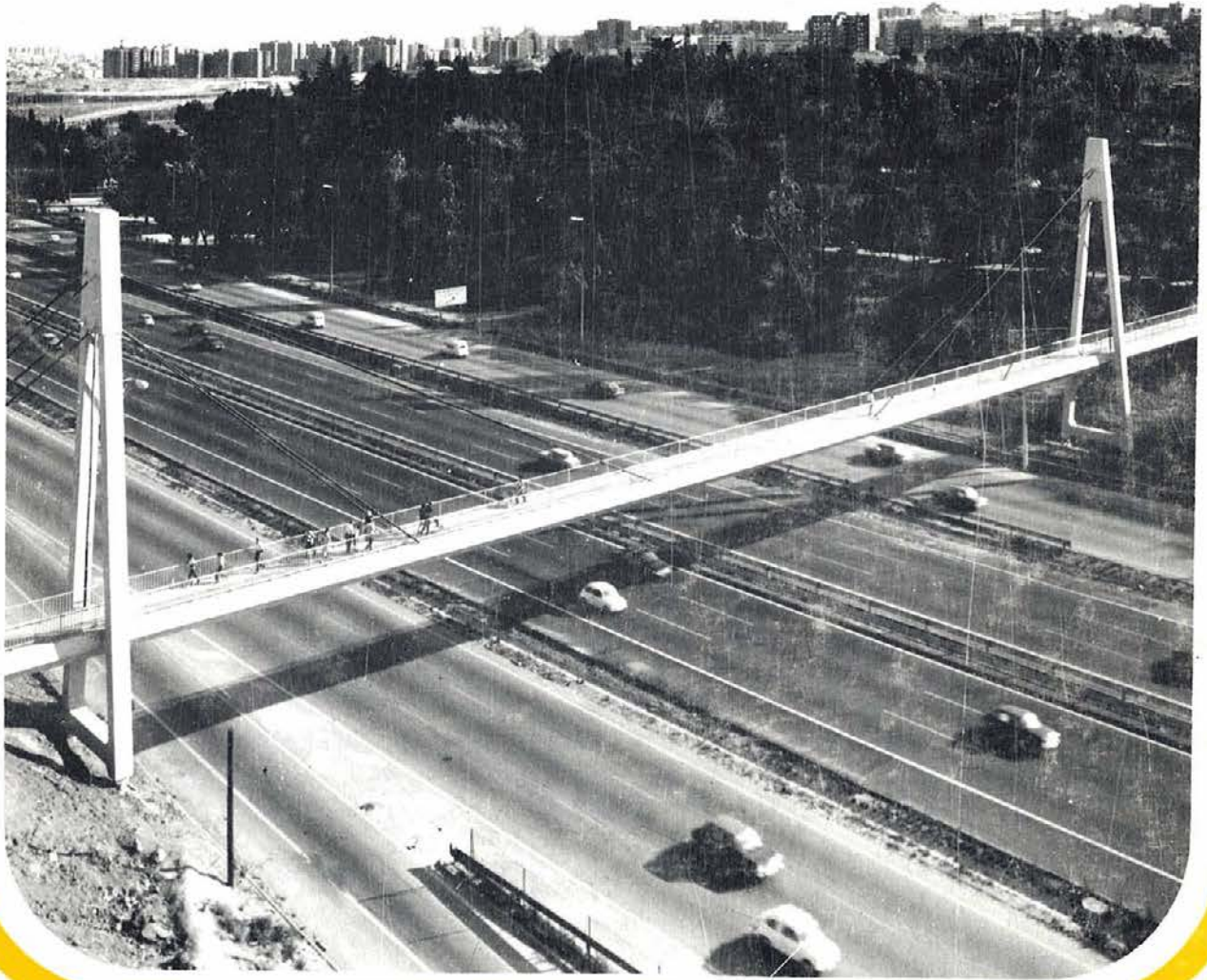


BIBLIOTECA
INSTITUTO
EDUARDO TORROJA



ASOCIACION
TECNICA ESPAÑOLA
DEL PRETENSADO

INSTITUTO
EDUARDO TORROJA
DE LA CONSTRUCCION
Y DEL CEMENTO

COSTILLARES - CHAMARTIN
MÁDRID - 33

HORMIGON Nº 125 y acero

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 "Miembro Protector" los que a continuación se indican, citados por orden alfabético.

AGRUPACION DE FABRICANTES DE CEMENTO DE ESPAÑA.—Velázquez, 23. Madrid-1.
AGUSTI, S.A.—Carretera de Barcelona, 36. Gerona.
ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).—General Yagüe, 8. Madrid-20.
ARPING, ESTUDIO TECNICO.—Avenida del Generalísimo, 51, derecha. Madrid-16.
CAMARA, S.A.—Paseo de San Vicente, 4. Valladolid.
CAMINOS Y PUERTOS, S.A.—J. Lázaro Galdiano, 4. Madrid-16.
CANTERAS Y AGLOMERADOS, S.A. (CIASA-PPB).—Pintor Fortuny, 3. Barcelona-1.
CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.A.—Grijalba, 9. Madrid-6.
CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE O.P. CENTRO BIBLIOGRAFICO.—Alfonso XII, 3. Madrid-7.
CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S.L.—Consejo de Ciento, 304. Barcelona-7.
COMPAÑIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S.A.—Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.—Clara del Rey, 33-1.º. Madrid-2.
ELABORADOS METALICOS, S.A.—Apartado 553. La Coruña.
ENTRECANALES Y TAVORA, S.A.—Juan de Mena, 8. Madrid-14.
ESTRUCTURAS Y GEOTECNIA BAUER, S.A.—Pintor Juan Gris, 5. Madrid-20.
E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS.—Jorge Girona Salgado, 31. Barcelona-17.
EUROPEA DE INYECCIONES, S.A. (EURINSA).—López de Hoyos, 13. Madrid-6.
FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S.A.—Balmes, 36. Barcelona-7.
FORJADOS DOMO.—Hermosilla, 64. Madrid-1.
FREYSSINET, S.A.—General Perón, 20. Madrid-20.
HEREDIA Y MORENO, S.A.—Princesa, 3. Madrid-8.
HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, S.A.—Archs, 10. Barcelona-2.
HIFORCEM.—Apartado 41. Sevilla.
HORMIGONES GERONA, S.A.—Gerona.
IBERING, S.A.—Plaza Gala Placidia, 5-7. Barcelona-6.
INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.—Portal de Gamarra, 46. Vitoria.
INGENIERO JEFE DE LA SECCION DE ESTRUCTURAS Y TUNELES.—Ministerio de O.P. Dirección General de Carreteras. Madrid-3.
INTECSA.—Condesa Venadito, 1. Madrid-26.
INTECMAC.—Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA.—Zurbano, 41. Madrid-10.
LABORATORIO CENTRAL DE ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION.—Alfonso XII, 3. Madrid-7.
MEDITERRANEA DE PREFABRICADOS, S.A.—Apartado, 34. BENICARLO (Castellón).
NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S.A. Fábrica de Forjas de Buelna. LOS CORRALES DE BUELNA (Santander).
PACADAR, S.A.—Hermosilla, 57. Madrid-1.
PRELOAD SISTEMAS, S.A.—Avenida del Generalísimo, 30. Madrid-16.
PRENSOLAND, S.A.—Calle Industria, s/n. San Martín de Centellas (Barcelona).
PROCEDIMIENTOS BARREDO.—Raimundo Fernández Villaverde, 45. Madrid-3.
S.A.E. BBR.—Rosellón, 229. Barcelona.
S.A. ECHEVARRIA.—Apartado 46. Bilbao-8.
SICOP, S.A.—Princesa, 24. Madrid-8.
SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S.A.—Velázquez, 150. Madrid-2.
TECNICAS DEL PRETENSADO, S.A. (TECPRESA).—Velázquez, 105. Madrid-6.
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S.A.—Monturiol, 5. Santa Marfa de Bárbara (Barcelona).
VICENTE PEIRO FAYOS.—Quintana, 26. Madrid-8.

La Asociación Técnica Española del Pretensado se complace en expresar públicamente su agradecimiento a las empresas citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados.



hormigón y acero

n.125

4º trimestre 1977

CUOTAS ANUALES

CATEGORIAS	ESPAÑA	EXTRANJERO
	Pesetas	Dólares U.S.A.
Miembros protectores	10.000,—	175,—
Miembros colectivos	4.000,—	70,—
Miembros Personales (que no sean Socios Adheridos del I.E.T.)	1.000,—	18,—
Miembros Personales Adheridos (que sean Socios Adheridos del I.E.T.)	500,—	9,—

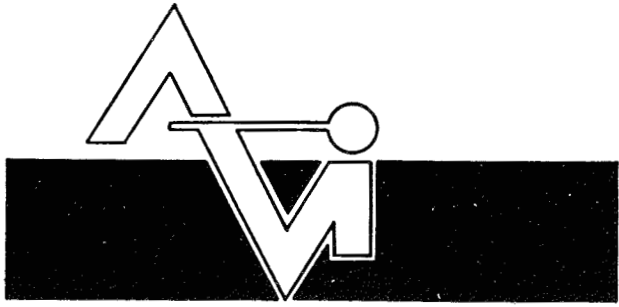
Ni la Asociación ni el Instituto, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, se hacen responsables del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocinen su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

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

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO.—COSTILLARES — CHAMARTIN — MADRID-33
APARTADO 19.002.

Depósito Legal: M -853-1958

Imprime: ACOR, S.A. - M. Hernández, 50 - MADRID

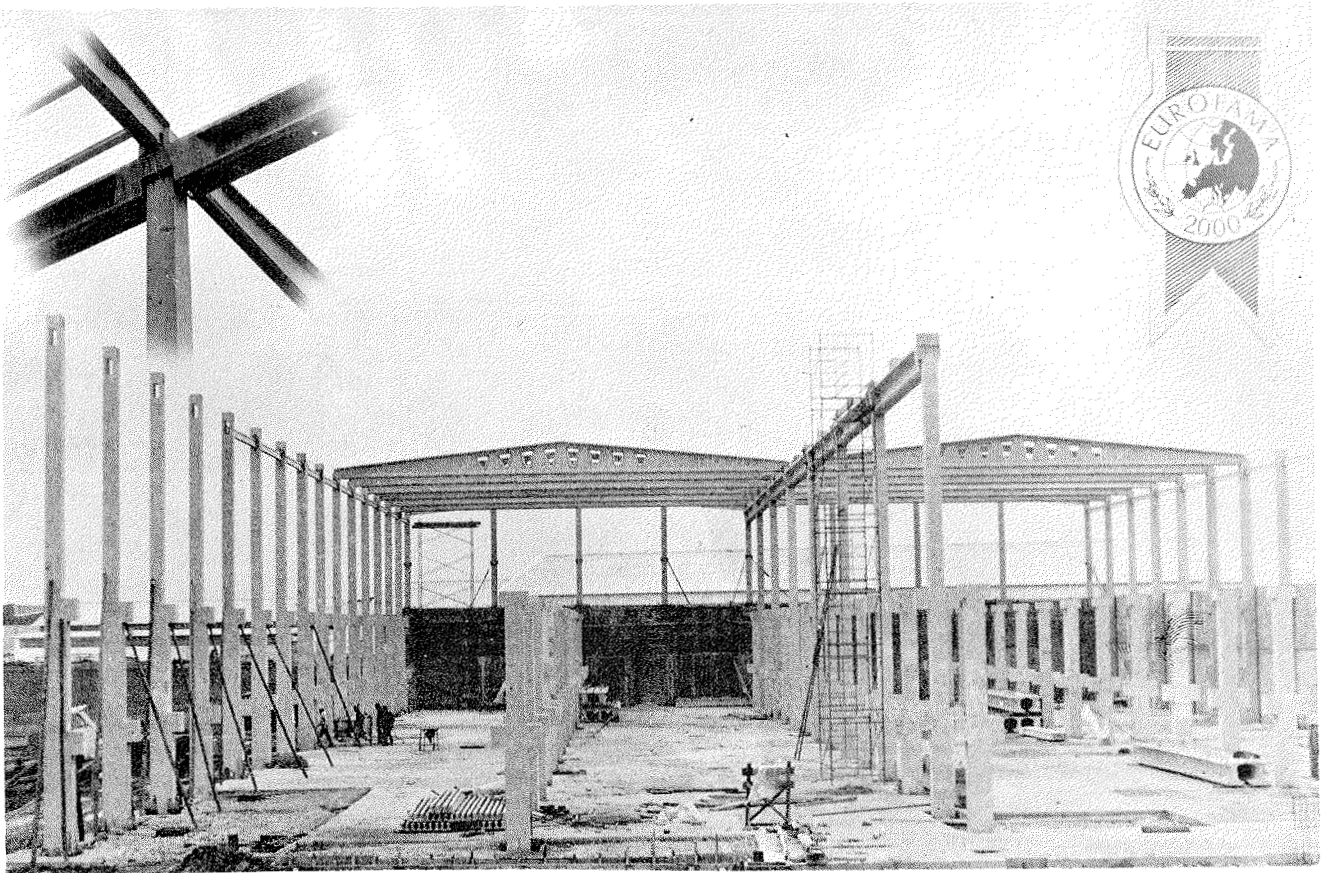


PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

ALVISA

PREFABRICADOS ALBAJAR

**PUENTES - NAVES INDUSTRIALES - FORJADOS
BOVEDILLAS - LADRILLOS - TEJAS - TUBOS DRENAJE**



FABRICAS:

HUESCA: Paseo Lucas Mallada, s/n. - Teléfono 22 39 00 (cinco líneas). (Casa central.)

TORREJON DE ARDOZ (Madrid): Carretera de Torrejón a Loeches, Km. 4,200 - Teléfono 675 04 50.

MONZON: Carretera de Lérida - Teléfono 40 07 80.

GRAÑEN: Carretera de Huesca - Teléfono 27.

MADRID: Carretera de Toledo, Km. 7,300 - Teléfono 695 25 68.

ZARAGOZA: Avda. de Marina Moreno, 31 - Teléfono 23 75 02 3. (Comercial zona norte.)

MADRID: General Yagüe, 8, 3.º B - Teléfono 455 27 82. (Comercial zona centro.)

hormigón y acero n. 125

índice

Comité de Redacción de la Revista Hormigón y Acero

ARENAS, Juan José
BARREDO, Carlos
CUVILLO, Ramón del
CHUECA, Rafael
ELICES, Manuel
FERNANDEZ TROYANO, Leonardo
FERNANDEZ VILLALTA, Manuel
FISAC, Miguel
JODAR, Juan
JULIA, Manuel
LLOMBART, José Antonio
MANTEROLA, Francisco Javier
MONEO, Mariano
MORENO TORRES, Juan
PIÑEIRO, Rafael
ROMERO, Rafael
SANCHEZ CASTRO, Carlos
SANCHEZ GALVEZ, Vicente

		<u>Pág.</u>
457-0-59	Hormigón armado. Cálculo de deformaciones. Béton armé. Calcul des déformations. Reinforced concrete. Calculation of deformations. <i>Jorge W. Magaldi.</i>	9
591-2-125	El Viaducto de Montmeló. Exposición de una solución constructiva recientemente desarrollada, aplicable a viaductos de gran longitud Le Viaduc de Montmeló. Exposé d'une système de construction récemment développé applicable à des viaducs de grande longueur. The Montmeló Viaduct. Exposition of a system recently developed, applicable to viaducts of great length. <i>José Antonio Llobart.</i>	41
591-5-21	Proyecto de forjados según la Instrucción EP 77 Projet de planchers suivant l'Instruction EP 77. Design of floors according to Code EP 77. <i>Javier Lahuerta.</i>	73
591-5-22	Control de ejecución de forjados Contrôle d'exécution de planchers. Control of the construction of floors. <i>J. Calavera.</i>	81
628-0-39	Fatiga de alambres de pretensado Fatigue des fils de précontrainte. Fatigue of wires for prestressing. <i>Manuel Elices y V. Sánchez Gálvez.</i>	85

Notas de la F.I.P., Nº 58, 1975	101
Notes de la F.I.P., Nº 58, 1975.	
F.I.P. Notes, Nº 58, 1975.	
Nota de la A.T.E.P., Intercambio de publicaciones	117
Comentarios y discusión de los artículos originales	127

PORTADA: Pasarela colgada en la Avda. de la Paz . Madrid.

Dirección: M.O.P. Sr. D. Alfonso Travesí, Dr. Ing. de Caminos. Sr. D. José R. Paramio, Dr. Ing. de Caminos.

Proyecto: Carlos Fernández Casado, Dr. Ing. de Caminos, Javier Manterola, Dr. Ing. de Caminos, Leonardo Fernández Troyano, Dr. Ing. de Caminos.

Construcción: OBRASCON, S.A. D. Mariano Moneo, Dr. Ing. de Caminos, D. Juan Jódar, Ing. de Caminos.

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

ESPAÑA

AEDIUM, S.A.—Basauri (Vizcaya).
AGROMAN, S.A.—Madrid.
AGRUPACION HELMA-BOKA.—Cádiz.
AGRUPACION NACIONAL DE LOS DERIVADOS DEL CEMENTO.—Madrid.
ALBISA, S.A.—Algeciras (Málaga).
ARIDOS LIGEROS, S.A.—Madrid.
ASTILLEROS Y TALLERES DEL NOROESTE, S.A.—El Ferrol del Caudillo.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.—Barcelona.
AZMA, S.A.—Madrid.
BUTSEMS, S.A.—Barcelona.
BUTSEMS, S.A.—Madrid.
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION.—Barcelona.
CASA GARGALLO, S.A.—Madrid.
CASTRO HERMANOS, S.L.—Mislata (Valencia).
CEMENTOS MOLINS, S.A.—Sant Vicenc dels Horts (Barcelona).
CENTRO DE ESTUDIOS CEAC.—Barcelona.
CIDESA, CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S.A.—Barcelona.
CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A.—Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES.—La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. DEPARTAMENTO LABORATORIOS.—Sta. Cruz de Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO. Bilbao.
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.—Málaga.
CONCRET INDUSTRIA Y TECNICA DE PREFABRICADOS, S.L.—Sistemas Cumbre. Barcelona.
CONSTRUCCIONES BIGAR, S.L.—Aranda de Duero (Burgos).
CONSTRUCCIONES COLOMINA, S.A.—Madrid.
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.—Madrid.
CONSTRUCTORA MAXACH, S.A.—Madrid.
CONTROLEX.—Alicante.
COTECOSA.—Bilbao.
COTESA, COLOCACIONES TECNICAS, S.A.—Barcelona.
CUBIERTAS Y TEJADOS, S.A.—Barcelona.
CUBIERTAS Y TEJADOS, S.A.—Madrid.
DIRECCION GENERAL DE EMPLEO Y PROMOCION SOCIAL — BIBLIOTECA (SEAF-PPO). Madrid.
DIRECCION GENERAL FORTIFICACIONES Y OBRAS. MINISTERIO DEL EJERCITO.—Madrid.
ELABORADOS DE HORMIGON, S.A.—Burgos.
ELEMENTOS ESTRUCTURALES PREFABRICADOS (EEPSA).—Manresa (Barcelona).
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA (AUXINI).—Madrid.
EMPRESA BAGANT.—Castellón de la Plana.

ENAGA, S.A.—Madrid.
ESTEBAN ORBEGOZO, S.A.—Zumárraga (Guipúzcoa).
ESTUDIO PREST.—Barcelona.
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S.A.—Madrid.
E.T.S. DE ARQUITECTURA.—Barcelona.
E.T.S. DE ARQUITECTURA.—Sevilla.
EUROESTUDIOS, S.A.—Madrid.
FERGO, S.A. DE PRETENSADOS.—Valencia.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.—Madrid.
FORJADOS DÓL.—Esquivias (Toledo).
FORMO, S.A.—Barcelona.
GABINETE DE ORGANIZACION Y NORMAS TECNICAS. MINISTERIO DE O.P. Madrid.
GIJON E HIJOS, S.A.—Motril (Granada).
GOMHERSA.—Talavera de la Reina (Toledo).
HERRING LEVANTE, S.A.—Valencia.
HIDAQUE, S.A.—Granada.
HORMIGONES GERONA, S.A.—Gerona.
HORMYCER, S.L.—Madrid.
HORSA, S.A.—Viladecans (Barcelona).
HUARTE Y CIA., S.A.—Madrid.
IBERDUERO, S.A.—Bilbao.
IBERDUERO, S.A. (CENTRO DE DOCUMENTACION).—Bilbao.
IBERING, S.A.—Barcelona.
IDASA, INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A.—La Coruña.
INBADELCA, S.A.—Baracaldo (Vizcaya).
INDUSTRIAS DEL CEMENTO. VIGUETAS CASTILLA, S.A.—Sestao (Vizcaya).
INDUSTRIAS VEYGA, S.A.—Tarrasa (Barcelona).
INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S.A.—Barcelona.
INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO.—Madrid.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS.—Salamanca.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS.—Valencia.
3ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. SERVICIO DE CONSTRUCCION.—Bilbao.
5ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS.—Barcelona.
JOSE MARIA ELOSEGUI CONSTRUCCIONES.—San Sebastián.
JULIAN ARUMI, S.L.—Vich (Barcelona).
JUNTA DEL PUERTO DE ALMERIA.—Almería.
LA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION.—Sta. Cruz de Tenerife.
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.—Madrid.
LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECANICA DEL SUELO.—Madrid.
LAING IBERICA, S.A.—Madrid.
LIBRERIA RUBIÑOS.—Madrid.
LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).—Castellón de la Plana.
MAHEMA, S.A.—Granollers (Barcelona).
MATERIALES PRETENSADOS, S.A. (MATENSA).—Madrid.
MATERIALES Y TUBOS BONNA, S.A.—Madrid.
MATUBO, S.A.—Madrid.
MECANOGUMBA, S.A.—Mollet del Vallés (Barcelona).
OFICINA TECNICA JOSE COMESAÑA.—Vigo (Pontevedra).
OTEP INTERNACIONAL, S.A.—Madrid.
PIEZAS MOLDEADAS, S.A.—PIMOSA (Barcelona).
POSTELECTRICA, S.A.—Palencia.
POSTENSA, S.A.—Bilbao.
PRAINSA.—Zaragoza.

PREBETONG CANARIA, S.A.—Sta. Cruz de Tenerife.
 PREFABRICADOS ALAVESES, S.A. (PREASA).—Vitoria.
 PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S.A. (PRECESA).—León.
 PREFABRICADOS DEL HORMIGON, S.A. CUPRE-SAPRE (Valladolid).
 PREFABRICADOS MAHER, S.A.—Santa Cruz de Tenerife.
 PREFABRICADOS NAVARROS, S.A.—Olazagutia (Navarra).
 PREFABRICADOS NOR-THOM, S.A.—Valladolid.
 PREFABRICADOS POUSA, S.A.—Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
 PREFABRICADOS STUB (MANRESANA DE CONSTRUCCIONES, S.A.).—Martorell (Barcelona).
 PRETENSADOS AEDIUM, S.L.—Pamplona.
 PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S.A., HORTE. Valladolid.
 PROTEC, S.L.—GIJON (Oviedo).
 REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S.A.—PINTO (Madrid).
 RENFE.—Madrid.
 RUBIERA MAHER, S.A.—Las Palmas de Gran Canaria.
 RUBIERA PREFLEX, S.A.—Gijón (Oviedo).
 RUBIERA R L M "SOTECSA".—Gijón (Oviedo).
 S.A.E.M.—Sevilla.
 SAINCE.—Madrid.
 SEAT.—Barcelona.
 SENER, S.A.—Las Arenas (Vizcaya).
 SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.—Barcelona.
 SIKA, S.A.—Madrid.
 SOCIEDAD ANONIMA CIA. GRAL. DE ASFALTOS Y PORTLAND ASLAND.—Valencia.
 SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FAB REGA.—Madrid.
 SOCIEDAD ANONIMA FERROVIAL.—Madrid.
 SOCIEDAD ANONIMA MATERIALES Y OBRAS.—Valencia.
 SOCIEDAD FRANCO ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS, S.A.—Erandio (Bilbao).
 SUBDIRECCION GENERAL DE TECNOLOGIA.—Sección de Documentación Normativa.—Ministerio de la Vivienda.—Madrid.
 TEJERIAS "LA COVADONGA".—Muriedas de Camargo (Santander).
 TEPSA.—Tarrasa (Barcelona).
 TOSAM, S.L.—Segovia.
 TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPASA).—Madrid.
 UNION MADERERA CACEREÑA, S.L.—Cáceres.
 VALLEHERMOSO, S.A.—Madrid.
 VALLEHERMOSO, S.A.—Mairena del Aljarete (Sevilla).
 VIAS Y OBRAS PROVINCIALES.—San Sebastián.
 VIGAS REMARRO.—Motril (Granada).
 VIGUETAS ASTURIAS, S.L.—Oviedo.
 VIGUETAS BORONDO.—Madrid.
 VIGUETAS FERROLAND, S.A.—Santa Coloma de Gramanet (Barcelona).
 VIGUETAS ROSADO, S.A.—Cáceres.

EXTRANJERO

BIBLIOTECA DE LA FACULTAD DE INGENIERIA.—Universidad de Buenos Aires (Argentina).
 BIBLIOTECA-UNIVERSIDAD CATOLICA.—Quito (Ecuador).
 B.K.W.Z. "RUCH".—Warszawa (Polonia).

CENTRO NACIONAL DE DOCUMENTACION CIENTIFICA Y TECNOLOGICA.—La Paz (Bolivia).

DAVILA & SUAREZ ASOCIATES.—Rio Piedras (Puerto Rico).

ELECTRICIDADE DE PORTUGAL EDP.—Lisboa-3 (Portugal).

ESCUELA DE CONSTRUCCION CIVIL.—Valparaíso (Chile).

FACULTAD DE INGENIERIA. BIBLIOTECA.—Caracas (Venezuela).

FACULTAD DE INGENIERIA. UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA.—Salta (Argentina).

GRUPO ARCO. ARQUITECTURA Y CONSULTORIA.—Tegucigalpa D.C. (Honduras).

INSTITUTO TECNOLÓGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE MONTERREY (Biblioteca).—Monterrey (México).

LABORATORIO DE ENGENHARIA DE MOÇAMBIQUE.—Maputo-Moçambique (Africa Oriental).

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS. DIRECCION DE VIALIDAD, DIVISION BIBLIOTECA Y PUBLICACIONES.—La Plata (Argentina).

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR.—Quito (Ecuador).

SCIENCE REFERENCE LIBRARY.—Londres (Inglaterra).

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES. FACULTAD DE INGENIERIA.—Mérida (Venezuela).

UNIVERSIDAD CATOLICA MADRE Y MAESTRA.—Santiago de los Caballeros (República Dominicana).

UNIVERSIDAD DE CHILE (Departamento de Tecnologías).—Valparaíso (Chile).

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SUR (Departamento de Contrataciones Especiales).—Bahía Blanca (Argentina).

UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO.—Biblioteca. Mayaguez (Puerto Rico).

UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE.—MAPUTORP. Moçambique.

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, Madrid-33, 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.

Hormigón armado .

Cálculo de deformaciones*

Por Jorge W. MAGALDI

- Ingeniero Civil
- ex jefe de Trabajos Prácticos de Estática Gráfica
- ex jefe de Trabajos Prácticos de Resistencia de Materiales
- ex jefe de Trabajos Prácticos de Teoría de la Elasticidad en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Buenos Aires

El hormigón es quizá el material de construcción que más posibilidades ofrece. No solo estructurales, también plásticas, pues una vez resuelto el problema de los moldes, la estructura puede ser una verdadera escultura resistente. El material moderno que en manos de un Torroja o un Nervi semeja lo que la piedra en manos de los arquitectos medievales.

Y así comenzó hace bastante poco: reemplazando las construcciones de piedra o de mampuestos, con dimensiones conservadoramente copiadas de las habituales para los materiales que reemplazaba. Se generaron así estructuras que hoy consideramos sobredimensionadas y consecuentemente tan rígidas que hacían del cálculo de las deformaciones un ejercicio solamente teórico ya que los varios ceros antes de la cifra significativa impedían una directa verificación de los resultados que permitiera interpretar o discutir las fórmulas utilizadas.

Con la generalización del uso del hormigón armado y la posterior utilización de aceros de alto límite de fluencia, las dimensiones fueron reduciéndose; y luego más aún con el coraje prestado por la utilización cada vez más frecuente de placas, membranas y estructuras plegadas que alcanzaron grandes luces basándose fundamentalmente en la reducción del peso propio.

Pasó entonces el hormigón armado a producir estructuras muy elásticas y con deformaciones apreciables.

Desde entonces todo proyectista necesitó conocer realmente en algún momento cuánto descendería en su punto medio la losa o la viga proyectada, para evitar las fisuras de los trabiques que soportarían, o qué contraflecha darle al voladizo para que finalmente tuviera desagüe hacia el lado previsto. Es decir, necesidades prosaicas, de todos los días y que por eso mismo deben merecer nuestra mejor atención, porque sin duda alguna alguien se ocupará de

* NOTA EDITORIAL. Agradecemos muy sinceramente al Ing. Magaldi su amable autorización para publicar en nuestra revista este interesante trabajo.

prever el descenso del puente colgante o de la espectacular membrana a doble curvatura, pero ¿Cómo aplicar esa fórmula (que nos da el valor de la formación) en la que no interviene la calidad del acero utilizado ni su deformabilidad? ¿Y qué momento de inercia introducir en ella cuando nos consta que ninguno interviene en la determinación de tensiones en el hormigón a diferencia de lo que sucede con las piezas de acero? ¿Y si hacemos trabajar el hormigón a mayor tensión?

Eliminar estas dudas es nuestro primer objetivo, a la vez que hacer utilizable o interpretable directamente al hormigón armado, material heterogéneo y anisótropo por excelencia, toda la teoría de la elasticidad exhaustivamente desarrollada para materiales homogéneos e isótropos.

Una deformación conocida de antemano es una deformación controlable que toleraremos si es tolerable o que eliminaremos –introduciendo en los moldes una contradeformación compensatoria, por ejemplo– si así lo preferimos.

Además, contar con fórmulas y procedimientos que nos permitan prever con razonable aproximación las deformaciones estructurales, hará que toda verificación de éstas por medición en obra sea un fácil y valioso ensayo no destructivo, ilustrativo del comportamiento estructural; pues como existe directa relación entre los estados tensionales y de deformaciones (véanse (2) y sig.), verificadas estas últimas pueden darse por verificadas las tensiones de trabajo.

Ganar confianza para la utilización de este material tan pleno de posibilidades es en realidad nuestro objetivo final.

1. LAS ROTACIONES ELEMENTALES EN FUNCION DE LOS ALARGAMIENTOS ESPECIFICOS DE CADA MATERIAL

Aunque nuestro objetivo es eminentemente práctico, desarrollaremos el mínimo de teoría necesaria para la interpretación de las fórmulas a que lleguemos. Podrá conocerse así el rango de aplicación de las mismas y, para cada caso en particular, la validez de la interpolación o extrapolación necesarias.

Recordemos primero algunos conceptos involucrados en el problema:

- 1) Las tensiones admisibles o de trabajo del hormigón y del acero se adoptan previamente al estudio de deformaciones que nos ocupa. Los métodos de cálculo y de dimensionamiento son de aplicación previa y por lo tanto, los suponemos conocidos.
- 2) Como lo que nos interesa es la determinación de la verdadera deformación, debemos trabajar con las verdaderas tensiones que afectarán al hormigón y al acero. Por la forma diferente de introducir el concepto de seguridad, disminuyendo las tensiones admisibles en el método clásico y previendo una disminución de la resistencia de cada material combinada con un aumento de la sollicitación en el método de cálculo en rotura, parece oportuno aclarar que para las piezas dimensionadas según el método clásico (Lösser, Beton Kalender, etc.) las tensiones de trabajo serán las tensiones admisibles, por ejemplo 70 kg/cm^2 y 2.400 kg/cm^2 en cambio, para las dimensionadas por el método en rotura, serán σ'_{bk} (resistencia

característica del hormigón, 180 kg/cm² por ejemplo) dividido por el coeficiente de seguridad del hormigón (1,60 por ej.) y por el coeficiente de mayoración de cargas (1,65 por ej.), es decir:

$$\frac{180 \text{ kg/cm}^2}{1,6 \times 1,65} = 68,18 \text{ kg/cm}^2$$

para el hormigón de este ejemplo, y σ'_{ek} (límite elástico característico de la armadura, 4.400 kg/cm² por ejemplo) dividido por el coeficiente de seguridad del acero (1,2 por ej.) y por el coeficiente de mayoración de las cargas (1,65 por ej.), es decir:

$$\frac{4.400 \text{ kg/cm}^2}{1,2 \times 1,65} = 2.222 \text{ kg/cm}^2$$

para el acero de este ejemplo.

- 3) Las secciones originalmente planas permanecen así después de haber girado por la deformación flexora (hipótesis de Bernouilli) y las tensiones varían proporcionalmente a los alargamientos específicos ϵ , siendo:

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L} \quad \text{o} \quad \epsilon = \frac{\Delta dx}{dx}$$

- 4) El factor de proporcionalidad entre alargamientos (o acortamientos) específicos y tensiones es E –módulo de elasticidad del material– de tal forma que:

$$\sigma = E \times \epsilon \quad [1]$$

- 5) El módulo de elasticidad E es constante durante el intervalo de trabajo normal de la pieza, o como en el caso del hormigón, se trabaja con uno promedio que consideramos constante. E puede visualizarse además como la tensión de tracción a la que se duplicaría (si no rompiera antes) la longitud inicial de la fibra considerada, como se ve fácilmente en las expresiones anteriores en las que si

$$\epsilon = 1 \quad \Delta L = L \quad \text{y} \quad \sigma = E$$

- 6) El valor del E del hormigón puede conocerse en función de su resistencia característica tal como establece el PRAEH (Proyecto de Reglamento Argentino de estructuras de hormigón) en el punto IV.1.2., donde

$$E_b = 21.000 \sqrt{\sigma'_{bk}} = 281.744 \text{ kg/cm}^2$$

para $\sigma'_{bk} = 180$, coincidiendo con la Instrucción H.A. 61 del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento. Esto a falta de alguna determinación experimental realizada al efecto o de valores adoptados por extrapolación de experiencias anteriores.

Para los aceros normales de construcción, E es constante e igual a 2.100.000 Kg/cm².

- 7) No consideraremos en primera instancia la fluencia lenta del hormigón (PRAEH IV. 3.5.) hasta haber discutido las fórmulas finales.

- 8) Nos referiremos exclusivamente a las deformaciones debidas a la flexión, ya que cuando ésta existe, son despreciables en general los términos de la deformación total debidos a los esfuerzos cortantes y normales.
- 9) Nos ocuparemos principalmente de las piezas de eje rectilíneo porque representan la inmensa mayoría de los casos prácticos. Sin embargo, las fórmulas a que lleguemos serán generalizables a todos los casos.
- 10) Se supone nula la resistencia del hormigón a la tracción, es decir, prescindimos de su colaboración en este caso.

Dos secciones 1 y 2 (fig. 1) planas y perpendiculares al eje neutro, separadas entre sí por una distancia infinitésima dx , determinan una rebanada elemental de una pieza de hormigón armado que suponemos soporta un momento flector M_i deformante. Este momento flector es el resultante de las fuerzas situadas a la izquierda de la sección y es igual y de signo contrario al de las fuerzas situadas a la derecha de la sección si como suponemos, todo el sistema, y nuestra rebanada elemental con él, están en equilibrio estático.

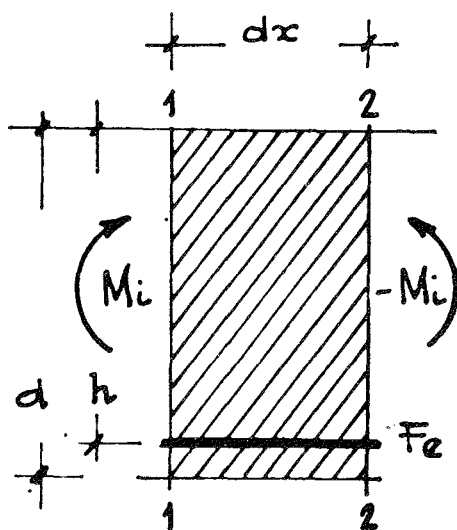


fig. 1

A estos esfuerzos corresponde un acortamiento de las fibras superiores, de hormigón, y un alargamiento de las inferiores, de acero, si la pieza fue correctamente dimensionada y armada.

Si la sección considerada es la de momento máximo M para el que se dimensionó la pieza y su armadura, tendremos tensiones de borde σ_B y σ_E iguales a las tensiones admisibles del hormigón y del acero, respectivamente (fig. 2).

A ellas corresponderá un giro infinitésimo $d\theta$ que, suponiendo la sección 1 fija es el absoluto de la sección 2 que pasa entonces a la posición 2', como muestra la figura 3. Las variaciones de longitud de las fibras extremas serán:

$$\epsilon_B dx = \frac{\sigma_B}{E_B} dx \quad \text{y} \quad \epsilon_E dx = \frac{\sigma_E}{E_E} dx$$

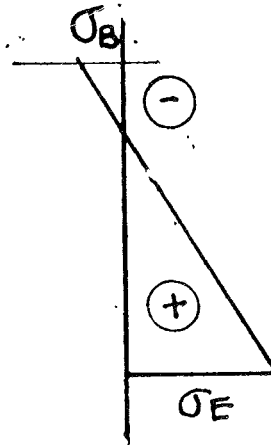


fig. 2

para el hormigón y el acero, respectivamente.

