acompañamiento, con rebajamientos no tan estrictos, pero en cualquier caso, la cimentación seguía siendo problemática para los estribos en arco, sobre

todo en la margen derecha donde se detectan peligros de deslizamiento. Por otra parte, la tipología en arco era ya antigua y suficientemente conocida en la ciudad de Alcoy.

Por razones técnicas y constructivas, el mejor punto de cimentación de todo el barranco era su punto central inferior, por lo que una solución de puente atirantado de dos grandes vanos con una única pila central se nos vino de inmediato a la mente.

Sin embargo, cabía también la solución de un gran puente de dos vanos con pila central con la tipología de viga-cajón continua de hormigón pretensado. Esta solución, aparte de que alcanzaba unos costes equivalentes a los del atirantado, presentaba los inconvenientes siguientes: un canto sensiblemente superior en todo el tablero y en especial en la unión con la pila central, del orden de 3 ó 4 veces mayor al que nosotros propusimos; una pila sensiblemente más rígida que al ser de la misma altura presentaba una apariencia desproporcionada y antiestética; una eminente falta de monumentalidad al quedar toda la estructura del puente achaparrada y hundida en el barranco, en comparación con la hermosa apariencia que muestra un tablero atirantado; y además una tipología de los años 50 que apenas puede ya presentar ninguna novedad técnica o estética y que no representaba de ninguna manera el arte de construir de los puentes de vanguardia en todo el mundo en estos años 80.

Con este puente el patrimonio de la ciudad de Alcoy completa su magnífica colección de puentes que cuenta con ejemplares de tres de las tipologías más importantes del siglo: grandes vigas rectas de celosía metálica de principios de siglo, arcos de hormigón armado de los años 30 y puente atirantado con tablero pretensado totalmente prefabricado de los años 80.

3. EL PUENTE ATIRANTADO PROYECTADO

3.1. Un avance de la industria de prefabricación de puentes

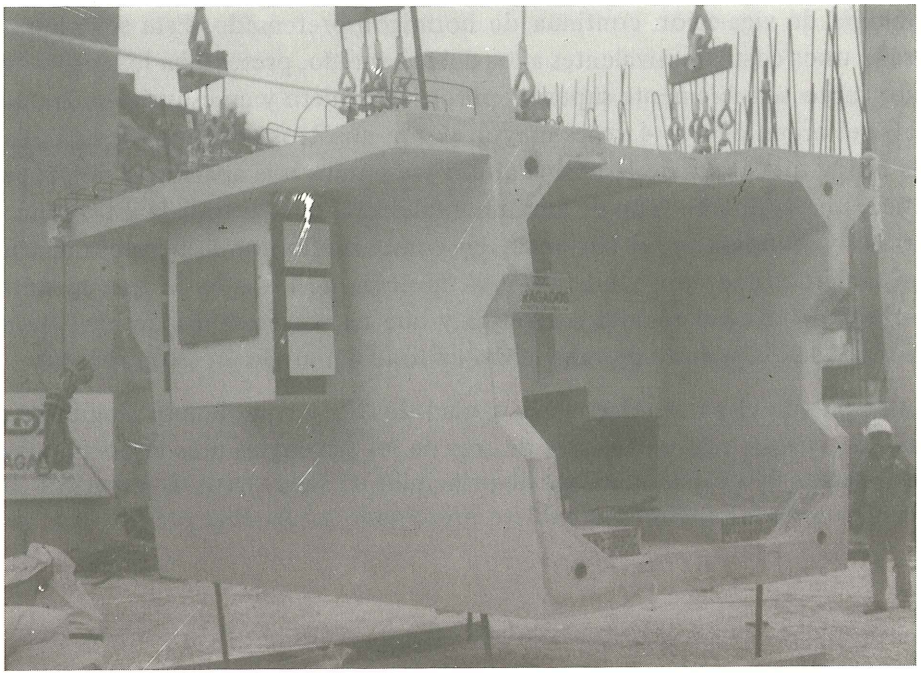
La otra idea básica que tuvimos en nuestro proyecto fue el lograr un sistema de construcción prefabricada de estos tableros que sirviera para que esta industria superara las luces de 40 a 45 m que hasta ahora han sido barrera para su desarrollo, y que pudiera suponer una alternativa ventajosa para los engorrosos métodos tradicionales de construcción de estos tableros "in situ" o por prefabricación de dovelas de sección completa o semicompleta.

Se podría razonar que los tableros, bien atirantados o por voladizos sucesivos, construidos por dovelas, ya son prefabricados, y por tanto que nos planteabamos un problema ya resuelto.

Sin embargo, esa tipología, si bien puede suponer un mayor grado de prefabricación que un tablero "in situ", no aborda con idea de industrialización la resolución de estos puentes.

En efecto, al ser las dovelas de sección completa o semicompleta son excesivamente dependientes de la forma del puente, de modo que se realizan expresamente y sólo para una obra, incluso frecuentemente sólo para esa zona del tablero, no pudiéndose preparar moldes, procedimientos constructivos o piezas, más que para esa obra concreta, sin que pueda pen-

sarse en la aplicación de piezas de catálogo o soluciones standard. Asímismo, tales dovelas son muy pesadas y requieren poderosos medios de elevación y fabricación más propios de empresas constructoras que prefabricadoras, por lo que no es raro que las dovelas se realicen por la misma empresa constructora, frecuentemente en instalaciones a pie de obra en vez de en instalaciones fijas.



Detalle del diafragma y tacos de apoyo de la primera dovela.

Por todo ésto, pensábamos que todo lo que no fuera lograr una prefabricación del tablero a base de piezas lineales de anchos no superiores a 4 m y pesos inferiores a 60 t que pudieran ser normalmente transportadas por carretera y fabricadas por empresas de tamaño medio en instalaciones fijas con medios auxiliares moderados, no suponía una solución real a la prefabricación de este tipo de tableros y mucho menos a su industrialización.

Para lograr ésto, desarrollamos una idea sencilla: partiendo de la tipología clásica de tableros biapoyados de vigas "doble te" con losa "in situ" que descansan sobre un dintel apoyado en pilares, podríamos sobrepasar las luces de estas soluciones si sustituíamos las pilas, que no podemos o no deseamos poner, por tirantes; ahora bien, como será preciso dar rigidez longitudinal a la unión, habrá que sustituir las vigas extremas por vigas cajón continuas de mayor canto que realicen el trabajo resistente longitudinal que corresponde al puente de luz total. Entre las vigas cajón extremas, que recibirán a los cables en su eje, para evitar torsiones, mantenemos la viga cabecero de la pila, convertida ahora en riostra que recibe vigas "doble te" standard, que podrían ser biapoyadas, aunque la losa sea continua, pues para ello separamos en los metros extremos la losa de la viga, según la solución habitual en puentes de vigas, para eliminar juntas y lograr continuidad de losa manteniendo vigas isostáticas. Con esta solución, que esencialmente es aplicable a puentes de distintos anchos y luces, sin más que variar la longitud de la viga riostra y el número de viguetas según el ancho y el nú-

mero de cables, y, en último extremo, el canto de las vigas cajón laterales, nosotros hemos realizado este puente de 108 y 132 m con pila única (240 m sin otro apoyo que los cables), con 17,40 m de ancho y canto de viga cajón 2,50 m; pero poniendo doble pila se podría llegar con los mismos elementos a 480 m entre estribos, lo que supone extender el campo de los puentes prefabricados hasta la frontera de los 600 m, reservada hasta ahora casi en exclusiva a los puentes colgantes metálicos (Figuras 3 y 4).

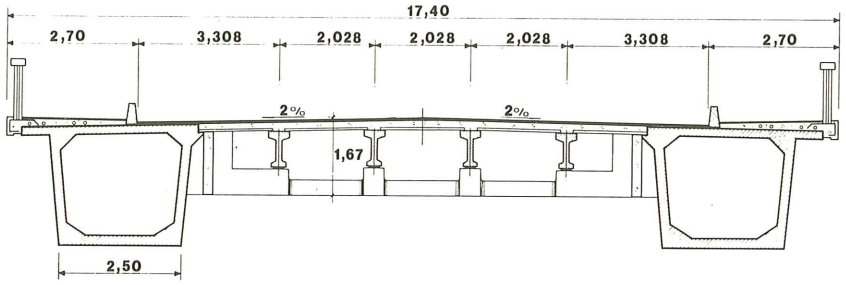


Fig. 3. Sección transversal del tablero.

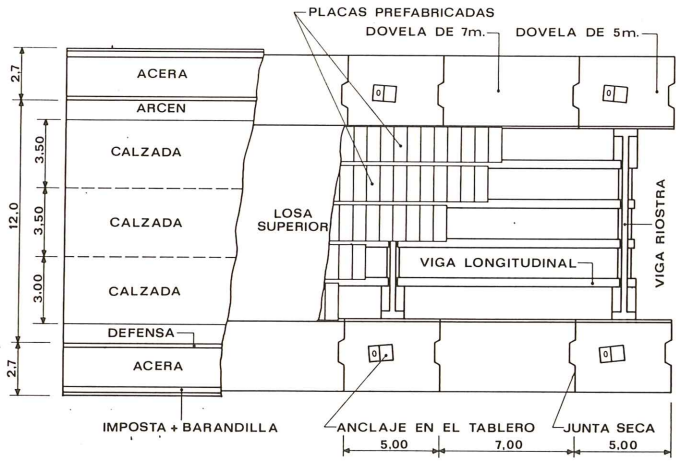


Fig. 4. Despiece de elementos prefabricados del tablero.

Se puede pensar que para estas luces la tipología de dos vigas cajón en los costados es escasamente aerodinámica, por lo que se podrían presentar problemas de inestabilidad ante la solicitación de viento; estimamos que ésto puede solventarse con las siguientes consideraciones:

1) Un tablero de hormigón con doble plano de cables es de entrada menos problemático que un tablero metálico o uno de hormigón con plano único.

2) Si se une rígidamente (esto es, absorbiendo momentos) la riostra a las vigas cajón, el tablero posee una rigidez torsional elevada, lo que supone una resistencia notable ante las deformaciones típicas de flameo. De hecho en los estudios que hicimos para este puente, este punto se reveló de la máxima importancia para obtener una elevada velocidad crítica del viento.

3) Si los cálculos demostraran que ésto no es suficiente para luces muy fuertes, se podrían disponer piezas ligeras adosadas que mejorarán la aerodinamicidad de la sección transversal (Figura 5) sin disponer incrementos de peso o coste considerables.