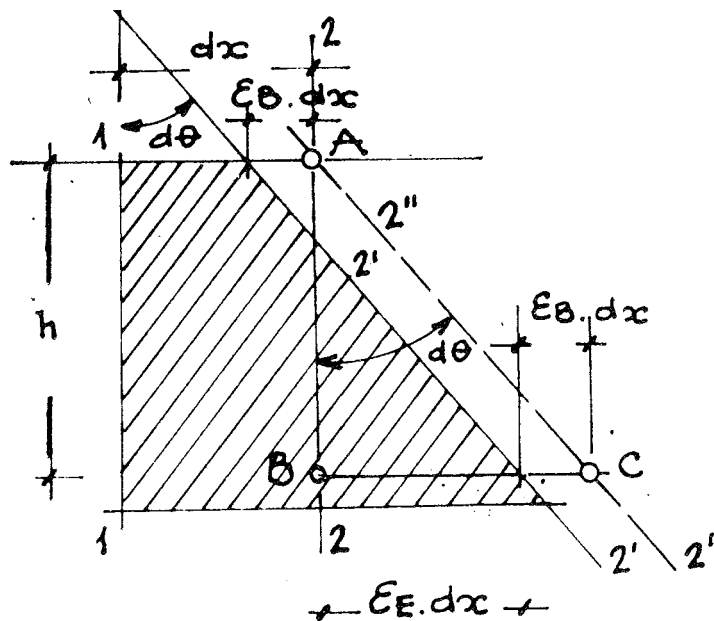


fig. 3

Como se ve en la figura 3, $d\theta$ que es un ángulo infinitésimo y por lo tanto confundible con su tangente trigonométrica, resulta, en el triángulo ABC:

$$d\theta = \frac{(\epsilon_B dx + \epsilon_E dx)}{h} = \frac{1}{h} (\epsilon_B + \epsilon_E) dx \quad [2']$$

y reemplazando de las anteriores:

$$d\theta = \frac{1}{h} \left(\frac{\sigma_B}{E_B} + \frac{\sigma_E}{E_E} \right) dx$$

Esta rotación infinitésima será la máxima pues supusimos que en la sección considera-

da se alcanzaban simultáneamente los máximos valores de σ_b y σ_e que por eso llevaron sub-índices en mayúsculas.

Para una sección cualquiera, idéntico análisis nos llevaría a que la rotación elemental correspondiente sería:

$$d\theta = \frac{1}{h} \left(\frac{\sigma_b}{E_B} + \frac{\sigma_e}{E_E} \right) dx \quad [2]$$

en la que las tensiones son menores que las admisibles y fáciles de determinar, pues habiendo dimensionado para la sección solicitada por el momento máximo M , *si mantenemos la sección de hormigón y la armadura*, por la proporcionalidad lineal en que basamos todos nuestros razonamientos, podemos decir que las tensiones para un momento flector menor M_i serán:

$$\sigma_b = \left(\frac{\sigma_B}{M} \right) M_i; \quad \text{y} \quad \sigma_e = \left(\frac{\sigma_E}{M} \right) M_i \quad [3]$$

para el hormigón y el acero, respectivamente.

Como los términos entre paréntesis son constantes pues indican el cociente de cantidades fijas, datos del problema de dimensionamiento, vemos claramente la variación directa de las tensiones en función del momento flector.

Para cada reducción de armadura, si la hay, podemos, en base a fórmulas o tablas de manuales, determinar los nuevos σ'_b y σ'_e (ver fig. 4) en función del M' que corresponda a la

sección en que se reduce la armadura. De allí en adelante la variación proporcional continúa pero con factores de proporcionalidad:

$$\left(\frac{\sigma'_B}{M'} \right) \quad \text{y} \quad \left(\frac{\sigma'_E}{M'} \right)$$

Visualicemos estos resultados diciendo que los diagramas de tensiones son, en tramos de armadura y sección constantes, afines al de momentos flectores. Es decir que para una viga simplemente apoyada y con carga uniforme, si tiene dos reducciones de armadura los diagramas de tensiones serían como los representados en la figura 4.

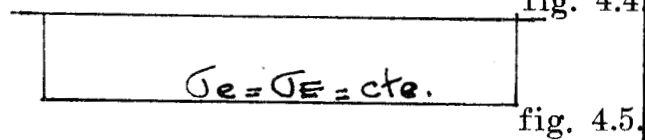
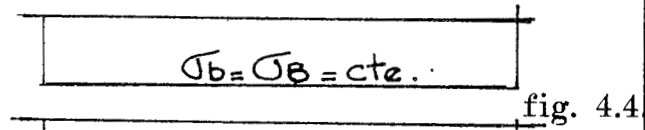
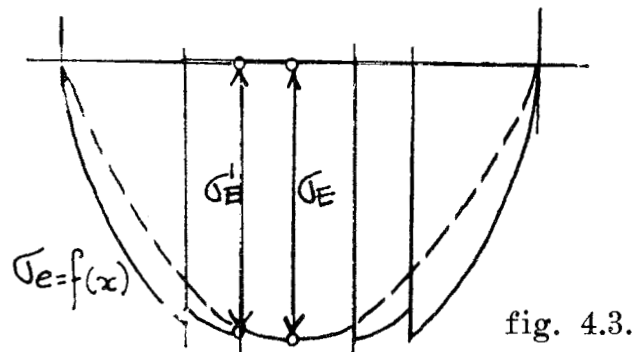
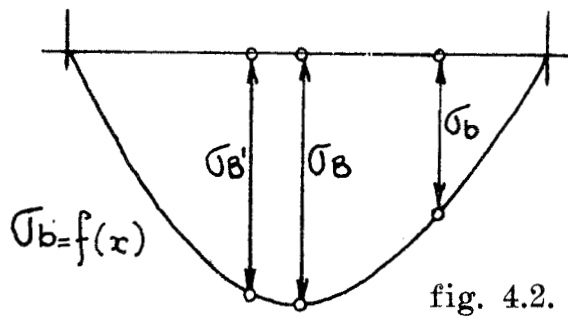
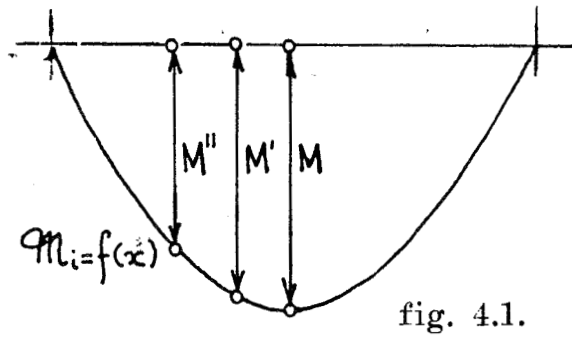
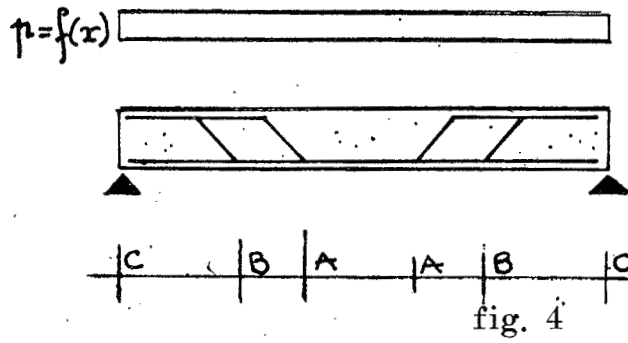
Volviendo a las ecuaciones anteriores y reemplazando [3] en [2], tenemos:

$$d\theta = \frac{1}{h} \left(\frac{\sigma_B}{M E_B} M_i + \frac{\sigma_E}{M E_E} M_i \right) dx$$

y sacando factores comunes:

$$d\theta = \frac{1}{h M} \left(\frac{\sigma_B}{E_B} + \frac{\sigma_E}{E_E} \right) M_i dx$$

o, lo que es idéntico:



$$d\theta = \frac{1}{h M} \left(\frac{\sigma_B}{E_B} + \frac{\sigma_E}{E_E} \frac{E_B}{E_B} \right) M_i dx$$

Haciendo $\frac{E_E}{E_B} = N$, reemplazando y sacando el nuevo factor común E_B , tenemos:

$$d\theta = \frac{1}{h M E_B} \left(\sigma_B + \frac{\sigma_E}{N} \right) M_i dx \quad [4]$$

En tramos de sección y armadura constantes, como los AA, AB y BC de la viga de la figura 4, todos los términos son constantes salvo M_i ; por lo que la integración parcial para un tramo nos dará:

$$\theta_B^C = \int_B^C d\theta = \frac{\left(\sigma_B + \frac{\sigma_E}{N} \right)}{h M E_B} \int_B^C M_i dx \quad [5]$$

Recordando que el valor de la integral es el del área del diagrama de momentos entre C y B, podemos decir que la rotación relativa entre dos secciones C y B es proporcional al área del diagrama de momentos flectores comprendido entre C y B, siendo el factor de proporcionalidad:

$$\frac{\left(\sigma_B + \frac{\sigma_E}{N} \right)}{h M E_B} \quad [6]$$

que tiene en cuenta todos los elementos elástica y mecánicamente definitorios de nuestra pieza de hormigón armado.

Análogamente, en base a las áreas del diagrama de momentos podemos hallar las rotaciones relativas entre las secciones B y A, A y A, A y B y entre B y C, con otros factores de proporcionalidad que ya vimos como calcular al analizar el caso de la figura 4.

2. INTRODUCCION DEL CONCEPTO DE MOMENTO DE INERCIA FICTICIO

Hemos llegado, con las fórmulas [4], [5] y [6], a la clave de interpretación comparada del proceso de deformación de un material tan particular como el hormigón armado.

Para ello recordemos que la teoría clásica de la elasticidad establece, para la deformación por flexión de piezas de material elásticamente homogéneo e isótropo, que:

$$d\theta = \frac{M_i}{E J_i} dx \quad [4']$$

en la que J_i es el momento de inercia geométrico de la sección respecto del eje de flexión. Si el material hubiera sido hormigón armado, E hubiera sido E_B ; pero J_i carecería de significado preciso por tratarse de un material heterogéneo y anisótropo y en parte fisurado, cuando trabaja en el estado III.

Pero bien podemos concebir al J_i de la teoría clásica, para las aplicaciones al hormigón armado, como un valor ficticio y abstracto que tenga en cuenta la distribución de masas, de resistencias mecánicas y de rigideces elásticas de nuestra pieza en la sección considerada,

haciendo aplicables todos los razonamientos, coeficientes, tablas, ábacos, fórmulas y propiedades que brinda la abundante bibliografía de uso cotidiano para este tipo de problemas.

Ji pasará entonces a ser J ficticio y, si como pretendemos, corresponde a la realidad y hace aplicables las fórmulas de la teoría clásica, debe ser:

$$[4] = [4']$$

es decir:

$$\frac{M_i}{E_B J_{\text{fict.}}} dx = d\theta = \frac{\left(\sigma_B + \frac{\sigma_E}{N}\right)}{h M E_B} M_i dx$$

que podemos escribir:

$$\frac{1}{E_B} \frac{1}{J_{\text{fict.}}} M_i dx = \frac{1}{E_B} \frac{\left(\sigma_B + \frac{\sigma_E}{N}\right)}{M h} M_i dx$$

de la que despejando J ficticio, tenemos:

$$J_{\text{fict.}} = \frac{M h}{\left(\sigma_B + \frac{\sigma_E}{N}\right)} \quad [7]$$

en la que todos los términos del segundo miembro son conocidos y datos del problema previo de dimensionamiento. Decimos que el dimensionamiento es previo pues si analizamos la deformación de un elemento, obviamente éste debe resistir el estado de cargas actuantes, para lo cual suponemos se realizó un dimensionamiento adecuado y correcto. Como puntualizaremos más adelante, no es necesario realizarlo íntegramente para conocer la deformación.

Recordemos el significado preciso de cada término de esta fórmula fundamental.

J fict. : Momento de inercia ficticio de una pieza de hormigón armado que, introducido en las fórmulas clásicas de deformaciones, permitirá conocer los reales valores de éstas en el caso de piezas de hormigón armado.

Si M se mide en kg · cm, h en cm., σ_B y σ_E en kg/cm², como N es un número, J fict. estará expresado, como corresponde, en cm⁴.

M : Momento flector resistente con el que fue o será dimensionada la pieza en el tramo considerado. Es el máximo.

h : Canto útil de la sección (véase fig. 1).

σ_B : Tensión máxima a la que trabaja el hormigón en la pieza dimensionada en función de M. Puede coincidir habitualmente con la tensión admisible del hormigón.

σ_E : Tensión máxima a la que trabaja el acero en la pieza dimensionada en función de M y σ_B . Puede coincidir habitualmente con la tensión admisible del acero.

N : Cociente o relación entre los módulos de elasticidad del acero y del hormigón con los que se dimensionó la pieza.

3. ANALISIS CRITICO Y APLICACION DEL MOMENTO DE INERCIA FICTICIO

$$\text{El valor de } J \text{ fict.} = \frac{M h}{\left(\sigma_B + \frac{\sigma_E}{N}\right)} \quad [7]$$

que introducido en las fórmulas representará la “forma” resistente de nuestra pieza, solo considera de ésta el canto útil de la misma. No debe extrañarnos, pues todos los demás factores de forma deben haber sido considerados en el dimensionamiento, es decir que están implícitos en las relaciones entre M , σ_B , σ_E y N , que no son arbitrarias o teóricas sino que corresponden a un caso real.

Por otro lado vemos con tranquilidad que sí están presentes en la expresión [7] las tensiones de trabajo de los materiales; es decir, que las deformaciones serán distintas para piezas armadas con acero común o de alta resistencia y que también están consideradas las calidades del hormigón y del acero en el número N que relaciona sus módulos de elasticidad. Además E_B aparece directamente en la fórmula [4].

Vemos también que existe relación directa entre el momento de inercia ficticio, parámetro de rigidez elástica de la pieza, y el momento resistente, como la intuición preveía.

Todo esto nos tranquiliza un poco hasta que notamos que aparentemente las fórmulas modificadas –ya antes de aplicación laboriosa– se complicarán con la introducción de un factor no tan simple como el clásico $J = \frac{b h^3}{12}$ de las secciones rectangulares, u otros tabulados en todos los manuales.

Pero solo aparentemente. En todas aquellas fórmulas está incluido nuestro M , aunque en forma algo velada. Por ejemplo, para la viga uniformemente cargada, apoyada en sus extremos, y de momento de inercia constante, es decir de sección y armadura constantes, tratándose de una viga de hormigón armado, tendríamos según BETON KALENDER:

$$f = \frac{5}{384} \frac{p \ell^4}{E_B J} \quad [8]$$

Si en ella reemplazamos J por J ficticio con su valor según [7], tenemos:

$$f = \frac{5}{384} \frac{p \ell^4 \left(\sigma_B + \frac{\sigma_E}{N}\right)}{E_B M h} \quad [9]$$

aparentemente más complicada; pero el mismo manual nos indica, unos renglones antes, que el M máximo con que debemos dimensionar la pieza es:

$$M = \frac{p \ell^2}{8}$$

que reemplazado en la anterior nos da:

$$f = \frac{5}{384} \frac{p \ell^4 \left(\sigma_B + \frac{\sigma_E}{N}\right)}{E_B \frac{p \ell^2}{8} h}$$

de la que, simplificando y realizando operaciones obtenemos:

$$f = \frac{40}{384} \frac{\ell^2 \left(\sigma_B + \frac{\sigma_E}{N} \right)}{E_B h} \quad [10]$$

mucho más simple ahora pues interviene solo una segunda potencia.

¡ Pero lo que más llama la atención es que la flecha f parece no depender ya ni de la carga p que debe soportar! Y todo gracias a que no consideramos la deformación aislada y abstracta de un elemento inexistente sino la verdadera de uno dimensionado según todas las reglas y teorías del hormigón armado, por lo que la carga p debe estar implícita en los valores de h , σ_B y σ_E .

La fórmula [10] y sus semejantes serán herramientas de gran valor pues, si como es habitual, fijamos o estimamos h de antemano, podremos conocer la deformación del elemento antes de dimensionarlo completamente, evitando así los trabajosos procesos de aproximaciones sucesivas que rara vez se llevan más allá del primer paso.

Para otras condiciones de vínculo o de carga bastará hacer la sustitución respectiva, ejemplificada antes al pasar de la fórmula [8] a la [10]. Siempre habrá lugar a simplificaciones como las obtenidas, pues en todos los casos responden a fórmulas similares la deformación y el momento flector máximo.

Es muy habitual, para cada calculista, proyectar y dimensionar con materiales de calidades constantes, es decir con valores fijos de σ_B y σ_E y también de N . Veamos como se transforman y simplifican entonces las fórmulas.

EJEMPLO 1)

Si $\sigma_E = 2.400$, $\sigma_B = 70$, $E_B = 262.000$, todos en kg/cm^2 , y

$$N = \frac{2.100.000}{262.000} = 8,0152 \approx 8$$

la flecha de la viga o losa uniformemente cargada, apoyada en los extremos y de sección y armadura constantes, es decir de J ficticio constante e igual al de la sección de momento M de diseño, sería, reemplazando en la [10]:

$$f1 = \frac{40}{384} \cdot \frac{\ell^2}{h} \cdot \frac{\left(70 + \frac{2.400}{8} \right)}{262.000} = \frac{40}{384} \cdot \frac{\ell^2}{h} \cdot \frac{370}{262.000} \quad [10']$$

$$f1 = 14,7 \times 10^{-5} \cdot \frac{\ell^2}{h} \approx 1,5 \times 10^{-4} \cdot \frac{\ell^2}{h} \quad [10'']$$

simplísima y fácil de memorizar para su uso continuo o aproximado, pero más aún si recordamos que $1 \text{ m}^2 = 10^4 \text{ cm}^2$, quedando entonces:

$$f1 \text{ (cm)} \approx \frac{1,5 \times 10^{-4}}{h \text{ (cm)}} \times \ell^2 \text{ (m}^2) \times 10^4 \text{ cm}^2/\text{m}^2 = \frac{1,5 \times \ell^2 \text{ (m)}}{h \text{ (cm)}}$$

EJEMPLO 2)

Para una viga o losa semejante a la del ejemplo anterior pero empotrada en un extremo y el resto en voladizo, sería:

$$f = \frac{p \ell^4}{8 E_B J \text{ fict.}} = \frac{p \ell^4 \left(\sigma_B + \frac{\sigma_E}{N} \right)}{8 E_B M h}$$

como $M = \frac{p \ell^2}{2}$, reemplazando y simplificando tenemos:

$$f = \frac{p \times \ell^4 \left(\sigma_B + \frac{\sigma_E}{N} \right)}{8 E_B \frac{p \ell^2}{2} h} = \frac{1}{4} \cdot \frac{\ell^2}{h} \cdot \frac{\left(\sigma_B + \frac{\sigma_E}{N} \right)}{E_B}$$

y por tanto:

$$f = \frac{1}{4} \cdot \frac{\ell^2}{h} \cdot \frac{\left(70 + \frac{2.400}{8} \right)}{262.000} = \frac{1}{4} \cdot \frac{\ell^2}{h} \cdot \frac{370}{262.000}$$

o sea:

$$f2 = 3,53 \times 10^{-4} \cdot \frac{\ell^2}{h} \approx 3,5 \times 10^{-4} \cdot \frac{\ell^2}{h}$$

o más fácil aún:

$$f2 \text{ (cm)} = 3,5 \times \frac{\ell^2 \text{ (m)}}{h \text{ (cm)}}$$

EJEMPLO 3)

Para una viga o losa semejante, empotrada en un extremo y con una carga **concentrada** P en el otro extremo, sería:

$$f3 = \frac{P \ell^3}{3 E_B J \text{ fict.}} = \frac{P \ell^3 \left(\sigma_B + \frac{\sigma_E}{N} \right)}{3 E_B M h}$$

como $M = P \ell$:

$$f3 = \frac{P \ell^3 \left(\sigma_B + \frac{\sigma_E}{N} \right)}{3 E_B P \ell h} = \frac{1}{3} \cdot \frac{\ell^2}{h} \cdot \frac{\left(70 + \frac{2.400}{8} \right)}{262.000}$$

$$f3 = \frac{1}{3} \cdot \frac{\ell^2}{h} \cdot \frac{370}{262.000}$$

o sea:

$$f3 \text{ (cm)} = 4,71 \times 10^{-4} \cdot \frac{\ell^2}{h} \approx 4,7 \cdot \frac{\ell^2 \text{ (m)}}{h \text{ (cm)}}$$

EJEMPLO 4)

Volviendo al Ejemplo 1, recordemos:

$$f1 \approx 1,5 \times 10^{-4} \cdot \frac{\ell^2}{h} \quad [10'']$$

Si el elemento cuya deformabilidad estamos verificando debe cumplir una restricción, a veces reglamentaria, como por ejemplo:

$$f1 \leq \frac{\ell}{400}$$

reemplazando en la [10''], quedaría:

$$\frac{1}{400} \leq 1,5 \times 10^{-4} \times \frac{\ell^2}{h}$$

de la que despejando h obtenemos:

$$h \geq 400 \times 1,5 \times 10^{-4} \times \ell$$

$$h \geq 0,06 \times \ell \geq \frac{\ell}{16,67} \quad [10''']$$

Tal como anticipamos al comentar la [10], conocemos la deformabilidad de la estructura antes de dimensionarla completamente. Esto nos permitirá la resolución del problema elástico-resistente en un solo paso y sin tanteos y verificaciones, si comenzamos el dimensionamiento cumpliendo con la exigencia expresada en [10''']. Si ésta fuera imposible de satisfacer, quedarían como alternativas:

- 4.1. Reducir σ_B , lo que en la práctica se logra aumentando el ancho estático de la viga.

En las losas, donde lo anterior es imposible, puede agregarse armadura que, comprimida, reducirá la tensión de trabajo del hormigón.

- 4.2. Reducir σ_E , utilizando otro tipo de acero o desaprovechando parcialmente su resistencia mecánica.

Esta solución es más efectiva pues, como vimos en el ejemplo 1, en el paréntesis de la [10'] σ_B colabora con 70 mientras σ_E lo hace con $2.400/8 = 300$. Se ve claramente que la deformabilidad es más sensible a las variaciones de σ_E que a las de σ_B .

4. GENERALIZACION DEL PROCEDIMIENTO

Los métodos clásicos desarrollan toda su teoría y práctica a partir de la ecuación diferencial:

$$d\theta = \frac{M_i}{E J} \cdot dx \quad [4']$$

Por sucesivas integraciones de ella, obtienen los valores de las rotaciones y luego la elástica de deformación, cuya ecuación diferencial es:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M_i}{E J}$$

Estas sucesivas integraciones pueden realizarse analíticamente, o gráficamente por el trazado de polígonos funiculares.

Si volvemos a la ecuación [4]:

$$\frac{d\theta}{dx} = \frac{1}{h M E_B} \left(\sigma_B + \frac{\sigma_E}{N} \right) M_i = \frac{1}{E_B J \text{ fict.}} M_i = K M_i$$

lo que nos dice que el diagrama de momentos flectores es primera derivada de la función $\theta_i = f(x)$.

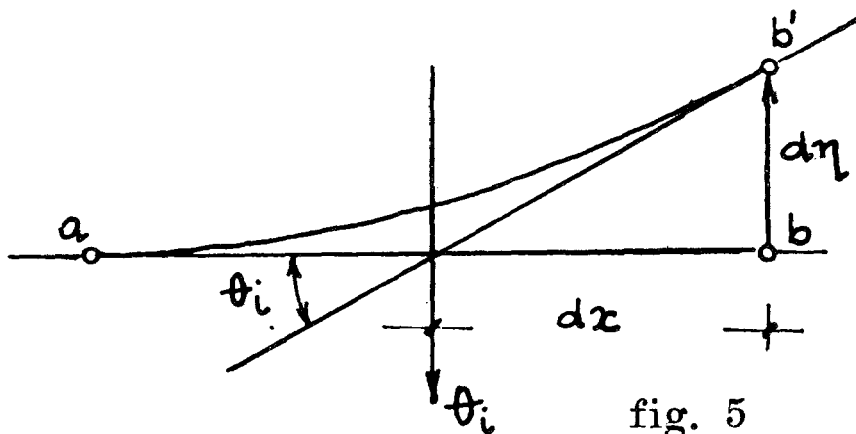
Como se demuestra fácilmente (ver fig. 5), para rotaciones infinitésimas θ_i el corrimiento elemental $d\eta$ a la distancia dx es:

$$d\eta = \theta_i dx$$

y, por lo tanto:

$$\theta_i = \frac{d\eta}{dx}$$

lo que significa que la función $\theta_i = f(x)$ es primera derivada de la función $\eta = f(x)$ que representa la ecuación de los puntos de la elástica de deformación que buscamos.



Dicho de otro modo, la elástica es segunda integral del diagrama de momento “reducidos”, es decir, divididos por E y por J ficticio; igual tipo de relación también se cumple entre los diagramas de momentos flectores y los de cargas.

Como aquél puede obtenerse de éste por el trazado del polígono funicular correspondiente con el que coincide, análogo proceder puede utilizarse para obtener la línea elástica conociendo el diagrama de momentos reducidos que se utilizará como de cargas.

Recordamos estas interpretaciones gráficas para visualizar el proceso y sus variantes.

El desarrollo de la teoría lleva luego, por aplicación del Principio de los Trabajos Virtuales, a la determinación de desplazamientos o deformaciones cualesquiera por la expresión:

$$a = \int M^o p \bar{M} dx$$

o sea:

$$a_p = \frac{1}{E J} \int M^o p \bar{M} dx \quad [11]$$

en la que los distintos términos significan:

a_p : Magnitud elástica buscada.

$M^o p$: $\frac{M_p}{E J}$; y, en nuestro caso, $M^o p = \frac{M_p}{E_B J \text{ fict.}}$

M_p : Diagrama de momentos debido a las cargas actuantes.

\bar{M} : Diagrama de momentos debido al “esfuerzo auxiliar” de la deformación elástica que buscamos, que es su directo complemento en la realización de un trabajo virtual (un par en caso de una rotación, por ej.), pero de valor + 1 (no + 1 kilográmetro, para el ej. citado).

Las magnitudes elásticas así halladas son comúnmente utilizables en la determinación de incógnitas hiperestáticas. Se llega entonces a que los valores de las incógnitas están dadas por expresiones de la siguiente forma:

$$X = - \frac{a p}{a x} \quad [12]$$

en la que a_p y a_x son incógnitas elásticas determinadas previamente por integraciones del tipo indicado en la [11], que se hallan resueltas en casi todos los manuales.

Si a_p y a_x son magnitudes elásticas del mismo tipo y referentes a la misma pieza estructural –desplazamiento de un punto o giro de una misma sección, por ejemplo– puede trabajarse con los valores proporcionales:

$$a' p = a_p E J \quad \text{y} \quad a' x = a_x E J$$

ya que en el cociente de la ecuación [12] se simplificarán entre sí los valores de E y J que no deben ser conocidos en su valor absoluto para la resolución del sistema hiperestático.

No sucede lo mismo cuando a_p y a_x son magnitudes elásticas de distinto tipo –desplazamiento de un punto de la pieza de hormigón y alargamiento de un tensor metálico, por

ejemplo— que se presenta en la determinación de esfuerzos en tensores metálicos que rigidizan hiperestáticamente pórticos o arcos de hormigón armado. En estos casos, en el cociente indicado en la [12], deben utilizarse los valores absolutos de ap y $a\bar{x}$, hallados en función del momento de inercia ficticio cuando sean debidos a la flexión.

Otro caso en que es imprescindible conocer el valor absoluto de las deformaciones se presenta cuando se analizan las probabilidades de resonancia vibratoria, en el diseño de cimentaciones de máquinas, por ejemplo.

Veamos ahora como el concepto de momento de inercia ficticio es también válido para piezas de material homogéneo. Para ellas la teoría establece que las deformaciones, y también las tensiones, son inversamente proporcionales al momento de inercia geométrico J , de tal forma que para una pieza simétrica respecto al eje de flexión simple, las tensiones de borde son iguales entre sí y de valor:

$$\sigma = \frac{M}{J_{\text{geom.}}} \times \frac{h}{2}$$

Reemplazando este valor en nuestra expresión [7] pero recordando que en este caso particular σ_B y σ_E significarán tensiones máximas de compresión y de tracción respectivamente y que ambas son iguales entre sí por la simetría de la pieza y que además $N = 1$ por ser la pieza de un solo material, tenemos entonces:

$$J_{\text{fict.}} = \frac{M h}{\left(\sigma + \frac{\sigma}{1}\right)} = \frac{M h}{2} \times \frac{1}{\sigma} = \frac{M h}{2} \times \frac{J_{\text{geom.}} \cdot 2}{M h}$$

de la que simplificando resulta:

$$J_{\text{ficticio}} = J_{\text{geométrico}}$$

Es decir que podemos considerar la deformación de piezas de material homogéneo e isótropo como caso particular del aquí estudiado.

El calculista y diseñador de estructuras metálicas podrá utilizar entonces fórmulas semejantes a la [10] o a la [10'''], obtenibles según se mostró en los ejemplos 1 y 4 del Capítulo 3.

5. CONSIDERACION DE LA FLUENCIA LENTA DEL HORMIGÓN EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

Podemos concebir al hormigón recién fraguado como un material poroso formado por innúmeras celdillas que contienen agua. Estas celdillas no son herméticas; y bajo la presión continuada de una carga permanente y por la absorción del ambiente exterior, pierden su contenido que interviene en el equilibrio total inicial.

Al perder las celdillas su carga de agua y ceder parcialmente —a semejanza de los amortiguadores de los vehículos— dejan de colaborar con el hormigón, verificándose en la práctica un aumento de la deformación específica, ϵ_b , sin un aumento de la tensión σ_b , que puede interpretarse matemáticamente como una reducción del módulo de elasticidad E_B correspondiente.

El aumento de ϵ_b , según PRAEH ya citado, puede llegar a triplicar su valor inicial según el tipo de hormigón y la existencia de armadura comprimida que colabore sin fluir. Se-

gún la Instrucción H.A. 61 del Instituto Eduardo Torroja de Madrid:

$$E'_B = \frac{25.000}{5 - 3,8 \psi} \sqrt{\sigma'_b} \text{ k}$$

siendo ψ el grado higrométrico medio del ambiente (1 para saturación y 0 para sequedad total); con lo que E'_b puede llegar a ser:

$$E'_B = 5.000 \sqrt{\sigma'_b} \text{ k}$$

o sea 4,2 veces menor que el establecido para cargas de corta duración, según la fórmula:

$$E_B = 21.000 \sqrt{\sigma'_b} \text{ k}$$

citada en el Capítulo 1.

Si analizamos una deformación debida a cargas permanentes, deberemos reemplazar E_b por E'_b , que suponemos para el ejemplo siguiente:

$$E'_B = \frac{E_B}{3}$$

Consecuentemente, corresponderá un nuevo valor para la relación entre módulos de elasticidad, que llamaremos ahora N' :

$$N' = \frac{E_E}{E'_B} = \frac{E_E}{E_B \div 3} = 3 N$$

que introducido en la fórmula [7] nos dará:

$$J' \text{ ficticio} = \frac{M h}{\left(\sigma_B + \frac{\sigma_E}{3 N}\right)} > J \text{ fict.}$$

$$\text{pues } J \text{ fict.} = \frac{M h}{\left(\sigma_B + \frac{\sigma_E}{N}\right)}$$

Vemos que, por la fluencia lenta, se reduce el valor de E_b ; pero también aumenta el de J ficticio, con lo que la rigidez elástica de la pieza se ve doblemente afectada, pero en sentidos opuestos que se compensan en parte.

Aclaremos esto con una aplicación práctica: supongamos que en el ejemplo 1 del Capítulo 3 la carga fuera permanente. En la fórmula [10'] correspondería entonces utilizar los valores de J' ficticio y E'_b recién analizados, quedando:

$$f_1 = \frac{40}{384} \times \frac{\varrho^2}{h} \times \frac{\left(70 + \frac{2.400}{3 \times 8}\right)}{262.000 \div 3} = 2,03 \times 10^{-4} \times \frac{\varrho^2}{h}$$

Recordando que para cargas de corta duración:

$$f_1 = 1,47 \times 10^{-4} \frac{\varrho^2}{h} \quad [10'']$$

resulta de la comparación entre ambas deformaciones:

$$\frac{f'1}{f1} = \frac{2,03}{1,47} = 1,38$$

Es decir que para una fluencia lenta que aumentare un 200 por 100 la deformación específica inicial del hormigón de una pieza armada, sería de esperar un aumento paulatino de la primera deformación instantánea de sólo el 38 por 100.

Las fórmulas utilizadas muestran claramente que un cedimiento parcial de uno de los materiales, no afecta en forma directa a toda la pieza sino al material que cedió solamente; por lo que la deformación total se ve afectada solo en parte.

En el ejemplo práctico del Capítulo 7 volveremos sobre el tema.

6. CONSIDERACION DE LAS VARIACIONES DE SECCIONES Y DE ARMADURAS

Todo lo analizado hasta aquí fue referente a elementos con momento de inercia ficticio constante.

Este puede variar si se modifica el canto útil h , la sección de hormigón y/o de las armaduras. Todas estas variables se relacionan entre sí por el nuevo momento resistente M que tendrá la pieza y por las nuevas tensiones de trabajo σ_b y σ_e que conforman la expresión [7].

El caso más común es el de variación de las armaduras, cuya sección va reduciéndose por razones económicas a la vez que para levantar barras dobladas que tomen el esfuerzo cortante creciente.

Para materiales homogéneos, la teoría obtiene las deformaciones en función de los diagramas de momentos reducidos, es decir divididos por E y por J , ya sea integrándolos dos veces o utilizándolos como diagrama de cargas ficticias para el trazado de la curva funicular que coincide con la deformada. En ello están implícitas las relaciones directas:

$$\sigma = \frac{M}{J} v; \quad y \quad \epsilon = \frac{\sigma}{E}$$

En el caso de piezas de hormigón armado las relaciones anteriores no se cumplen; en el primer caso, por no tener J el mismo significado geométrico tradicional y en el segundo, por no haber uno sino dos valores de ϵ al tratarse de dos materiales diferentes, los que constituyen el hormigón armado.

Pero ya analizamos este caso en base a las deformaciones específicas diferentes:

$$\epsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_B} \quad y \quad \epsilon_e = \frac{\sigma_e}{E_E}$$

de ambos materiales, arribando a la expresión fundamental [2] que relacionó tensiones y módulos de elasticidad para obtener que la rotación elemental era:

$$d\theta = \left(\frac{\sigma_b}{E_B} + \frac{\sigma_e}{E_E} \right) \frac{1}{h} dx \quad [2]$$

que también podemos expresar así:

$$d\theta = \frac{1}{E_B h} \left(\sigma_b + \frac{\sigma_e}{N} \right) dx$$

En ella, el término entre paréntesis *considera por separado la influencia de la deformación de cada material a través de sus tensiones de trabajo* y nos servirá, mediante un simple artificio, para hallar deformaciones de elementos con momento de inercia ficticio variable.

Para fijar conceptos volvamos sobre el caso particular del ejemplo 1 del capítulo 3. En él la viga de momento de inercia ficticio constante tenía una deformación máxima:

$$f1 = 14,7 \times 10^{-5} \frac{\varrho^2}{h} = \frac{40}{384} \frac{\varrho^2}{h} \frac{\left(\sigma_B + \frac{\sigma_E}{N} \right)}{E_B} \quad [10']$$

Como las tensiones de trabajo eran:

$$\sigma_E = 2.400 \quad \text{y} \quad \sigma_B = 70 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

veíamos que en la [10']:

$$f1 = \frac{40}{384} \frac{\varrho^2}{h} \frac{\left(70 + \frac{2.400}{8} \right)}{262.000} \quad [10']$$

el valor del paréntesis era de:

$$70 + \frac{2.400}{8} = 370$$

en el cual:

$$\frac{70}{370} = 0,189189$$

representaba la influencia de la deformación del hormigón sobre la total y:

$$\frac{300}{370} = 0,810811$$

representaba la influencia de la deformación del acero.

Como se trataba de una viga con J fict. constante, los valores de $\sigma_b = f(x)$ y $\sigma_e = f(x)$, tensiones del hormigón y del acero en cada sección, estaban dados por las expresiones (3):

$$\sigma_b = \left(\frac{\sigma_B}{M} \right) Mi; \quad \text{y} \quad \sigma_e = \left(\frac{\sigma_E}{M} \right) Mi$$

ya analizadas. Es decir que sus gráficos son parábolas de segundo grado como el diagrama de momentos flectores (véanse figuras 4.1 y 4.2).

Si la sección de hormigón y del acero variaran continuamente adaptándose al diagrama de momentos flectores de tal forma que se mantuvieran ambas tensiones constantes e iguales a las máximas admisibles, sería:

$$\sigma_b = \text{constante} = \sigma_B$$

$$\sigma_e = \text{constante} = \sigma_E$$

y estaríamos en un caso límite de máximo aprovechamiento del material y de máxima deformación. Los diagramas de tensiones tendrían las formas indicadas en las figuras 4.4 y 4.5 que son los que corresponderían a un diagrama de momentos flectores constantes en una viga de momento de inercia ficticio también constante.

Como nuestro análisis de deformaciones se basa en los estados de tensión que las provocan, podemos asegurar que a igual distribución de tensiones corresponderá igual deformación.

Los manuales nos dan, para piezas de J constante con un momento flector constante M, un valor de la deformación máxima, con ambos extremos apoyados:

$$f1^* = \frac{1}{8} M \frac{\ell^2}{E J}$$

y reemplazando J por el valor de J ficticio:

$$f1^* = \frac{1}{8} \frac{M \ell^2 \left(\sigma_B + \frac{\sigma_E}{N} \right)}{E_B M h}$$

que simplificando nos da:

$$f1^* = \frac{1}{8} \frac{\ell^2 \left(\sigma_B + \frac{\sigma_E}{N} \right)}{E_B h}$$

y comparando con la [10']:

$$\frac{f1^*}{f1} = \frac{\frac{1}{8} \frac{\ell^2 \left(\sigma_B + \frac{\sigma_E}{N} \right)}{E_B h}}{\frac{40}{384} \frac{\ell^2 \left(\sigma_B + \frac{\sigma_E}{N} \right)}{E_B h}} = 1,2$$

Es decir, que con la variación de sección y armaduras que mantuviera tensiones iguales a las máximas en todas las secciones, con una deformación también máxima, ésta es solo un 20 por 100 mayor que la producida manteniendo J ficticio constante e igual al de la sección más solicitada.

El caso en que sección y armadura se mantienen invariables es muy habitual; el caso recién estudiado —de máximo aprovechamiento de materiales y máxima deformabilidad— es hipotético pero de gran valor teórico pues *establece un tope de deformación no sobrepassable*.

Veamos ahora el caso intermedio y muy común en que la sección de hormigón permanece constante pero varían las armaduras traccionadas, y dentro de él el subcaso límite en el que la variación de armadura fuera tal que la tensión del acero se mantuviera constantemente igual a la máxima admisible, es decir:

$$\sigma_e = f(x) = \text{constante} = \sigma_E$$

Los diagramas de tensiones serían entonces respectivamente semejantes a los mostrados en las figuras 4.2 y 4.5.

El artificio que anticipamos consiste en *imaginar la deformación total como debida a otras dos, independientes entre sí*, la del hormigón y la del acero.

Es decir que ambos términos del paréntesis de la expresión [10'] se producen por separado, aún en el tiempo, si esto ayuda a nuestro razonamiento.

Como ya vimos antes, $70/370 = 0,189189$ corresponde a la deformación del hormigón, cuya sección no varía y corresponderá calcularla entonces con J ficticio constante.

La otra parte $300/370 = 0,810811$ corresponde a la deformación del acero, que sí varía de sección, manteniendo $\sigma_e = \sigma_E = \text{constante}$. Corresponderá entonces aumentar su incidencia en un 20 por 100 como vimos antes, quedando así la deformación total afectada por los siguientes incrementos de cada uno de sus componentes:

$$0,189189 \cdot 1 + 0,810811 \cdot 1,2 = 1,162162$$

es decir, solo un 16,22 por 100 mayor que la calculada con J ficticio constante. Para otros casos de vinculación y de cargas la incidencia varía, tal como se verá en la tabla del Capítulo 8.

Los casos en que existen armaduras trabajando a compresión, varían entre estos límites:

- Cuando la armadura comprimida es poca, su acción es la de colaborar con el hormigón ayudando a que no sobrepase sus tensiones y deformaciones admisibles.
- Cuando su cuantía e influencia aumentan, y esto puede fácilmente evaluarse comparando el momento resistente de la viga con o sin la armadura comprimida, la pieza puede dejar de comportarse elásticamente como de hormigón, para semejarse a una en que sus cordones comprimido y traccionado fueran de acero unidos por un alma de hormigón. Con el método que proponemos se mantiene la aplicación del concepto de momento de inercia ficticio; pero en el denominador de la expresión [7], σ_b tendería al valor de σ_e por ser el acero el que soportaría la compresión. Análogamente, en el término E J que indica la rigidez elástica de la pieza, E_B dejaría paso paulatinamente a E_E y correspondientemente el valor de N tendería a 1, tomando entonces la estructura la deformabilidad de una de acero.

Permítasenos insistir en la conveniencia de encarar estos problemas de deformaciones a partir, no de los diagramas de momentos flectores como se hace con las piezas de material homogéneo e isótropo, sino de los diagramas de tensiones que nos muestran un paso más avanzado del proceso de deformación, pues intervienen directamente en las fórmulas que como la [2] resuelven en principio el problema.

Fijaremos estos conceptos con la resolución práctica de un problema integral, que realizaremos en el capítulo siguiente.

7. RESOLUCION ILUSTRATIVA DE UN EJEMPLO PRACTICO

Nos plantearemos un caso no tratado explícitamente en las páginas anteriores, como es el de piezas de hormigón armado con diagramas de momentos flectores que cambian de signo en el tramo.

Como nos interesa la resolución práctica del problema, incurriremos a sabiendas en pequeñas inexactitudes, que marcaremos oportunamente, evaluándolas para ver que no invaliden los razonamientos y resultados.

Dimensionaremos una viga de hormigón armado de canto constante, de 15 metros de luz, apoyada en un extremo y empotrada en el otro, cuya carga permanente es su peso propio, que estimamos en 0,5 tonelada por metro, y con una carga repartida accidental, de acción no prolongada, también de 0,5 t/m; de tal forma que ningún punto experimente un descenso mayor de 1/400 de la distancia entre apoyos (véase figura 6).

El momento flector negativo en el apoyo empotrado será el máximo de la viga e igual a:

$$M_B = \frac{q \ell^2}{8}$$

y el momento positivo mayor será:

$$M_D = \frac{q \ell^2}{14,22}$$

tomados ambos de tablas.

Con estos datos trazamos el diagrama de la figura 6.1 y vemos que el punto de momento nulo se produce a 1/4 de la luz total, próximo al empotramiento, como surge fácilmente de consideraciones geométricas.

La carga total de dimensionamiento será:

$$q = g + \text{carga accidental} = 0,5 + 0,5 = 1 \text{ t/m}$$

por lo que:

$$M \text{ máx. } - = 1 \text{ t/m} \frac{15^2}{8} \text{ m}^2 = -28,125 \text{ tm}$$

$$M \text{ máx. } + = 1 \text{ t/m} \frac{15^2}{14,22} \text{ m}^2 = 15,823 \text{ tm}$$

Si trabajamos con hormigón de:

$$\sigma_{bk} = 180 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad E_B = 281.744 \text{ kg/cm}^2$$

según el ejemplo del punto 6 del Capítulo 1, y si las armaduras son de acero torsionado con:

$$\sigma_{ek} = 4.400 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad E_E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = q + r$$

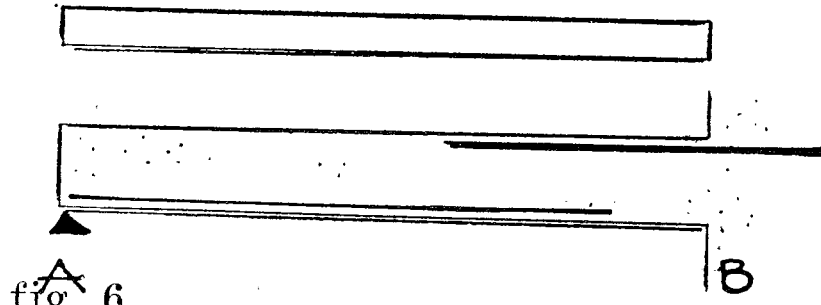


fig. 6

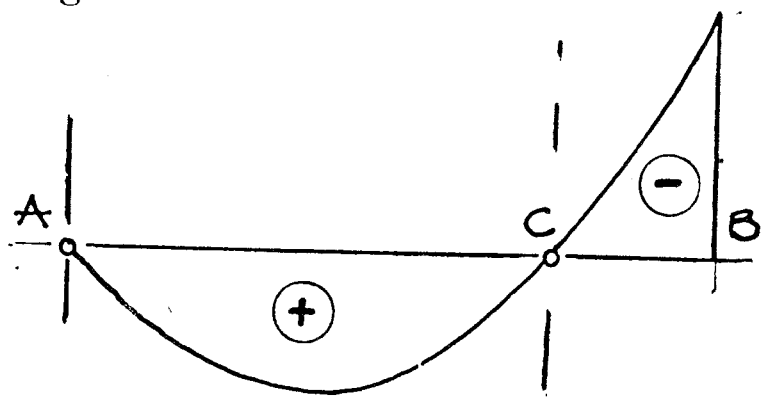


fig. 6.1.

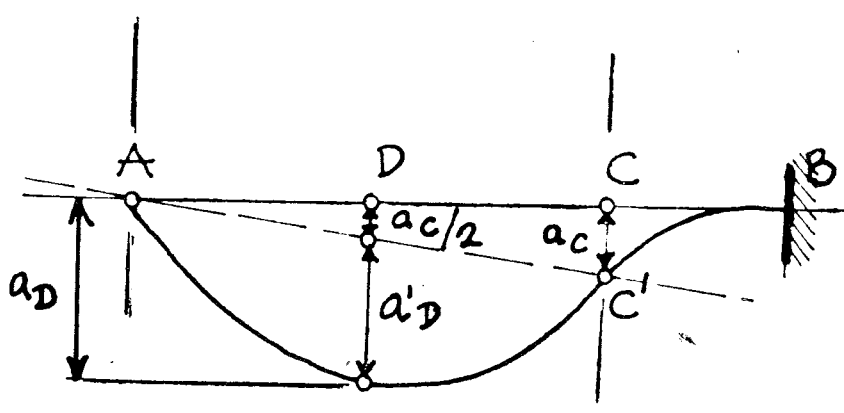


fig. 6.2.

y adoptamos un ancho estático de la viga de 0,25 m, necesitaríamos, según los ábacos de P. Jiménez Montoya, un canto total de 0,7 m (0,665 m de canto útil) y una armadura de 25,36 cm² de acero (considerando un coeficiente de seguridad de 1,2). Todo esto en el extremo empotrado.

En el tramo con momento flector positivo colocaremos, como es habitual, una armadura corrida correspondiente a los 15,823 tm. que soporta, y que según indica el mismo ábaco sería de 12,27 cm² (véase fig. 6).

Con la especificación de estribos para absorber los esfuerzos cortantes terminaría el dimensionamiento mecánico-resistente de la viga.

Determinemos ahora la deformación máxima por pasos sucesivos.

1) Supongamos que la viga fuera de J fict. constante, la deformación sería entonces, según tablas:

$$f_1 = \frac{1}{E_B J_{\text{fict.}}} \frac{q \ell^4}{185} \quad [13]$$

En este caso particular, la armadura de 25,36 cm² debiera haberse repetido también abajo, en el tramo de momentos positivos.

Entonces sería:

$$J_{\text{fict.}} = \frac{M_B h}{\left(\sigma_B + \frac{\sigma_B}{N}\right)} = \text{constante en ambos tramos}$$

y con los valores que corresponden:

$$M_B = 28,125 \text{ tm} = 2.812.500 \text{ kg} \cdot \text{cm.}$$

$$h = 66,5 \text{ cm.}$$

$$\sigma_B = 68,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_E = 2.222 \text{ kg/cm}^2 \text{ y}$$

$$N = \frac{E_E}{E_B} = 2.100.000/281.744 = 7,4535$$

según ejemplos del Capítulo 1, obtenemos:

$$J_1 \text{ fict.} = \frac{2.812.500 \text{ kg} \cdot \text{cm} \cdot 66,5 \text{ cm}}{\left(68,18 \text{ kg/cm}^2 + \frac{2.222}{7,4535} \text{ kg/cm}^2\right)} = 510.602 \text{ cm}^4 \quad [14]$$

que aplicado en la [13] nos da:

$$f_1 = \frac{1}{281.744 \text{ kg/cm}^2 \times 510.602 \text{ cm}^4} \times \frac{1 \text{ t/m} \times 15^4 \text{ m}^4}{185}$$

$$f_1 = 1,9 \text{ cm.}$$

2) Analicemos la deformada que hubiera correspondido a la hipótesis anterior de J fict. constante.

El punto que descendió 1,9 cm, es *aproximadamente* el punto medio del tramo AC (fig. 6.2.). Decimos aproximadamente pues el manual indica que su distancia a A es 0,4215 de la luz total en vez de los $0,75/2 = 0,375$ que implica nuestra aproximación.

El descenso total de D (que llamaremos a_D) podemos interpretarlo así:

$$a_D = \frac{a_C}{2} + a'_D \quad [15]$$

siendo:

a_C = descenso del punto C considerado perteneciente al voladizo CB, bajo la carga de l t/m que afecta a toda la viga.

a'_D = descenso del punto D, considerado como perteneciente al tramo AC simplemente apoyado, bajo la acción de la carga de l t/m e independientemente del giro del tramo AC a la posición AC' por el descenso a_C .

Llamemos:

$$l_1 = AC = 0,75 l = 3 l_2 \quad [16]$$

y

$$l_2 = CB = 0,25 l \quad [17]$$

y hallemos el valor de a_C en función de valores tabulados:

$$a_C = \frac{1}{E_B J \text{ fict.}} \left(\frac{q l_2^4}{8} + \frac{q l_1 l_2^3}{2 \cdot 3} \right)$$

en la que el primer término del paréntesis representa la deformación por la carga repartida y el segundo la correspondiente a la carga concentrada en C donde apoya el tramo AC.

Reemplazando además, según la [16]:

$$\begin{aligned} a_C &= \frac{1}{E_B J \text{ fict.}} \left(\frac{q \times l_2^4}{8} + \frac{q \times 3 l_2 \times l_2^3}{2 \times 3} \right) \\ a_C &= \frac{1}{E_B J \text{ fict.}} \left(\frac{q l_2^4}{8} + \frac{q l_2^4}{2} \right) \\ a_C &= \frac{5}{8 E_B J \text{ fict.}} q l_2^4 \end{aligned} \quad [18]$$

También con ayuda de tablas, hallemos el segundo sumando de la [15], que es la deformación máxima de una viga AC con carga repartida:

$$a'_D = \frac{5}{384} \frac{q l_1^4}{E_B J \text{ fict.}} = \frac{5}{384} q \frac{(3 l_2)^4}{E_B J \text{ fict.}} = \frac{405}{384} \frac{q l_2^4}{E_B J \text{ fict.}} \quad [19]$$

y reemplazando en la [15] los valores obtenidos en [18] y [19]:

$$a_D = \frac{1}{E_B J \text{ fict.}} \left(\frac{1}{2} \frac{5}{8} q l_2^4 + \frac{405}{384} q l_2^4 \right)$$

$$a_D = \frac{1,368}{E_B J \text{ fict.}} q \ell_2^4$$

que expresada en función de ℓ , según la [17], queda:

$$a_D = \frac{1,368}{E_B J \text{ fict.}} q \left(\frac{1}{4}\right)^4 = \frac{1}{187,135} \frac{q \ell^4}{E_B J \text{ fict.}}$$

que comparada con la [13], tomada de tablas, nos da un error relativo:

$$\frac{187,135}{185} - 1 = 0,012 \text{ (1,2 por 100)}$$

El desarrollo anterior, además de verificar la pequeñez del error a que induce la aceptación de la [15] nos permitirá analizar la influencia del cambio de armadura en el tramo AC.

3) Veamos ahora la incidencia del cambio de armadura. En la [15], el primer sumando –en base a las [17] y [18]– es:

$$\frac{a_C}{2} = \frac{1}{E_B J \text{ fict.}} \frac{5}{16} q \ell_2^4 = \frac{1}{E_B J \text{ fict.}} \frac{q \ell^4}{819,2}$$

cuyo valor es definitivo pues el J ficticio es el de diseño y cálculo. Pero por la reducción de armadura de 25,36 a 12,27 cm², el J ficticio en el tramo AC se modificó. Además se mantiene en 2.222 kg/cm² la tensión máxima del acero en el tramo AC, pero como la sección de hormigón no cambió debe haberse reducido su tensión de trabajo. Haremos aquí otra aproximación simplificatoria admitiendo que la tensión de trabajo del hormigón en el tramo AC sea:

$$\sigma_b = \sigma_B \frac{M_D}{M_B} \quad [20]$$

es decir, directamente proporcional a la relación entre el momento que soporta y el máximo para el que se dimensionó toda la viga.

Como utilizamos el método en rotura, en el que las tensiones consideradas son justamente las de colapso, no podemos obtener simplemente las tensiones de trabajo, pues la distribución de tensiones es muy distinta con el hormigón próximo a la rotura o en un estado intermedio muy alejado de aquella, como se supone que es el de trabajo normal. Podríamos apelar a la teoría clásica que nos daría expresiones exactas de la tensión de trabajo del hormigón para cualquier estado de sollicitación, pero esta exactitud analítica es contradecida por la práctica estadística que da los resultados del método en rotura como más adaptados a la realidad.

Podemos evaluar, en el denominador de la [14], que la deformabilidad del hormigón aporta solo 68,18 sobre un total de 366,295, es decir, un 18,61 por 100 de la deformabilidad total. Esto nos indica que la incidencia del pequeño error en que incurramos, se disminuirá en esta proporción, minimizándose.

Reemplazando entonces en la [20] tendremos:

$$\sigma_b = 68,18 \text{ kg/cm}^2 \frac{15,823}{28,125} = 38,36 \text{ kg/cm}^2$$

quedando entonces el valor de J ficticio en el tramo AC así:

$$J_2 \text{ fict.} = \frac{1.582.300 \text{ kg} \cdot \text{cm} \cdot 66,5 \text{ cm}}{\left(38,36 \text{ kg/cm}^2 + \frac{2.222}{7,4535} \text{ kg/cm}^2\right)} = 312.721 \text{ cm}^4$$

que aplicado en la [19] nos dice que el nuevo a_D' , que ahora llamaremos a_D'' , con el nuevo valor de J_2 ficticio, es:

$$a_D'' = \frac{405}{384} q \frac{\ell_2^4}{E_B J_2 \text{ fict.}}$$

$$a_D'' = \frac{405}{384} \frac{q}{E_B J_2 \text{ fict.}} \left(\frac{1}{4}\right)^4 = \frac{1}{242,72} \frac{q \ell_2^4}{E_B J_2 \text{ fict.}}$$

$$a_D'' = \frac{1}{242,72} \frac{10 \text{ kg/cm} \cdot 15^4 \cdot 10^8 \text{ cm}^4}{281.744 \text{ kg/cm}^2 \cdot 312.721 \text{ cm}^4} = 2,367 \text{ cm} \quad [21]$$

A su vez, la [18] que no se altera, daría:

$$a_C = \frac{5}{8} \frac{1}{E_B J_1 \text{ fict.}} q \ell_2^4$$

que en función de ℓ , según la [17], queda:

$$a_C = \frac{5}{8} \frac{1}{E_B J_1 \text{ fict.}} q \left(\frac{\ell}{4}\right)^4 = \frac{1}{409,6} \frac{10 \text{ kg/cm} \cdot 15^4 \cdot 10^8 \text{ cm}^4}{281.744 \text{ kg/cm}^2 \cdot 510.602 \text{ cm}^4} = 0,859 \text{ cm} \quad [22]$$

con lo que la expresión [15] resulta:

$$a_D^* = \frac{a_C}{2} + a_D'' = \frac{0,859}{2} + 2,367 = 2,797 \text{ cm} \quad [23]$$

Comparando este valor con el primitivo tenemos:

$$\frac{2,797 \text{ cm}}{1,9 \text{ cm}} = 1,472$$

que es el aumento de la deformación máxima por la variación de armadura especificada.

4) Queda finalmente por determinar la incidencia de la fluencia lenta del hormigón.

La disminución aparente del módulo de elasticidad sería, según PRAEH (art. IV.3.5.), para armadura comprimida nula:

$$E_B' = \frac{E_B}{3} = \frac{281.744}{3} = 93.914 \text{ kg/cm}^2$$

y según la Instrucción H.A. 61 del Instituto Eduardo Torroja de Madrid, para un clima de sequedad media (vease Capítulo 5):

$$E_B' = \frac{25.000}{5 - 3,8 \times 0,5} \sqrt{180} = 108.195 \text{ kg/cm}^2$$

Adoptaremos entonces $E_B^2 = 100.000 \text{ kg/cm}^2$.

En el Capítulo 5 vimos como esta variación provocaría también otra del J ficticio *siempre para las cargas de acción permanente*.

$$J_1 \text{ fict.} = \frac{2.812.500 \text{ kg}\cdot\text{cm} \times 66,5 \text{ cm}}{\left(68,18 \text{ kg/cm}^2 + \frac{2.222}{21} \text{ kg/cm}^2\right)} = 1.074.954 \text{ cm}^4$$

siendo:

$$N^{\circ} = \frac{E_E}{E_B} = \frac{2.100.000}{100.000} = 21$$

y:

$$J_2 \text{ fict.} = \frac{1.582.300 \text{ kg}\cdot\text{cm} \times 66,5 \text{ cm}}{\left(38,36 \text{ kg/cm}^2 + \frac{2.222}{21} \text{ kg/cm}^2\right)} = 729.853 \text{ cm}^4$$

Como la carga permanente es la mitad de la carga total, de la [23] obtendríamos que la deformación instantánea por ella provocada es:

$$a_D^* = \frac{0,859}{4} \text{ cm} + \frac{2,367}{2} \text{ cm} = 1,399 \text{ cm} \quad [24]$$

que además coincide con la debida a la carga accidental.

A la [24] llegamos en función de E_B , J_1 ficticio y J_2 ficticio. Corresponde ahora afectar los términos de la [24] de la proporcionalidad que considera el aumento por la fluencia lenta, quedando entonces:

$$a_D^{**} = \frac{0,859}{4} \frac{E_B J_1 \text{ fict.}}{E_B^2 J_1 \text{ fict.}} + \frac{2,367}{2} \frac{E_B J_2 \text{ fict.}}{E_B^2 J_2 \text{ fict.}}$$

$$a_D^{**} = \frac{0,859}{4} \frac{281.744}{100.000} \frac{510.602}{1.074.954} + \frac{2,367}{2} \frac{281.744}{100.000} \frac{312.721}{729.853}$$

$$a_D^{**} = 1,716 \text{ cm} \quad [25]$$

Sumando los valores de la deformación por carga accidental y por carga permanente aumentada por la fluencia lenta, dadas por las [24] y [25], obtendremos la deformación máxima total probable:

$$a_D^{***} = 1,399 + 1,716 = 3,115 \text{ cm}$$

lo que representa:

$$\frac{3,115}{1.500} = \frac{1}{481,54}$$

de la luz entre apoyos y, por lo tanto, aceptable pues cumple con la restricción inicialmente aceptada.

8. TABLA DE DEFORMACIONES MAXIMAS DE VIGAS DE EJE RECTO Y CANTO CONSTANTE

En la tabla de valores que sigue hemos considerado ocho combinaciones de estados de cargas y de vinculación (entrada izquierda) para los que se dan las reacciones de vínculo y datos básicos de sus diagramas de momentos flectores. También se indica con M el momento máximo de diseño de la pieza. Para el dimensionamiento consideramos cuatro combinaciones de tensiones de trabajo (hormigón/acero) y tres relaciones N entre módulos de elasticidad (entrada superior).

En la casilla común determinada por ambas entradas, figuran tres valores del coeficiente α que, reemplazados en la fórmula:

$$f = \alpha \frac{L^2}{h}$$

nos darán el valor de la máxima deformación de la pieza, *en centímetros, cuando expresemos L (longitud de la pieza) en metros y h (canto útil de la pieza) en centímetros*, en las tres hipótesis de dimensionamiento siguientes:

el valor más bajo: para cuando el momento de inercia ficticio se mantiene constante.

el valor intermedio: para cuando la armadura varía continuamente manteniendo la tensión del acero igual a la máxima admisible y así en todas las secciones. Este es un valor límite ya que la adaptación de armaduras en la práctica siempre se realiza en forma discontinua correspondiendo entonces coeficientes intermedios entre éste y el anterior.

el valor más elevado: para cuando las armaduras y la sección comprimida varían continuamente, manteniendo la tensión del acero y la del hormigón iguales a las máximas admisibles y así en todas las secciones. Este es un valor tope no sobrepasable pues en el estado supuesto la deformabilidad sería la máxima.

La incidencia de la fluencia lenta debe considerarse por separado y agregarse cuando corresponda (véanse Capítulos 5 y 7).

Predecir con exactitud la deformación de una estructura realizada con una mezcla de materiales impredecible e irrepetible, ya que la verdadera ubicación, calidad y dosificación de los componentes recién se realiza en obra, es tarea imposible.

Vimos en el desarrollo de estas páginas como la deformación puede deducirse claramente del estado tensional. Pero es allí donde las grandes concesiones están hechas, ya que por la misma naturaleza del hormigón armado, debemos conformarnos con ubicarnos en entornos de seguridad, protegidos generosamente por coeficientes oportunos. Y así debe ser, pues el objetivo no es académico sino práctico: construir y con la mayor trascendencia social posible.

Por eso debemos insistir, si no en aquella exactitud inalcanzable, por lo menos en lograr las herramientas prácticas que faciliten aquel elevado objetivo.

Aunque ciertas indeterminaciones permanezcan por las razones apuntadas, el método que proponemos nos ha permitido, en nuestra práctica profesional, prever las deformaciones estructurales con una aproximación del orden del 10 por 100 y muy a menudo mejorarla, tal como verificaron nuestras mediciones posteriores.

Ver su proyecto realizado es evidente placer del proyectista. Más íntimo y sutil le resulta, a él que conoce en detalle las previsiones, el de verificar hasta las coincidencias minúscu-

$$f \text{ (cm)} = \alpha \times \frac{I^2 \text{ (m}^2\text{)}}{h \text{ (cm)}}$$

ESQUEMA DE CARGA	REACCIONES		MOMENTOS			M DE DISEÑO	10	8			7	N = $\frac{E_E}{E_R}$
	A	B	M _A	M _B	M _C			70/2200	90/2400	110/2400		
	—	P	—	—	—	M _B	2,71	4,38	4,95	5,03	50/1200	
	—	P	—	—	—	M _B	3,65	6,13	6,86	6,94		
	—	P	—	—	—	M _B	4,05	6,57	7,42	7,55		
	P	P	—	p.L ² / ₂	—	M _B	2,02	3,29	3,71	3,77	70/2200	
	P	P	—	p.L ² / ₂	—	M _B	3,45	5,91	6,56	6,62		
	P	P	—	p.L ² / ₂	—	M _B	4,04	6,58	7,42	7,54		
	P	P	—	p.L ² / ₄	P.L ₄	M _C	0,67	1,10	1,24	1,26	90/2400	
	P	P	—	p.L ² / ₄	P.L ₄	M _C	0,91	1,54	1,72	1,74		
	P	P	—	p.L ² / ₄	P.L ₄	M _C	1,01	1,65	1,86	1,89		
	P	P	—	—	p.L ² / ₈	M _C	0,84	1,37	1,55	1,57	110/2400	
	P	P	—	—	p.L ² / ₈	M _C	0,96	1,59	1,79	1,81		
	P	P	—	—	p.L ² / ₈	M _C	1,01	1,64	1,86	1,88		
	P	P	P.L	P.L	P.L	M _A	0,34	0,55	0,62	0,63	70/2200	
	P	P	P.L	P.L	P.L	M _A	0,46	0,77	0,86	0,87		
	P	P	P.L	P.L	P.L	M _A	0,51	0,88	0,93	0,95		
	P.L	P.L	P.L ² / ₈	P.L ² / ₈	P.L ² / ₈	M _A	0,17	0,27	0,31	0,32	90/2400	
	P.L	P.L	P.L ² / ₈	P.L ² / ₈	P.L ² / ₈	M _A	0,28	0,48	0,54	0,54		
	P.L	P.L	P.L ² / ₈	P.L ² / ₈	P.L ² / ₈	M _A	0,33	0,53	0,60	0,61		
	5P	11P	—	—	5P.L	M	0,30	0,49	0,55	0,56	110/2400	
	5P	11P	—	—	5P.L	M	0,44	0,76	0,84	0,85		
	5P	11P	—	—	5P.L	M	0,50	0,83	0,93	0,95		
	3P.L	9P.L	—	—	9P.L ² / ₈	M _B	0,35	0,57	0,64	0,65	70/2200	
	3P.L	9P.L	—	—	9P.L ² / ₈	M _B	0,57	0,97	1,08	1,09		
	3P.L	9P.L	—	—	9P.L ² / ₈	M _B	0,66	1,07	1,22	1,23		

las entre su obra realizada y lo anticipado por él en su gabinete o mesa de dibujo.

Con ello gana confianza para reincidir en esa paternidad premeditada e inmodesta que es proyectar.

(Buenos Aires, noviembre de 1975)

publicación del i. e. t. c. c.

LAMINAS DE HORMIGON

A. M. Haas
Dr. Ingeniero

Traducción de **José M.^a Urcelay**
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

El profesor A. M. Haas es personalidad muy conocida en todo el mundo dentro del campo de las estructuras laminares.

El libro, que ha sido traducido a varios idiomas, es de exposición clara e intuitiva, y destaca los conceptos fundamentales sobre los desarrollos matemáticos.

En su primera parte, el libro trata de la teoría de membrana en láminas de revolución. A continuación se aplica esta teoría, para el caso en que las cargas sean también de revolución, a las láminas de revolución más usuales: cúpulas esférica y elíptica, láminas cónicas, depósitos.

Se estudian seguidamente las láminas de revolución sometidas a cargas que no sean de revolución, así como las tensiones secundarias debidas a flexiones en láminas de revolución.

Se termina la primera parte con un capítulo dedicado a la construcción de láminas.

En la segunda parte se estudia la teoría de membrana para láminas rebajadas, dedicando sendos capítulos a las láminas en paraboloides hiperbólico, en paraboloides elíptico y en conoide.

A continuación se dedica un extenso capítulo a la flexión.

Seguidamente se estudia el caso de pequeñas cargas que originan fuertes tensiones por flexión.

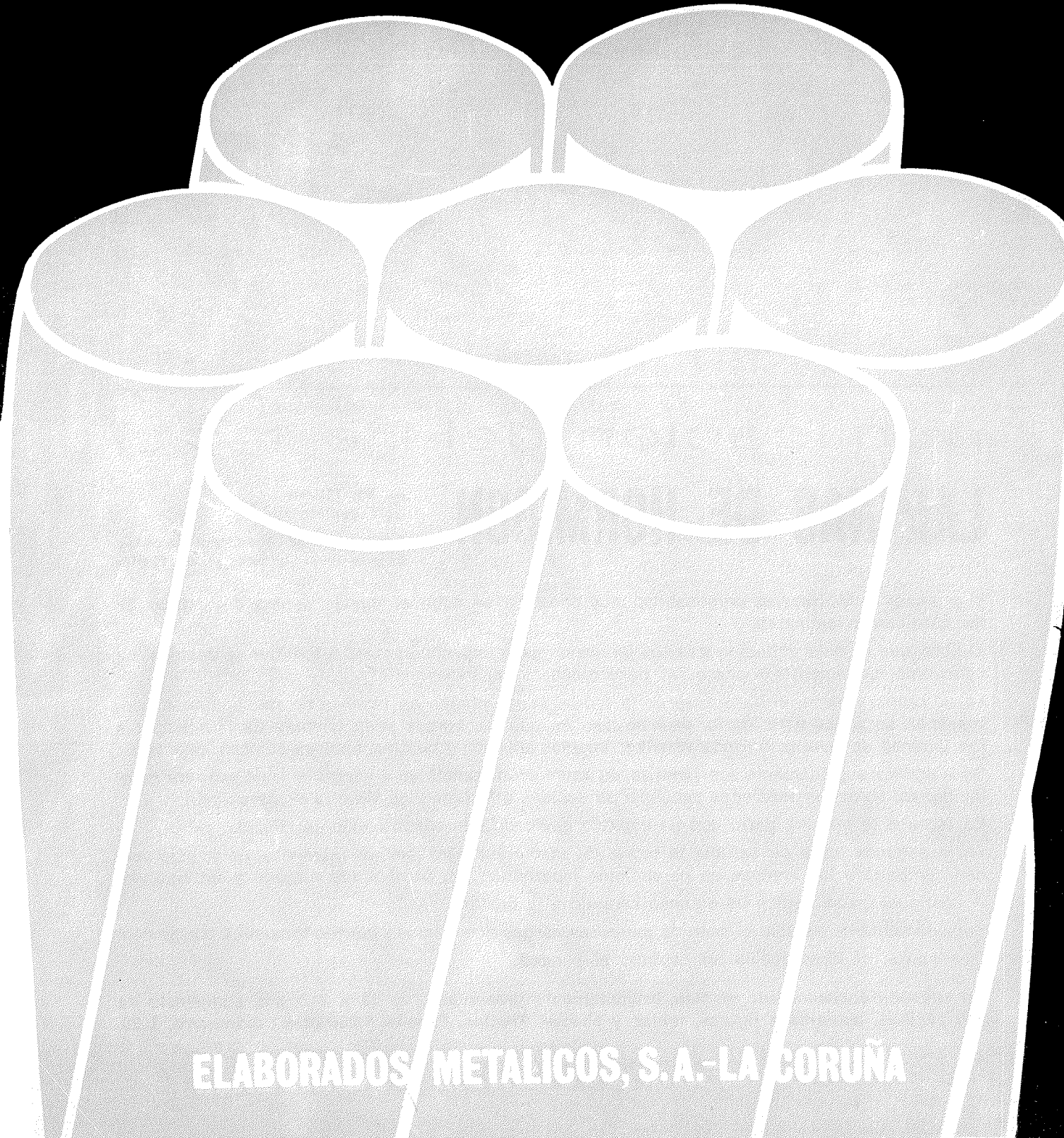
Finalmente, el libro dedica un capítulo al pandeo.

Un volumen encuadernado en tela, brillantemente presentado, de 17 × 24,5 cm, compuesto de 420 páginas, numerosas figuras, tablas y ábacos. Precios: España, 1.250 ptas.; extranjero, \$ 25.

EMESA

**Stress-Relieved STRAND and WIRE for prestressed concrete
& Low relaxation**

TERMOESTABLE



ELABORADOS METALICOS, S.A.-LA CORUÑA

El Viaducto de Montmeló

Exposición de una solución constructiva recientemente desarrollada,
aplicable a viaductos de gran longitud. ●

Por: José Antonio Llombart
Ingeniero de Caminos

Me complace y me honra, la oportunidad que me ha ofrecido la Asociación Técnica Española del Pretensado y el Instituto Eduardo Torroja en dirigirme a Vdes. en este acto.

Normalmente, los temas que se suelen desarrollar en las conferencias en esta sala, suelen consistir en la exposición de importantes adelantos de la técnica o la descripción de espectaculares logros de la ingeniería. Sin embargo, voy a hablar simplemente de puentes de mediana luz con tableros resueltos con vigas, cuyo sistema constructivo he creído interesante mostrar, por el hecho de ofrecer una solución práctica ante el problema de realizar, de una forma rápida y económica, los viaductos de gran longitud que hoy día se precisan en la construcción de nuevas carreteras o autopistas.

Mi intención, al exponerles este tema, es responder únicamente ante la obligación que todos los profesionales tenemos de informarnos mutuamente de nuestras propias experiencias, a fin de que las conclusiones que de ellas se deriven, puedan ser recogidas y aprovechadas en beneficio de ulteriores aplicaciones, coadyuvando con ello al progreso de la sociedad en que vivimos.

Voy a describir los aspectos fundamentales de proyecto y ejecución de unos viaductos, en los que quisiera destacar, que por el hecho de que una misma empresa constructora ha realizado el proyecto, la puesta a punto del sistema constructivo y la ejecución de la obra, es posible dar una visión de conjunto de los objetivos perseguidos y del análisis de los resultados.

Las ideas básicas que han servido para el proyecto de la estructura de los tableros que voy a mostrar, son comunes a unos puentes, cuya tipología concibió Morandi hace ya muchos años y que fué adoptada posteriormente por proyectistas italianos en numerosos viaductos, que fueron construidos utilizándose diversas técnicas de prefabricación. Los esquemas estructurales de los tableros de dichos puentes, nos han servido de punto de partida para proyectar y desarrollar una solución con unas características que se adaptan especialmente a los medios constructivos disponibles y a las exigencias funcionales que actualmente existen en España, por lo que su utilización puede resultar de interés durante los próximos años.

- Texto de la conferencia que, organizada por la A.T.E.P. pronunció en el salón de actos del Instituto Eduardo Torroja, el Ingeniero de Caminos Don José Antonio Llombart el día 10 de mayo de 1977.