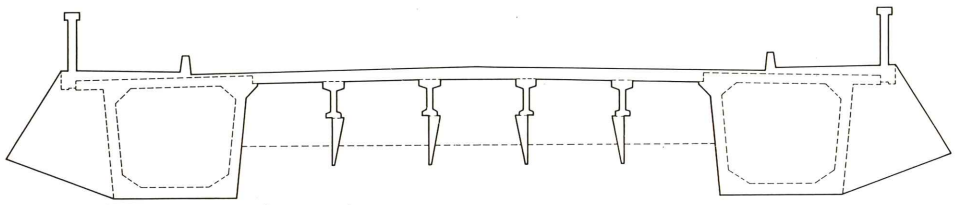


Fig. 5. Posible modificación de la sección transversal para un mejor comportamiento aerodinámico.

Por otro lado en esta obra se han logrado ritmos de montaje del tablero que prácticamente triplican los habituales en puentes "in situ", habiéndose montado 96 m de tablero en 21 días de trabajo.

Por ésto pensamos que se puede abrir con este método un modo de abordar estos tableros atirantados más cómodo y económico que los conocidos hasta ahora; aunque un puente atirantado siempre supondrá un coste adicional sobre soluciones más modestas, que podrá justificarse por necesidad de mayor luz o por otras razones históricas, estéticas o urbanísticas.

Finalmente, hemos querido poner de manifiesto que la utilización de la prefabricación empleando secciones resistentes habituales, vigas cajón y doble T, no vulgariza ni empobrece la calidad estética de la obra que depende del cuidado de detalles en el diseño y no de la técnica de construcción aplicada; de la armonía de los elementos que facilitan la legibilidad de la obra y determinan su visualización y no del uso de costosos y complicados elementos resistentes.

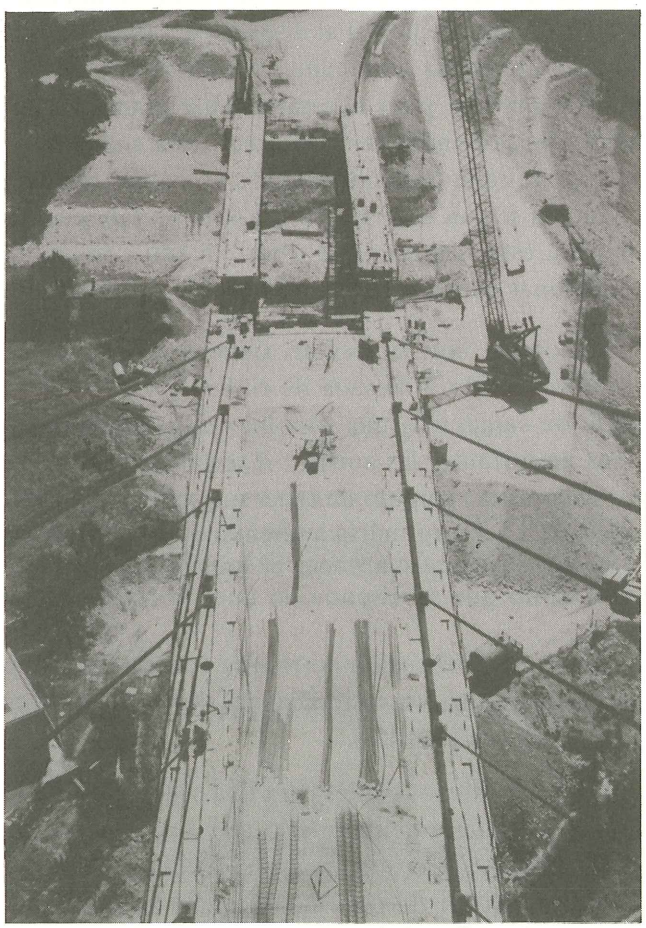
3.2. Tipología estructural escogida

3.2.1. Luces

Una vez adoptada la decisión de proyectar un puente atirantado de dos grandes vanos, caben en principio dos soluciones: hacer que las dos luces sean desiguales, con relación aproximada de 0.8, de modo que los cables más largos se anclen, a ambos lados de la pila en el estribo del vano más corto y en un punto cercano al final de la luz en el vano más largo; con ésto se logra aumentar la rigidez del atirantamiento del vano más largo puesto que la cabeza de la pila se encuentra anclada a un punto fijo mediante el cable que se une al estribo del vano corto. Otra posible solución consiste en disponer vanos iguales a ambos lados de la pila sin cables anclados a estribos; en este caso la eficacia del atirantamiento queda a merced casi exclusivamente de la rigidez de la pila; ésto hace que en estas disposiciones sea frecuente encontrar pilas en forma piramidal o de A longitudinal, buscando el máximo de rigidez.

En el proyecto escogimos la primera solución, no sólo porque la forma de la garganta era claramente asimétrica, sino también porque al ser la pila de gran altura, la búsqueda de una rigidez que hiciera eficaz el atirantamiento llevaba a un elemento muy voluminoso cuya cimentación se salía de la zona idónea para ello. Esto sin contar con la repercusión estética de una pila de tales dimensiones.

La relación óptima que hoy se acepta entre vano largo y vano corto es de 1,35. En nuestro caso tomamos 108 m y 132 m lo que supone 1,22, valor un poco escaso, pero que se ha preferido asumir, pues disminuir la luz corta suponía introducirse en la zona en que el barranco toma fuertes pendientes, lo que llevaba a aumentar muy notablemente el volumen de los estribos. Por otra parte, aumentar el vano largo implicaba prolongar el puente atirantado en zonas en que la altura de pilas ya es lo suficientemente reducida como para ir a unas soluciones de acompañamiento tradicionales. Finalmente la solución de mover la pila de su emplazamiento no era adecuada, no sólo porque el lugar previsto reunía óptimas condiciones geotécnicas para la cimentación, sino porque se disponía en el lugar proyectado de una excelente plataforma para la realización de los trabajos. El tablero atirantado se continúa con un vano de 33 m con el fin de reducir los momentos positivos que se producirían en la zona final del vano de 132 m, así como para disminuir la flecha bajo sobrecargas máximas de dicha zona; ésto no se puede lograr mediante un aumento de los cables ni en su número ni en su importancia, pues la proximidad del apoyo los hace ineficaces.



Vista del tablero en voladizo y vigas cajón del vano de acompañamiento.

El apoyo intermedio entre vano atirantado y de continuidad se materializa mediante un fuste cilíndrico, para cada cajón, de ϕ 1,6 m. En este punto es donde aparecen los máximos flectores de sobrecarga, por lo que ha sido preciso reforzar la sección normal regruesando las paredes, lo que puede hacer pensar en que se debía haber aumentado la luz de 33 m; sin embargo ésto disminuye la ayuda a la zona de máximos positivos del tablero y supone aumentar la longitud del tablero a construir, por lo que se ha preferido asumir este pico de momentos con los refuerzos locales antes citados.

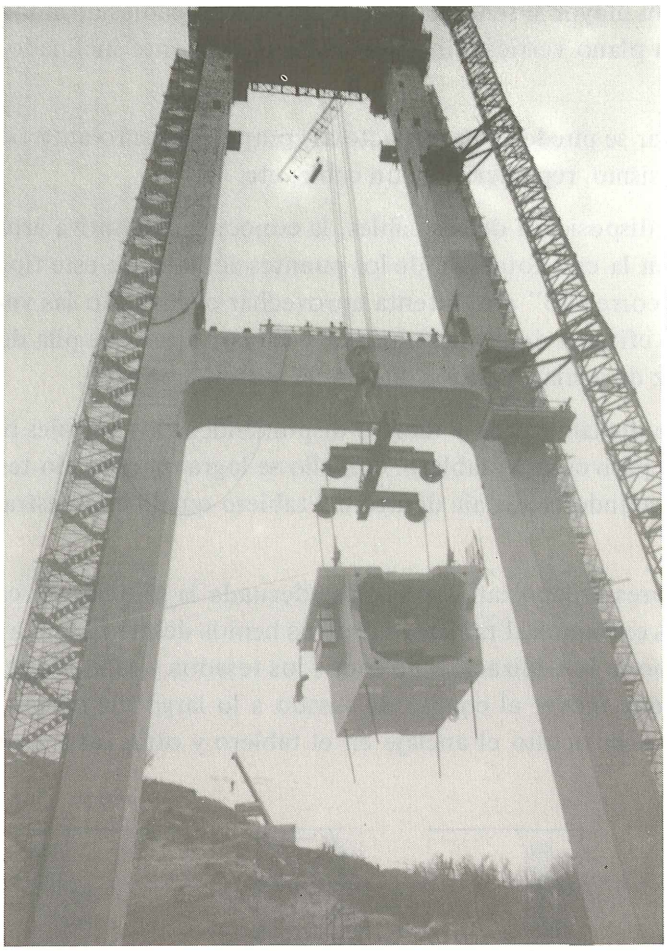
3.2.2. Distancias entre cables

La distancia entre cables ha seguido en este tipo de puentes una evolución histórica en constante descenso, de modo que de los primitivos puentes con distancias entre cables desde 30 m a 50 m se está pasando en las estructuras más recientes a distancias mínimas entre cables del orden de los 6 m a 8 m. Dos razones apoyan esta evolución: una disminución del peso de la dovela y una menor importancia individual de cada cable y de sus anclajes. Nosotros hemos escogido un valor intermedio de 12 m por la siguiente razón: puesto que en este puente no se buscó una prefabricación a dovela completa, sino una prefabricación de elementos parciales dentro de la sección transversal, no resultaba tan acuciante la necesidad de disminuir la longitud de la dovela; de hecho al disponerse cables cada 12 m ningún elemento pesaba más de 60 t, por lo que podía ser fácilmente fabricado y transportado; de este modo pueden ser empresas de tipo medio y no necesariamente grandes constructoras las que asuman dicha prefabricación. Se pretendía por tanto con esta solución abrir esta tipología estructural de puente a empresas que tradicionalmente no habían podido alcanzar este tipo de obras; asímismo se intentaba ir con esta solución a una prefabricación en taller fijo con todas las ventajas que implica ésto respecto a la obra "in situ" en cuanto a industrialización, control de calidad, condiciones de trabajo, experiencia del personal, etc.

Este tema está relacionado con la sección transversal cuya tipología antes apuntábamos. Si unimos en el mismo punto la llegada de riostra y cable a la viga cajón, facilitamos una transferencia directa de cargas a la pila disminuyendo los esfuerzos de viga cajón entre cables y, lo que es más importante, las zonas a macizar de esta pieza, cuyo peso debe ser aquilatado al máximo; todo ésto a cambio de tener un nudo con fuerte densidad de armadura. Disminuir la distancia de 12 m supondría aumentar el número de riostras, con sus correspondientes uniones a la viga cajón, y mantener el tablero de vigas secundario para una luz demasiado corta para el canto que se dispone, lo que no favorece la economía de la obra.