La solución desarrollada, ha sido concebida para su aplicación en viaductos de grandes dimensiones y se caracteriza por la ligereza del tablero, utilización de cantidades mínimas de materiales, escasa mano de obra y rapidez de ejecución. Estas cualidades apuntadas no representan en sí, obstáculo alguno para dar el tratamiento estético adecuado a las formas que se precisan, ni tampoco para lograr un grado de rigidez razonable frente a las vibraciones producidas por las sobrecargas móviles. La ejecución requiere una complicación y tecnificación poco frecuentes en puentes de vigas y ello es un motivo por el que la aplicación de este sistema sólo parece aconsejable en obras de gran magnitud. Un aspecto fundamental de proyecto, ha sido el criterio, un tanto especial, con el que se han dimensionado las partes más importantes de la estructura, adoptándose unos márgenes de seguridad que a simple vista podrían parecer excesivamente conservadores, pero que se han considerado indispensables para lograr el grado de seguridad global deseado y las debidas garantías de durabilidad.

Comenzaré mi exposición, mostrando primeramente la solución constructiva desarrollada en el Viaducto de Montmeló, recientemente terminado y posteriormente describiré sucintamente la evolución seguida a través de otras obras en ejecución, que han sido proyectadas con idénticos criterios estructurales, aunque con las variaciones y mejoras derivadas de la primera experiencia.

Viaducto de Montmeló

El itinerario Montmeló-Papiol de la Autopista del Mediterráneo constituye un enlace entre la Autopista Barcelona-La Junquera y Barcelona-Tarragona, sin la necesidad de atravesar Barcelona (Figura 1). El nuevo tramo de Autopista rodea el Tibidabo y discurre por la región del Vallés. El Viaducto de Montmeló se encuentra situado en el mismo enlace con la Autopista Barcelona-La Junquera.

El Viaducto (Figuras 2 y 3), con una longitud total de algo más de dos kilómetros y medio sumando ambas calzadas, cruza la Autopista actualmente en servicio, el río Tenas, atraviesa una zona industrial, un pequeño canal y finalmente la Carretera Nacional CN-152. La altura es variable entre 7 m. y 18 m. y la curvatura en planta del viaducto es también variable con un radio mínimo de 500 m., así como el peralte entre 6 por 100 y la horizontal. La anchura de cada calzada es 14,75 m.

El plazo contractual de construcción era de 20 meses y al adjudicarse la obra existía un proyecto previo de la Administración, con la posición de pilas fijada, resultando un total de 82 vanos de 32,11 m. de luz. Dentro del citado plazo hubo que redactar el proyecto de la estructura y realizar un estudio de la cimentación, tras el que se adoptó la decisión de cimentar todas las pilas sobre piloteés.

El plazo de ejecución, las condiciones de gálibo estricto en algunas zonas y la necesidad de mantener los servicios existentes en la carretera y autopista determinaron la naturaleza de la solución del tablero mediante vigas, no existiendo prácticamente opción para considerar la utilización de otro tipo de estructura.

Proceso constructivo

- Ejecución de la cimentación.

Voy a omitir toda explicación posterior referente a la ejecución de la cimentación, por motivos de brevedad y por no estar relacionada con el tema específico que trato de des-

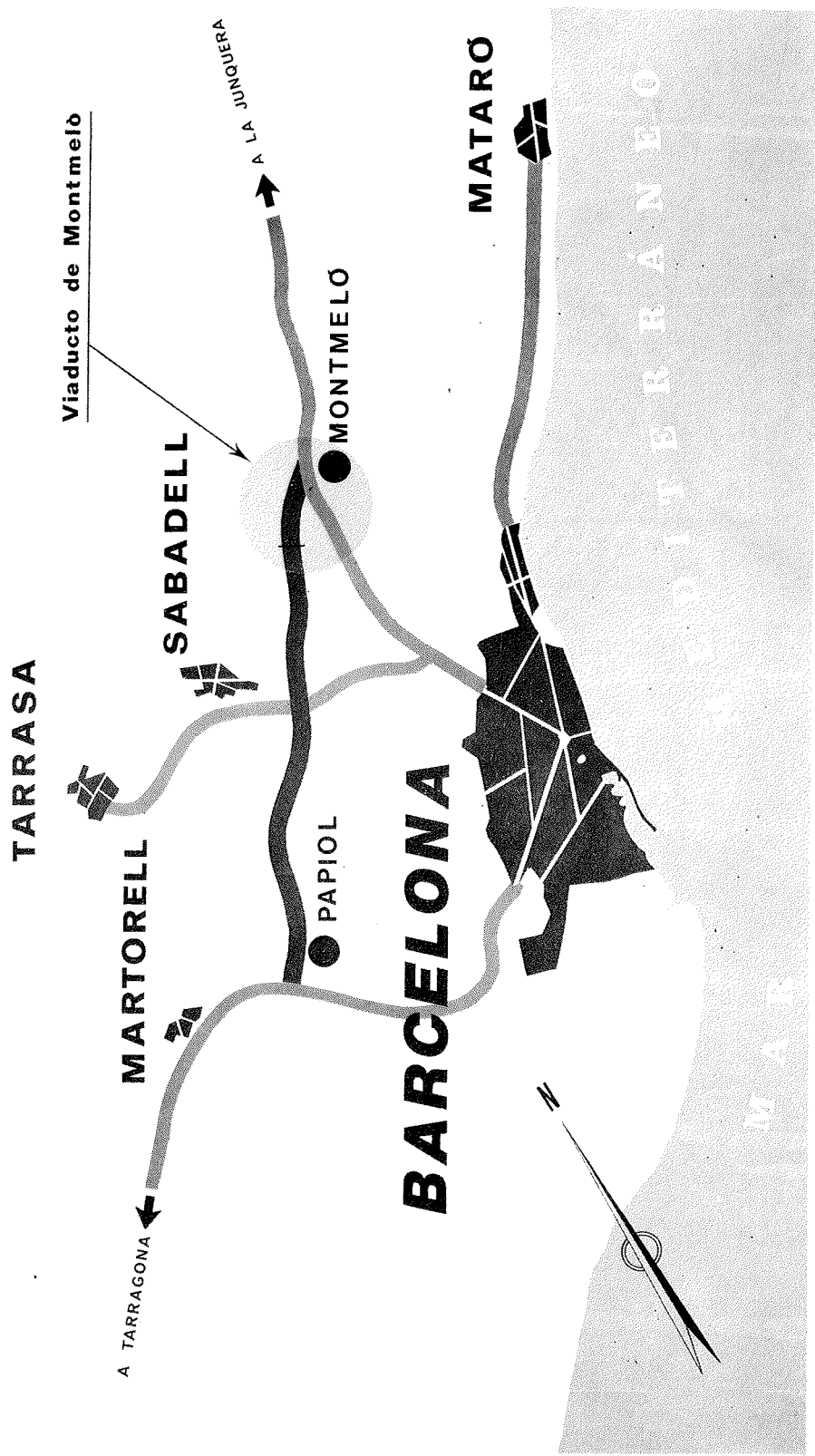


FIG. 1

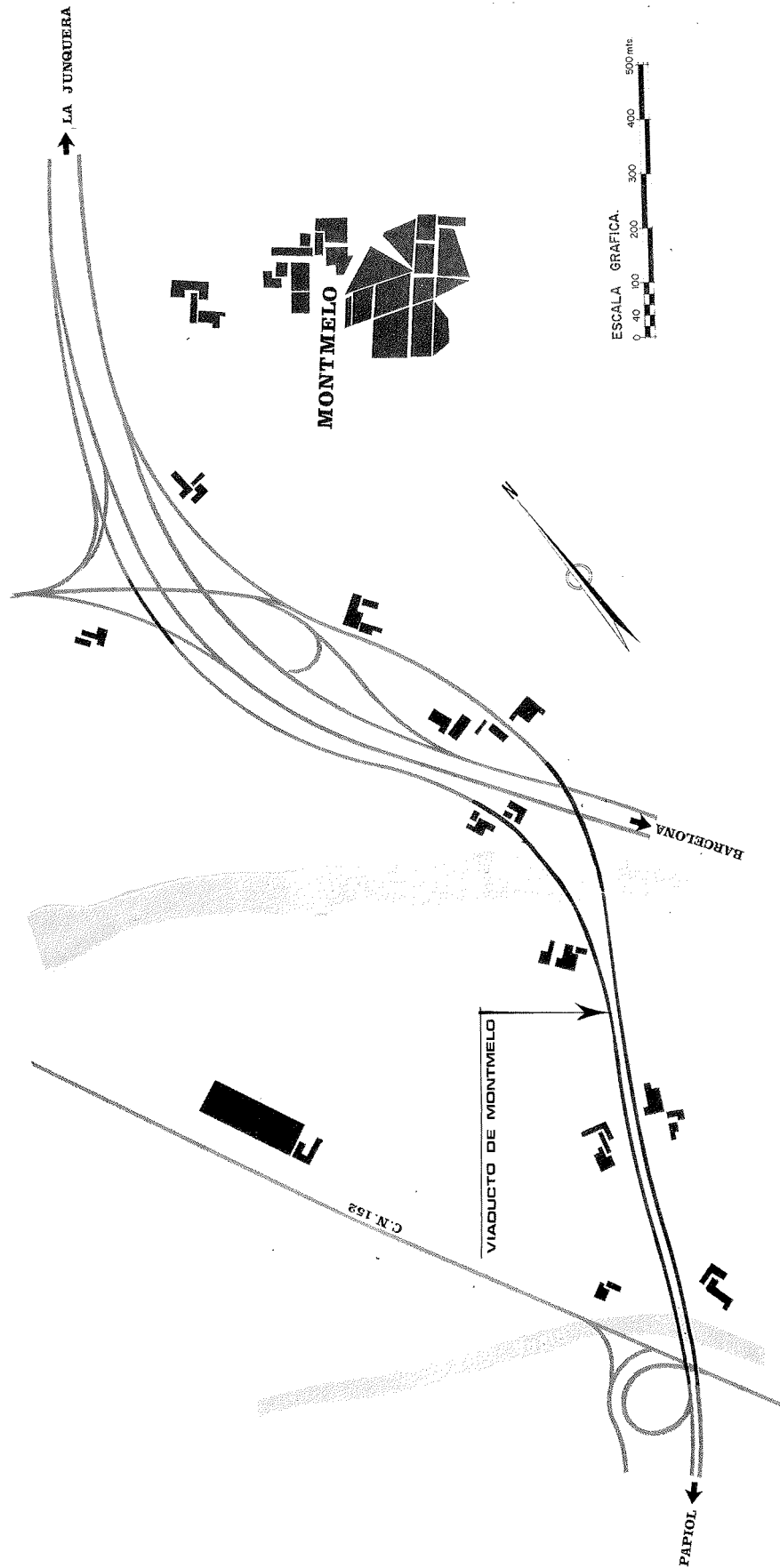


FIG.2



FIG. 3

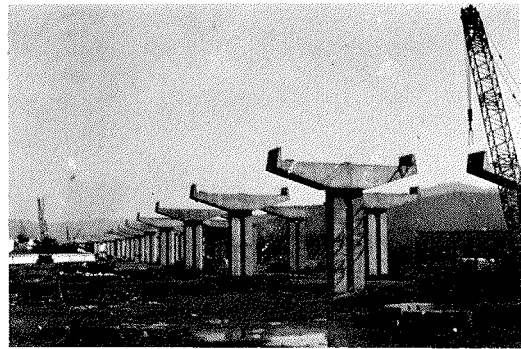


FIG. 4



FIG. 5

arrollar. Tan sólo debo indicar que constituyó un trabajo de envergadura en que se ejecutaron 3.000 metros lineales de pilotes de 500 Toneladas de capacidad portante y 1.400 m² de pantallas.

- Construcción de pilas y capiteles (Fig. 4).
- Prefabricación de vigas en un taller a pie de obra.
- Colocación de vigas en su posición definitiva (Fig. 5).

Las condiciones de plazo exigieron proyectar un tablero con un número mínimo de vigas, dada la imposibilidad de construir más de una viga por molde y día. Se dispusieron tres vigas por tablero, con una separación de 4,55 m. entre ejes (Fig. 6). Con ello fué posible prefabricar, mediante dos moldes, la totalidad de las vigas (246 en total) con un amplio margen de tiempo disponible para el resto de las operaciones.

- Encofrado de riostras y colocación de armaduras.

Un aspecto fundamental de esta solución es la necesidad de disponer riostras. La gran separación entre vigas permite la ejecución de las riostras mediante unos medios relativamente simples. Las vigas tienen ya unos orificios apropiados para enfilear los cables de pretensado transversal (Fig. 7). El hecho de construir las riostras antes que la losa de tablero no sólo está motivado por una conveniencia constructiva, sino por un requisito estructural, como veremos más adelante.

- Hormigonado de riostras (Fig. 8).
- Tesado de riostras (Fig. 9).

A partir de este momento, quedan las vigas rigidamente unidas entre sí por las riostras y forman en conjunto un auténtico emparrillado. Ello significa que el reparto transversal se

VIADUCTO DE MONTMELO

SECCION TIPO DE TABLERO

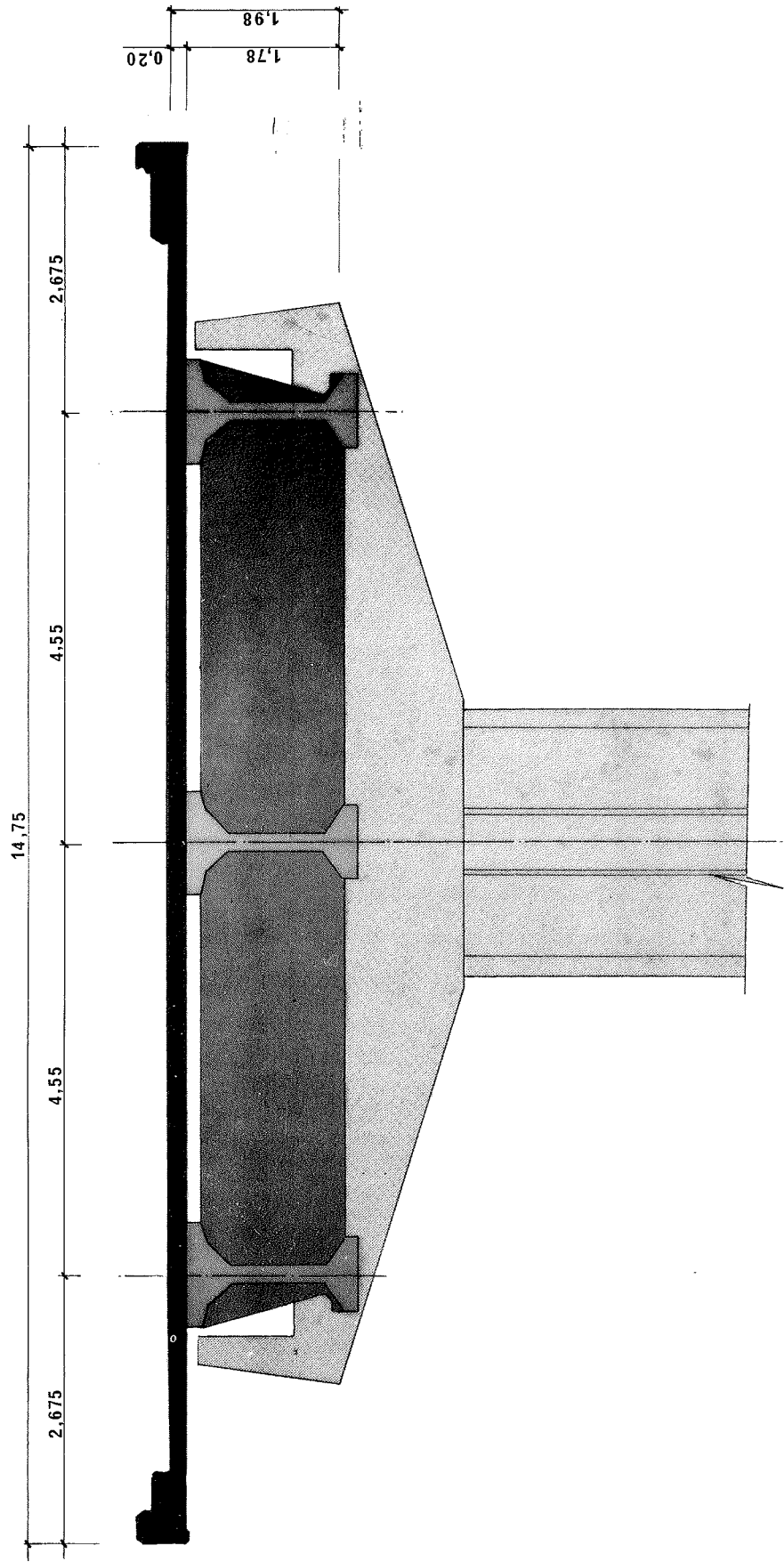


FIG. 6

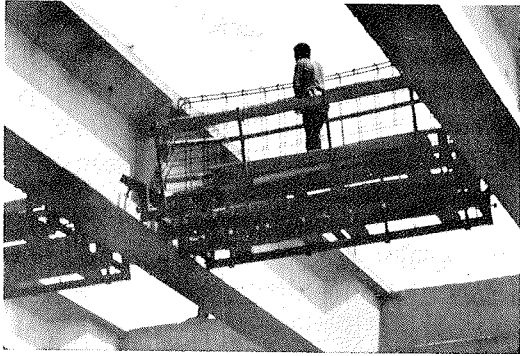


FIG. 7

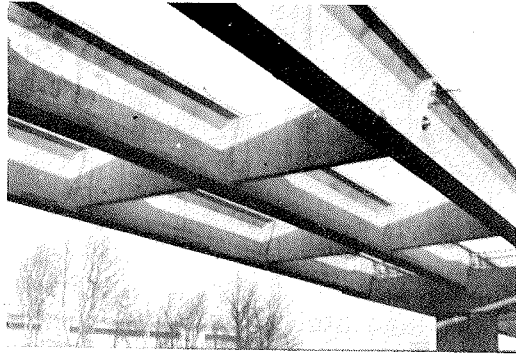


FIG. 8

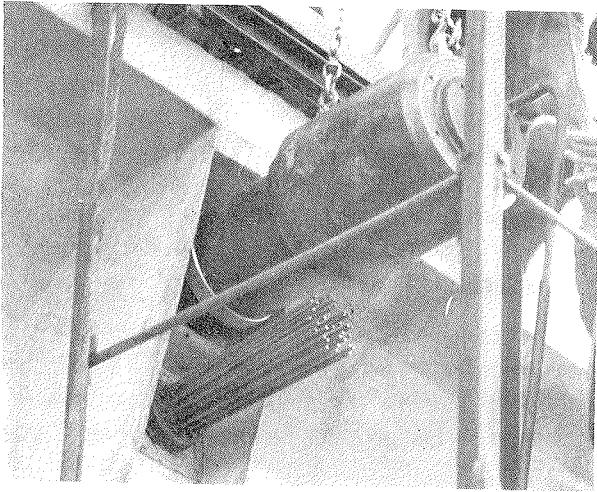


FIG. 9

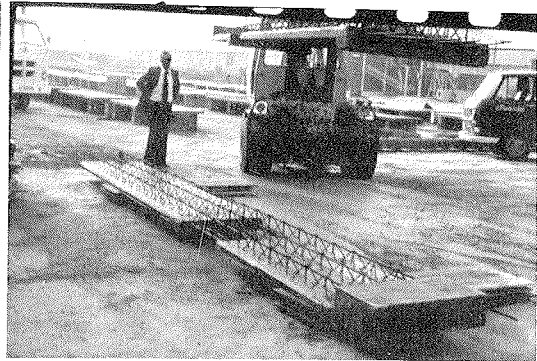


FIG. 10

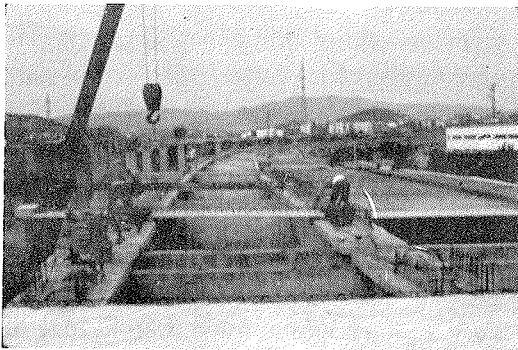


FIG. 11

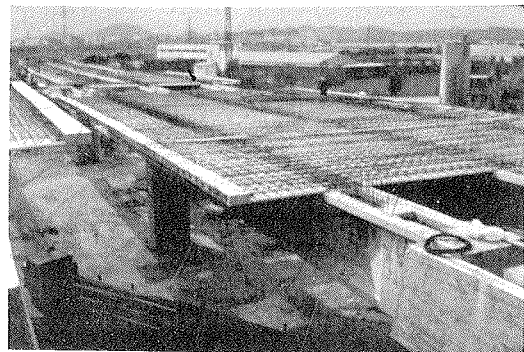


FIG. 12

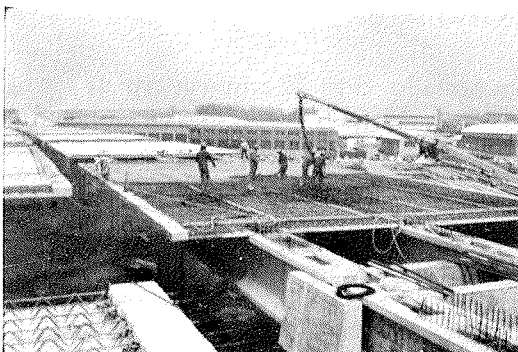


FIG. 13

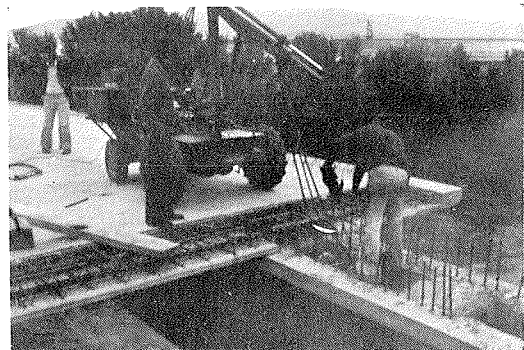


FIG. 14

realiza ya para todas las siguientes fases constructivas y que las flechas de las tres vigas serán sensiblemente iguales para el caso de carga simétrica debida al peso propio del tablero, repartiéndose la carga por igual entre las tres vigas, a pesar de los dos voladizos de 2,67 m. existentes en la losa del tablero y de la carga vertical permanente que actuará en ambos extremos, como consecuencia del peso propio de las aceras, barandilla y valla de seguridad.

Ello ha permitido un dimensionamiento muy equilibrado de las tres vigas, de idénticas características geométricas exteriores. El pretensado longitudinal de las vigas de borde es ligeramente superior al de la central, debido únicamente a los esfuerzos motivados por las sobrecargas de tráfico situadas sobre el tablero en posición excéntrica.

– Colocación de losetas prefabricadas.

Las losetas están constituidas por un fondo de hormigón de 6 cm. de espesor, con una estructura espacial superior formada por redondos de acero electrosoldados, que sirven como encofrado del resto de la losa, colaborando estructuralmente todos los materiales en fases posteriores (Fig. 10).

Las losetas se colocan directamente sobre las vigas, sin precisar mortero de nivelación (Fig. 11). Ello ha sido posible gracias a un sistema de reglaje de los encofrados que permite ajustar la geometría de las piezas prefabricadas al peralte del puente. El macizo extremo sirve para alojar los anclajes de pretensado transversal y evita al mismo tiempo la necesidad de disponer un encofrado lateral para el posterior hormigonado in situ.

- Colocación de tendones de pretensado transversal elaborados previamente y conectados en los orificios existentes en el extremo de las losetas (Fig. 12). Se colocan las armaduras longitudinales del tablero. No se precisa colocar armaduras transversales, puesto que ya se disponen de las propias barras de la loseta, que servirán en el futuro como armadura pasiva.
- Hormigonado de la losa de tablero en las zonas cubiertas por losetas (Fig. 13).
- Tesado de dos cables situados en el trasdós de cada una de las vigas (Fig. 14).

La limitación en el canto de las vigas, por motivos de gálibo, obligó a realizar en este viaducto el tesado en varias fases, a fin de no superar en las vigas los límites establecidos para las tensiones de compresión. Por ello, se construyó también la losa de tablero en dos fases, a fin de tener accesibilidad a los anclajes situados sobre las vigas (Fig. 15).

La fuerza de tesado longitudinal es idéntica en las tres vigas en esta fase, a fin de no producir efectos hiperestáticos en el conjunto de la estructura existente.

- Se colocan losetas de tablero en las zonas que quedan por construir (Fig. 16).
- Se colocan las armaduras correspondientes y se hormigona, quedando la losa de tablero concluida (Fig. 17).
- Se realiza el tesado transversal e inyección correspondiente.
- Se construyen las impostas.

Las impostas son unos elementos de hormigón armado, (Fig. 18), que aparte de los aspectos funcionales propios de la terminación lateral de la calzada, tienen una misión estructural, que se mostrará más adelante.

- Terminación de la obra: impermeabilización, ejecución de la capa de rodadura, barandillas, etc. (Fig. 19).

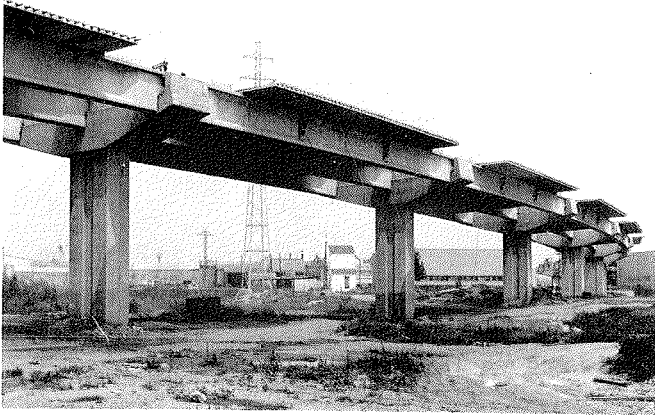


FIG. 15

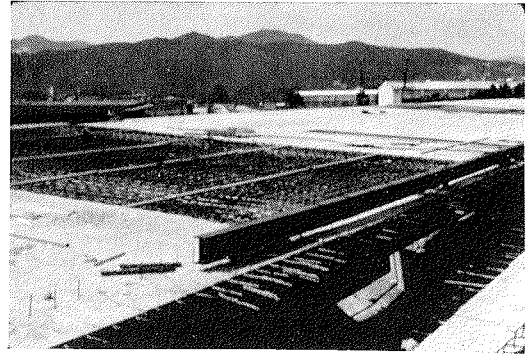


FIG. 16

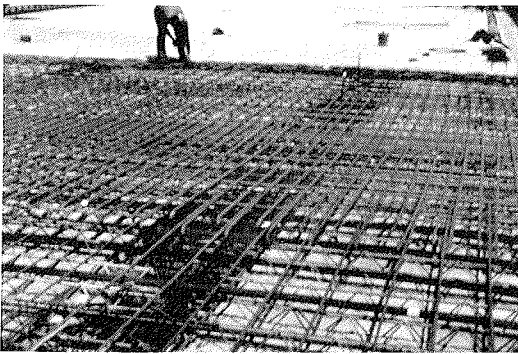


FIG. 17

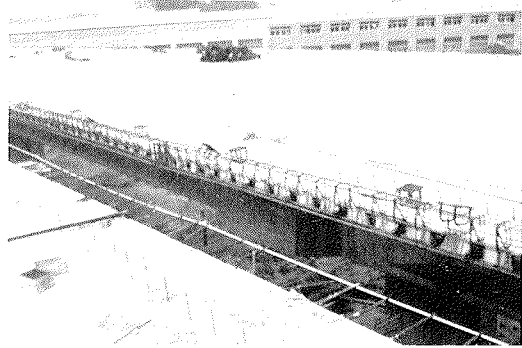


FIG. 18

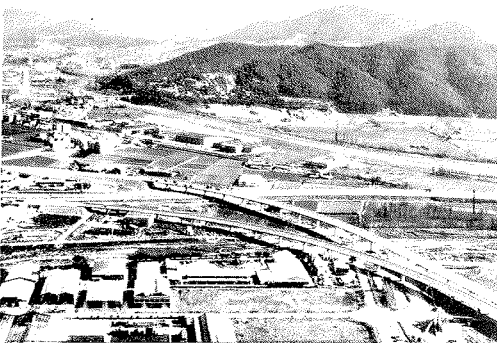


FIG. 19



FIG. 20

Aspectos económicos

Una vez comentadas las características fundamentales de la solución, vamos ahora a hacer especial hincapié en lo referente a utilización de cantidades mínimas de materiales y la escasa mano de obra precisa, por constituir ambos puntos la base para considerar el sistema como interesante desde el punto de vista económico.

1) Peso propio del tablero.

La estructura del tablero formada por tres vigas, cuatro pares de riostras y la losa superior de 20 cm. de espesor, tiene una cantidad de hormigón tal, que si se repartiese uniformemente en la superficie del tablero, obtendríamos un espesor equivalente de 36 centímetros. Es decir, que el peso propio medio (900 kg/m^2) es el mismo que el que tendría el tablero si se resolviese con una losa maciza de 36 cm. de espesor uniforme, sin embargo desde el punto de vista estructural, el espesor resistente es enormemente alto; del orden de dos metros y la sección es en T, con una gran cabeza superior. Por ello el aprovechamiento de materiales es máximo, en lo que se refiere a flexión en el sentido longitudinal. La cantidad de acero de pretensado dispuesto en las vigas, repartido uniformemente en el tablero, representa 11 kg/m^2 .

La ligereza en el peso propio del tablero repercute favorablemente en la economía de materiales de los capiteles, pilas y cimentación; especialmente si se precisan disponer pilotes, como era este caso concreto.

2) Esquema estructural.

Los tableros formados por vigas arriostradas transversalmente por diafragmas de gran rigidez poseen excelentes cualidades estructurales, ya que se logra un reparto transversal de cargas muy favorable para las vigas y permite dimensionarlas ventajosamente en comparación con los tableros que carecen de riostras. Sin embargo, la cualidad más importante de las riostras quizá sea el hecho de que en ellas se concentran prácticamente todos los esfuerzos transversales motivados por el reparto y que al poseer un gran espesor resistente, la cantidad de acero precisa por tal concepto es moderada, si se compara con la que necesitan los puentes sin riostras en que deben resistir los esfuerzos con una losa de débil espesor y por tanto, escaso brazo mecánico. Este concepto representa una notable economía de acero si se comparan las dos soluciones de tableros, con y sin riostras.

La losa superior de tablero, de escasa rigidez frente a la de las riostras, no colabora prácticamente en el reparto transversal de cargas de tráfico con lo que se le confía exclusivamente la transmisión directa de dichas cargas a las vigas, según el esquema de una placa continua con tres apoyos lineales. La flexión tiene una dirección dominante y es resistida con la ayuda del pretensado transversal. Las riostras quedan separadas de la losa de tablero, existiendo un espacio libre de 15 cm. entre ambas (Fig. 6), ya que su interacción no solamente es innecesaria, sino que caso de existir, alteraría negativamente el esquema adecuado de flexión en la losa de tablero, puesto que engendraría momentos longitudinales en la vecindad de las riostras. Con esta disposición, la armadura longitudinal de la losa es uniforme en todo el tablero, salvo en los extremos, en que se disponen los correspondientes refuerzos que son distintos, según se trate de zona de junta o de continuidad entre vanos adyacentes.

A pesar de la gran separación entre vigas, los esfuerzos producidos únicamente por el peso propio más la acción de las cargas concentradas sobre losas, no son grandes y la cantidad de acero precisa es moderada. En tal sentido, cabe indicar que la magnitud de tales esfuerzos no implica la necesidad de realizar el pretensado transversal. En este punto puede plantearse al proyectista una seria duda, ante la alternativa de dotar a la estructura de un amplio margen de seguridad y de las cualidades en beneficio de la durabilidad que proporciona el pretensado transversal, o bien, conseguir una economía adicional disponiendo las

losas de hormigón armado. La estimación de tal conveniencia, con una visión puramente subjetiva, será objeto de comentario más adelante al analizar los aspectos técnicos de la solución.

La existencia de tres vigas solamente, a pesar de la gran anchura del tablero (casi 15 metros) trae consigo la necesidad de dotar a la losa superior de unos voladizos laterales proporcionados a la gran separación existente entre ejes de vigas. Por ello, la distancia relativa entre las dos vigas de borde es mucho menor que en cualquier otra solución, que podríamos llamar convencional, con mayor número de vigas. Los capiteles son reducidos, para esta solución, su vuelo es escaso y ello representa una considerable ventaja económica dentro del conjunto de la obra.

En cuanto a los fustes, creo interesante mostrar los criterios seguidos en su proyecto, aunque no tienen ya nada que ver con la tipología estructural del tablero. Por motivos puramente constructivos, existía la conveniencia de resolver con una sección única pilas cuya altura variaba entre 7 m. y 18 m. Las cargas horizontales tenían gran incidencia en los esfuerzos resultantes, pues se sumaban los efectos de frenado, contracción lenta de tableros (existía una junta cada 3 vanos), fuerza centrífuga y efecto sísmico, con lo cual, en el estado de flexocompresión esviada para las hipótesis más desfavorables, los momentos en ambas direcciones perpendiculares eran, en algunos casos, del mismo orden de magnitud.

La gran cantidad de pilas a construir motivó la realización de un estudio de optimización de materiales en que se consideraron conjuntamente todos los fustes con sus variables motivadas por la altura y posición de juntas de dilatación. El análisis se efectuó teniendo en cuenta 12 hipótesis de carga para cada uno de ellos, con los esfuerzos calculados en distintas secciones, según su altura. Este estudio, realizado con la ayuda del ordenador, sirvió para determinar la sección más económica para el conjunto de la obra, que fué diseñada armonizando el criterio económico y estético. Las hendiduras longitudinales no sólo tiene por objeto aligerar la sección, sino que contribuyen a dar cierta sensación de esbeltez, sobre todo en determinadas condiciones de iluminación diurna, por las sombras producidas (Fig. 20). Por lo demás, la sección es sensiblemente rectangular, con las dimensiones de los lados deducidas del estudio de optimización y la mayor parte de las armaduras longitudinales concentradas en las esquinas, para lograr la máxima capacidad resistente frente al agotamiento para los citados estados de flexocompresión.

3) Mano de obra.

Tal como se habrá podido observar, la construcción de pilas, capiteles, vigas y riostras no entraña especiales problemas y se caracteriza por su simplicidad. La cantidad de mano de obra precisa para los trabajos de prefabricación pesada, guarda relación con el número de vigas a prefabricar, dada la limitación de no poder construir más de una viga por día y molde. De ahí se desprende la conveniencia de disponer el menor número posible de vigas.

En cuanto al resto de las operaciones del tablero, tanto la prefabricación de las losetas, como la colocación de las mismas, elaboración de armaduras, tesado, etc. puede considerarse como un trabajo industrializado de producción en serie, cuya eficacia depende del grado de organización de la obra, sistematización de las operaciones a efectuar y de la elección adecuada de personal debidamente cualificado.

El sistema constructivo descrito no presupone la necesidad de tener que concluir todo un tablero para iniciar el siguiente. En este viaducto, existían distintos equipos independientes que recorrían la obra realizando operaciones repetitivas a pleno rendimiento y sin interrupción alguna. De ahí que la consideración del tiempo transcurrido entre el inicio de construcción de cada uno de los tableros y su terminación carecía de importancia, siendo el dato más interesante el rendimiento global. Concretamente, se realizó la construcción de 80 table-

losas de hormigón armado. La estimación de tal conveniencia, con una visión puramente subjetiva, será objeto de comentario más adelante al analizar los aspectos técnicos de la solución.

La existencia de tres vigas solamente, a pesar de la gran anchura del tablero (casi 15 metros) trae consigo la necesidad de dotar a la losa superior de unos voladizos laterales proporcionados a la gran separación existente entre ejes de vigas. Por ello, la distancia relativa entre las dos vigas de borde es mucho menor que en cualquier otra solución, que podríamos llamar convencional, con mayor número de vigas. Los capiteles son reducidos, para esta solución, su vuelo es escaso y ello representa una considerable ventaja económica dentro del conjunto de la obra.

En cuanto a los fustes, creo interesante mostrar los criterios seguidos en su proyecto, aunque no tienen ya nada que ver con la tipología estructural del tablero. Por motivos puramente constructivos, existía la conveniencia de resolver con una sección única pilas cuya altura variaba entre 7 m. y 18 m. Las cargas horizontales tenían gran incidencia en los esfuerzos resultantes, pues se sumaban los efectos de frenado, contracción lenta de tableros (existía una junta cada 3 vanos), fuerza centrífuga y efecto sísmico, con lo cual, en el estado de flexocompresión esviada para las hipótesis más desfavorables, los momentos en ambas direcciones perpendiculares eran, en algunos casos, del mismo orden de magnitud.

La gran cantidad de pilas a construir motivó la realización de un estudio de optimización de materiales en que se consideraron conjuntamente todos los fustes con sus variables motivadas por la altura y posición de juntas de dilatación. El análisis se efectuó teniendo en cuenta 12 hipótesis de carga para cada uno de ellos, con los esfuerzos calculados en distintas secciones, según su altura. Este estudio, realizado con la ayuda del ordenador, sirvió para determinar la sección más económica para el conjunto de la obra, que fue diseñada armonizando el criterio económico y estético. Las hendiduras longitudinales no sólo tiene por objeto aligerar la sección, sino que contribuyen a dar cierta sensación de esbeltez, sobre todo en determinadas condiciones de iluminación diurna, por las sombras producidas (Fig. 20). Por lo demás, la sección es sensiblemente rectangular, con las dimensiones de los lados deducidas del estudio de optimización y la mayor parte de las armaduras longitudinales concentradas en las esquinas, para lograr la máxima capacidad resistente frente al agotamiento para los citados estados de flexocompresión.

3) Mano de obra.

Tal como se habrá podido observar, la construcción de pilas, capiteles, vigas y riostras no entraña especiales problemas y se caracteriza por su simplicidad. La cantidad de mano de obra precisa para los trabajos de prefabricación pesada, guarda relación con el número de vigas a prefabricar, dada la limitación de no poder construir más de una viga por día y molde. De ahí se desprende la conveniencia de disponer el menor número posible de vigas.

En cuanto al resto de las operaciones del tablero, tanto la prefabricación de las losetas, como la colocación de las mismas, elaboración de armaduras, tesado, etc. puede considerarse como un trabajo industrializado de producción en serie, cuya eficacia depende del grado de organización de la obra, sistematización de las operaciones a efectuar y de la elección adecuada de personal debidamente cualificado.

El sistema constructivo descrito no presupone la necesidad de tener que concluir todo un tablero para iniciar el siguiente. En este viaducto, existían distintos equipos independientes que recorrían la obra realizando operaciones repetitivas a pleno rendimiento y sin interrupción alguna. De ahí que la consideración del tiempo transcurrido entre el inicio de construcción de cada uno de los tableros y su terminación carecía de importancia, siendo el dato más interesante el rendimiento global. Concretamente, se realizó la construcción de 80 table-

ros en menos de 6 meses de trabajo, contados desde la colocación de la primera viga en su posición definitiva, hasta el hormigonado de la última losa. El rendimiento global medio conseguido fué, por tanto, de 14 tableros por mes.

Aspectos técnicos

1) Vigas.

Uno de los problemas comunes a todos los puentes de vigas es la dificultad de construir la superficie del trasdós del tablero coincidente con la teórica, entendiéndose como tal, una superficie engendrada por una familia de rectas contenidas en planos perpendiculares a la rasante y con una pendiente definida por el peralte.

Supuesta una losa de tablero constituida por un plano teórico, normalmente se sitúa en el espacio de forma que sea tangente a la rasante en un punto. Ello significa que existirá un error teórico, por el hecho de asimilar un plano a una superficie alabeada. El efecto de este error sistemático se suele despreciar, puesto que implica únicamente la necesidad de recrecer ligeramente el espesor de la capa de rodadura. Concretamente, para el viaducto de Montmeló, esta diferencia representaba 2 centímetros como máximo.

Otro motivo de error es la imposibilidad de conocer con precisión la contraflecha de las vigas. Existen diversos factores aleatorios, tales como desviación en la fuerza de tesado, pérdidas por rozamiento, diferencias entre los módulos de elasticidad, etc. por los que los valores de cálculo sólo dan una idea estimativa. Según las conclusiones de una de las Comisiones de trabajo del Congreso celebrado en Nueva York en el año 74, se establece que variaciones de ± 30 por 100 entre la contraflecha prevista y registrada, se pueden considerar admisibles y dentro de la normalidad. Tenemos, pues, que ante una contraflecha teórica de 5 cm., la variación puede ser $\pm 1,5$ cm. Pero quizá el error de mayor cuantía sea el que puede originar la fluencia. Consideremos el caso de unas vigas construidas en el mes de mayo, por ejemplo, y sobre las que no se sitúa la losa de tablero hasta el mes de agosto. Debido al grado de humedad y temperatura propios del verano, su contraflecha inicial puede llegar casi a duplicarse en tan corto espacio de tiempo.

Llegamos a la conclusión, que en una obra normalmente ejecutada, si se realiza el acabado de las superficies de los tableros, partiendo de la geometría de las vigas, las imprecisiones pueden alcanzar valores de varios centímetros.

Tales errores no suelen tener normalmente consecuencias. Basta con recrecer convenientemente el tablero y disimular mediante la imposta las variaciones alimétricas del borde. En tales casos, no debe despreciarse el efecto del peso propio de tales rellenos, que ya vemos pueden ser importantes, sobre todo si se trata de tableros muy ligeros en que el incremento relativo puede ser grande y por tanto, hay que adoptar márgenes de seguridad suficientemente holgados, para prever dichas eventualidades. Los errores apuntados representan además una complicación para realizar las losas prefabricadas de tablero, debido al grado de precisión que requiere el encaje de las piezas y ello es un factor de gran importancia a tener en cuenta en los detalles de diseño de los sistemas de prefabricación.

2) Sistemas de prefabricación de losas de tablero.

La gran separación existente entre vigas es el motivo fundamental por el que la construcción de la losa superior debe realizarse con elementos prefabricados, dados los inconvenientes que representaría la colocación y retirada de encofrados, caso de que se pretendiese construirla "in situ".

Vamos a considerar y comparar tres tipos de elementos prefabricados autoportantes que se suelen utilizar en tableros de puentes (Fig. 21):

LOSAS DE TABLERO — Secciones tipo

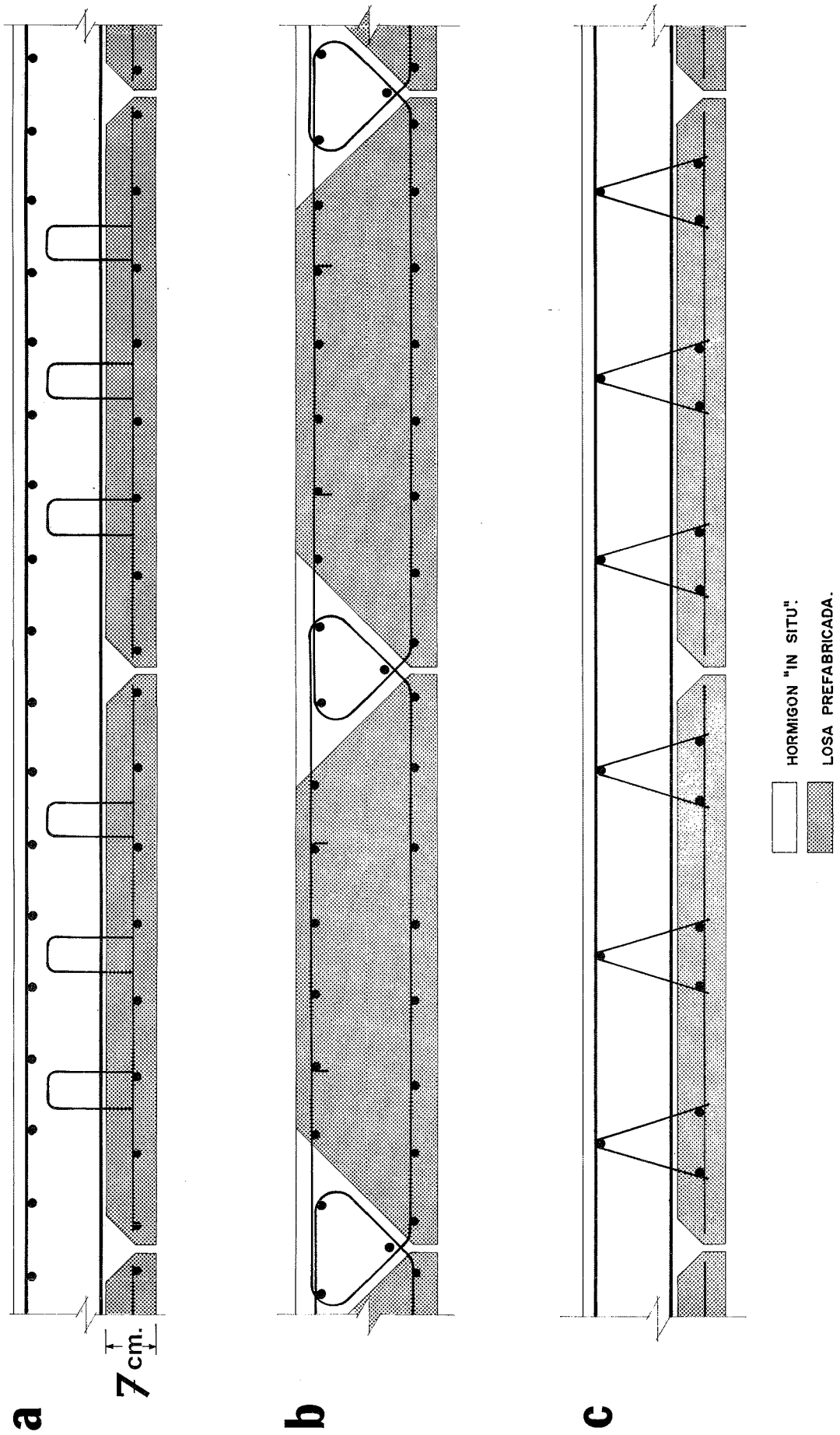


FIG. 21

LOSAS DE TABLERO — Secciones tipo

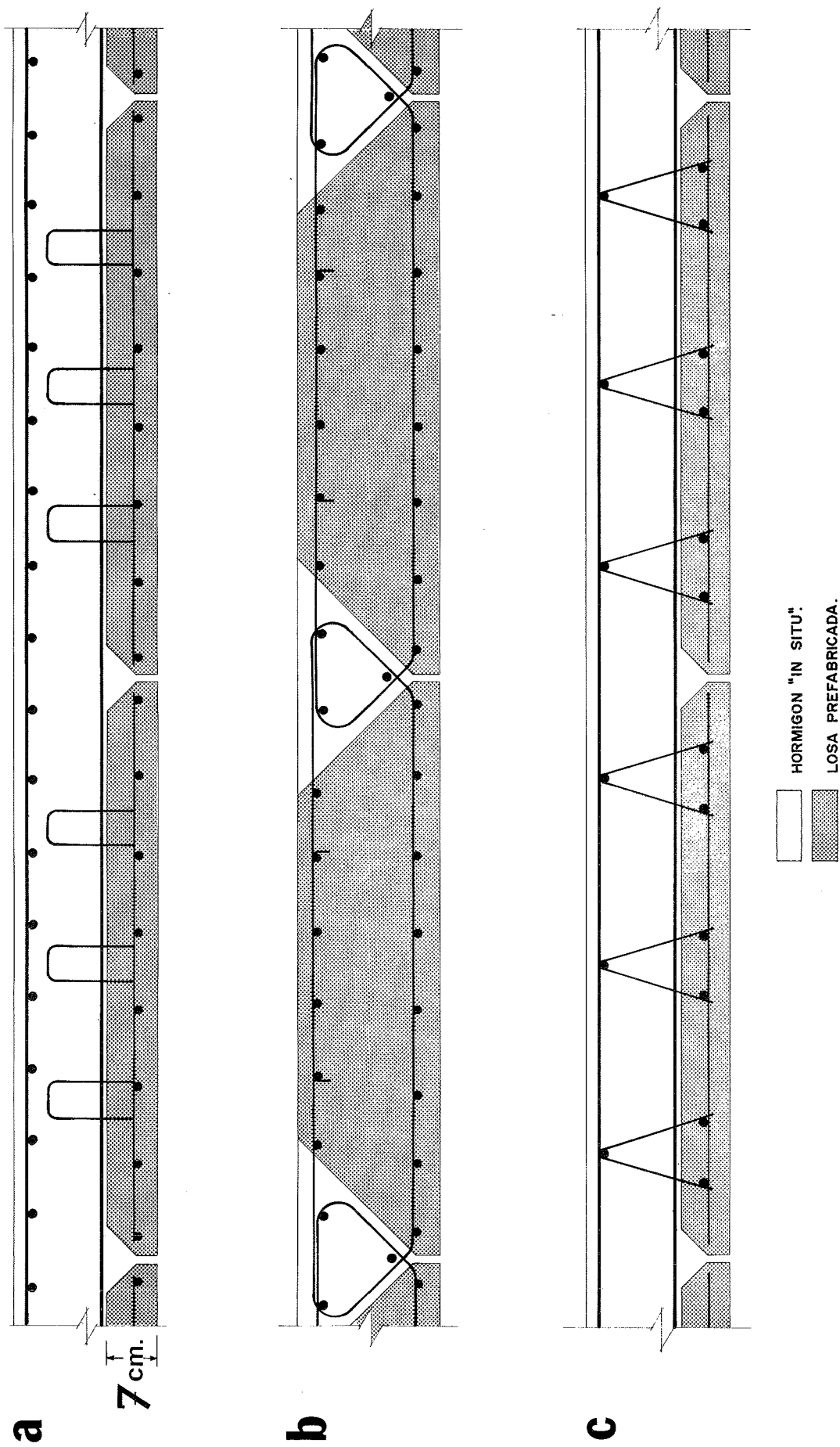


FIG. 21

- a) Las losas de hormigón de 7 cm. de espesor con la armadura incorporada se han utilizado en la construcción de numerosos puentes en España. Tienen el inconveniente de que antes de fraguar el hormigón "in situ" que completa la losa de tablero, el canto útil de la sección resistente es muy pequeño, del orden de 4 centímetros, por lo que tales piezas sólo pueden ser empleadas cuando la separación entre vigas es moderada. El límite de utilización razonable se encuentra para separaciones de vigas del orden de dos metros y medio. Por el mismo motivo, la magnitud del voladizo que arranca de las vigas de borde queda limitada a un metro aproximadamente.
- b) Una solución ampliamente utilizada en numerosos viaductos de las autopistas italianas consiste en prefabricar la losa del tablero en todo su espesor con piezas provistas de unos chaflanes en sus bordes de los que sobresalen unas armaduras de conexión. Al existir un canto útil adecuado, es posible utilizarlas en tableros con vigas muy separadas entre sí. Es necesario disponer de unos nichos en correspondencia con las vigas de borde, a fin de lograr la ligazón entre ambos elementos y transmitir de forma adecuada los esfuerzos rasantes a través del hormigón de relleno y las armaduras previamente dispuestas en las vigas (Fig. 22).

La unión lateral entre losetas, mediante el hormigonado de las acanaladuras formadas, resulta eficaz y las armaduras de conexión son suficientes para resistir los momentos longitudinales producidos por las cargas de tráfico.

Este tipo de losa ha sido utilizada en Italia, en ocasiones para formar losas de tablero de hormigón armado o para tableros pretensados transversalmente, empleándose el postensado, o bien, el pretensado por adherencia en las losas prefabricadas.

Uno de los inconvenientes de dicha solución es la dificultad de dar continuidad a la losa superior entre tableros adyacentes. La naturaleza de la unión entre piezas prefabricadas contiguas permite transmitir los esfuerzos longitudinales cuando son de escasa magnitud, pero en las zonas de continuidad en que los esfuerzos son mucho mayores, ya no es posible utilizar este sistema y, por tanto, es necesario adoptar, para dichas zonas, soluciones que se apartan de la tipificación. Este hecho no ha representado hasta ahora inconvenientes en Italia, ya que normalmente se suele disponer de una junta de dilatación por tablero. En España, sin embargo, existe la tendencia de limitar el número de juntas de dilatación y de disponer las losas de tablero continuas a lo largo de tres vanos como mínimo. Ello es uno de los motivos por los que la losa italiana no resulta del todo adecuada a nuestras exigencias actuales.

A ello habría que añadir el hecho de que no hay posibilidad de corregir los posibles errores de nivelación en una primera fase de hormigonado de tablero, puesto que no hay recrecido sobre la superficie superior de las piezas prefabricadas.

- c) Las losas de 6 ó 7 centímetros de espesor, dotadas de una estructura espacial formada por barras de acero, tienen las mismas ventajas que la solución anterior, por el hecho de aprovechar todo el canto de la losa definitiva a efectos resistentes. La armadura longitudinal se coloca sobre el fondo de hormigón, en el que existen unas acanaladuras en las juntas, a fin de que el recubrimiento mínimo quede asegurado. Dicha armadura puede ser convenientemente reforzada en zonas localizadas sin que la naturaleza de las losetas cambie, por lo que es posible establecer la continuidad entre vanos adyacentes sin que exista alteración en la tipificación de elementos prefabricados.

El hormigonado posterior in situ permite un acabado apropiado del tradós del tablero y existe la posibilidad de corregir con ello posibles errores de nivelación.

Otro aspecto positivo de esta solución es la ligereza de las piezas prefabricadas, cuyo peso propio es del orden de la tercera parte del de las losas macizas, con lo que los medios auxiliares de construcción necesarios son consecuentemente menos potentes.

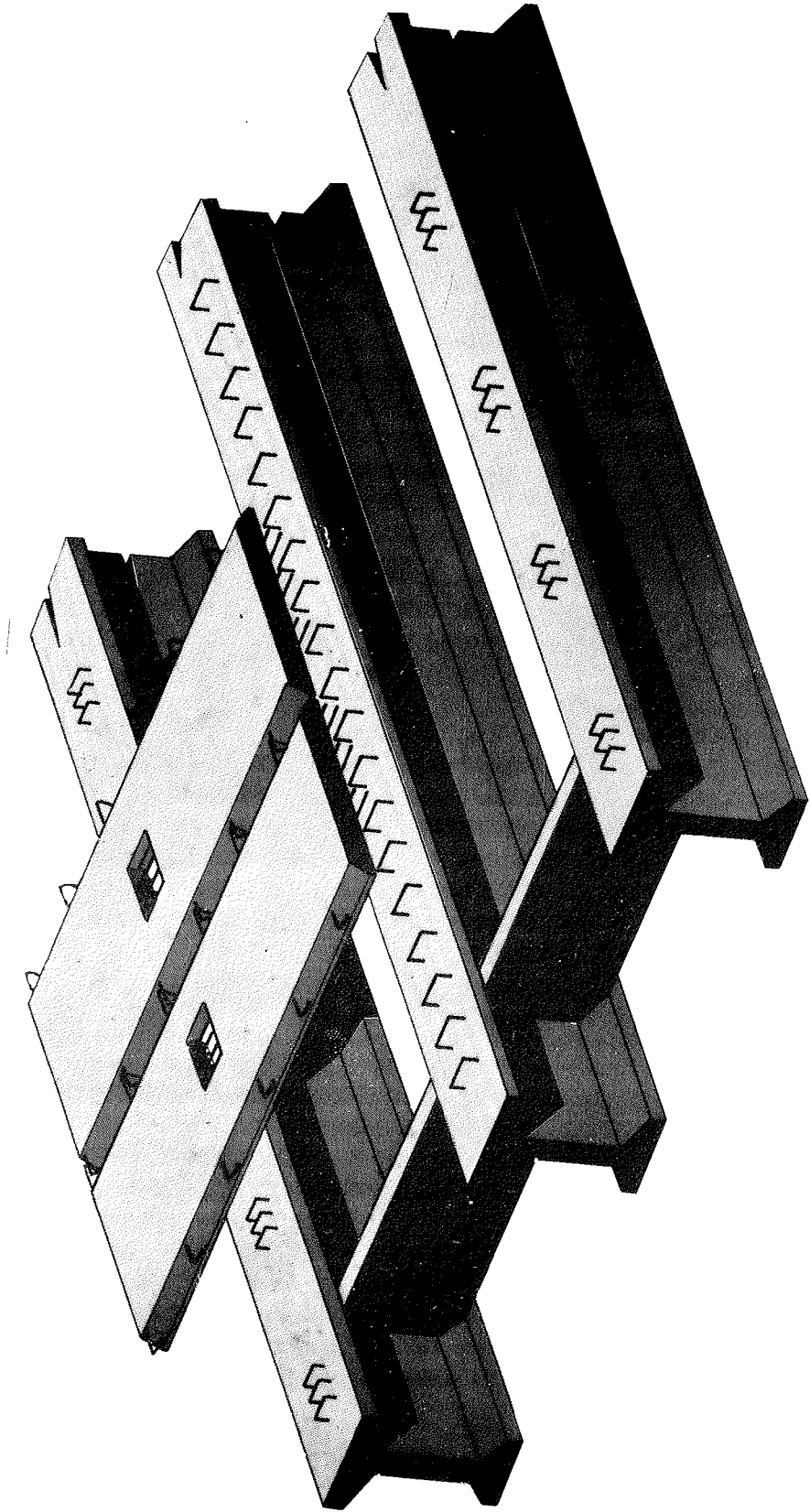


FIG. 22

El diseño de las losetas, en las que no existe hormigón en la zona situada sobre las vigas de borde, permite realizar la conexión vigas-losa de una forma continua y con una mayor superficie de contacto que en el caso de las losas macizas en que la unión se realiza de forma discontinua a través de unos orificios (Fig. 23).

De las tres soluciones apuntadas, la última de ellas posee evidentes ventajas funcionales sobre las demás y por ello ha sido adoptada en el sistema constructivo descrito.

3) Loseta prefabricada.

Durante las fases constructivas anteriores al endurecimiento del hormigón in situ de la losa de tablero, cada loseta se comporta realmente como una estructura metálica formada por unas vigas espaciales en celosía, con el cordón inferior parcialmente hormigonado.

En la zona en que los esfuerzos son mayores, es decir, sobre la cabeza de la viga de borde, queda interrumpido el hormigón del fondo y por ello el cordón inferior solicitado a compresión precisa ser reforzado mediante una triangulación en el plano horizontal, a fin de proporcionar la adecuada seguridad frente al pandeo lateral (Fig. 24).



FIG. 23

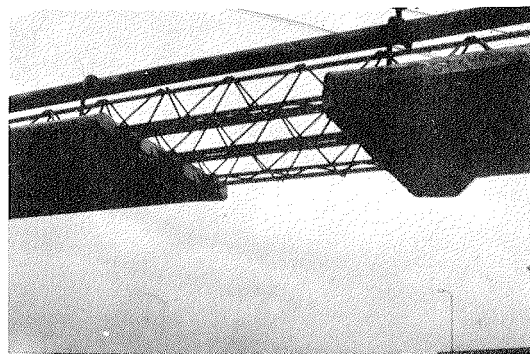


FIG. 24

La sección de las diagonales, que trabajan unas a tracción y otras a compresión, es constante en toda la pieza por motivos de tipificación (redondos de ϕ 8 mm.). La comprobación de las mismas se ha hecho teniendo en cuenta la más comprimida de ellas y se ha dimensionado con los procedimientos de cálculo propios de las estructuras metálicas y la adopción del correspondiente coeficiente de pandeo, que resulta ser igual a 1,90. Una vez la loseta ha cumplido su misión autoportante y el hormigón que completa el tablero ha endurecido, desaparece todo riesgo de inestabilidad y el coeficiente de pandeo resulta igual a 1. Ello significa que las diagonales disponen todavía de una capacidad mecánica residual para resistir las posteriores solicitaciones a que estarán sometidas como consecuencia de la transmisión del esfuerzo rasante entre los dos hormigones en contacto. A pesar del dimensionamiento realizado, considerando la diagonal más comprimida, como parte de una estructura metálica, existe suficiente seguridad al agotamiento trabajando posteriormente como una armadura dentro del hormigón, frente a los esfuerzos que se produzcan en lo sucesivo.

Con las bases de cálculo fijadas para la diagonal más solicitada, se comprende fácilmente que el grado de seguridad frente a la transmisión del esfuerzo rasante es muy alto, debido a la capacidad mecánica superabundante que disponen las demás diagonales menos solicitadas.

Cada loseta está dispuesta para apoyarse en un extremo de la viga central y en ambos extremos de la viga de borde; es decir en tres puntos que en general no se encuentran formando una línea recta, debido a que las vigas se encuentran a distinta altura de acuerdo con

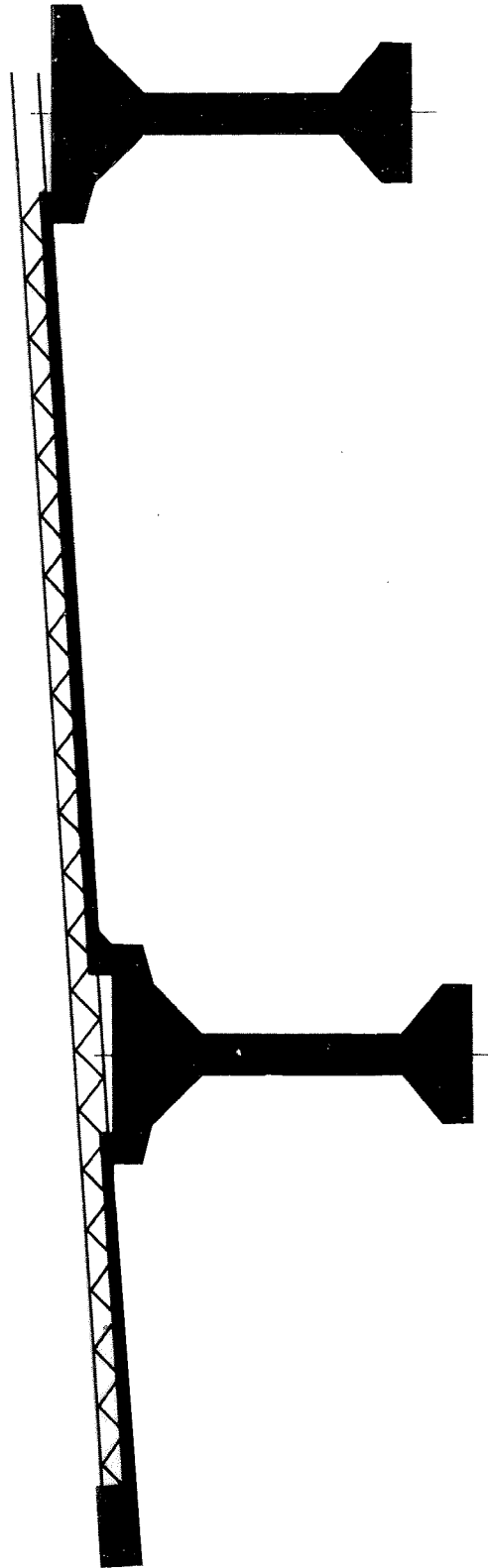


FIG. 25

el peralte transversal de la calzada (Fig. 25). Para lograr un apoyo adecuado en los tres puntos se disponen unos tacones en el fondo de hormigón, cuya altura es variable según el peralte y que se realizan gracias a un sistema de regulación existente en el fondo de los encofrados (Fig. 26). Tal medida podría parecer a simple vista enormemente complicada, pero ello no es así cuando se trata de obras, que por su envergadura, precisan la construcción de un gran número de piezas. Teniendo en cuenta que diferencias entre el peralte real y teórico del 1 por 100 no representan problemas, se realizan varios grupos de losetas distintas cuya única variación son los citados tacones. El número total de piezas prefabricadas en el viaducto de Montmeló se elevó a 6.500, por lo que no resultó inconveniente alguno dividir las en 8 grupos de losas cuya única diferencia eran las dimensiones de los tacones que determinaba el peralte.

La colocación de las losetas sobre las vigas debía hacerse de forma que las armaduras salientes de las vigas quedasen en los espacios comprendidos entre grupos de armaduras de losetas. Por ello, la distancia entre estribos verticales de vigas (Fig. 27) y por tanto, armaduras superiores de espera, era idéntica al intereje de armaduras de las losetas. El posicionado de las armaduras se realizó cuidadosamente, gracias a lo cual, no se presentaron a lo largo de la obra problemas de interferencias en el momento de colocar las losetas.

Las losetas se colocaron a tope una contra la otra, con lo que se completaba así la superficie rectangular que cubría cada tablero. La curvatura del viaducto, variable en casi toda su longitud, determinaba en el extremo de cada tablero unos espacios de forma trapezoidal en planta, comprendidos entre losetas. Una vez dispuestas las losetas, se suspendía de ellas un encofrado que permitía construir dicha zona in situ y establecer la continuidad en los tableros.

Uno de los principales problemas que planteó la fabricación de estas piezas fué el control de calidad de las soldaduras del cordón superior de la estructura espacial de las losetas. Se trataba de uniones de fuerza (80 por loseta; 500.000 en el total de la obra) en las que caso de producirse fallos, se rompía la loseta durante el proceso de hormigonado del tablero. Diversas roturas acaecidas a lo largo de la obra motivaron una revisión constante de los procesos de soldadura y la adopción de especiales precauciones para la manipulación de las piezas y su almacenamiento. La verificación mecánica de las soldaduras se realizó mediante un ensayo no destructivo en que se utilizaba una prensa hidráulica. Periódicamente se realizaba una prueba destructiva, consistente en aumentar la carga hasta el agotamiento de la pieza: debía producirse el pandeo de las diagonales antes que la rotura de la soldadura para determinar que el proceso de fabricación se estaba ejecutando correctamente (Fig. 28).

Se realizaron también, aunque de forma no sistemática, unas pruebas de carga en las piezas terminadas. Los esfuerzos producidos por bloques de hormigón de 0,5 toneladas (Fig. 29) eran superiores a los que debía resistir la loseta durante el proceso de hormigonado del tablero, si bien los materiales trabajaban dentro del dominio elástico, con lo que la prueba de verificación no era destructiva. Con ello era posible determinar de antemano si la pieza se encontraba en condiciones resistentes adecuadas para su utilización.

4) Losa superior de tablero.

Se dispuso pretensado transversal, debido al escaso espesor de la losa de tablero (20 cm.) y al gran vuelo de la misma desde la viga de borde (2,67 m. desde el extremo hasta el eje), ya que las cargas de tráfico podían incidir sobre dicha zona.

Es necesario indicar que con el tren de la actual Instrucción Española de Puentes, los esfuerzos debidos a la flexión local, calculados para la acción del carro de 60 Toneladas en losa de tablero, son considerablemente mayores que los que normalmente se producen como consecuencia de la acción de las ruedas de los camiones más pesados que circulan por nuestras carreteras. A ello debe añadirse el hecho de que, según la citada instrucción, la sobre-

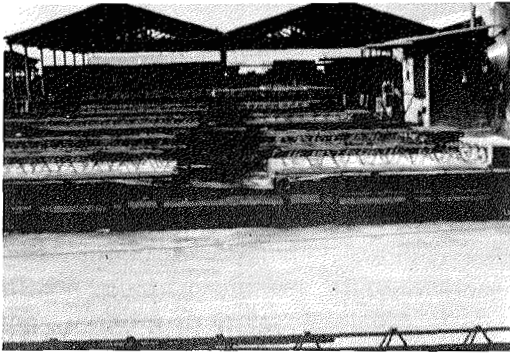


FIG. 26

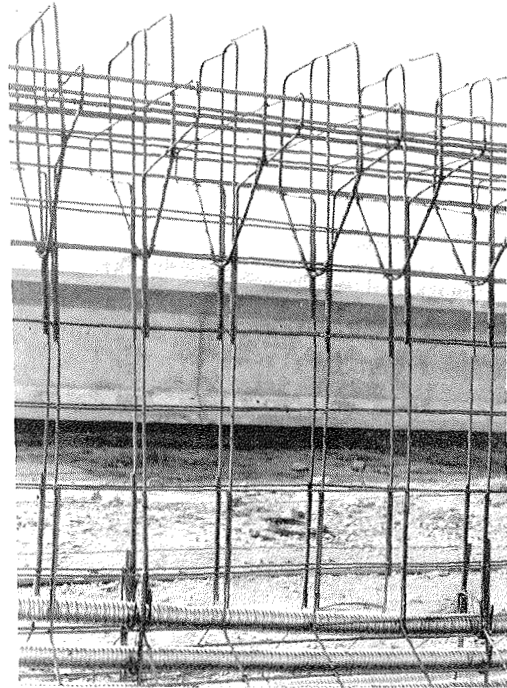


FIG. 27

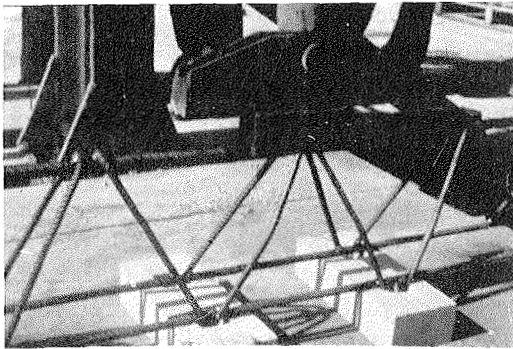


FIG. 28

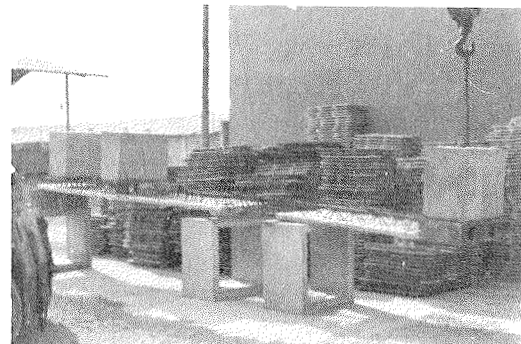


FIG. 29

carga de $0,4 \text{ T/m}^2$. se extiende a toda la superficie, incluida la que ocupa el propio carro, lo cual no parece que sea posible en la realidad, caso de que efectivamente se situase un carro de 60 Toneladas sobre el puente. Este solape de las cargas, que apenas tiene influencia en la valoración de los efectos longitudinales, representa sin embargo en el cálculo de la flexión local, la obtención de unos valores que difícilmente podrán ser alcanzados en la realidad, aún con sobrecargas excepcionales.

Existe una interesante consideración, puesta de manifiesto durante la prueba de carga del viaducto. Debido a motivos de plazo, fué necesario realizar las pruebas de carga antes de extenderse la capa de aglomerado asfáltico sobre el tablero y por tanto, sin que se produjese el correspondiente efecto de reparto de las cargas concentradas por la citada capa de rodadura. Dado el escaso espesor de la losa de tablero, la importancia de dicho reparto era grande, hasta tal punto que la superficie eficaz considerada en el cálculo suponiendo una difusión a 45° era del orden de la mitad de la que se obtendría considerando los 8 centímetros de aglomerado, teniendo en cuenta la verdadera superficie de contacto de las ruedas de los camiones, cuya carga era la máxima autorizada por la legislación vigente. Se realizó el cálculo oportuno antes de la prueba de carga, a fin de valorar dicho efecto desfavorable y se

obtuvieron unos esfuerzos del orden de la mitad de los que resultaban del cálculo con la consideración del tren de la Instrucción Española; es decir carro de 60 Toneladas más una sobrecarga uniforme de $0,4 \text{ T/m}^2$., extendida además en la zona ocupada por el carro. Ello nos mostraba cuán grande era el grado de seguridad real, por el hecho de haber verificado las secciones durante el proyecto de acuerdo con el tren de la Instrucción.

Creo que resulta interesante indicar, los criterios de dimensionamiento seguidos durante el proyecto. Se estimó conveniente proyectar el pretensado transversal sin admitir estados de compresión en el hormigón bajo los efectos más desfavorables del carro de 60 Toneladas. El coeficiente de seguridad a la rotura, para tales sobrecargas fué de 2,7 en el arranque de la zona volada y de 4,6 en el centro del vano entre vigas, con lo que queda patente el alto grado de seguridad conseguido.

Las zonas voladas de la losa próximas a las juntas de dilatación, merecieron un tratamiento especial, debido a que los esfuerzos que se producen en ellas como consecuencia de la actuación de las cargas concentradas, son superiores a las que se obtienen a lo largo del vano (Fig. 30). En tales zonas se incrementó convenientemente el pretensado transversal, de acuerdo con los esfuerzos previstos. Se estimó necesario sin embargo, adoptar una medida suplementaria de seguridad, por el hecho de tratarse de una zona de borde y por tanto, con escasas posibilidades de redistribución ante un posible fallo. Se proyectó una imposta lateral, de forma que fuese capaz de actuar como una viga que rigidizase el borde de la losa. La imposta, con un canto de 55 cm., estaba fuertemente armada en esta zona (Fig. 31), de forma que estaba capacitada para transmitir las cargas de borde a una zona más alejada de la junta de dilatación y por tanto, con más posibilidad de reparto.

Una vez puesto de manifiesto el alto grado de seguridad de las losas de tablero, cabría preguntarnos si ello implica una utilización innecesaria de acero. Hemos visto además, que los esfuerzos previsibles son mucho menores que los calculados de acuerdo con el tren de la Instrucción oficial, por tanto el coeficiente de seguridad podría disminuirse sin problema alguno, sin embargo la cantidad de acero precisa (8 kilogramos/metro cuadrado de tablero) para el pretensado transversal es tan reducida, que prácticamente no da lugar a rebajarla para conseguir una pequeña economía.

Se pueden lograr, sin embargo, ciertas ventajas económicas disponiendo las losas armadas en vez de pretensadas. Tal solución se está desarrollando ya en otros viaductos, que mencionaré. Ello se ha realizado únicamente en tableros con voladizos laterales de escasa longitud y en los que prácticamente no incidirán sobrecargas de tráfico.

La ventaja del pretensado transversal no solamente la constituye la gran seguridad a la rotura resultante, sino fundamentalmente la garantía de durabilidad a largo plazo. Las losas de tablero son los elementos más expuestos a los agentes atmosféricos y por ello es recomendable dotarlas de una impermeabilización superficial. Sin embargo, quizá la medida más eficaz para evitar el paso del agua a través de ellas, sea la propia naturaleza del hormigón sometido a una compresión permanente.