Hay que pensar que en prefabricación no resulta económico aumentar innecesariamente el número de piezas; esto es, una vez marcadas las dimensiones y pesos razonables de los elementos conviene ajustarse a estos límites.

En cuanto a la importancia de los cables para una separación de 12 m, nos mantuvimos en valores completamente habituales dentro de lo que actualmente se ofrece en el mercado del postesado, entre 55 y 23 ϕ 0,6", lo que mantiene las dimensiones de anclaje de los cables dentro de las que podamos calificar de tipo medio, pues en la actualidad se fabrican hasta 91T15. Además un aumento excesivo del número de cables, máxime como el nuestro en el que se colocan dos familias en disposición de abanico corregido, produce al ser contemplado



Operación de izado de la primera dovela.

el puente desde ciertos puntos, perspectivas confusas por la proliferación del número de cables.

Por todo lo antes citado pensamos que para esta tipología a base de elementos lineales, las luces óptimas deben ser ligeramente superiores a las que se tiende a adoptar en los tableros "in situ" o con dovela a sección completa. Lógicamente los 12 m que hemos escogido para esta obra, aunque convenientes a los efectos de modulación para placas, impostas, etc. pueden ser variados en otras posibles obras en función del ancho de la sección transversal, canto del tablero, máximo peso de posible manejo, etc. De hecho lo que se busca con esta solución es un sistema lo más adaptable a variados condicionantes de tableros atirantados.

3.2.3. Disposición de cables

La necesidad de un doble plano de cables como corolario de la sección transversal buscada, presenta además ventajas adicionales como son:

– El comportamiento ante los esfuerzos de viento de un tablero con dos planos laterales de cables es mejor que el del tablero que tiene un único plano central de cables;

mejoría aún mayor si tenemos en cuenta que los cables de ambos lados no se encuentran en un plano vertical sino que están ligeramente inclinados hacia el interior del puente.

– Algo similar se puede decir respecto al comportamiento ante esfuerzos poco frecuentes, como sismo, reparación de un cable, etc.

En cuanto a disposición de los cables, la conocida disyuntiva arpa-abanico se salva, como es frecuente en la casi totalidad de los puentes actuales de este tipo, yendo a la distribución en "abanico-corregido" que intenta aprovechar al máximo las ventajas de ambas soluciones, esto es, la eficacia de atirantamiento y menor altura de pila de la solución en abanico, con la sencillez de anclaje de los cables de la solución en arpa.

Los cables se anclan en pila y tablero disponiéndose los anclajes regulables activos en la pila y los anclajes pasivos en el tablero; con ello se logra un cómodo tesado y retesado de los mismos, máxime cuando el anclaje dentro del tablero queda en nuestra solución oculto en el mismo.

Algunos autores preconizan como más adecuada la solución de cable pasante en la pila y unido en ambos extremos al tablero; nosotros hemos desechado esta posibilidad por las dificultades que supone la realización de todos los tesados y retesados en puntos variables del tablero teniendo que mover el equipo de tesado a lo largo del mismo, aparte de que no hubiéramos podido dejar oculto el anclaje en el tablero y otras razones de interacción y facilidad constructiva.

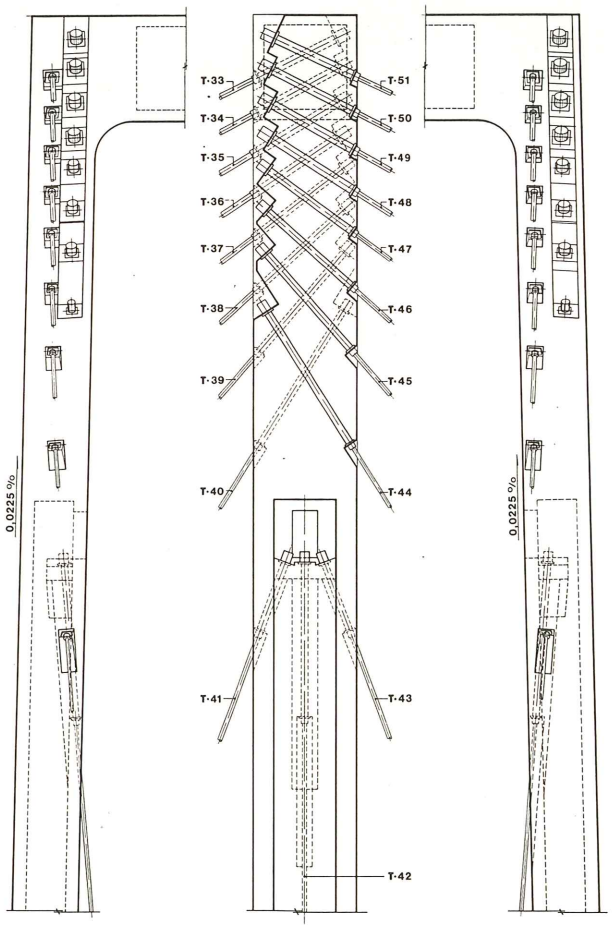
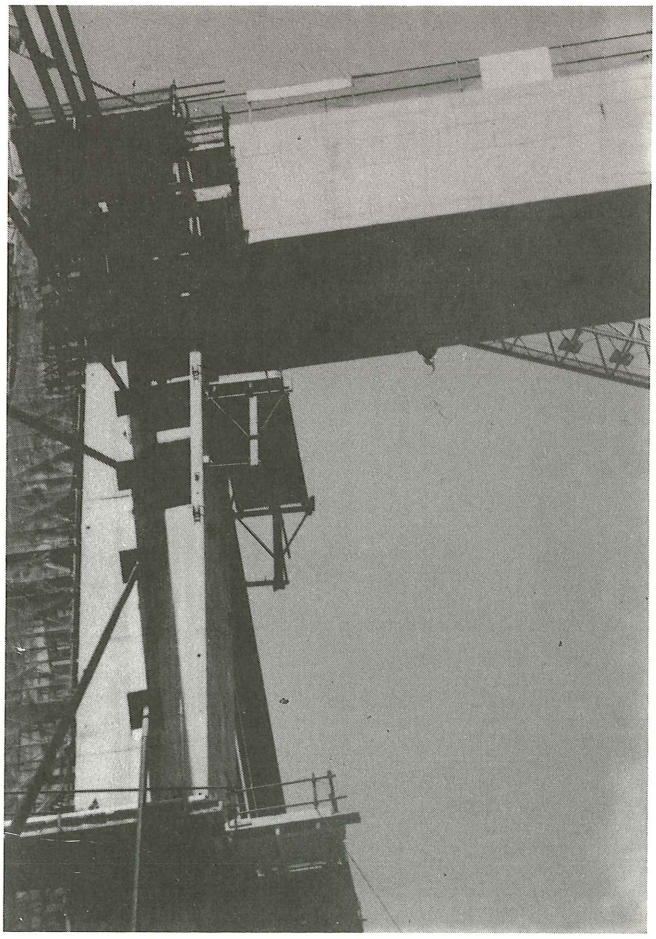


Fig. 6. Detalle de anclajes y salidas de cables en cabeza de pila.

En la pila los cables se anclan tras atravesar la cara opuesta del lado al que se dirigen. Con esta solución aparecen en el alzado de cara del fuste de la pila dos familias de cajetines de anclaje, según que los cables se anclen en esa cara o la atraviesen procediendo de la opuesta. Se disponen separadamente en alineación, en cada semialzado, todos los cajetines salientes y entrantes. Esto, que produce mayores torsores en el fuste, lo estimamos imprescindible para evitar perspectivas confusas de cables saliendo por distintos costados de la pila, según su altura (Figura 6).

3.2.4. Pila

La pila es un pórtico de dos pilares ligeramente inclinados en el plano transversal, con un travesaño intermedio. El tablero pasa por encima de dicho travesaño y entre los pilares, de modo que no apoya en la pila sino que cuelga por un cable impar cuyo eje coincide con el de la pila. Con esto se logra evitar la aparición de los fuertes momentos negativos que se producen en una viga sobre apoyo elástico ante la aparición de un "punto duro" como sería dicho apoyo; la altura de la pila por encima del tablero es de 50 m y guarda respecto al vano largo una relación de 0,38 que es la aconsejada como más idónea para lograr un atirantamiento correcto y eficaz en soluciones en abanico corregido.



Detalle de los cajetines de entrada y salida de los cables de la pila.

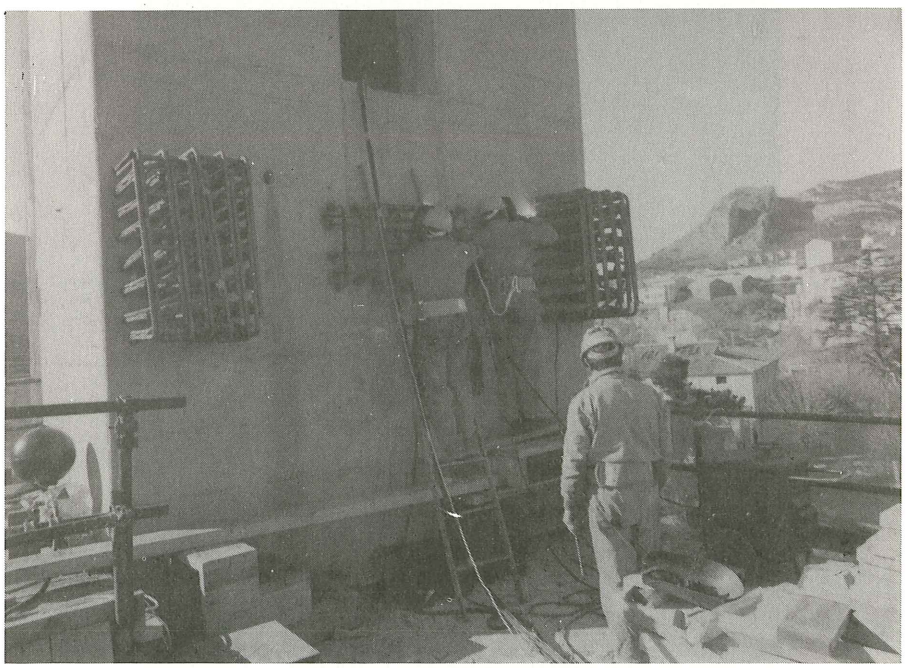
Está formada por dos fustes de 89,5 m de altura en sección rectangular hueca de 4 m x 2,50 m, con paredes de 50 y 80 cm, respectivamente, unidos en su parte superior y en su parte inmediatamente inferior al tablero por dos grandes travesaños de sección cuadrada hueca de 4 m x 4 m con paredes de 40 cm. Toda la pila forma un elemento unitario empotrado en el encepado de la cimentación.

El material de la pila lo constituye un hormigón especial formado por un cemento portland gris muy claro con áridos y arenas rojas, y posteriormente tratado al chorro de arena.

En sus 18,5 m superiores los pilares se macizan para alojar las entubaciones de los cables y todas las armaduras necesarias para su anclaje.

A la altura del tablero pero sustentado en voladizo desde cada pilar, se han dispuesto dos balcones de 10,5 x 6,7 m que servirán de mirador para los peatones.

A la altura del tablero se disponen topes transversales donde se colocan apoyos de neopreno teflón; así, pues, el tablero en situación definitiva transmite a la pila reacciones horizontales transversales de viento y sismo pero no longitudinales; sin embargo en construcción en voladizo hasta alcanzar el estribo se transmitían fuerzas longitudinales. A este fin se colocaron topes longitudinales en la pila y en la dovela central; entre ambas se colocaron dos grandes cuñas metálicas que recogieron la reacción; al alcanzar el tablero el estribo fijo (lado Alcoy a los 108 m de la pila) se eliminaron dichas cuñas mediante gatos, transfiriéndose la reacción al estribo.



Detalle de los tacos de apoyo transversal entre pila y tablero.

3.2.5. Cimentaciones y estribos

La cimentación de la pila está formada por dos encepados de 10,2 x 13,8 m en planta, con 3,5 m de canto. Cada encepado apoya en 12 pilotes Raymond de 54", de 20 m de longitud y entre ambos se dispone una riostra de 5 m de ancho.

Se escogió finalmente esta cimentación profunda a pesar de que el terreno confirmó, en los sondeos y análisis geotécnicos previos a la obra, la buena capacidad portante que había mostrado en los ensayos que hicimos anteriormente y que nos llevaron a pensar en una posible cimentación directa; al final se escogió esta solución, principalmente, porque el volumen de excavación necesario para la zapata directa se salía claramente de los terrenos expropiados disponibles para la obra, y también por las superiores garantías que proporcionaba una cimentación profunda ante posibles descomposiciones de las margas de la excavación al contacto con el aire, asientos, etc.

Las pilas del vano de continuidad se cimentaban de modo similar, con encepados de 6 x 5 m con pilotes ϕ 36 unidos por una riostra de 2 m de ancho.

Los estribos tienen muy distinta importancia, como corresponde a su diverso papel estructural. Mientras que el del lado Alcoy recibe el cable extremo y es además punto fijo ante corrimientos horizontales longitudinales, el estribo lado Alicante sólo debe alojar la junta general de continuidad del puente y, durante la construcción, los gatos empleados para ajustar el valor de la reacción vertical del tablero. Por ésto el estribo lado Alcoy es un cajón de hormigón relleno de tierras, con aletas de 21 m de longitud, y está cimentado sobre 20 pilotes ϕ 54", mientras que el lado Alicante es poco más que el muro frontal cimentado sobre 8 pilotes ϕ 54".

3.2.6. El puente ante esfuerzos horizontales

Según hemos venido apuntando, el tablero se comporta ante esfuerzos horizontales de sismo y viento del siguiente modo:

En sentido transversal, como una gran viga que apoya rígidamente sobre los estribos y elásticamente sobre la pila principal y la secundaria.

En sentido longitudinal, el punto fijo es el estribo lado Alcoy: las dilataciones se manifiestan en la junta del estribo opuesto.

Aunque los temas de cálculo se abordarán en un futuro artículo, apuntamos ahora dos conclusiones interesantes.

En sentido transversal los esfuerzos de sismo resultan inferiores a los del viento (tomando como acción de viento la enorme carga estática que señala la Instrucción española, excesiva según se ha dicho recientemente en otros artículos).

En sentido longitudinal se englobaron los pilotes en el esquema estructural a analizar. La adecuada repetición de los cálculos ya publicados aquí por Francisco Millanes (Hormigón y Acero n° 155), señaló que disminuía muy favorablemente la reacción horizontal longitudinal de sismo como efecto de la flexibilización de la estructura que supone el pasar el nudo de unión con el estribo de punto fijo a elásticamente soportado.

3.2.7. Sección transversal

La sección transversal tiene 17,4 m de ancho con dos aceras de 2,70 m y 12 m de calzada.

En apartados anteriores se han descrito las bases de diseño estructural de sus elementos: dos vigas cajón laterales de 2,8 m de canto y ancho máximo 3,8 m, con espesor de alma de 20 cm y 25 y 20 cm en ala superior e inferior, que reciben en su eje, cada 12 m, los cables y, en la misma sección, una viga riostra de canto variable de 1,34 a 1,43 m, con sección en T invertida, sobre la que apoya un tablero constituido por cuatro viguetas de 80 cm de canto separadas 2,028 m; sobre la viga riostra y viguetas, se hormigona una losa de 20 cm de espesor formada por placas prefabricadas, de 4 cm de canto, que hacen de encofrado entre viguetas, más 16 cm de hormigón.

Para crear la pendiente transversal de desagüe del tablero, manteniendo un pavimento constante de 4 cm, lo que es importante para disminuir cargas en estos tableros en los que la carga muerta afecta fuertemente, tanto la viga cajón en sección transversal, como la riostra en alzado longitudinal, reproducen esa pendiente, de modo que las viguetas se colocan a distinta cota.

En un puente de esta índole, a partir de un cierto nivel de detalle las soluciones adoptadas dependen del proceso de montaje previsto o, lo que es lo mismo, de los medios de construcción de que se dispone.

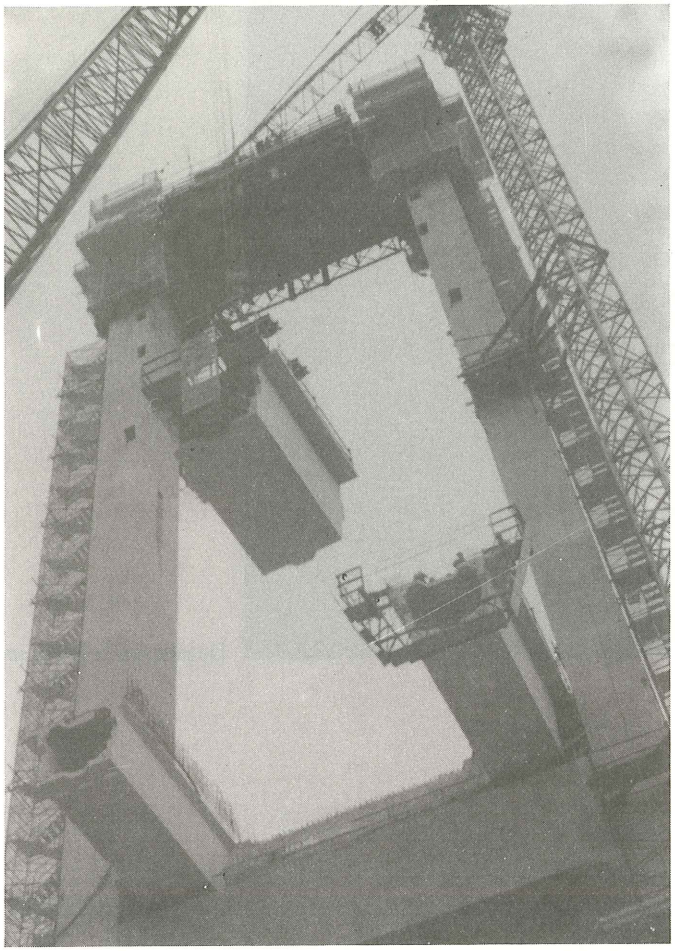
Creemos que la tipología estructural antes descrita puede adaptarse, estableciendo los oportunos detalles, a distintos procesos de construcción y capacidades de medios auxiliares. De hecho, en las primeras soluciones se había pensado en realizar la viga cajón exterior prefabricando una pieza abierta, en U, de 12 m de longitud; su losa superior se hormigonaría posteriormente una vez montada esta pieza cuyo peso no superaba las 60 t.

La dovela de arranque, de 4 m de longitud, lo mismo que el ancho de pila, incluye los topes con la pila y alberga el anclaje del cable que coincide con su eje, marcando el inicio de la serie de juntas, a 2 m, de los nudos de unión con los tirantes; con ésto se consigue que todo el macizado de anclaje del cable no quede roto por la junta y se separa ésta de la zona conflictiva, de modo que el anclaje del tirante y la unión con la viga riostra se pueden realizar en el frente de avance tras montar las vigas cajón.

Estas, así como el resto de las piezas, se montarían elevándolas al tablero, mediante grúas situadas en la propia pila, desde el pie de ésta hasta la dovela cero y serían llevadas hasta el frente de avance por carros que podrían disponer de carriles sobre las almas de la viga en U. Este método permitía disminuir el número de juntas a una por cable y es en principio aplicable a cualquier entorno no accesible bajo tablero, como ríos, grandes barrancos, etc. A cambio era preciso disponer uno o dos de estos carros, que según los ritmos de montaje deseados y las posibilidades de atirantamiento provisional de pila, sería preciso disponer en uno o dos frentes de avance.