Finalmente existe otra ventaja adicional del hormigón pretensado por la que es posible realizar las losas del tablero con grandes voladizos laterales sin riesgo alguno frente a la fatiga del acero. Normalmente, las mayores cargas producidas por los vehículos lentos actúan en el borde del tablero y ello es el motivo por el que dichas zonas pueden estar sometidas a fuertes oscilaciones de esfuerzos y un número alto de ciclos durante los años que la estructura debe estar en servicio. Tal como es sabido, las variaciones de tensión en el acero del hormigón pretensado, suelen ser suficientemente pequeñas como para descartar de forma absoluta todo riesgo de fatiga.

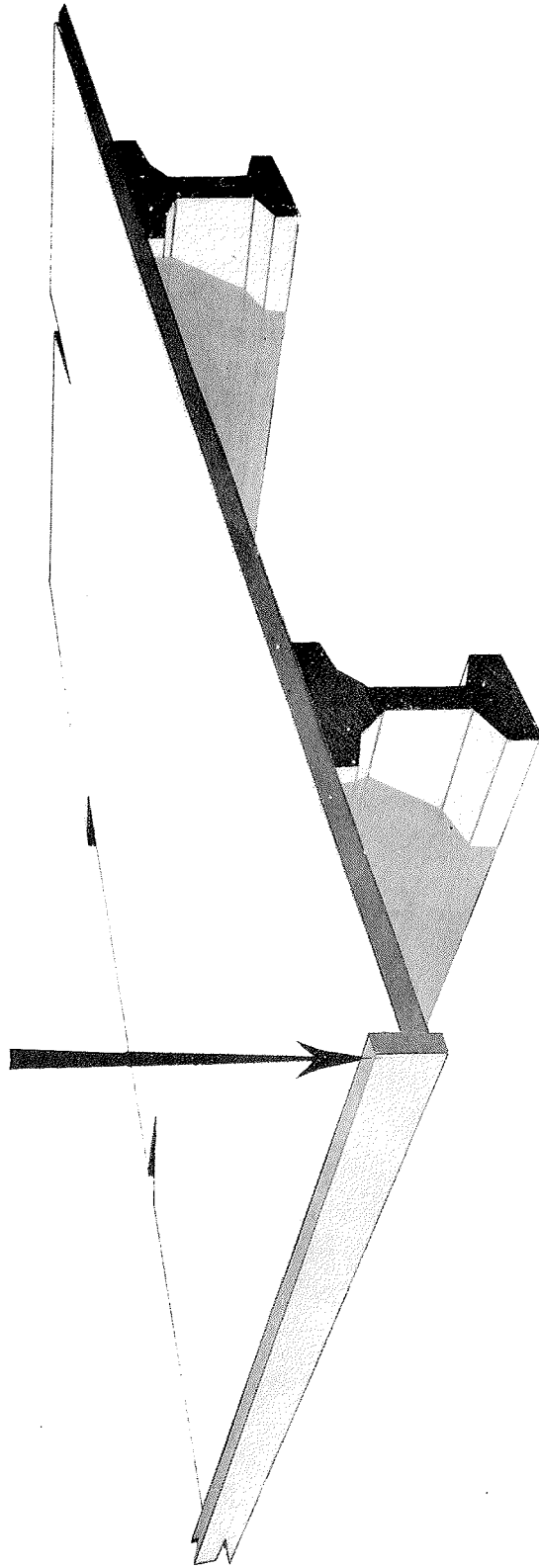


FIG. 30

Pruebas de carga a rotura de la losa de tablero

Durante la puesta a punto de los sistemas de prefabricación de este tipo de viaductos, se hicieron diversas pruebas, algunas de ellas con carga hasta la rotura.

Es preciso advertir que el objetivo de dichas pruebas no era la obtención de datos experimentales de precisión sobre el comportamiento en el estado último de las piezas y que los medios utilizados eran simplemente los elementales para unas comprobaciones a pie de obra y por tanto, sin el instrumental propio de cualquier laboratorio. Sin embargo, se estimó de gran interés la realización de tales pruebas para observar cualitativamente su forma de agotamiento, tanto en losas de hormigón armado como de hormigón pretensado y establecer las conclusiones oportunas en lo referente a la seguridad en la transmisión del esfuerzo rasante entre piezas prefabricadas y el relleno de hormigón in situ. Se construyó una franja de todo un tablero, reproduciendo exactamente las cabezas de las vigas mediante unos macizos de hormigón apoyados sobre una bancada, a través de unas rótulas con posibilidad de desplazamiento horizontal, a fin de permitir el giro; lo que guarda cierto paralelismo con la realidad, ya que la rigidez torsional de las vigas puede considerarse suficientemente baja como para suponer que no existe coacción en el giro de las losas, debido a su flexión propia en el sentido transversal. Se aplicaron cargas, mediante gatos hidráulicos, en las distintas zonas de las losas provocando su agotamiento.

En la Fig. 32 se muestra el ensayo realizado para la verificación de la zona de arranque del voladizo. El gato hidráulico se dispuso de forma que en la sección estudiada se reprodujesen simultáneamente los máximos momentos flectores y esfuerzos cortantes de servicio, con lo que al aumentar progresivamente la carga hasta el agotamiento podía medirse el coefi-

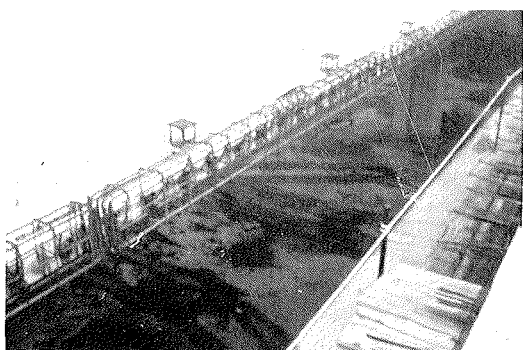


FIG. 31

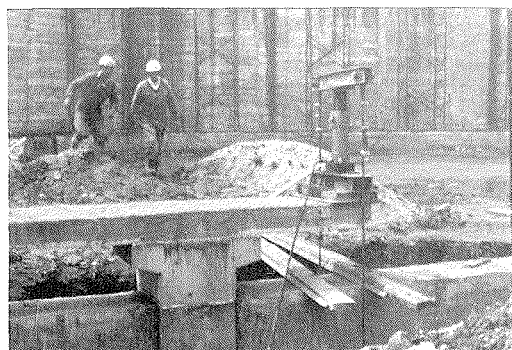


FIG. 32



FIG. 33



FIG. 34

ciente de seguridad real de la pieza. En la Fig. 33 se muestra una losa de hormigón pretensado en que la rotura se ha producido por aplastamiento del hormigón de la zona comprimida, existiendo fisuras casi verticales en la zona traccionada. La figura 34 corresponde a una losa de hormigón armado en donde puede apreciarse la inclinación de las grietas y el agotamiento de la armadura de tracción.

En todas las pruebas realizadas, tanto en losas armadas como pretensadas, se produjo la rotura de las piezas como si estuviesen constituidas enteramente por material homogéneo, con lo que se comprobó que la transmisión del esfuerzo rasante entre losetas prefabricadas y el relleno de hormigón in situ no ofrecía problemas desde el punto de vista de seguridad.

Efectos hiperestáticos debidos al pretensado

1. El pretensado transversal de la losa de tablero tiene un trazado curvo en alzado apropiado para los esfuerzos de flexión según el esquema de una losa con tres apoyos lineales (Fig. 35). La hiperestática debida al pretensado, calculada analíticamente, resulta despreciable, por lo que prácticamente no existe variación en las reacciones de apoyo al introducir el pretensado.
2. Al realizar el pretensado transversal, el acortamiento elástico de la losa de tablero puede quedar ligeramente coartado en las zonas próximas a las riostras, es decir, que la distribución de tensiones puede no ser uniforme a lo largo del tablero como consecuencia de la coacción de deformaciones que puedan imponer las riostras a través de las vigas. Aunque mediante diversas asimilaciones estáticas, tal efecto instantáneo no parecía tener importancia, tanto en la losa como en las riostras y ante la dificultad de determinarlo analíticamente, se optó por realizar una prueba en obra mediante extensómetros que determinasen la distribución de tensiones a lo largo de la losa.

En este caso la determinación de tal distribución de tensiones instantáneas, de evidente interés experimental, no se precisaba para conocer el estado final del tablero en situación de servicio, debido a que las riostras estaban pretensadas previamente con tensiones de compresión del orden de más del doble de las de la losa de tablero. Por tanto, la deformación previsible por fluencia de las riostras era aproximadamente la misma que la deformación total (la elástica más la diferida) de la losa del tablero. Es decir, que la posible coacción de deformaciones en zonas localizadas de la losa del tablero, desaparece con el tiempo, gracias al efecto favorable de la fluencia.

3. Otro efecto hiperestático considerado, fué el motivado por la coacción de deformaciones diferidas debidas al pretensado longitudinal de las vigas.

El pretensado de las vigas de borde era superior al de la viga central. una vez unidas las tres vigas por las riostras, existía un reparto transversal tal, que imponía la igualación de contraflechas diferidas debidas a la fluencia. Este efecto se valoró analíticamente, teniendo en cuenta el tiempo máximo previsible que transcurría entre la unión de vigas y riostras y construcción de losas de tablero. Se comprobó que la variación tensional en vigas y riostras era pequeña, por lo que dicho efecto carecía de importancia.

Prueba de carga del puente

Se realizó la prueba de carga mediante doce camiones con las máximas cargas autorizadas. Se midieron, mediante flexímetros, las flechas elásticas en los puntos más representativos del tablero. Posteriormente se analizó el tablero como un emparrillado, considerando la

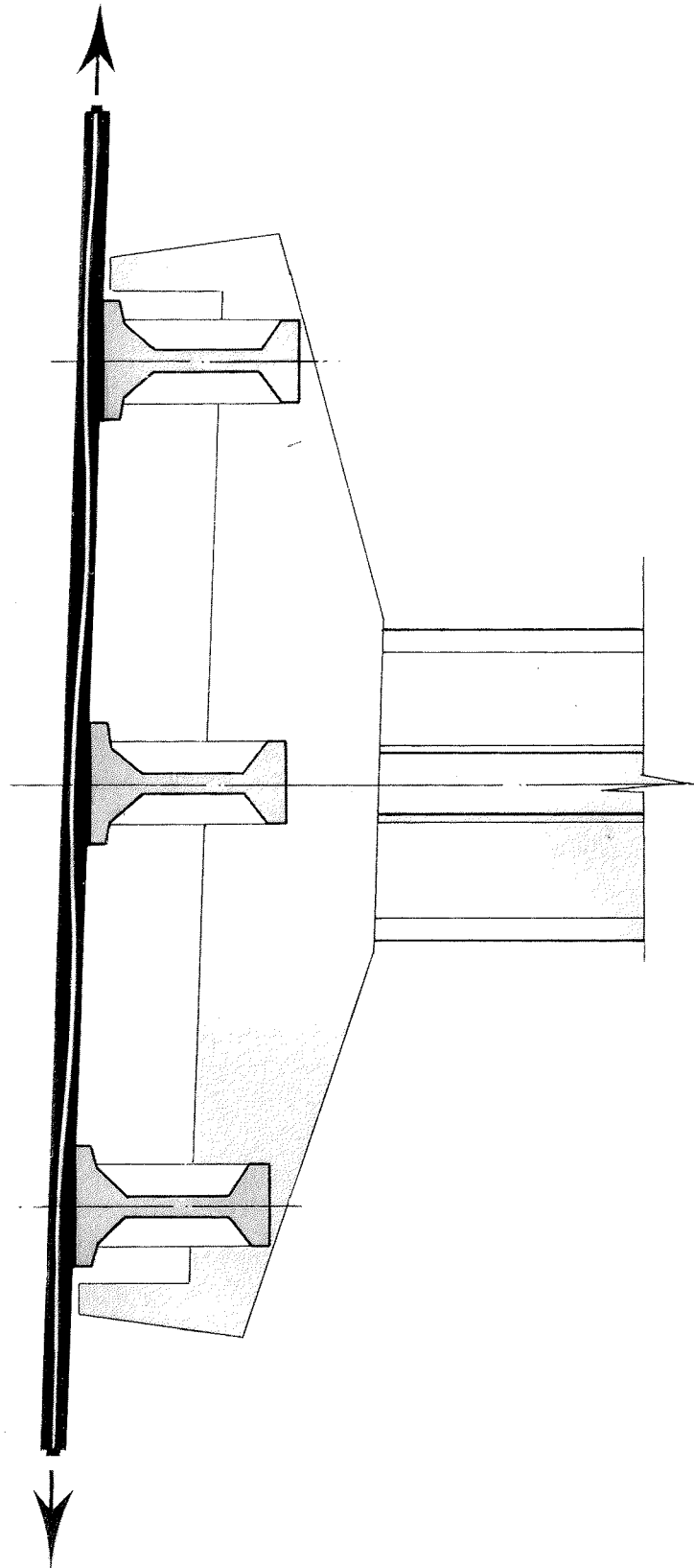


FIG. 35

verdadera posición y magnitud de las cargas aplicadas, coincidiendo los resultados teóricos con los experimentales, probándose con ello la idoneidad del sistema de análisis utilizado.

La flecha máxima registrada en la viga de borde fué de 11 milímetros es decir aproximadamente $1/2900 L$.

Las figuras 36, 37 y 38 corresponden a la obra terminada.

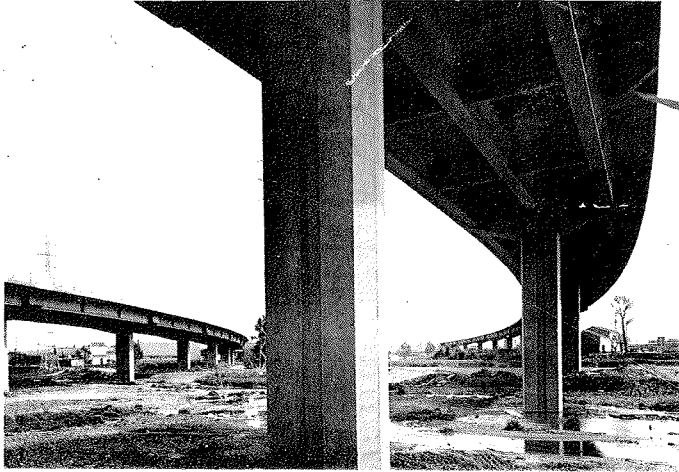


FIG. 36

FIG. 37

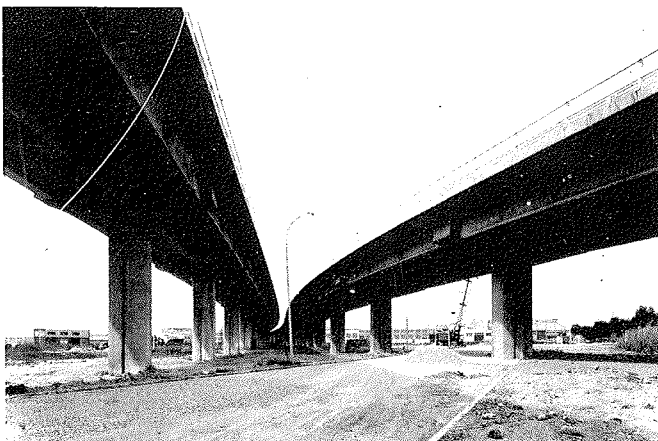
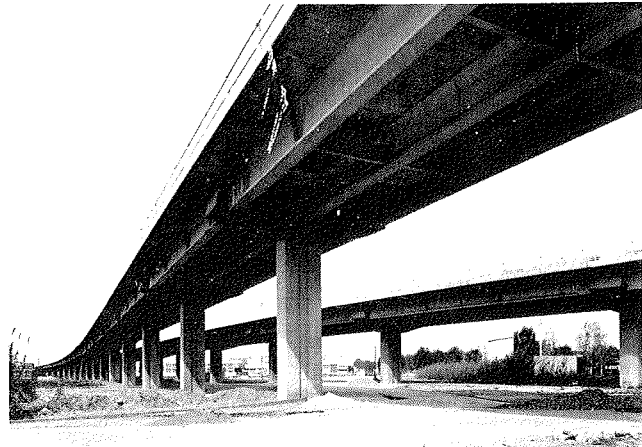


FIG. 38

AUTOPISTA VASCO ~ ARAGONESA
TRAMO: ALTUBE - ZAMBRANA
VIADUCTOS (SECCION TIPO)

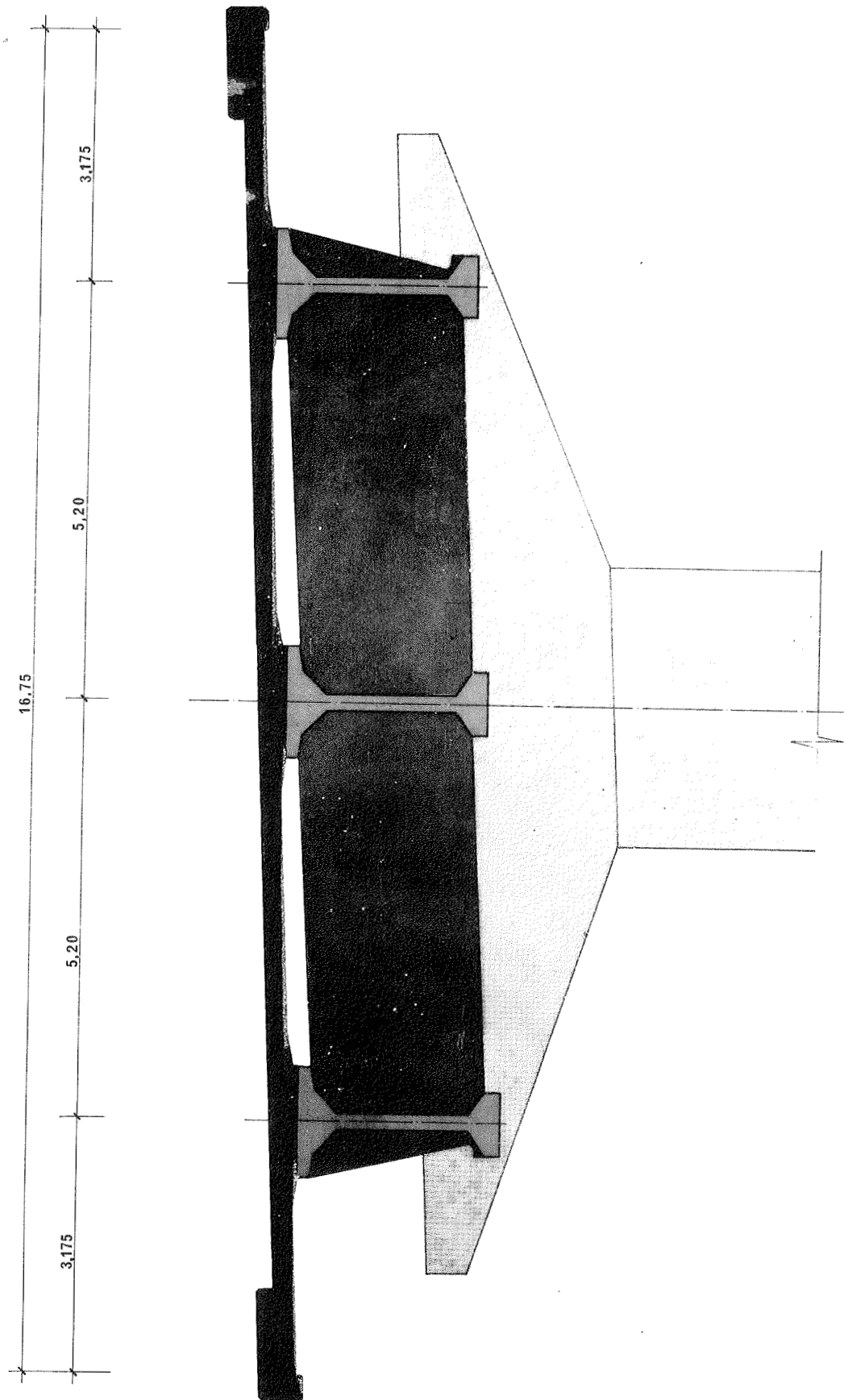


FIG. 39

OTROS VIADUCTOS EN CONSTRUCCION:

— *Viaductos del tramo Altube-Zambrana de la Autopista Vasco Aragonesa*

Se ha adoptado la misma concepción estructural para el tablero. Las luces máximas son de 40 metros y la anchura de los tableros 16,75 m. La separación entre vigas es 5,20 m. y el voladizo lateral, contado desde el eje de la viga de borde 3,15 metros (Figs. 39, 40 y 41).

En estos viaductos se ha introducido una mejora constructiva consistente en dotar a las cabezas de las vigas de una prolongación realizada in situ, quedando prácticamente a tope una con la otra. Con tal medida, el apoyo necesario para las losetas prefabricadas resulta continuo a lo largo de todo el viaducto, sin interrupción alguna en la zona situada sobre las pilas.

El espesor de la losa del tablero es variable entre 30 y 25 cm. Existe pretensado transversal en riostras y en la losa de tablero.

En la Fig. 42 se aprecia la última loseta cercana a la junta, provista de 3 cables en vez de 2, constituyendo el refuerzo necesario por el efecto de borde, descrito anteriormente.

— *Puente de cuatro vanos en Puente Genil (Córdoba)*

He aquí una aplicación excepcional del sistema a un puente de escasa longitud. La oportunidad de disponer en un determinado momento de los sistemas constructivos de un gran viaducto, ha permitido resolver el paso sobre el río mediante cuatro vanos de 32 metros.

Se han utilizado tres vigas en cada tablero. Dado el escaso ancho (13 metros), los voladizos laterales son cortos y quedan ocupados por las aceras únicamente (Fig. 43). Los esfuerzos resultantes han permitido resolver mediante hormigón armado las losas de tablero y las riostras.

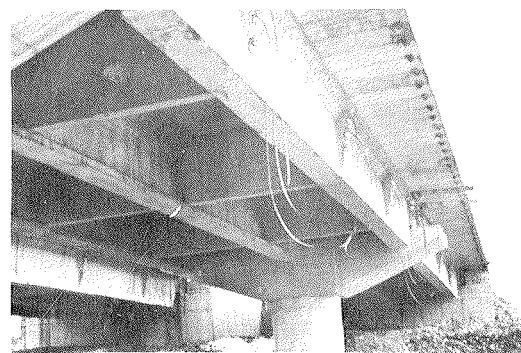
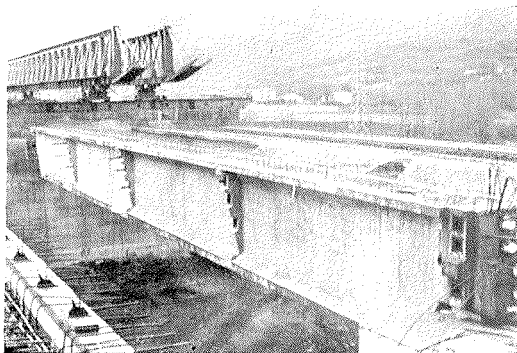


FIG. 41



FIG. 42

PUENTE SOBRE EL RIO GENIL (CORDOBA)

SECCION TIPO DE TABLERO

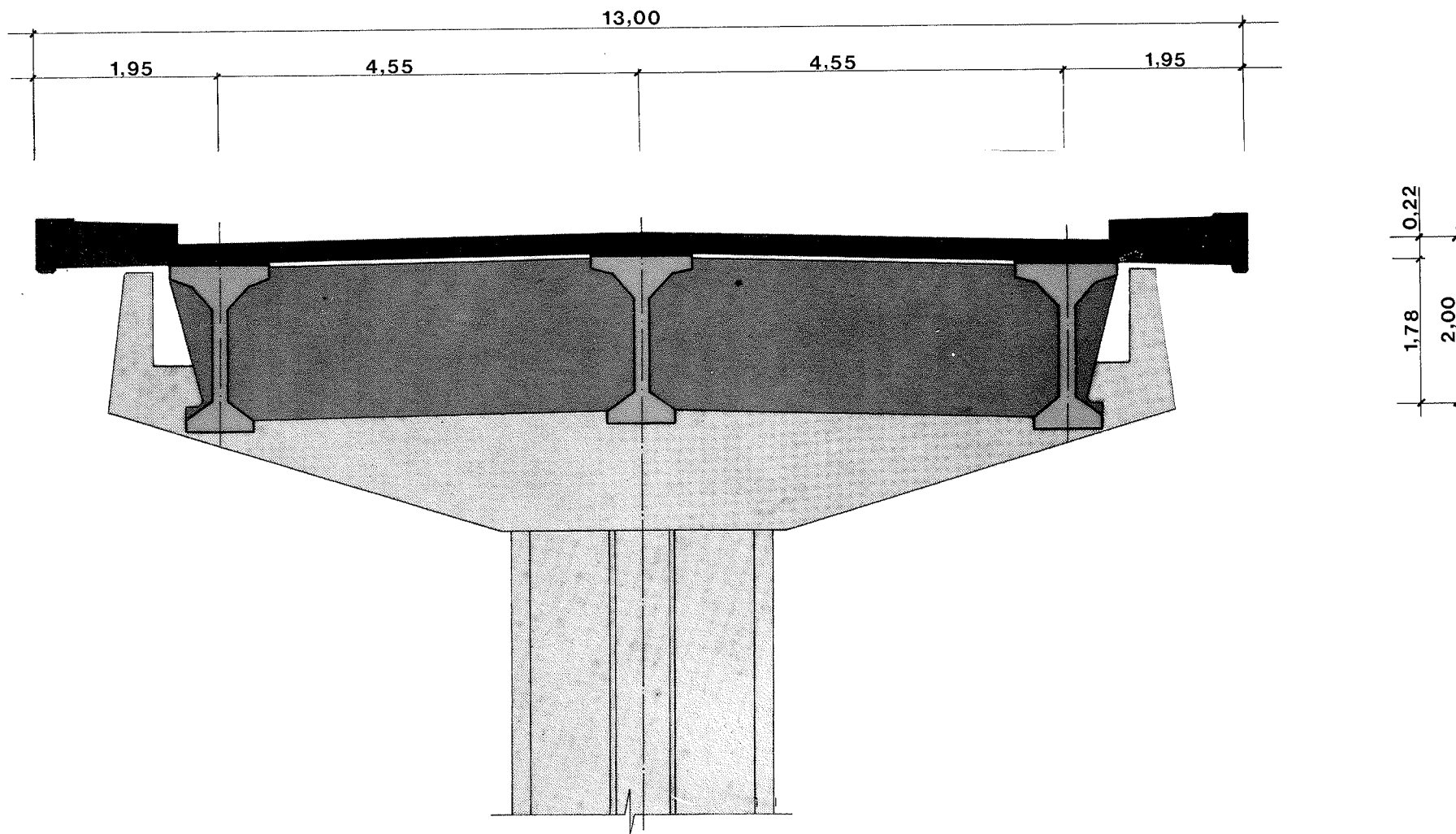


FIG. 43

- *Viaducto para el Cinturón Litoral de Barcelona*, en el tramo desde la Zona Franca hasta el Paseo de Colón.

Este viaducto, cuya construcción ha comenzado recientemente, estará formado por un total de 39 vanos de 30 m. de luz con un tablero de 17,35 m. de anchura. Se utilizarán cuatro vigas por tablero y las losas superiores serán de hormigón armado (Fig. 44).

Las riostras serán pretensadas, ya que debido a la gran anchura de tablero, los esfuerzos resultantes no admitirían la solución mediante hormigón armado.

Consideraciones finales

Una vez analizados los aspectos positivos de la solución a través de los datos recogidos en unas obras ya terminadas y en otras que se encuentran en avanzado estado de construcción, no quisiera concluir mi exposición sin dejar de mostrar los puntos débiles, que a mi juicio pueden tener este tipo de puentes, caso de que no se adopten ciertas precauciones durante el desarrollo del proyecto y la ejecución de las obras.

Como habrá podido observarse, los tableros de estos viaductos se caracterizan por una utilización de cantidades mínimas de materiales, dispuestos de forma que su aprovechamiento estructural es óptimo. Ello, puede considerarse ciertamente como una cualidad en circunstancias normales, pero nos indica al mismo tiempo el peligro que puede representar cualquier fallo eventual en la ejecución. Las estructuras de hormigón normalmente admiten, dentro de ciertos límites, la existencia de defectos y la posibilidad de errores de cálculo o de estimación de sobrecargas, gracias a la posibilidad de redistribución de esfuerzos dentro del material, que es mayor, cuantos más grados de hiperestaticidad posea la estructura.

Sin embargo, la tipología de los tableros de los viaductos que he mostrado, da muy pocas posibilidades de redistribución, debido a la gran separación existente entre las piezas fundamentales que forman la estructura. Es decir, un defecto local de importancia en una pieza, puede afectar gravemente al conjunto de la estructura. En cierta forma sería aplicable, para estas estructuras, el conocido símil de la cadena, que es tan fuerte como su eslabón más débil.

Por todo ello, parece imprescindible proyectar las distintas partes de la estructura tendiendo a conseguir amplios márgenes de seguridad y realizar el dimensionamiento de las secciones de acero con generosidad, procurando duplicar los mecanismos resistentes en algunos puntos críticos, como ya se ha mencionado anteriormente.

Puede afirmarse que las cualidades de la solución, en lo que respecta a la economía, estriban fundamentalmente en la concepción. Durante el desarrollo del proyecto es necesario tomar unas medidas de seguridad que podrían calificarse de conservadoras, si se atendiese exclusivamente a los criterios de dimensionamiento y adopción de los mínimos coeficientes de seguridad de cualquier norma vigente. Por ello no parece prudente tender a aquilatar las secciones, pretendiendo conseguir una economía adicional de materiales, que por otra parte, tendría poca incidencia en el valor global de la obra.

VIADUCTO PARA EL CINTURON LITORAL DE BARCELONA

SECCION TIPO DE TABLERO

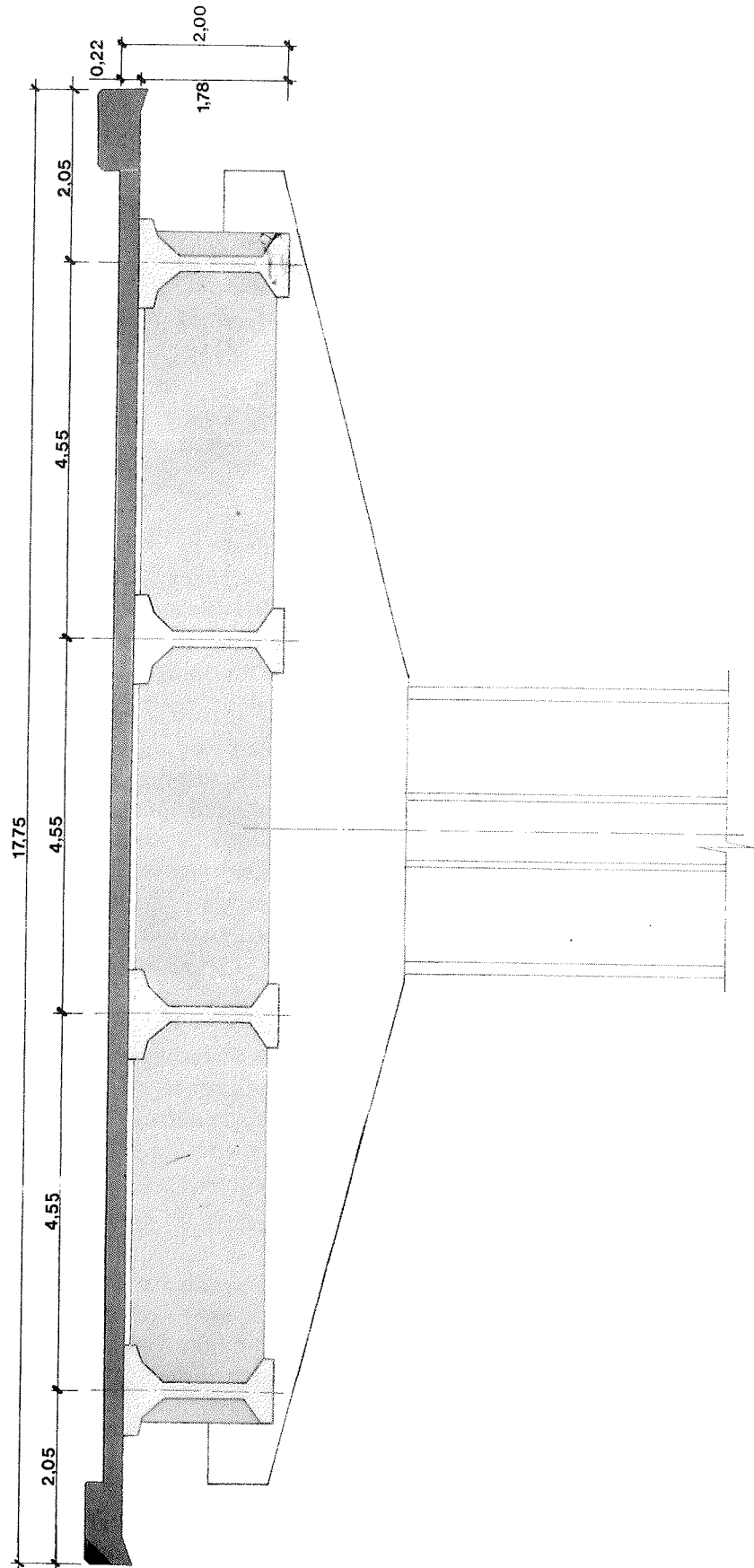


FIG. 44

La naturaleza de la solución implica un alto grado de exigencia al constructor, quien debe conocer a fondo la problemática propia del sistema y ser cuidadoso en la resolución de los detalles. La realización de un riguroso control de calidad es imprescindible para garantizar las condiciones exigidas en el proyecto.

Se ha mostrado un sistema constructivo que permite resolver viaductos de gran longitud con rapidez de ejecución y de una forma económica, mediante la utilización de vigas prefabricadas. En cuanto a la estética, es cierto que utilizando otras técnicas constructivas, el proyectista dispone normalmente de mayores posibilidades para diseñar armoniosamente las formas, sin estar supeditado a los condicionantes geométricos que impone la naturaleza de las piezas prefabricadas. En consecuencia, los puentes construidos in situ están especialmente indicados cuando las condiciones del entorno exigen un cuidadoso tratamiento estético, como ocurre en las ciudades, zonas con belleza paisajística, pasos superiores, etc. Sin embargo, cuando se trata de resolver viaductos de grandes dimensiones, debemos tener en cuenta ante todo el aspecto económico, debido a los fuertes desembolsos que para la colectividad representan este tipo de obras. Por ello, estimo que el sistema que he descrito está indicado para ser utilizado actualmente en España, en unos momentos en que las circunstancias que nos rodean representan una llamada hacia la austeridad. Nuestra labor en estas obras debe tender a conjugar la economía con la estética y a marcar adecuadamente unos criterios de proyecto y exigencias en la ejecución que nos aseguren la deseada durabilidad a largo plazo.

Colaboraciones

Desearía finalmente citar a quienes más directamente han colaborado en la realización de los Viaductos que les he mostrado. Por tratarse de grandes obras públicas, han participado muchas personas coordinadas en un trabajo en equipo. Por razones de brevedad, resultaría imposible mencionar a los componentes más destacados y por ello me limitaré exclusivamente a indicar las principales organizaciones que han intervenido en cada obra.

El Viaducto de Montmeló, perteneciente al itinerario Montmeló-Papiol de la Autopista del Mediterráneo, ha sido construido para Autopistas del Enlace, Concesionaria Española; entidad que ha supervisado los trabajos, actuando como Dirección de Obra, Esboga.

La construcción de los Viaductos del tramo Altube-Zambrana de la Autopista de Bilbao a Zaragoza se está efectuando actualmente para Vasco Aragonesa, Concesionaria Española, S.A.

El Puente sobre el río Genil, se está construyendo para la 8ª Jefatura Regional de Carreteras de Córdoba. El viaducto para el acceso a la Zona Franca desde el Paseo de Colón en Barcelona, para la 5ª Jefatura Regional de Carreteras y se encuentra en las primeras fases de ejecución.

La empresa constructora de las obras mencionadas, ha sido Caminos y Puertos, a excepción de las correspondientes al tramo Altube-Zambrana de la Autopista Vasco-Aragonesa, que se están realizando en agrupación formada por la citada empresa, con Constructora Internacional y Dragados y Construcciones.

Todos los Proyectos de los viaductos descritos, han sido desarrollados en el Gabinete Técnico de la Empresa Caminos y Puertos. El proyecto de los tableros de los viaductos para la Autopista Bilbao-Zaragoza ha sido realizado también en el citado Gabinete Técnico, habiéndose actuado en colaboración con el Gabinete de Proyectos de Vasco-Aragonesa Concesionaria Española para los restantes elementos estructurales y en el desarrollo global del proyecto de los viaductos.

Los comentarios a este artículo, deberán enviarse a la secretaría de la A.T.E.P. antes del día 31 del próximo mes de enero de 1978.