Al resultar la obra adjudicada a Dragados, nos encontramos con que esta empresa disponía de dos grúas Manitowoc 4100 de pluma y capacidad de carga verdaderamente infrecuentes; con estas grúas, desde las localizaciones más cercanas que el terreno permitía, se podían montar directamente desde el suelo piezas de hasta 45 – 47 t, lo que suponía un montaje excepcionalmente cómodo pero que no permitía mantener la viga cajón en sus 12 m; lo

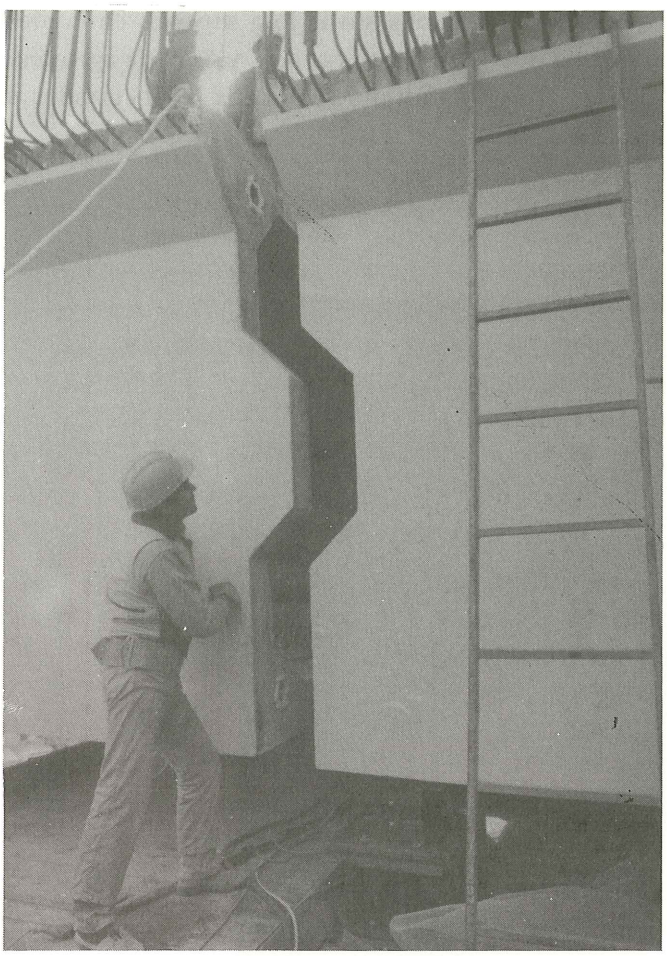
que sí se podía era partir la pieza en dos unidades englobando la losa superior en la pieza prefabricada. Esta fué la solución adoptada, lo que produjo piezas de 7 y 5 m, de aproximadamente el mismo peso límite antes citado, pués esta última englobaba los macizados de unión con riostra y cable.



Montaje de las dovelas de 5 m.

En realidad estábamos cambiando la realización "in situ" de una junta adicional, por la de un hormigonado de losa superior y beneficiándonos de la comodidad que suponía la existencia desde el primer momento de montaje de una sección con rigidez torsional y perímetro cerrado, lo que facilitaba su aproximación y montaje; el número de piezas que había que fabricar, transportar y montar era mayor, pero su montaje era extremadamente sencillo. Dado que el tablero atirantado se construyó en dos meses y medio habiéndose llegado a montar 96 m de tablero en 21 días de trabajo, parece que los hechos han confirmado la idoneidad del proceso de construcción adoptado.

La junta entre dovelas es junta seca de resina epoxi con grandes llaves, tanto en almas como en losa superior e inferior, que favorecen la aproximación y encaje de las piezas durante el montaje.



Detalle de la junta seca entre dovelas.

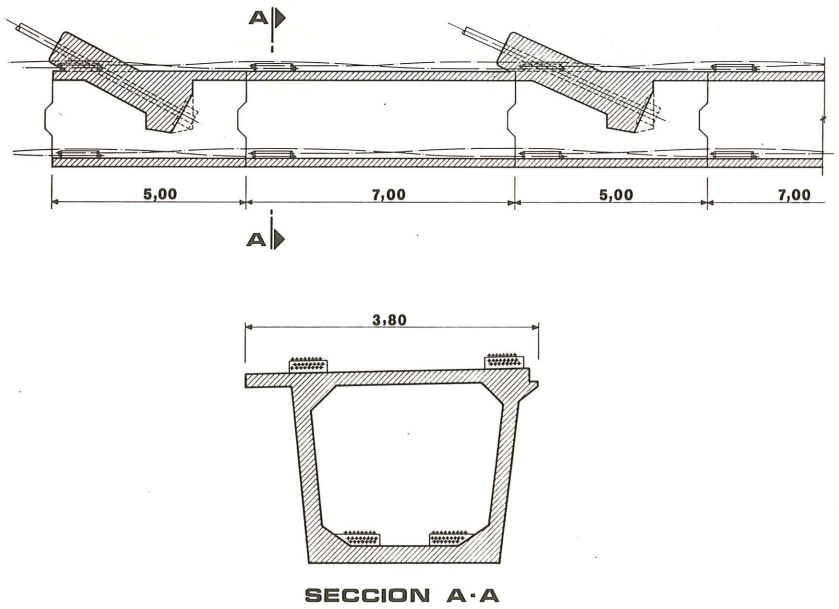


Fig. 7. Disposición del pretensado provisional de montaje.

Los cajones se unían provisionalmente mediante tendones pretensados exteriores que se anclaban en cuatro tacos situados sobre las losas superior e inferior; cada taco alojaba 16 ϕ 0,6", de modo que 8 ϕ 0,6" se anclaban llegando al taco, otros 8 ϕ 0,6" se anclaban saliendo del mismo y 8 ϕ 0,6" pasaban sobre él (Figura 7).

El postesado definitivo se enfilaba y tesaba cuando estaban montadas varias dovelas, de modo que sólo ha habido cuatro zonas de empalme con acopladores en todo el puente. El postesado mínimo en zona de pila principal está formado por dos cables inferiores de 2 ϕ 0,6" y dos superiores de 15 ϕ 0,6". El máximo en zona de momentos positivos era de seis cables 15 ϕ 0,6" superiores y 2 x 15 ϕ 0,6" más 4 x 12 ϕ 0,6" inferiores; en la sección sobre la pila intermedia, donde se produce el pico de momentos negativos, el postesado llega a ser de 9 x 15 ϕ 0,6" + 4 x 12 ϕ 0,6" superiores y 45 x 12 ϕ 0,6" + 2 x 15 ϕ 0,6" inferiores; salvo en esta zona, de reducida longitud, el postesado es muy centrado, para evitar excesivas pérdidas por fluencia.

En las proximidades de las pilas del vano de continuidad, el pico de momentos negativos obligaba a regruesar notablemente la sección, lo que aumentaba su peso hasta el extremo que la viga cajón sobre pila no podía sobrepasar los 4 m; por esta razón y para mantener una modulación uniforme se escogió en esta zona una longitud de pieza de 4 m; aunque estos tramos se montaron apoyando sobre apeos provisionales directos al suelo.

El cable se une a la viga cajón anclándose en macizados de forma variable según la inclinación del tirante y que englobaban el anclaje pasivo del tirante y la sección continuación de la riostra y permiten el paso de un hombre bajo ella de modo que la viga es visitable en toda su longitud (Figura 8). En la pieza 1, de unión con el estribo de Alcoy, el cable no se ancla sino que pasa para fijarse al estribo.

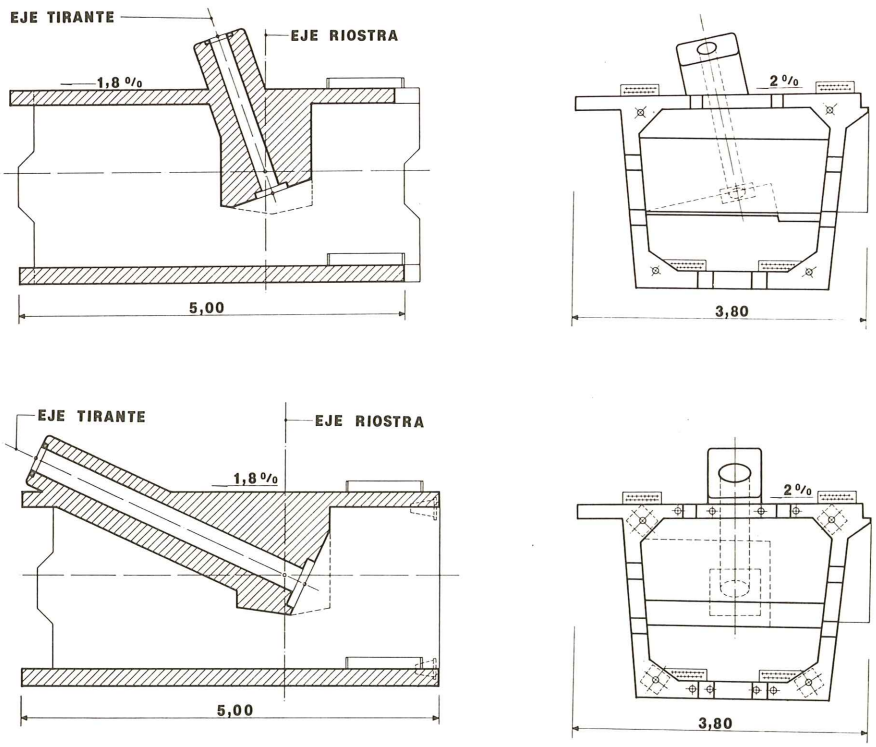


Fig. 8. Unión de los tirantes con las inclinaciones máximas y mínimas con la viga cajón.

La viga riostra (Figura 9) se une a la viga cajón mediante apoyo directo de perfiles metálicos salientes de ambas piezas que dejan entre sus bordes unos 20 cm; esta zona se hormigona posteriormente con hormigón sin retracción y se pretensa la unión mediante cuatro barras cortas Diwidag ϕ 36; además, la losa superior de la riostra ve aumentada su armadura habitual en 4 ϕ 25 que se anclan mediante manguitos Lenton en la viga cajón de modo que sirve de armadura de negativos de la riostra.

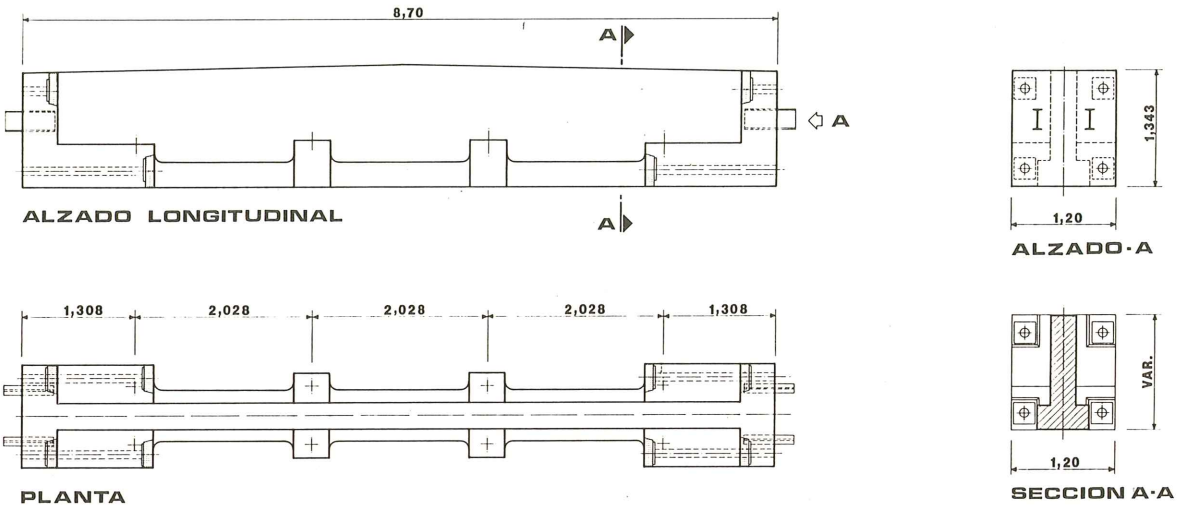


Fig. 9. Viga riostra.

Las viguetas apoyan mediante neopreno sobre la riostra, cuya planta forma un artesonado para recibirlas; para mantener un comportamiento isostático de la vigueta sin disminuir la cabeza de compresión de la riostra, se separa la losa de la vigueta mediante porexpan, en solución habitual en tableros vigas, para evitar juntas (Figura 10).

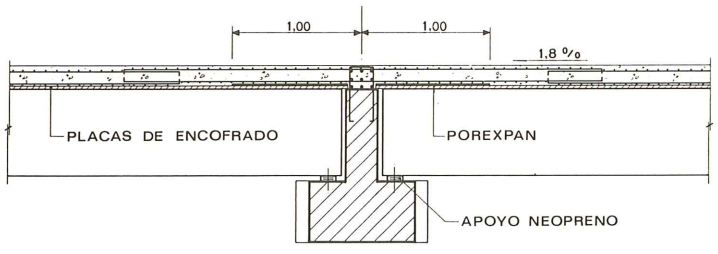
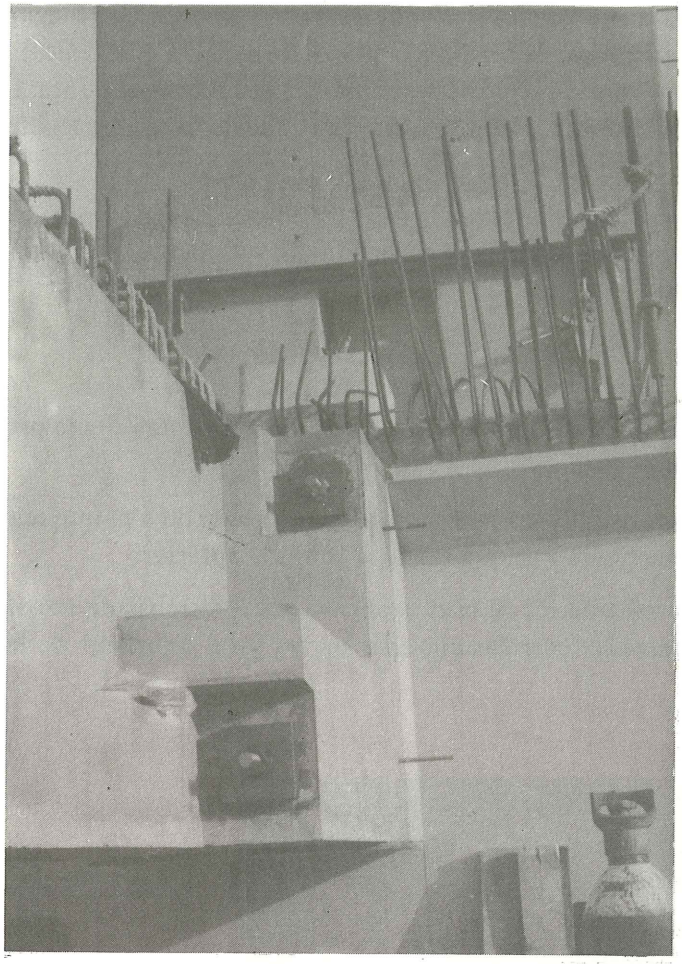


Fig. 10. Apoyo de viguetas en viga riostra.



Unión entre viga riostra y viga cajón.

Las armaduras "in situ" de la losa de compresión se solapan con otras salientes de la viga cajón que se rectificaban en obra, pues por razones de transporte se fabricaban con un doblado provisional.

4. CONSTRUCCION

El puente se ha ejecutado en 16 meses, desde Junio de 1985 a Octubre de 1986.

A continuación se describen someramente algunos aspectos de la construcción, sin hacer hincapié en las medidas de control tomadas durante ella ni en las decisiones fruto de los resultados del control, puesto que ambos temas serán objeto de otro artículo.

4.1. Cimentaciones

Los pilotes pretensados fueron prefabricados en la factoría de Sagunto propiedad de Dragados y Construcciones, S.A.

Para implantar los pilotes se realizaba una excavación de diámetro superior en 10 cm al del pilote y longitud suficiente para garantizar la resistencia por fuste prevista en el cálculo. Luego se hincaban entre 2 y 4 m hasta que el rechazo aseguraba la resistencia por punta; finalmente se hormigonaba el hueco anular entre pilote y excavación y se descabezaba la altura sobrante.

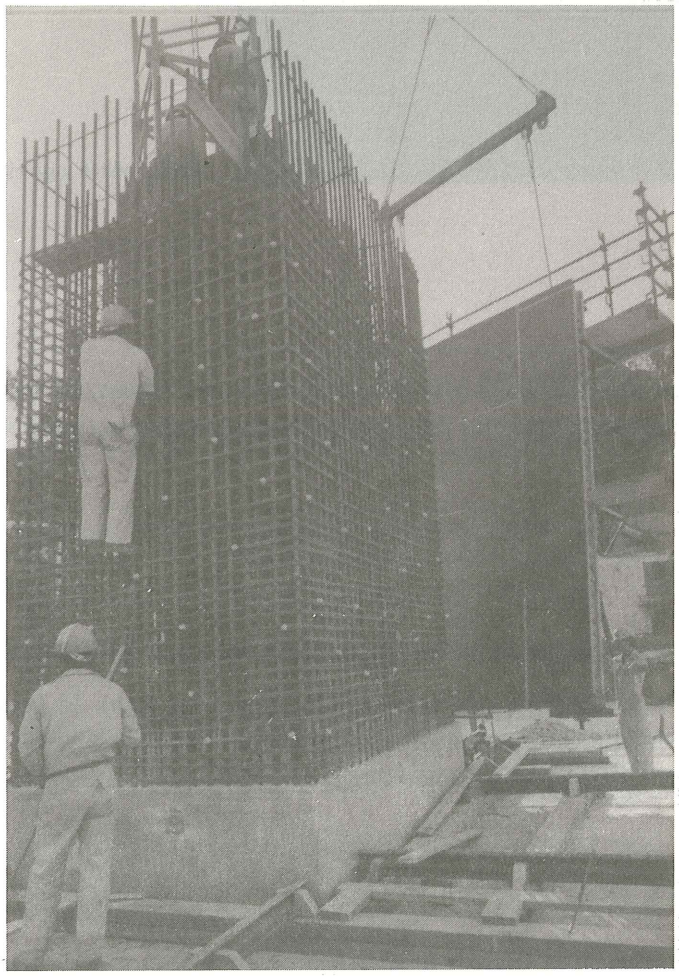
Los encepados se hormigonaron en varias fases, en la última de las cuales se empotró el anclaje de una grúa torre que sirvió posteriormente para elevación de equipos, tirantes y materiales para ejecución de pila y tablero.

4.2. Pilas

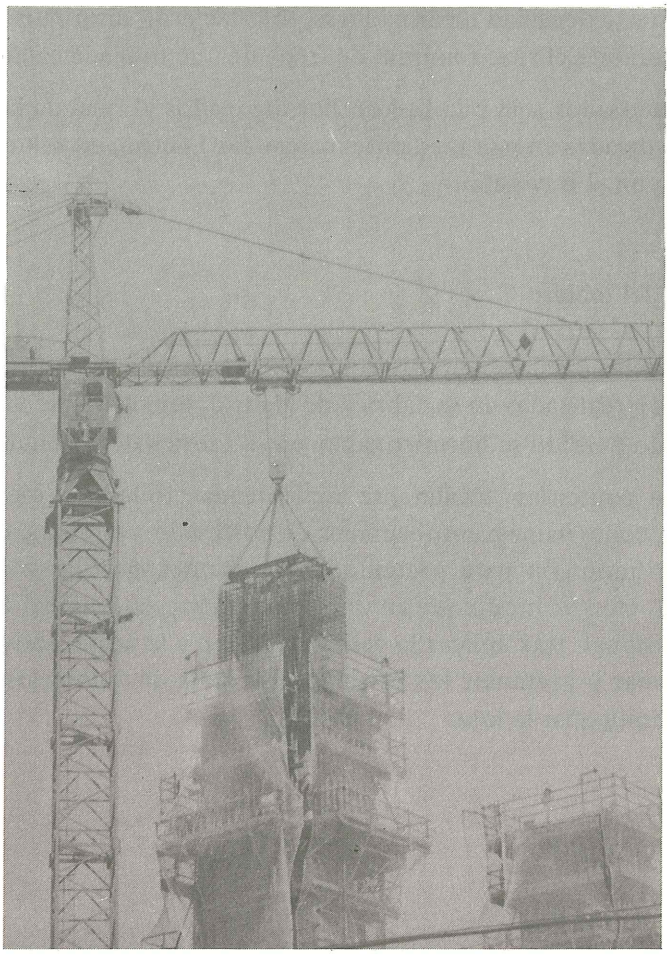
La pila se levantó con encofrado trepador con altura de 5 m; la grúa antes citada proporcionaba los materiales a los dos fustes.

La armadura de los fustes se prefabricaba en taller, en jaulas también de 5 m que eran elevadas por la grúa y atadas en su posición definitiva a las de la tongada anterior.

El travesaño intermedio y el dintel superior se hormigonaron sobre cerchas de celosía modulables que apoyaban en dos ménsulas corridas ancladas en las caras interiores de los



Ferralla de uno de los fustes de la pila.



Colocación del bloque de ferralla prefabricado en un fuste de la pila.

pilares; posteriormente se colocó la plataforma que servía de base al encofrado de fondo y laterales. En estas zonas los encofrados de los fustes hicieron una trepa irregular en la que se dejaron manguitos Lenton como modo de unión de las armaduras del travesaño que debían de atravesar la pared interior del fuste.

Hormigonadas ya la solera y paredes laterales, el techo se realizó sobre cimbras que apoyaban en la propia solera. Este encofrado se recuperó a través de una ventana dispuesta en la losa superior.

El chorreado preciso para el acabado de la pila se realizaba en turno de noche de modo que no molestara al resto de las operaciones.

Simultáneamente con las construcciones de los fustes y adosados a ellos se fueron construyendo escaleras y un ascensor que permitieron, durante toda la obra, un cómodo acceso tanto a travesaño y dintel de pila como al tablero.