* *

**PRIMER SIMPOSIO INTERNACIONAL
SOBRE CARACTERIZACION DE MATERIALES POR ULTRASONIDOS
Convocatoria a Conferenciantes**

Este Simposio se celebrará en el "National Bureau of Standards" en Gaithersburg, Maryland, del 7 al 9 de Junio de 1978. Es el primero dedicado exclusivamente a la caracterización de materiales por ultrasonidos. Los temas a tratar incluyen métodos ultrasónicos para determinación y verificación de propiedades de los materiales (límite elástico, dureza, etc.) a través de medidas tales como velocidad, atenuación, absorción y dispersión; caracterización de los defectos (tipo, forma, tamaño, orientación y posición); nueva instrumentación; desarrollos en palpadores; normas y calibraciones sobre ultrasonidos.

Los autores interesados en presentar conferencias deberán enviar un resumen de 300 palabras antes del 15 de Marzo de 1978. El resumen debe ser suficientemente detallado para permitir al tribunal correspondiente juzgar sobre la aceptabilidad de la conferencia. Los autores serán notificados sobre la aceptación en Abril de 1978. El texto completo de las conferencias debe presentarse antes del Simposio.

Para el envío del resumen o petición de información complementaria dirigirse a:

HAROLD BERGER
Materials A363
National Bureau of Standards
WASHINGTON, DC 20234
U.S.A.



I. E. T. C. C.

Instituto Eduardo Torroja de la
Construcción y del Cemento

UNESID

Unión de Empresas
y Entidades Siderúrgicas

CENIM

Centro Nacional de
Investigaciones Metalúrgicas



MARCAS EN POSESION DEL SELLO:

- ACEROTOR
- ALTRES
- EURA
- NERSID
- REA
- TETRACERO
- UCIN
- EOSA
- MEGACERO
- NERVACERO
- REDUR
- ARTICERO
- URQUIJO



(Ver dorso)

Esta ficha informativa se renueva semestralmente
Datos al 31 de diciembre de 1977

Válida hasta el
1 de julio de 1978



ORGANIZACION

- Creado por iniciativa de UNESID, con la colaboración del IET cc y CENIM
- Regido por unos Estatutos y una Comisión formada por representantes de diversos Organismos Oficiales, de la Administración y de Fabricantes (*)
- Basado en UNE 36088

CONTROL PERIODICO

Comprueba que:

- la materia prima se encuentra debidamente clasificada
- el proceso de fabricación es adecuado
- los medios de control se ajustan a las especificaciones del Sello (*)

Revisa:

- los gráficos de control
- el archivo de datos de análisis y ensayos
y los contrasta mediante ensayos destructivos y no destructivos del producto acabado,
que se efectúan a través de varias inspecciones anuales

GARANTIAS

La garantía individual del producto corresponde al fabricante

El Sello de Conformidad CIETSID garantiza que:

- la fabricación parte de materia prima homogénea
- el fabricante dispone de los medios adecuados de fabricación y control
- la calidad estadística de su producción es adecuada
- el producto se encuentra en posesión del Certificado de Homologación de Adherencia, que es obligatorio según el artículo 9.3 de la Instrucción EH 73

EL SELLO CIETSID EDITA, PERIODICAMENTE, LA LISTA DE MARCAS QUE SE BENEFICIAN DEL MISMO

(*) La normativa del Sello, puede consultarse o adquirirse en la Secretaría del Sello:

Proyecto de forjados pretensados según la Instrucción EP 77*

Javier Lahuerta. Dr. Arquitecto

1. NORMATIVA SOBRE FORJADOS PRETENSADOS

Durante más de treinta años, se han fabricado viguetas y semiviguetas de hormigón pretensado, y con ellas se han construido forjados sin existir una norma española que estableciera con carácter general condiciones exigibles.

En 1942, se dispuso que todo sistema de forjados para edificación fuese sometido a examen de la Dirección General de Arquitectura del Ministerio de la Gobernación, y que para poder emplearlo su informe fuese favorable.

Las viguetas de hormigón pretensado aparecieron en España hacia 1945, quedando incluidas en la anterior disposición, y posteriormente evolucionaron a semiviguetas. La Dirección General de Arquitectura admitía que en la memoria presentada a examen, se empleasen en el cálculo métodos basados en normas extranjeras, como la DIN 4227 de 1953, o en publicaciones técnicas que fuesen de su conformidad, Hoyer, Mörsch, Freyssinet, Guyon, etc., pero no estableció una norma de cálculo.

El informe de aprobación tenía el inconveniente de que no quedaba suficientemente preciso lo que se había aprobado, y por ello en 1966 el Ministerio de la Vivienda estableció la *Ficha de Características* con autorización de uso, en la que ya se precisa lo autorizado y los datos necesarios para el cálculo de forjados. Estos datos se han seguido calculando por los métodos antes expuestos.

En este año 1977 ha sido aprobada la primera norma española de carácter general, la *Instrucción EP 77, Proyecto y ejecución de las obras de hormigón pretensado*. Sus criterios generales y su sistemática son los mismos de la Instrucción EH 73, con la que es muy posible se refunda dentro de pocos años.

Tampoco han existido normas para los aceros de pretensado hasta 1973, en que apareció una parte de la norma UNE 36 095 – Alambres para armaduras pretensadas, y al año si-

* Texto de la conferencia pronunciada el día 12 de mayo de 1977 en la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Sevilla, patrocinada por la Asociación Técnica Española del Pretensado, el Comité de Construcción de la Asociación Española para el Control de la Calidad, la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Sevilla y el Colegio Oficial de Aparejadores de Sevilla y promocionada por el Grupo de Empresas Rubiera y Nueva Montaña Quijano, S.A.

guiente la UNE 36 095 - Torzales, y se completó la anterior. Estas normas, como se sabe, son recomendatorias. En la Instrucción EP 77 aparecen prescripciones y su concordancia con las de las normas UNE no es completa por lo que estas normas deberán revisarse en el futuro.

La Instrucción EP 77 dedica su artículo 58 a los forjados de edificación con elementos prefabricados de hormigón pretensado. Además a los forjados se aplican gran parte de las condiciones generales de otros artículos. Los forjados que incluye son de tres tipos: *Viguetas* con entrevigado, *Viguetas* adosadas de sección hueca o abierta, *Semiviguetas* completadas in situ. Actualmente son estas últimas las más empleadas por las ventajas que presentan.

Durante un plazo de dos años a partir de su publicación, la Instrucción EP 77 será recomendatoria, después del cual pasará a ser obligatoria. Las Fichas de Características Técnicas de los forjados tendrán que ajustarse entonces a la Instrucción y esto obligará a introducir modificaciones, pues los criterios de ésta son, en ciertos puntos, más estrictos que los que algunos han empleado.

2. ACCIONES DE CALCULO

Para las acciones se mantiene en la Instrucción EP 77 el criterio semiprobabilista de la Instrucción EH 73, y el concepto de *valor característico*, refiriendo la evaluación de las acciones a las correspondientes normas, en nuestro caso la MV 101-1962 Acciones en la edificación.

Además de *las acciones directas*, permanentes o variables, y de *las acciones indirectas* o deformaciones impuestas, se introduce el concepto de *acciones de pretensado*: concentradas en los anclajes, normales a los tendones por variación direccional de éstos, y tangenciales por rozamiento y adherencia.

También aparece en la Instrucción el nuevo concepto de *valor frecuente* de una acción variable, como fracción ψ de su valor característico, pero no define estadísticamente qué significado tiene, ni los valores de ψ figuran aún en ninguna norma. Posiblemente figuren en la revisión de la norma MV 101 que ya se ha iniciado.

En las viguetas o semiviguetas prefabricadas con armaduras pretesas, las acciones de pretensado están producidas por la *fuerza de tesado* P_o de la armadura activa en el banco de fabricación:

$$P_o = A_p \sigma_{po}$$

siendo A_p el área de la sección de la armadura activa y σ_{po} la tensión inicial, que no debe sobrepasar 0,75 de la resistencia a tracción del acero, ni 0,90 de su límite elástico.

La *fuerza de pretensado* actuante es función del tiempo. Su valor característico en cada instante es igual a la fuerza de tesado menos las pérdidas instantáneas y las pérdidas diferidas:

$$P_k = P_o - P_{ins} - P_{dif}$$

En nuestro caso las *pérdidas instantáneas* son debidas al acortamiento elástico del hormigón al destesar en el banco, y las *pérdidas diferidas* se deben a la retracción y fluencia del hormigón y a la relajación del acero.

Con los hormigones H 400 ó 500 ordinariamente empleados, y aceros de resistencia no inferior a 150 kp/mm², que son los permitidos, las pérdidas de tensión en las armaduras suelen ser de 35 a 40 kp/mm², que corresponden a pérdidas del 25 por 100 al 30 por 100 en las tensiones del hormigón.

El *valor de cálculo* de cada acción es igual al valor característico multiplicado por el correspondiente coeficiente de seguridad γ_f para las acciones directas e indirectas, y γ_p para la fuerza de pretensado. (Cuadro 1). Los valores de estos coeficientes son diferentes en los estados límites últimos y en los de utilización, y dependen además de las circunstancias que se indican en el cuadro, en el que se ha colocado solamente lo que afecta a las viguetas y semiviguetas para forjados de edificación.

CUADRO 1

VALOR DE CALCULO DE LAS ACCIONES EN FORJADOS						
			Acciones directas o indirectas	$F_d = \gamma_f F_k$		
			Acciones de pretensados	$P_d = \gamma_p P_k$		
Estados límites	Acciones		Coeficiente de seguridad γ_f o γ_p	Circunstancias		
	Tipo	Efecto		Nivel del control de ejecución	Previsión de daños en un siniestro	Tipo de obras
Ultimos: equilibrio agotamiento etc.	Permanente	Desfavorable	1,5	Intenso	Medianos	Viviendas, Oficinas, etc.
			1,6	Normal		
	Variable		1,7	Intenso	Enormes	Teatros, Tribunas, etc.
			1,8	Normal		
	Permanente	Favorable	0,9	Cualesquiera		
		Variable	Favorable			
Pretensado	Todos	1	Cualesquiera			
De utilización Deformación Fisuración etc.	Permanente Variable	Desfavorable	1	Cualesquiera		
		Favorable	1			
	Variables	Favorable	0			
	Pretensado	Desfavorable	1,1	Cualesquiera		
Favorable		0,9				

Con los valores de cálculo de las acciones se calculan las solicitaciones de cálculo, que en forjados tienen dos componentes: momento flector M_d y esfuerzo cortante V_d .

3. COMPORTAMIENTO A FISURACION

En el hormigón pretensado la Instrucción EP 77 considera tres estados *límites de utilización* por razón de la durabilidad de la estructura según su comportamiento a fisuración.

Estado límite de descompresión. Todo el hormigón comprimido: No hay tensiones de tracción. Fisuras impedidas.

Estado límite de aparición de fisuras. No se sobrepasa la resistencia a tracción del hormigón. Fisuras improbables.

Estado límite de fisuración controlada. La amplitud de fisuras no rebasa el límite correspondiente a las condiciones ambientales.

Los elementos, según la protección a fisuración requerida, se proyectan en tres clases de comportamiento:

Clase I. El estado límite de descompresión no se alcanza con las acciones más desfavorables.

Clase II. El estado límite de aparición de fisuras no se alcanza con las acciones más desfavorables. El de descompresión, con las acciones permanentes, más las variables frecuentes.

Clase III. El estado límite de fisuración controlada no se alcanza con las acciones más desfavorables. El de descompresión con las acciones permanentes.

En los forjados de edificación exige la Instrucción EP 77 (Art. 58):

- Las viguetas y semiviguetas al destesar se comportarán en clase I.
- Cuando estén formando parte del forjado pueden en general comportarse en Clase III, a menos que por determinadas causas se exija Clase II o Clase I.

La *microfisuración por compresión* también debe ser limitada. Para ello las máximas tensiones de compresión no deben ser superiores a $f_{ck} : 1,6$.

El proyecto de una vigueta o semivigueta debe realizarse comprobando que en el hormigón las tensiones iniciales al destesar, las producidas en el manejo y formando parte del forjado las debidas a las cargas, cumplen lo anterior. El destesado en el banco no debe realizarse hasta que el hormigón ha alcanzado una resistencia característica no inferior a 1,6 veces la máxima tensión de compresión producida.

4. SOLICITACION DE AGOTAMIENTO Y SOLICITACION UTIL

La *solicitud de agotamiento* $M_u V_u$ de una sección del forjado, se calcula a partir de las resistencias de cálculo de los materiales obtenidas con los valores de coeficientes de seguridad que figuran en el cuadro 2. La *solicitud útil*, $\bar{M} \bar{V}$, concepto que no figura en la Instrucción EP 77, pero que lo emplean las Fichas de Características, es igual a la solicitud de agotamiento dividida por el coeficiente de seguridad de las acciones $\gamma_f = 1,6$.

En un forjado de semiviguetas, el *momento flector de agotamiento positivo* en una sección se calcula del mismo modo que en los forjados de hormigón armado, con el método simplificado del Art. 47.7 de la Instrucción, con bloque rectangular de compresiones en el hormigón es:

Tracción de la armadura: $f_{pd} A_p$

Compresión del hormigón: $0,85 f_{cd} A_c$

Iguálándolas y despejando el área comprimida de hormigón:

$$A_c = A_p \frac{f_{pd}}{0,85 f_{cd}}$$

Después se determina la profundidad del bloque de compresiones, y su baricentro. La distancia entre este punto y el baricentro de la armadura es el brazo de palanca z . El momento flector de agotamiento es:

$$M_u = f_{pd} A_p z$$

La deformación de la armadura a consecuencia del momento M_u es:

$$\Delta \epsilon_{au} = \epsilon_{cu} \frac{d-x}{x} \quad \text{con } \epsilon_{cu} = 0,0035$$

CUADRO 2

MATERIALES DEL FORJADO

- Armaduras activas
- Armaduras pasivas
- Hormigón prefabricado
- Hormigón in situ

RESISTENCIA DE CALCULO

- $f_{sd} = f_{sy} \cdot \gamma_s$
- $f_{pd} = f_{py} \cdot \gamma_s$
- $f_{bd} = f_{bk} \cdot \gamma_c$
- $f_{cd} = f_{ck} \cdot \gamma_c$

MATERIALES DEL FORJADO	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTE DE SEGURIDAD
Armaduras Activas y pasivas	Intenso	$\gamma_s = 1,10$
	Normal	$\gamma_s = 1,15$
Hormigón prefabricado	Intenso	$\gamma_c = 1,40$
Hormigón in situ	Normal o intenso	$\gamma_c = 1,50$

La deformación total de la armadura ϵ_{pu} (Fig. 1) es:

$$\epsilon_{pu} = \epsilon_{pa} + \Delta \epsilon_{au}$$

siendo $\Delta \epsilon_{au}$ la deformación remanente del pretensado en el instante que se considera.

En el agotamiento debe ser: $\sigma_{pu} > f_{pd}$ para lo que es preciso que $\epsilon_{pu} > \epsilon_{pd}$. Esto se cumple en los forjados de semiviguetas si la profundidad x de la línea neutra es menor que la mitad del canto útil.

El momento flector de agotamiento negativo se calcula de modo semejante. La zona

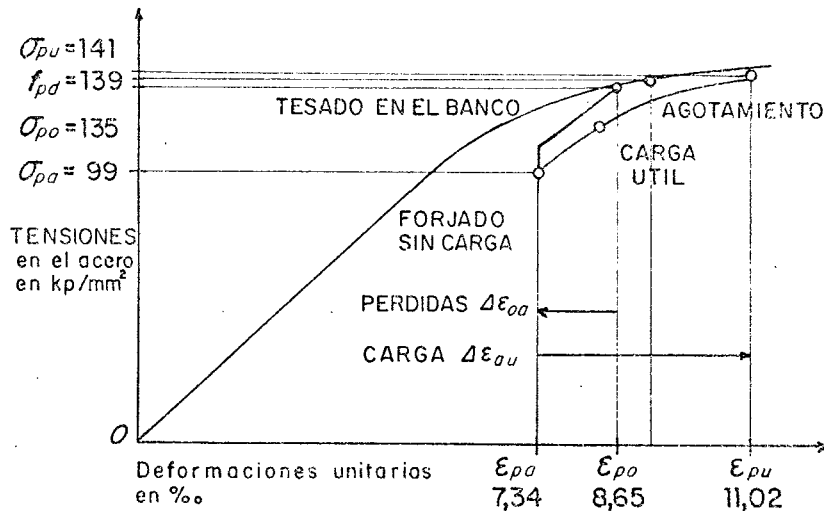


Figura 1.—Comportamiento de la armadura activa de acero AE 153/180 en un forjado.

comprimida está constituida por el hormigón de la semivigueta, a veces con parte de hormigón in situ. Admite la Instrucción que en las zonas extremas de la semivigueta, en una longitud de 200 veces el diámetro de las armaduras, la tensión del pretensado va decreciendo inicialmente hasta tener valor nulo en los extremos. Esto permite resistir momentos flectores negativos sin necesidad de hormigonar una zona entre las semiviguetas.

Permite la Instrucción forjados de semiviguetas sin estribos en las zonas en que no rebasa el *esfuerzo cortante de agotamiento* sin estribos, que además de ser función de la resistencia del hormigón como en la EH 73 dependerá de la cuantía de la armadura y de otras circunstancias. Si se sobrepasa éste se requieren estribos, que podrán estar incluidos en la semivigueta o en el hormigón in situ si tienen anclajes situados en los 2/3 inferiores de la altura de la semivigueta.

5. CALCULO DE LOS FORJADOS

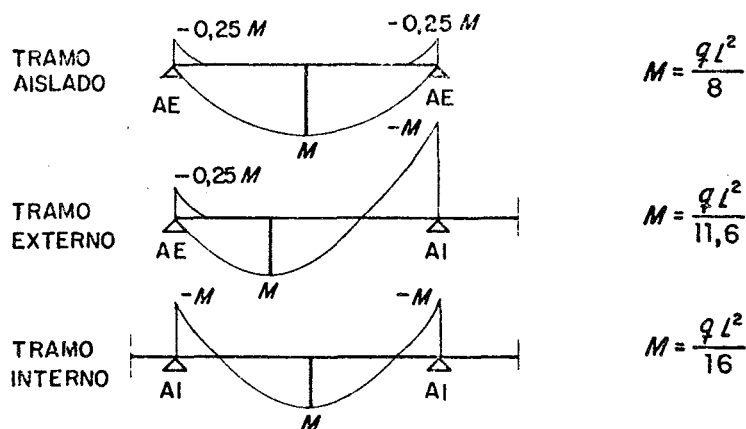
Siguiendo la Instrucción EP 77, en toda sección la sollicitación de cálculo no puede ser mayor que la de agotamiento.

$$M_d < M_u \quad V_d < V_u$$

En forjados esto equivale a que la sollicitación característica no sea mayor que la útil:

$$M < \bar{M} \quad V < \bar{V}$$

La Instrucción EP 77 exige que en las *sustentaciones extremas* de tramos aislados, o de tramos extremos de forjados continuos, se considere para el dimensionado de la armadura superior un momento flector negativo de valor absoluto no inferior a 1/4 del momento flector máximo del vano. Y que, sin embargo, este momento flector negativo se tome de valor cero para calcular el *momento del vano*, a menos que se realice un cálculo elástico de los momentos de semiempotramiento en las vigas o muros resistentes y que estos elementos se dimensionen para resistir las correspondientes torsiones o flexiones (Fig. 2).



En los apoyos internos AI se tomará el máximo momento flector negativo de los dos tramos adyacentes

Figura 2.—Fórmula para los momentos flectores.

También dice la Instrucción EP 77 que en el cálculo de los forjados continuos puede considerarse *redistribución de momentos* por plasticidad, que como máximo llegue a igualar en valor absoluto los máximos momentos de vano con los momentos de apoyo.

Las fórmulas que resultan al aplicar la redistribución en los tramos externos y en los tramos internos de los forjados continuos son muy sencillas.

En una serie cualquiera de tramos continuos pueden aplicarse estas fórmulas a cada uno de los dos tramos. En cada apoyo interno se tomará el mayor de los momentos flectores negativos de los tramos contiguos (Fig. 3). En los vanos se tomará el que se ha obtenido. La consideración de un momento de extremo mayor, como en el segundo tramo del ejemplo, puede dar reducción en el momento del vano, pero en general no es aconsejable hacerlo, por razones prácticas de simplificación.

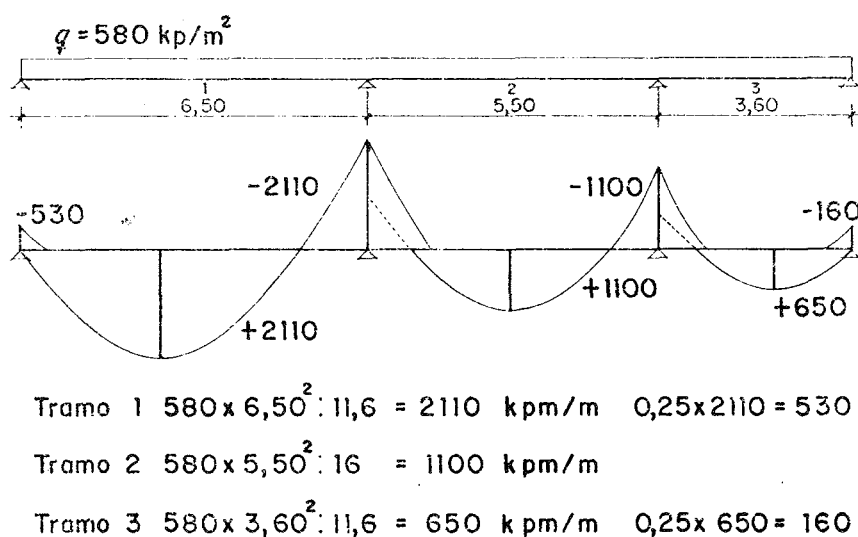


Figura 3.—Ejemplo de cálculo de momentos flectores.

La consideración de la redistribución de este modo tiene las siguientes ventajas para el dimensionado de los tramos continuos de forjado, que son mayoría:

- Con un tipo dado de forjado puede llegarse a cubrir luces algo mayores ya que la igualación de momentos da lugar a menores momentos flectores en los apoyos.
- Se produce una ligera economía de acero por la misma causa anterior.
- La simplificación del proyecto de los forjados, es muy importante, tanto por ser mucho menor el trabajo de cálculo requerido, como por la reducción del número de tramos distintos que resultan. Salvo casos especiales no es necesario trazar las gráficas, dimensionando la longitud de las armaduras superiores mediante reglas prácticas como las que se indican en la figura 4.

Regla práctica para calcular el largo de las barras, incluyendo las longitudes de anclaje.

Si en un tramo $z \leq 0,2 l$ las barras mayores de cada apoyo se sustituyen por una que cubre todo el tramo

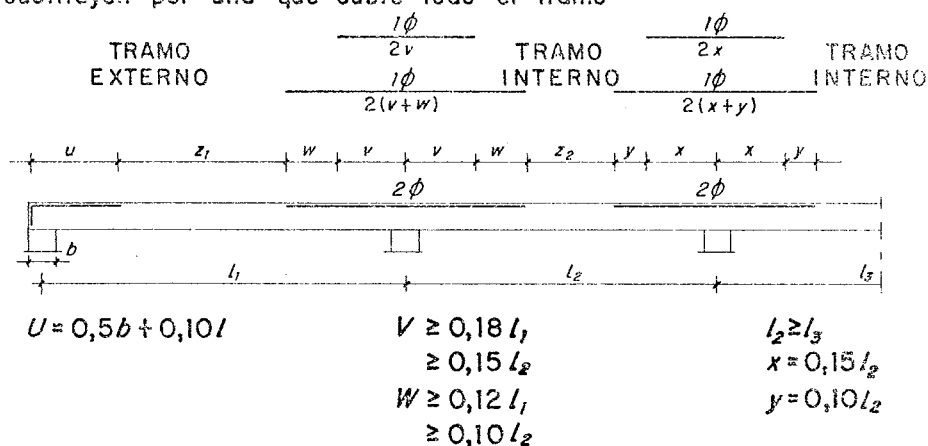


Figura 4.—Longitudes de armaduras superiores.

* *

Congreso europeo de ensayos no destructivos

Mainz (Maguncia), Alemania Federal, 24-26 Abril 1978

La Asociación Alemana de Ensayos No Destructivos organiza este congreso europeo con el que se acorta el lapso de tres años entre los congresos mundiales de END (el próximo tendrá lugar en Melbourne-Australia en Noviembre de 1979). El tema central será "Desarrollos recientes y métodos especiales de END". Los idiomas oficiales del congreso son el alemán, inglés y francés con traducción simultánea de todas las conferencias y discusiones. Habrá, además, una exposición justamente al lado de la sala del congreso, ocupando unos 1.000 m² de extensión con más de 40 firmas expositoras.

Para más información dirigirse a:

DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR ZERSTÖRUNGSFREIE PRÜFUNG E.V.

Geschäftsstelle: 1 Berlin 45, Unter den Eichen 87

DEUTSCHLAND

I. E. T. c. c.

Instituto Eduardo Torroja de
la Construcción y del Cemento

ANDECE

Agrupación Nacional
de Derivados del Ce-
mento

Secretaría del Sello: Costillares (Chamartín) - Madrid-33 - Apartado 19002 - Teléf. 202 04 40

SELLO DE CONFORMIDAD CIETAN DE VIGUETAS PRETENSADAS

Fábricas que han solicitado el Sello

- | | |
|---|---|
| * AEDIUM, S. A.
Basauri (Vizcaya)
Tfno. 49 39 99 | VIGUETAS MUBEMI, S. A.
Torrente (Valencia)
Tfno. 55 17 18 |
| * AEDIUM SORBAN, S. A.
Calahorra (Logroño)
Tfno. 13 17 50 | VIGUETAS NAVARRA
Huarte (Navarra)
Tfno. 33 00 81 |
| APLICACIONES DEL
HORMIGON, S. A.
La Coruña
Tfno. 26 12 87 | |
| ** CADE, S. A.
San Fernando de Henares (Madrid)
Tfno. 67 1 05 34 | |
| CAMARA, S. A.
Poyo (Pontevedra)
Tfno. 85 06 08 | |
| CAMARA, S. A.
Valladolid
Tfno. 25 37 54 | |
| HIFORCEM, S. A.
Sevilla
Tfno. 37 37 00 | |
| HORTE, S. A.
Dos Hermanas (Sevilla) | |
| MAHEMA
Granollers (Barcelona)
Tfno. 870 14 50 | |
| * PREFABRICADOS AEDIUM, S. A.
Burgos
Tfno. 20 56 68 | |
| * PREFABRICADOS ALAVESES, S. A.
Vitoria
Tfno. 22 21 66 | |
| * PREFABRICADOS STUB, S. A.
Martorell (Barcelona)
Tfno. 875 13 50 | |
| * PRETENSADOS AEDIUM, S. A.
Pamplona (Navarra)
Tfno. 22 14 20 | |
| PRETENSADOS DEL LOURO, S. L.
Porriño (Pontevedra)
Tfno. 295 | |
| SAEM, S. A.
Puerto de Sagunto (Valencia)
Tfno. 77 11 50 | |
| TEJERIAS LA COVADONGA, S. A.
Maliaño (Santander)
Tfno. 22 27 90 | |
| * TENSYLAND, S. A.
Gironella (Barcelona)
Tfno. 218 05 12 | |
| TUBOS BORONDO
Madrid
Tfno. 478 81 00 | |



SELLOS EN VIGOR

- Cietan VP-1 – DOMO-SAINCE, S.A.**
Fábrica de Alcalá de Henares (Madrid)
Tfno. 293 08 30
- Cietan VP-2 – AGUSTI, S.A.**
Fábrica de Bañolas (Gerona)
Tfno. 44
- Cietan VP-3 – AGUSTI, S.A.**
Fábrica de Fornells de la Selva (Gerona)
Tfno. 20 21 50
- Cietan VP-4 – ENAGA, S.A.**
Fábrica de Pozuelo de Alarcón (Madrid)
Tfno. 291 08 58
- Cietan VP-5 – PREFABRICADOS Y
SUMINISTROS, PRESUM, S.A.**
Fábrica de Sevilla
Tfno. 23 42 32
- Cietan VP-6 – MEDITERRANEA DE
PREFABRICADOS, S.A.**
Fábrica de Benicarló (Castellón)
Tfno. 47 15 50
- Cietan VP-7 – S.A. DE HORMIGONES
ESPECIALES (SAHE)**
Fábrica de Alcalá de Henares (Madrid)
Tfno. 888 19 00
- Cietan VP-8 – PIEZAS MOLDEADAS,
S.A. (PIMOSA)**
Fábrica de San Adrián de Besós (Barcelona)
Tfno. 381 03 50
- Cietan VP-9 – COMPAÑIA AUXILIAR DE
LA EDIFICACION, S.A. (CADE)**
Fábrica de San Fernando de Henares (Madrid)
Tfno. 671 05 34

(ver dorso)

Esta ficha informativa se renueva semestralmente

- * Fábrica pendiente de confirmar su continuidad en el SELLO
- ** Ultimo SELLO concedido.

Octubre 1977

¿Qué es el Sello de Conformidad CIETAN?

El Sello de Conformidad CIETAN (anagrama formado por las iniciales: C, de conformidad; IET, del Instituto Eduardo Torroja; y AN, de ANDECE) es un distintivo o marca creado, a iniciativa de la Agrupación Nacional de los Derivados del Cemento (ANDECE), con la colaboración del Instituto Eduardo Torroja, que acredita que los productos que lo ostentan cumplen con las Especificaciones de fabricación y control de calidad, previamente elaborados por el correspondiente Comité mixto de redacción, integrado por fabricantes del producto en cuestión y personal especializado del I.E.T.c.c.

¿Quiénes pueden solicitar la concesión del CIETAN?

Todos los fabricantes de productos prefabricados derivados del cemento, y que hayan sido normalizados por el adecuado Comité mixto de redacción, que voluntariamente se comprometan a cumplir las prescripciones contenidas en las respectivas Especificaciones y en los Estatutos relativos a su concesión, uso y divulgación y estén dispuestos a someterse a las oportunas inspecciones de control, que llevará a cabo el Instituto Eduardo Torroja.

¿Qué requisitos se precisan para la obtención del CIETAN?

En el escrito de solicitud deberá acreditarse cumplidamente que el fabricante solicitante posee las instalaciones y medios de control adecuados para garantizar que los productos fabricados para los que se solicita reúnen las características de idoneidad exigidas en la respectiva Especificación.

La veracidad de estos datos será comprobada por la Inspección del Sello, la cual propondrá a la Comisión del Sello, en vista de los resultados obtenidos, su concesión o denegación.

¿Quién otorga o anula el CIETAN?

La Comisión del Sello, que estará constituida por representantes de distintos Departamentos ministeriales, Instituto Eduardo Torroja, ANDECE, Asociaciones técnicas, Colegios técnicos profesionales y Fabricantes titulares del Sello, con una organización distinta para cada grupo de productos.

¿Quién controla el CIETAN?

El control próximo, o autocontrol, lo llevará a cabo el propio fabricante, quien vendrá obligado a realizar los ensayos diarios que se señalen en la Especificación.

El control remoto, o supervisión del autocontrol, corresponderá a la Comisión del Sello, a través de las correspondientes Inspecciones, cuyo alcance y valoración de resultados se establece en los Estatutos y que pueden determinar la anulación del Sello cuando estos resultados acrediten el incumplimiento de las condiciones voluntariamente aceptadas por el solicitante.

¿Qué productos se benefician actualmente del CIETAN?

Las viguetas autorresistentes y semirresistentes de hormigón pretensado y cerámica pretensada, de acuerdo con las Recomendaciones V.P.-71.

Actualmente están en preparación las Recomendaciones relativas a TUBOS DE HORMIGÓN, BALDOSAS DE TERRAZO Y BLOQUES DE HORMIGÓN, por lo que en fecha próxima se podrán acoger al Sello CIETAN todos los fabricantes de estos productos que lo deseen.

Si desean ampliar la información sobre las condiciones y alcance de este Sello pueden dirigirse a ANDECE o al I.E.T.c.c.

Control de ejecución de forjados*

J. Calavera. Dr. Ingeniero de Caminos.
Director General de INTEMAC

Lo que se expone a continuación responde al punto de vista del Control de puesta en obra de los forjados. Desde este punto de vista los forjados de viguetas semirresistentes pretensadas no presentan ninguna diferencia sustancial con los análogos de viguetas semirresistentes armadas, excepto quizá la necesidad de un manejo y cimbrado algo más cuidadosos.

Los forjados, en general, no solo los pretensados, han sido y son un punto conflictivo en cuanto a calidad en nuestro país. En forma muy sucinta describo a continuación los aspectos que con más frecuencia crean problemas, dejando su ampliación y aclaración posibles para el Coloquio.

- 1°. Fichas de autorización de uso no coincidentes con las viguetas que se colocan, sobre todo debido a la sustitución de unas armaduras por otras mecánicamente equivalentes, pero cuya equivalencia no está amparada por la ficha.

Planos no aprobados. En muchas ocasiones los planos del forjado son realizados por el Fabricante. Como normalmente la selección de la clase de forjado se hace al comenzar la ejecución, estos planos en bastantes ocasiones ni son revisados por el Proyectista ni por el Director de Obra y de hecho suelen ir sin firmar creando problemas complejos de responsabilidad en caso de fallo.

Coefficientes γ_s , γ_c no reales. Sobre todo en el sentido de que corresponden a niveles altos de control previstos en los planos pero que luego no se realizan a tan alto nivel o a ningún nivel.

Apoyos. Quizá éste ha sido uno de los puntos clave de muchos accidentes. Buscando economías, a veces dudosas, se ha recurrido a sistemas de apoyo y enlace incompatibles no ya con una seguridad adecuada de funcionamiento, sino incluso con un nivel razonable de seguridad en el montaje. En especial las uniones de forjados a vigas metálicas se han venido realizando durante años en forma precaria. Las NTE han sancionado una serie de detalles constructivos de apoyos claramente eficaces.

* Resumen de la conferencia pronunciada el día 12 de mayo de 1977 en la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Sevilla, patrocinada por la Asociación Técnica Española del Pretensado, el Comité de Construcción de la Asociación Española para el Control de la Calidad, la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Sevilla y el Colegio Oficial de Aparejadores de Sevilla y promocionada por el Grupo de Empresas Rubiera y Nueva Montaña Quijano, S.A.

Sopandas. El número y nivelación de sopandas deben ser rigurosamente verificados. La seguridad del forjado sobre todo a fisuración puede reducirse fuertemente en caso contrario.

Hormigón "in situ". El regado previo sin encharcar y la limpieza de las zonas de contacto entre vigueta y hormigón in situ son esenciales. Ensayos realizados en INTEMAC en 1975 han puesto esto en evidencia incluso con condiciones de ejecución muy cuidadosas.

Armadura de momentos negativos. En relación con esto, el riesgo fundamental ocurrido cientos de veces cada año es la caída de esta armadura y por lo tanto la pérdida de continuidad del forjado frente a acciones verticales. La disposición de la armadura transversal a que nos referimos a continuación, si se cumpliera, permitiría sujetar a dicha armadura los refuerzos de momentos negativos impidiendo cualquier descenso apreciable.

Armadura transversal. Exigida de forma rotundamente obligatoria por la Instrucción EH-73, esta armadura se hace figurar en los planos del forjado, pero muy frecuentemente no se coloca en obra. Por lo que se apuntó antes respecto a los planos, el Director tiene una grave responsabilidad por esta omisión, a la que es realmente ajeno; responsabilidad que por supuesto comparte con quien realiza la omisión, que si la armadura fué indicada en los planos por el Fabricante, será casi siempre el Constructor.

Descimbrado. El número de plantas que ha de tenerse cimbrando a la vez, y la duración del cimbrado son fijados en función de la práctica habitual. Esta práctica no es extrapolable a forjados cuyo peso propio sea importante frente a la carga total. El tema no es fácil y está evidentemente poco estudiado.

Flechas - Daños en tabiquería. Las normas de limitación de flechas, incluso las de la Instrucción EH-73 (menos parca en ésto que las anteriores), no constituyen a nuestro juicio una garantía suficiente. La costumbre de limitar la flecha a una fracción constante de la luz no puede ser mantenida. Una flecha de $L/700$ será admisible para una luz de 3 m, pero para una luz de 7 m representa una flecha de 1 cm que no puede ser seguida por el tabique.

Los comentarios a este artículo, deberán enviarse a la secretaría de la A.T.E.P. antes del día 31 del próximo mes de enero.

* *

Fe de erratas

Advertimos a nuestros lectores que al final de la página 108, correspondiente al N° 124 de nuestra revista falta la siguiente fórmula:

$$\sigma_{ef} = \sigma + \alpha K T \ln \nu t$$

publicaciones del i. e. t. e. c. e.

MANUEL FERNANDEZ CANOVAS

Dr. Ingeniero de Construcción

Este libro, el primero en lengua castellana sobre **resinas epoxi** aplicadas a la construcción, está dirigido a arquitectos, ingenieros, constructores y aplicadores. En él, sobre una reducida base teórica imprescindible, se asienta toda una extensa gama de aplicaciones de gran interés.