La zona más problemática de la pila, y quizás de la obra entera, ha sido la realización del tramo superior de la pila donde el complicado encofrado de los cajetines de los tirantes, el paso de los tubos metálicos de anclaje con exigencias prioritarias de replanteo y distintas

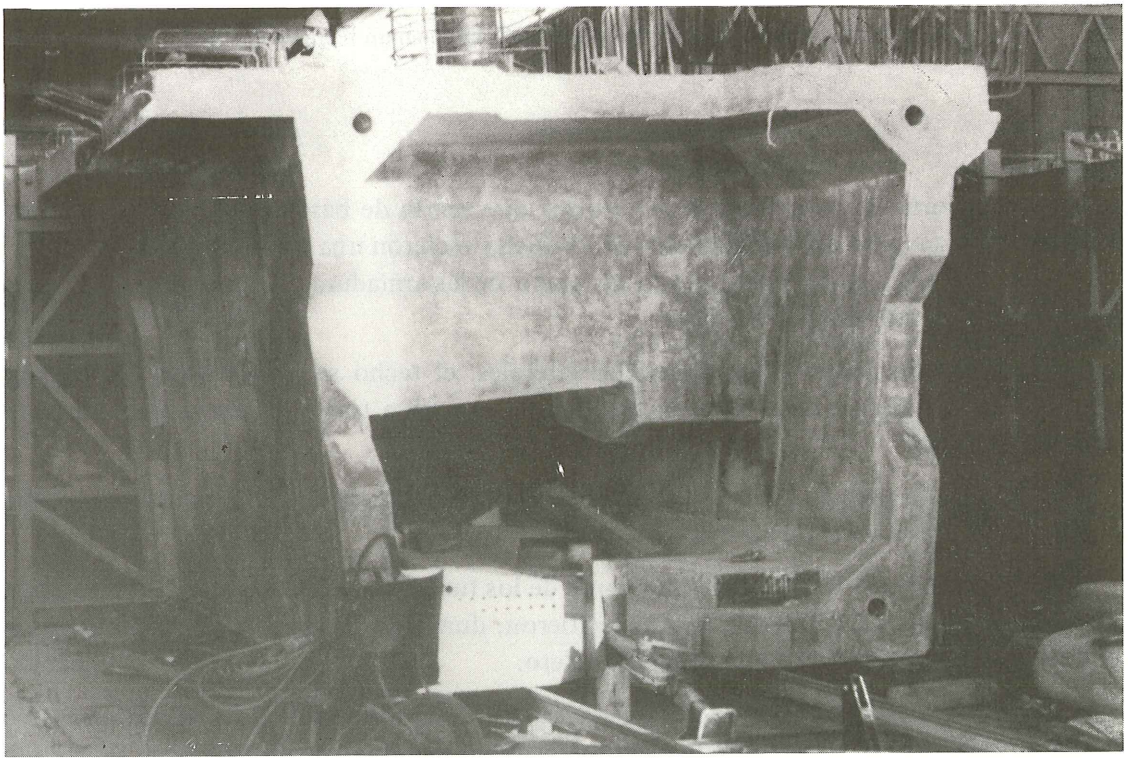
inclinaciones y la fuerte densidad de armaduras, sólo hicieron disminuir, como estaba previsto, en siete días laborables el ritmo normal de trepa de una tongada cada dos días.

Los balcones adosados a la pila fueron hormigonados al final de la obra; las armaduras se anclaron con las dejadas en pila mediante manguitos Lenton, en solución similar a la de la armadura del nudo con el travesaño.

4.3. Prefabricación del tablero

Todos los elementos del tablero fueron prefabricados por la empresa PACADAR, S.A., las vigas cajón fueron realizadas en su fábrica de Madrid, mientras que vigas riostras, viguetas y placas de encofrado perdido se hormigonaban en su fábrica de Valencia.

Los elementos contenían totalmente replanteadas todas las piezas precisas para su unión en el tablero, como vainas; entubaciones de postesado y tirantes; macizados de anclaje de estos; dados de hormigón para pretensado provisional; perfiles y barras Diwidag para unión con la riostra; etc., de modo que en obra sólo era preciso colocar la viga cajón mediante pretensado provisional, tras aplicar la resina de unión a la junta, apoyar la riostra sobre la viga cajón, hormigonar y pretensar los Diwidag en la zona de unión riostra-cajón, montar viguetas y placas y hormigonar la losa.



Fabricación de dovelas en la factoría de Pacadar.

Para la prefabricación de las dovelas se dispusieron tres líneas de fabricación; en dos de ellas, provistas cada una de un molde de 7 m y otro de 5 m, se realizó el tablero atirantado; en la tercera línea se fabricaron las dovelas de 4 m.

Los moldes usados fueron metálicos, fijos los exteriores y móviles los interiores mediante un sistema de túneles articulados con rodadura longitudinal.

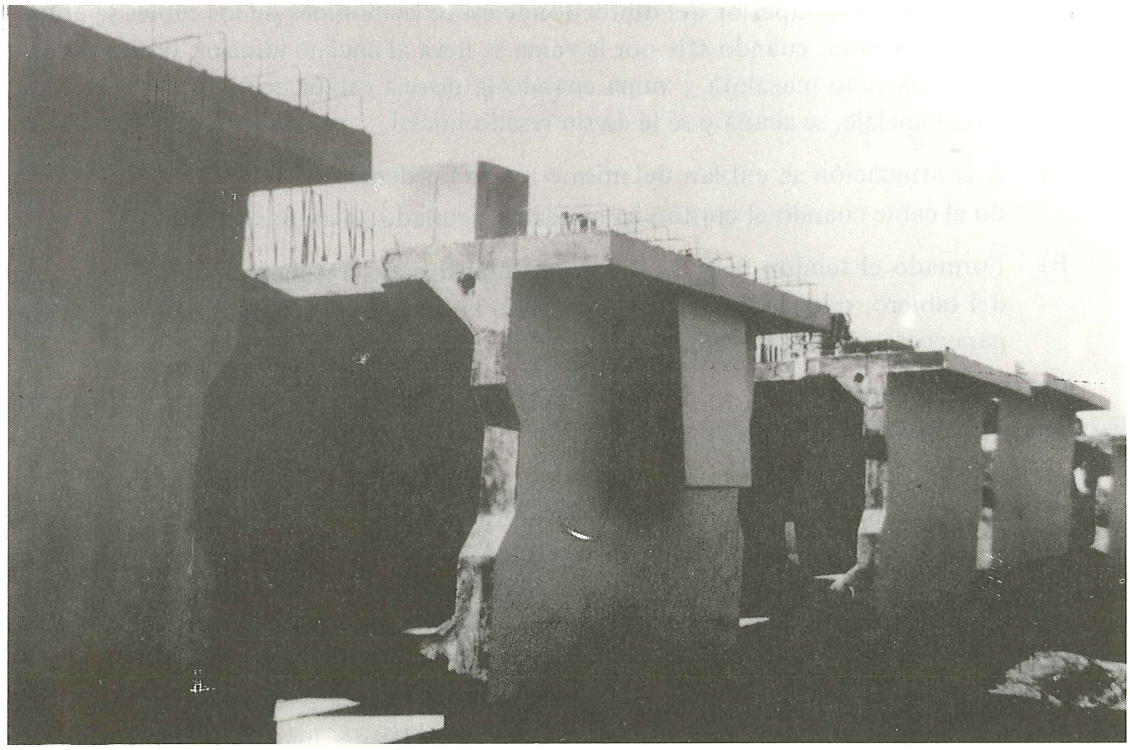
Como es frecuente en dovelas unidas por junta seca, cada pieza se hormigonaba contra la anterior según el sistema de montaje, de eje de pila hacia ambos lados, establecido. Por ello era preciso mover las dovelas ya fabricadas entre ambas líneas y replantearlas topográficamente para asegurar una correcta alineación, lo que se hacía mediante un sistema de empujadores hidráulicos y mecánicos que actuaban sobre la dovela soportada por apoyos de neopreno-teflón.

Para el perfecto replanteo del cable en el interior de la dovela, se dispuso un pórtico móvil sobre el encofrado, que soportaba la entubación metálica del tirante mediante una pieza que funcionaba como rótula en los tres planos.

La ferralla se montaba en una línea exterior cercana al molde y dotada de utillaje móvil que permitía reproducir la forma de la dovela en especial en las zonas de unión con el tirante, de inclinación variable. Una vez totalmente terminada era introducida y posicionada en el molde.

El hormigonado se realizaba en secuencia continua; la vibración era externa a través del molde.

Una vez prefabricada la dovela adyacente, la pieza anterior era transportada al parque



Dovelas acopladas en la factoría de Pacadar.

de almacenamiento. También en el parque se pesaron algunas dovelas y se hicieron comprobaciones de alineación, previas al montaje entre piezas, adosando varias mediante torones alojados en los tacos de anclaje del pretensado provisional.

Las vigas longitudinales y placas se fabricaron en bancos de 180 m de longitud con lo que, a pesar de su gran número, no marcaron plazo respecto a la realización de las vigas cajón.

Todas estas piezas, así como las riostras, se hormigonaron sobre molde metálico y se sometieron a control de ejecución de nivel intenso.

Para el transporte de las piezas se emplearon vehículos normales salvo para las vigas cajón que necesitaron camiones tipo góndola.

4.4. Cables

Los cables fueron suministrados por CTT y realizados del siguiente modo:

A) En tierra se colocaron las vainas de PVC divididas en tres partes: dos extremos que se unen a las mazalotas de los anclajes y una parte intermedia; uniendo por calor tramos de 10 m hasta alcanzar la longitud necesaria. En el medio se dejó una zona de unos 3 m telescopable para dejar acceso a los cables desde el tablero.

B) Por el cajetín de la pila se introduce el extremo de la vaina con la mazalota del anclaje activo.

C) Una vez enhebrado se le une el tramo intermedio de la vaina que queda suspendido por la pila en un extremo y apoyado al tablero en el otro.

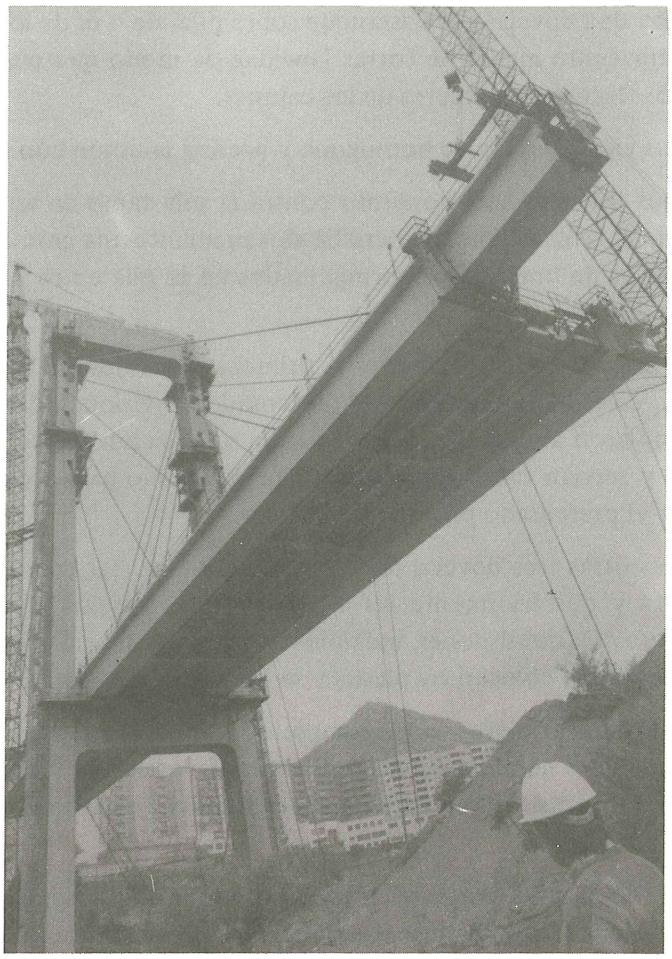
D) Desde la parte superior del dintel donde están las bobinas de los cables se enfila el primer cordón; cuando sale por la vaina se lleva al anclaje inferior, donde ya se habían colocado mazalota y vaina cuando la dovela estaba acopiada, y se introduce por el anclaje, se acuña y se le da un tesado inicial.

E) A continuación se enfilan del mismo modo los demás cordones del tirante cortando el cable cuando el cordón ha quedado acuñado en ambos extremos.

F) Formado el tendón se le da un tesado inicial para, tras montar el siguiente tramo del tablero, darle el tesado restante; ésto a salvo de los retesados finales precisos para corregir cotas o esfuerzos.

El tablero atirantado, 216 m entre cables extremos, se ha montado avanzando en voladizo compensado a ambos lados de la pila.

En este planteamiento ha tenido la máxima importancia la posibilidad de disponer unos cables de atirantamiento provisional desde el tablero a muertos de contrapeso en el terreno; con ellos se ha conseguido: disminuir los movimientos de la pila haciendo más sencillo el montaje que no se veía obligado a mantener una simetría de cargas demasiado estricta, y rebajar los esfuerzos de la pila y su longitud de pandeo en fases de montaje, de modo que pudo ser dimensionada para los esfuerzos definitivos de trabajo a estructura cerrada, pues los máximos esfuerzos de montaje se producían en el tercer tramo, inmediatamente anterior al



Vista de la parte inferior del tablero. Montaje dovela de 7 m.

primer anclaje provisional y que fué el único en el que se tuvo que cuidar especialmente la simetría de cargas sobre pila.

Sin embargo, y aunque no se trate ahora en detalle este tema podemos adelantar que estos cables se mostraron especialmente sensibles a la temperatura y fueron causa de diferencias entre las flechas de montaje del tablero respecto a las previstas, que hubieron de ser corregidas con retesados posteriores.

Para la elevación y posicionamiento de las piezas prefabricadas se emplearon dos grúas Manitowoc 4100 sobre Ringer dispuestas en emplazamientos preparados a ambos lados del tablero. En cada emplazamiento se colocaban las zapatas circulares formadas por piezas prefabricadas reutilizables, en forma de sector circular, sobre las que descansaban los gatos Ringer.

El proceso normal de avance, cuyas fases se han descrito antes, no comenzó hasta que estuvieron construidos los primeros 12 m de tablero a ambos lados de pila. Para llegar a este punto se realizaron las siguientes operaciones:

1) Se montan las dos dovelas 0 de arranque sobre pila, de 4 m de longitud, cosidas rígidamente al travesaño mediante barras Diwidag de modo que puedan hacer frente a los momentos flectores y torsores de los cajones.

2) Se colocan las vigas riostras, se hormigona y pretesa la unión con las vigas cajón.

3) Se colocan los topes de este conjunto contra la pila tanto en sentido transversal como longitudinal; estos últimos materializados mediante una gran cuña metálica fijada a la pila a través de unos dados hormigonados en la pila entre los que se situaba un saliente de la dovela.

4) Fijado todo este conjunto, se monta la primera viga cajón de 7 m tratando la junta con resina y cosiéndola mediante el pretensado provisional. Para efectuar esta operación se acoplaron andamios a las dovelas en su posición de acopio, que se elevaban con la pieza y servian tanto para aplicar la resina como para acceder al interior de la dovela y fijar el pretensado provisional inferior.

5) Se colocan las otras tres dovelas de 7 m y las de 5 m, así como las vigas riostras de ambos frentes y posteriormente las cuatro viguetas longitudinales de cada tablero, para lo que fue preciso disponer andamios colgados de las riostras del frente de avance; a continuación se colocan las placas y se hormigona la losa.

6) Construidos los dos primeros vanos completos se colocaron los seis cables y con ellos se levantó el tablero para que quedara liberado de las cuñas. Finalmente se regularon los cables para dejar al tablero con la inclinación del 2 por 100 prevista en el proyecto.

A partir de este momento comenzó el proceso de montaje normal del tablero durante el que se hizo un completo seguimiento controlando temperaturas en cables, tablero y pila, tensiones en cables, flechas de tablero, deformaciones de armaduras de pila y tablero, etc.

La colocación de la instrumentación precisa, toma de datos y elaboración de los mismos para su interpretación por la Dirección Técnica fue realizada por la Empresa GEOCISA.

Aunque en un próximo artículo describiremos todo el proceso de control y sus resultados, queremos adelantar aquí que desde el primer momento se vió la necesidad de realizar la toma de datos a primeras horas de la mañana por la patente distorsión que introduce la temperatura en todas las medidas.

El montaje del tramo atirantado se terminó al alcanzarse el estribo del lado Alcoy en el que se colocaron gatos para regular la reacción vertical; previamente se había dispuesto un apeo auxiliar para la colocación de la última dovela.

Tras situar los cables extremos se transfirió la reacción horizontal longitudinal del tablero hacia este estribo, liberando las cuñas de pila con ayuda de gatos en el estribo.

El resto del tablero se construyó sobre apeos al suelo provistos de gatos de modo que se podía regular la posición y orientación de cada viga cajón completa que se presentaba contra frente de avance atirantado. La dovela de unión con el tramo atirantado se prefabricó sólo con 3 m de longitud de modo que el metro restante a realizar en obra constituía la junta húmeda de unión de todo el tablero.

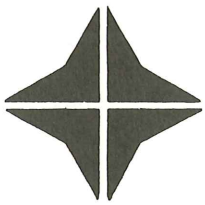
Previamente a la unión se realizó un retesado de los últimos tirantes para corregir las flechas del tablero y, posteriormente, un nuevo retesado de los tres últimos cables, además de un ajuste con gatos de las reacciones de los estribos.

La razón de estos dos retesados es el distinto comportamiento del tablero antes y después de cerrar. En el primer caso el tablero es extremadamente deformable de modo que pequeños retesados provocan grandes variaciones de flechas con escasos esfuerzos (flectores positivos) en tablero; tras cerrar, los retesados provocan la aparición de esfuerzos altos (flectores negativos) con muy pequeñas deformaciones del tablero. Con el primer retesado se corrigen las flechas excesivas aún a sabiendas de que se introducen ligeros momentos indeseables (del mismo signo que la sobrecarga); con el segundo se recuperan los anteriores más los momentos que el puente perderá por fluencia y se añaden pequeñas flechas negativas contrarias a las que el puente perderá por fluencia.

Tras los retesados a puente terminado se realizaron los acabados: pavimentación. aceras, bordillo, imposta y barandilla (donde se corrigieron las flechas residuales del tablero) y hormigonado de balcones de pila.

Es de destacar la magnífica labor realizada en esta obra por los técnicos y trabajadores de Dragados y Construcciones, Pacadar, CTT, Intecsa y Geocisa; en especial han intervenido, por Dragados y Construcciones, Luis García de Miguel, Javier Asensio que actúo como Director General de la obra, José Maciá como Jefe de obra, Manuel Buendia y Juan Faraco; por Intecsa, Guillermo Ontañón, cuyas ideas han sido de la máxima importancia en el desarrollo de la obra, y Javier Nuño y por Geocisa, José Mª Morera, Manuel Vazquez y Jesús Rodríguez. Todos ellos han encontrado aquí una buena ocasión de demostrar su gran capacidad profesional. Manuel Burón, uno de los autores del Proyecto y Director Técnico de Pacadar, S.A., hizo posible la prefabricación de las piezas.

La Dirección Técnica de la obra se ha desarrollado en el marco de la Dirección General de la obra, por D. Andrés Fuster Morera y D. Manuel Arenas de los Mártires, del MOPU, sin cuya comprensión e ilusionada colaboración no hubiera sido posible esta obra.



intecsa

INTERNACIONAL DE INGENIERIA Y ESTUDIOS TECNICOS S. A.

Domicilio: Orense núm. 70; 28020 MADRID
Tléfs. 270 35 06 - 270 41 05 - Telex 22473 INTSA-E

INTECSA, creada en 1965, cuenta con la experiencia nacional e internacional de haber trabajado en más de treinta países

SERVICIOS OFRECIDOS

ESTUDIOS DE VIABILIDAD Y LOCALIZACION
ANTEPROYECTOS-PROYECTOS-INGENIERIA BASICA Y DE DETALLE
GESTION DE COMPRAS-INSPECCION Y ACTIVACION
BASES PARA CONTRATACION DE OBRAS, INSTALACIONES Y MONTAJE
DIRECCION Y SUPERVISION DE OBRAS-PRUEBAS DE RECEPCION
SUPERVISION Y PUESTA EN MARCHA DE INSTALACIONES
PLANTAS LLAVE EN MANO

CAMPOS DE ACTIVIDAD

PUENTES Y ESTRUCTURAS
PUERTOS Y COSTAS
TRANSPORTES Y COMUNICACIONES
ORDENACION DEL TERRITORIO
ECOLOGIA Y MEDIO AMBIENTE
ESTUDIOS ECONOMICOS
ESTUDIOS Y APROVECHAMIENTOS DE RECURSOS ENERGETICOS E HIDRAULICOS
AGRONOMIA, SELVICULTURA Y PESCA
INDUSTRIAS ALIMENTICIAS
INDUSTRIAS QUIMICAS
SIDEROMETALURGIA E INDUSTRIAS DE TRANSFORMACION

asociación técnica
española del pretensado

hormigón y acero nº 161