El autor trabaja desde hace muchos años en el campo de la investigación, especialmente en el estudio de refuerzos y reparaciones estructurales realizados con **resinas epoxi**.

Con un lenguaje sencillo se tocan todos los problemas que pueden presentarse en la construcción y en los que la solución puede radicar en el correcto empleo de las **resinas epoxi**.

Se estudian los componentes de las formulaciones **epoxi**, sus propiedades físicas y químicas, y aplicaciones, deteniéndose, detalladamente, en las siguientes:

- Unión de hormigón fresco a hormigón endurecido.
- Unión de hormigones entre sí.
- Inyecciones de fisuras y grietas.
- Unión de acero a hormigón.
- Barnices y pinturas.
- Las combinaciones brea-epoxi.
- Revestimientos de depósitos alimenticios.
- Sellado de superficies cerámicas.
- Protección de tubos.

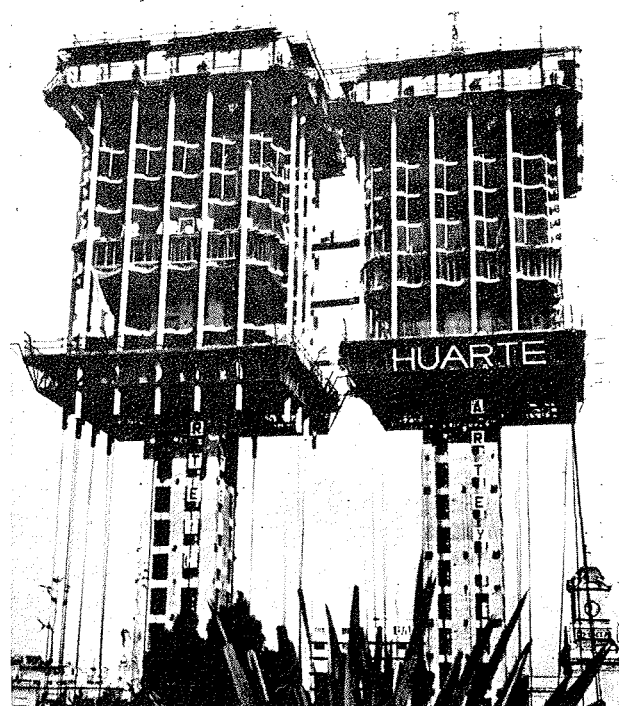
Se termina con unos capítulos dedicados a la limpieza y preparación de las superficies según los materiales a unir; al control del estado superficial de éstos; a las condiciones de temperatura de aplicación; limpieza de los útiles de trabajo y precauciones en el manejo de los sistemas **epoxi**.

Un volumen encuadernado en cartón plastificado con lomo de tela, de 17 x 24 cm, compuesto de 274 páginas y 132 figuras y fotografías.

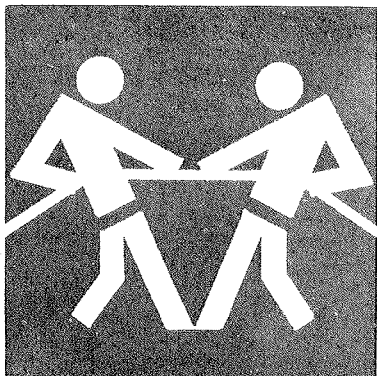
Madrid, 1974.

Precios: España, 1.100 ptas.; extranjero, \$ 22.00.

las resinas epoxi en la construcción



- Los suelos epoxi en sus diferentes variantes.
- Terrazo epoxi.
- Reparación de baches.
- Reparación de desperfectos en estructuras.
- Reparación de carreteras de hormigón.
- Juntas elásticas.
- Guardacantos de tableros de puentes.
- Refuerzos de pilares, vigas y zapatas, etc.



CORDONES

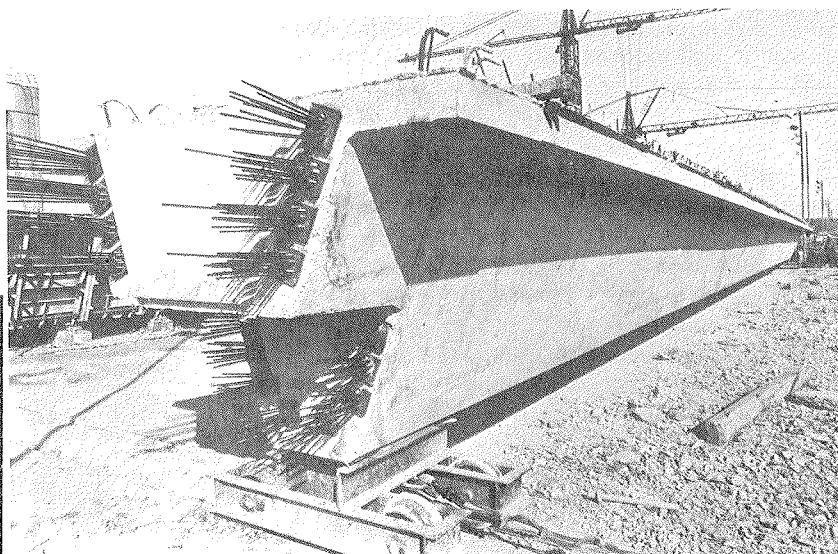
TORZALES

ALAMBRES

**de acero
para
hormigón
pretensado**

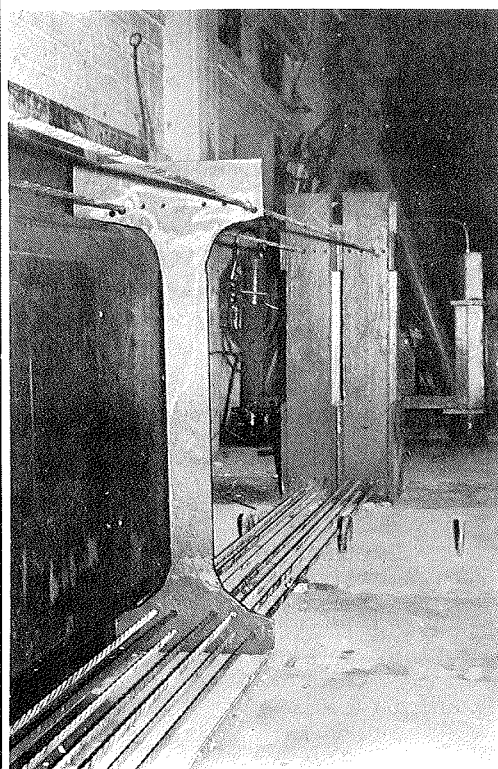


**NUEVA
MONTAÑA
QUIJANO
S/A**

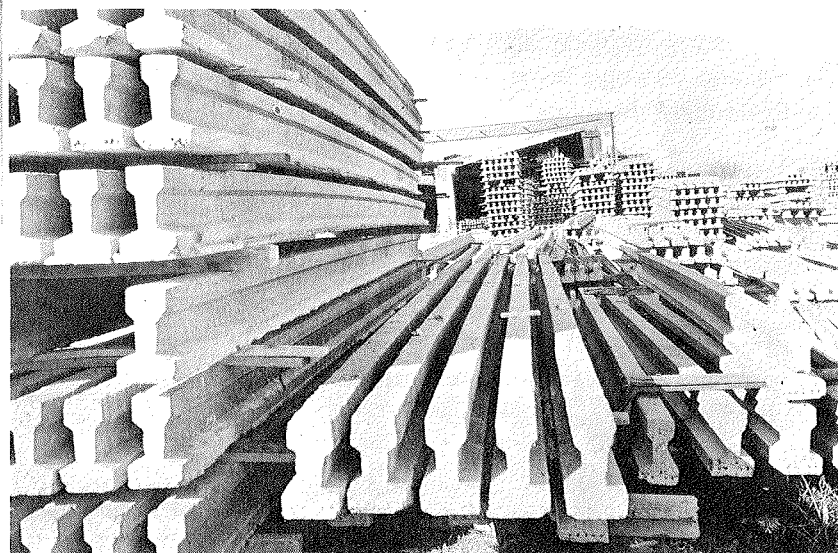


Steel wires for prestressed concrete
Según UNE 36.095

Two and three-wire steel strands for
prestressed concrete
Según UNE 36.096



Seven-wire steel strands for prestressed
concrete
Según UNE 36.098



Fatiga de alambres de pretensado

MANUEL ELICES y VICENTE SANCHEZ-GALVEZ
Escuela de Ingenieros de Caminos
Universidad Politécnica de Madrid

INTRODUCCION

El comportamiento de un elemento estructural pretensado sometido a cargas dinámicas es complejo. Desde 1928, cuando Freyssinet comparó el comportamiento a fatiga de postes armados y pretensados, obteniendo una vida de una hora para los primeros y una duración prácticamente ilimitada para los segundos, los proyectistas optimistas creen que no es preciso tener en cuenta esta acción. Curiosamente, debido a la falta de datos sobre fatiga, los proyectistas pesimistas han rehuído la utilización del hormigón pretensado en estructuras solicitadas por acciones dinámicas, produciéndose, por ejemplo, un notable retraso en el desarrollo de las obras ferroviarias pretensadas.

Las dificultades se presentan a distintos niveles:

a) A nivel de proyecto se presenta el problema de cómo y bajo qué hipótesis se introducen las acciones dinámicas. Suponiendo que se pudiera estimar el espectro de cargas a que estará sometida la estructura, los criterios para proyecto, como el de Palmgren-Miner, no son fiables (D.V. Nelson 1976). La hipótesis de proyecto, en clase I, generalmente indicada en los libros de cálculo, no es la única posible si se tiene en cuenta la fisuración, pudiéndose llegar a soluciones con menos restricciones y más económicas.

b) A nivel de elemento estructural el problema está en saber si a partir de los datos de fatiga del acero puede inferirse el comportamiento del conjunto o es preciso realizar ensayos del elemento. Parece ser que si la adherencia es excelente la resistencia a la fatiga de vigas de hormigón pretensado es superior a la de las armaduras ensayadas al aire. En condiciones de adherencia normal, ambas situaciones pueden considerarse equivalentes. Cuando la adherencia es mala y se han producido fisuras, las condiciones en las vigas pretensadas son peores porque se suma el efecto debido a la fricción entre el acero y el hormigón (P. W. Abeles, 1973).

c) A nivel del material, del acero concretamente, la dificultad está en estimar la duración bajo cargas reales (de amplitud variable) a partir de resultados obtenidos con sollicitaciones de amplitud constante. (J. Schijve, 1976).

El propósito de este artículo es el estudio del comportamiento frente a la fatiga del *alambre*, dejando a un lado los problemas relativos al proyecto, al elemento estructural y al material, anteriormente mencionados, ya que se construyen estructuras pretensadas sometidas a acciones dinámicas y existe una normativa, incipiente, respecto a la calidad del acero. En este trabajo se hace referencia a dicha normativa y a los métodos de ensayo, se dan los valores obtenidos para dos aceros nacionales, grados R5 y R2 y se comenta el alcance de los resultados.

NORMATIVA RELATIVA AL ALAMBRE

Diversos organismos nacionales e internacionales han asumido la responsabilidad de normalizar la resistencia a la fatiga de los alambres para pretensado. Por fortuna pocas normas han superado el período de información pública y la diversidad de exigencias todavía no es grande. Cabe la esperanza de que organismos internacionales como FIP, CEB, CECA, ISO etc., unifiquen los criterios y que las normas nacionales se redacten al amparo de las anteriores.

Cuando se pretende cuantificar la resistencia a la fatiga aparecen dos tendencias:

a) Fijar una carga máxima (o mínima) y un número de ciclos (en general $2 \cdot 10^6$) y exigir que el acero soporte una amplitud mínima. Este criterio lo ha seguido el CEB y EURONORMA.

b) Fijar una carga máxima y una carga mínima, (o el intervalo de oscilación) y exigir un número mínimo de ciclos. Criterio de la ASP.

Ambos planteamientos están relacionados porque, casi siempre, el número de ciclos suele ser $2 \cdot 10^6$. Estas relaciones figuran en el cuadro resumen de la tabla 1 y en los comentarios que se hacen a propósito de los resultados de los aceros nacionales ensayados.

TABLA 1.—ALAMBRE PARA PRETENSADO. FATIGA. NORMAS PARA $N = 2 \cdot 10^6$ CICLOS

NORMA	Tensión mínima $\sigma_{mín.}$	Tensión máxima $\sigma_{máx.}$	Intervalo de variación $\Delta\sigma = \sigma_{máx.} - \sigma_{mín.}$ (MPa)	
			Alambres lisos	Alambres rugosos
CEB ⁽¹⁾	$0,60 f_{yk}$ ⁽⁵⁾	—	250	200
CEB ⁽²⁾	—	$0,85 f_{yk}$	200	150
EURONORMA ⁽³⁾				
a. enderezados	—	$0,80 f_{rr}$ ⁽⁶⁾	200	180
a. rollos	—	$0,70 f_{rr}$	200	180
DIN 4227	—	$0,55 R_{pr}$ ⁽⁷⁾	—	—
ASP ⁽⁴⁾	$0,60 R_{mG}$ ⁽⁸⁾	$0,70 R_{mG}$	—	—
	$0,70 R_{mG}$	$0,80 R_{mG}$	—	—

(1) CEB Bulletin d'Information n° 117.

(2) Recomendaciones CEB (Granada 1977).

(3) Proyecto de EURONORMA. Documento CECA/PG 101 60.

(4) Aciers pour constructions precontraintes. A.S.P. (1973).

(5) f_{yk} — Límite elástico ($0,2\sigma_0$) característico.

(6) f_{rr} — Tensión real de rotura de una probeta adyacente.

(7) R_{pr} — Tensión nominal de rotura.

(8) R_{mG} — Resistencia media garantizada.

Las dificultades aparecen en el momento de fijar la amplitud o la duración del ensayo. Los intervalos que figuran en las normas ($\sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{m\acute{i}n}$) oscilan alrededor de los 200 MPa que parecen haber s \acute{u} rgido al estimar las variaciones m \acute{a} ximas que pueden aparecer en construcciones pretensadas, tanto en clase I como en clase II, sometidas a acciones din \acute{a} micas no excepcionales. (Consultense, por ejemplo, las publicaciones de M.F. Dumas, la tabla 2, presentada en reuni \acute{o} n de la FIP en Madrid en 1968, es un resumen de sus trabajos). Esta cifra ha perdurado a trav \acute{e} s de las publicaciones, probablemente porque no hay muchos datos y porque los aceros comerciales la satisfacen, como puede deducirse de los valores citados en el cl \acute{a} sico texto de Leonhardt (F. Leonhardt, 1967). La duraci \acute{o} n de $2 \cdot 10^6$ ciclos parece m \acute{a} s dif \acute{i} cil de justificar.

TABLA 2.—INTERVALO DE VARIACION DE LAS TENSIONES DEBIDO A LA FATIGA (seg \acute{u} n F. Dumas)

Tipo de pretensado	Intervalo de variaci \acute{o} n	
	Valor estabilizado de la tensi \acute{o} n en % de $R_{mG}^{(1)}$	
	60	70
Clase I	60 - 63	70 - 75
Clase II	60 - 70	70 - 80
Clase III		
Anchura m \acute{a} x. de fisura:		
0,1 mm	60 - 70	70 - 83
0,2 mm	60 - 73	70 - 83
0,3 mm	60 - 76	70 - 88

(1) R_{mG} : Resistencia media garantizada.

El CEB (CEB 1976) propone que los c \acute{a} lculos se realicen utilizando un diagrama de Goodman simplificado (Figura 1) basado en el valor $\Delta\sigma = \sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{m\acute{i}n}$, obtenido a partir de ensayos de fatiga de $2 \cdot 10^6$ ciclos. De acuerdo con la \acute{u} ltima propuesta en Granada en 1977 el ensayo se realizar \acute{a} con una tensi \acute{o} n m \acute{a} xima del 85 por 100 del l \acute{i} mite el \acute{a} stico caracter \acute{i} stico. En ausencia de resultados experimentales recomienda que se tome para $\Delta\sigma$ los siguientes valores: 150 MPa para alambres con adherencia y 200 MPa para alambres lisos. Estas cifras deben reducirse por un coeficiente que var \acute{i} a desde 0.4 hasta 0.7 cuando hay curvaturas y empalmes.

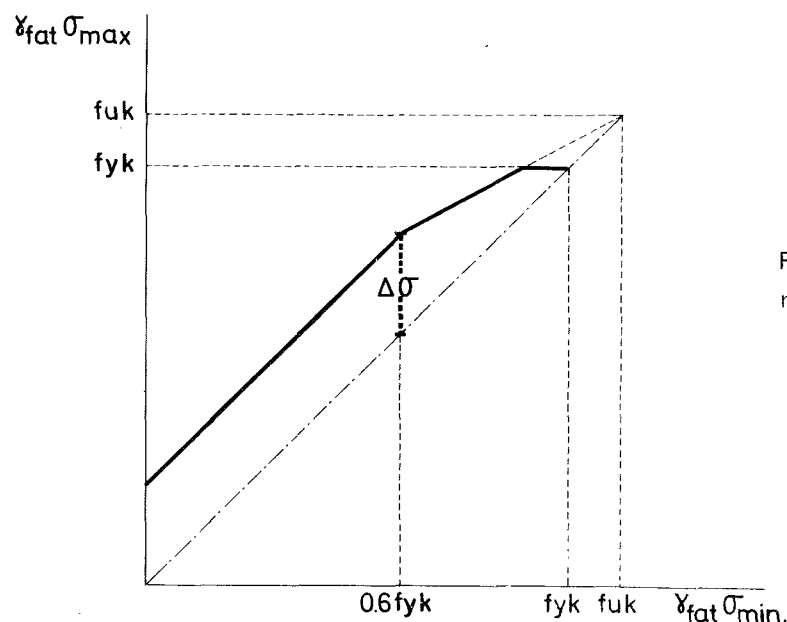


FIG. 1.—Diagrama de Goodman, recomendado por CEB.

La propuesta de EURONORMA 138 (CECA PG 101) para aceros de pretensado fija un límite a la tensión máxima y propone un intervalo mínimo para $2 \cdot 10^6$ ciclos. En el artículo sobre propiedades generales 3.2.3.2. indica que la tensión máxima será el 80 por 100 de la tensión de rotura de una probeta adyacente. Esta cifra parece que es válida para todos los casos excepto para alambres que se sirven en rollos, porque en la tabla correspondiente, 3b, indica, en una nota de pie de página, que la tensión no superará el 70 por 100 de la resistencia de alambre. En los dos casos, tanto para los alambres que se sirven enderezados como los que se suministran en rollos, se establecen dos intervalos mínimos; 200 MPa para los alambres lisos y 180 MPa para los grafilados.

La norma DIN 4227 de Hormigón Pretensado establece que el acero de pretensado alcanzará sin romper $2 \cdot 10^6$ ciclos con una tensión máxima del 55 por 100 de la tensión de rotura y un intervalo determinado.

Finalmente, en las especificaciones técnicas de la ASP se fija un número mínimo de ciclos, $2 \cdot 10^6$, que deben soportar los alambres entre dos intervalos de tensión bien definidos; entre el 60 y el 70 por 100 y entre el 70 y el 80 por 100 de la carga media garantizada.

Todos estos valores se resumen en la tabla 1, como se indicó anteriormente.

Merece destacar que las siguientes normas no incluyen especificaciones relativas a fatiga:

ASTM A 421 - 76 *Standard specification for uncoated stress-relieved wire for prestressed concrete.*

BS 2691: 1969 *Steel wire for prestressed concrete.*

JIS G 3538 (1971) *Hard Drawn steel wire for Prestressed Concrete.*

UNE 36095 (1974) *Alambres para armaduras pretensadas* (Actualmente se encuentra en revisión, por lo que cabe la posibilidad de que se incluyan especificaciones de fatiga en la propuesta futura).

Para terminar este capítulo sobre la normativa conviene resaltar dos aspectos que merecerían tenerse en cuenta en las próximas normas: el sistema tendón-anclaje y las características específicas de cada obra.

Resulta difícil abarcar con una sola cifra (el intervalo $\Delta\sigma$, por ejemplo) las vicisitudes dinámicas de un elemento estructural pretensado. Posiblemente para unos casos sea una cifra conservadora y en otras situaciones esté del lado de la inseguridad. Parece más natural que para cada tipo de estructura y para cada historia dinámica se exijan distintos valores de $\Delta\sigma$ y del número de ciclos. Es más, estos valores también dependerán de que los tendones sean adherentes o no y del medio que los rodea, debido a los efectos combinados de la corrosión y de la fatiga.

Cuando los anclajes están sometidos a fatiga es obvio que debe estudiarse el comportamiento del sistema tendón-anclaje. La normativa es escasa y se refiere a situaciones particulares, como es el caso de los reactores nucleares (ACI Standard 359-74). En las recomendaciones de la FIP (FIP 1974, FIP 1976) se mencionan las dos situaciones; para el sistema tendón-anclaje se especifica que sea capaz de resistir 80 MPa con una tensión máxima del 65 por 100 de la resistencia característica del tendón, mientras que para el tendón sin anclajes se indican 200 MPa. Debido a la variedad de anclajes comerciales es muy difícil inferir el comportamiento del sistema tendón-anclaje a partir de los datos del alambre, por lo que es recomendable realizar los dos ensayos ya que, en determinadas circunstancias como veremos más adelante, la resistencia del conjunto puede quedar considerablemente mermada.

NORMATIVA RELATIVA AL ENSAYO

El ensayo de fatiga axial para armaduras de pretensado es muy específico y la normativa, afortunadamente, es escasa. No sucede lo mismo con el ensayo de fatiga proyectado para un ámbito más general, en el que los organismos internacionales trabajan para unificarlo.

El CEB, la FIP y la ASP han adoptado la propuesta de norma RILEM 8.1.38 para el ensayo de fatiga de aceros de pretensado (K. Gamski, 1973). La EURONORMA se apoya en las normas ISO para ensayos mecánicos. Las relativas a fatiga ISO/R373 e ISO/R1099 son muy generales y en el proyecto de EURONORMA 138, B.5. se reconoce la necesidad de completarlas basándose en la propuesta FIP-RILEM-CEB.

A continuación se resumen los aspectos más característicos de la norma:

—Probetas. Se recomienda que la longitud mínima sea de 500 mm. más dos longitudes de anclaje y que, en ningún caso, sea inferior a 750 mm. Las características mecánicas se obtendrán ensayando probetas adyacentes de unos 500 mm. de longitud.

—Condiciones de ensayo. La temperatura ambiente deberá permanecer constante durante el ensayo, con una tolerancia de $\pm 2^{\circ}\text{C}$. La humedad relativa debe consignarse, se recomienda el 60 por 100 \pm 10 por 100.

—Número de probetas. Para control se ensayarán, en cada caso, un mínimo de 6 probetas. Cuando se pretende estudiar un material, el número de probetas es función de la dispersión de los resultados, de la precisión requerida y del nivel de probabilidad estipulado. Para estos casos existen técnicas basadas en la estadística para fijar dicho número.

—Método operativo. Cuando se estudia el alambre y no el sistema tendón-anclaje, el sistema de agarre no debe dañar la probeta ya que las roturas producidas en los anclajes, o cerca de ellos, no se consideran válidas. En cuanto a la frecuencia de sollicitación, se recomienda que esté alejada de la frecuencia propia del sistema (más del doble o menos de la mitad) y que no sea tan elevada que caliente la probeta. Un intervalo recomendado es entre 3 y 10 Hz. Las comprobaciones de carga durante el ensayo pueden evitarse con las modernas máquinas provistas de un sistema de control de carga.

—Resultados. Para caracterizar un material se recomienda trazar las curvas de Wohler para cargas mínimas del 60 por 100, 70 por 100 y 80 por 100 de la carga de rotura, llegando hasta $2 \cdot 10^6$ ciclos. El diagrama de Goodman, para $2 \cdot 10^6$ ciclos, puede deducirse de las curvas anteriores y es un valioso auxiliar para el cálculo.

—Precisiones. Las cargas máxima y mínima deben determinarse con un error máximo del 2 por 100 e inferior al 10 por 100 de la amplitud, manteniéndose constantes durante todo el ensayo; se admiten variaciones accidentales de estas cargas (por ejemplo debido a la fluencia) que no superen el 5 por 100 del valor inicial siempre que la duración sea inferior al 2 por 100 del número total de ciclos. El número de ciclos debe determinarse mediante un contador adecuado con un error máximo de 10^3 .

Uno de los parámetros mencionados que ha suscitado controversias ha sido la longitud de la probeta. No se sabe hasta qué punto influye en los resultados y para los cables, donde la longitud mínima exigida es de 2 metros, el ensayo crea problemas. En estas situaciones debería distinguirse entre armaduras adherentes y no adherentes y ensayar, en cada caso, una longitud representativa.

MATERIAL ENSAYADO

Se han sometido a ensayo alambres de dos clases distintas de acero de pretensado. En ambos casos se trata de acero trefilado de fabricación nacional de 7 mm. de diámetro. El primer tipo es de los denominados envejecidos, es decir, acero que ha sufrido un tratamiento térmico posterior a su fabricación para eliminar tensiones residuales. El segundo tipo es de los denominados estabilizados, es decir, acero que ha sufrido un tratamiento de termotración que reduce su relajación. La composición química de estos aceros se recoge en la tabla 3 y sus características mecánicas se resumen en la tabla 4.

TABLA 3: COMPOSICION QUIMICA (‰)

Acero	C	Mn	Si	P	S	N
Envejecido	0,85	0,63	0,20	0,013	0,024	0,046
Estabilizado	0,75	0,74	0,22	0,021	0,024	0,056

TABLA 4.—PROPIEDADES MECANICAS

Acero	Envejecido	Estabilizado
Módulo de elasticidad (Kg/mm ²)	20.400	20.400
Límite elástico $\sigma_{0,2}$ (Kg/mm ²)	140	158
Carga unitaria de rotura (Kg/mm ²)	166	175
Alargamiento bajo carga máxima e_m (‰)	6,5	5,6
Estricción (‰)	35	42
Relajación (‰)	6,6	1,1

ANCLAJES

Para determinar las características de fatiga de estos aceros, hubo necesidad de idear y construir un sistema de sujeción que evitara daños a la superficie de la probeta de forma que la rotura tuviera lugar fuera de la zona de sujeción.

El sistema de sujeción que se ha ideado (Figura 2) consiste en moldear sendos cilindros de una aleación de bajo punto de fusión en ambos extremos de la probeta. Las mordazas hidráulicas de la máquina aprisionan estos cilindros, que por ser de un material blando no dañan la superficie del acero. Para evitar deslizamientos de la probeta respecto del cilindro se recalcan en los extremos de aquella sendas cabezas que se apoyan sobre dos pastillas de acero de alta dureza que a su vez apoyan sobre la base del cilindro, lo que impide cualquier movimiento. En los ensayos realizados con este tipo de sujeción se obtuvieron siempre las roturas fuera de la zona de anclaje, por lo que puede decirse que estos ensayos muestran la resistencia del acero a la fatiga. Tanto el acero envejecido como el estabilizado se ensayaron con este tipo de sujeción.

Además, a efectos comparativos, se ensayó el acero envejecido con anclajes comerciales de cuña y barrilete. En este caso, las roturas tienen siempre lugar dentro de la zona de anclaje, por lo que puede decirse que este es un ensayo del conjunto tendón-anclaje y conviene distinguirlo claramente de los anteriormente citados en que se ensaya únicamente el acero.

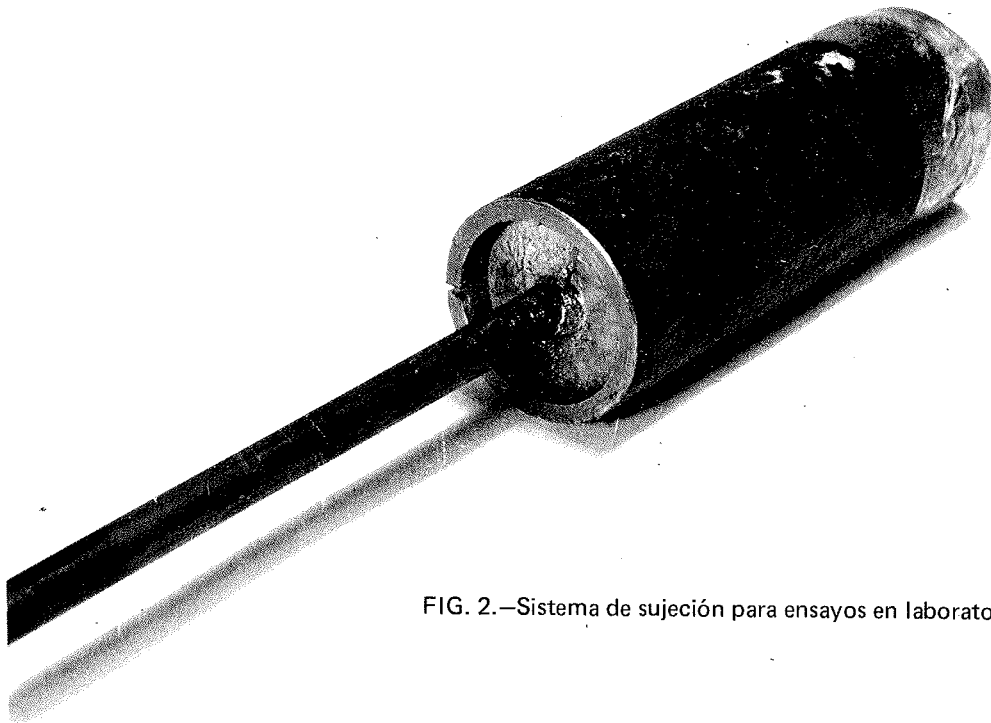


FIG. 2.—Sistema de sujeción para ensayos en laboratorio.

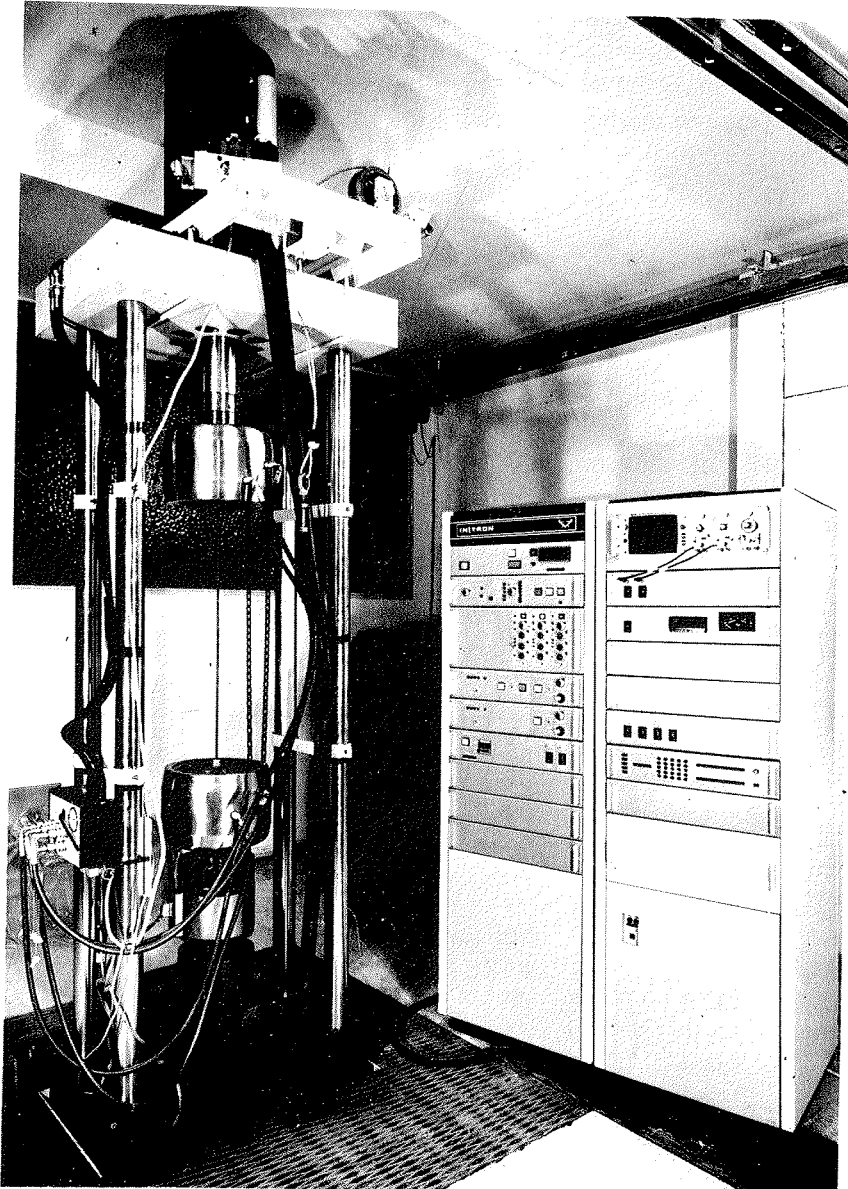


FIG. 3.—Máquina dinámica para ensayos de fatiga.

METODO DE ENSAYO UTILIZADO

En los ensayos realizados se ha seguido fielmente la norma RILEM 8.1.38 de ensayos de fatiga sobre alambres de pretensado.

Las probetas tienen una longitud libre entre mordazas de 1000 mm. muy superior a la longitud mínima exigida en la norma.

El ensayo se realiza bajo control de carga, de forma que el ciclo de cargas a que se somete el acero no varía con el tiempo independientemente de los procesos tales como fluencia, apertura de fisuras, etc., que pueda sufrir la probeta. Por ello no es necesario en ningún momento detener el ensayo para corregir la carga aplicada como sería obligado si se realizara bajo control de desplazamiento de la cabeza de anclaje.

Las cargas aplicadas se determinan con un error máximo de 10 kg. o aproximadamente 0,2 por 100 de los valores de carga utilizados, muy inferior por tanto al máximo error admisible.

La frecuencia utilizada en todos los ensayos es de 8 Hz, dentro del intervalo recomendado. La frecuencia se fija con una precisión superior a 0,01 Hz y se mantiene invariable durante todo el ensayo.

La máquina de ensayo (Figura 3) dispone de un contador automático de ciclos, determinándose el número de ciclos hasta la rotura del acero con un error máximo de 10 ciclos y deteniéndose automáticamente el ensayo cuando se alcanza un número prefijado de ciclos sin romper, normalmente $2 \cdot 10^6$.

RESULTADOS

En las tablas 5, 6 y 7 se recogen los valores medios de los resultados de los ensayos de fatiga realizados sobre acero envejecido, acero estabilizado y acero envejecido con anclajes comerciales respectivamente. En las tablas se indican los valores mínimo y máximo de la tensión oscilante aplicada, la amplitud y el valor medio del número de ciclos que resiste el acero hasta la rotura. Estos valores medios han sido obtenidos a partir de un número mínimo de tres ensayos, que se ha aumentado a seis si la dispersión en los resultados de los tres primeros es superior al 20 por 100.

TABLA 5.—RESULTADOS DE LOS ENSAYOS CON ACERO ENVEJECIDO

Tensión mínima		Tensión máxima		$\sigma_{\text{máx.}} - \sigma_{\text{mín.}}$ % σ_R	Nº ciclos (valor medio)
Kg/mm ²	% σ_R	Kg/mm ²	% σ_R		
99,6	60	116,2	70	10	> $2 \cdot 10^6$
99,6	60	124,5	75	15	> $1,34 \cdot 10^6$
99,6	60	132,8	80	20	$3,16 \cdot 10^5$
99,6	60	141,1	85	25	$1,27 \cdot 10^5$
116,2	70	132,8	80	10	> $2 \cdot 10^6$
116,2	70	141,1	85	15	$9,78 \cdot 10^5$
116,2	70	149,4	90	20	$2,30 \cdot 10^5$
132,8	80	149,4	90	10	> $2 \cdot 10^6$

TABLA 6.—RESULTADOS DE LOS ENSAYOS CON ACERO ESTABILIZADO

Tensión mínima		Tensión máxima		$\frac{\sigma_{m\acute{a}x.} - \sigma_{m\acute{i}n.}}{\% \sigma_R}$	Nº ciclos (valor medio)
Kg/mm ²	% σ_R	Kg/mm ²	% σ_R		
105,0	60	122,5	70	10	>2.10 ⁶
105,0	60	131,25	75	15	>2.10 ⁶
105,0	60	132,22	76,4	16,4	1,13.10 ⁶
105,0	60	140,0	80	20	2,70.10 ⁵
122,5	70	140,0	80	10	>2.10 ⁶
122,5	70	147,0	84	14	1,6.10 ⁶
122,5	70	148,75	85	15	>8,34.10 ⁵
122,5	70	157,5	90	20	1,87.10 ⁵

TABLA 7.—RESULTADOS DE LOS ENSAYOS CON ANCLAJES COMERCIALES

Tensión mínima		Tensión máxima		$\frac{\sigma_{m\acute{a}x.} - \sigma_{m\acute{i}n.}}{\% \sigma_R}$	Nº ciclos (valor medio)
Kg/mm ²	% σ_R	Kg/mm ²	% σ_R		
99,6	60	107,9	65	5	>2.10 ⁶
99,6	60	116,2	70	10	2,82.10 ⁵
99,6	60	132,8	80	20	7,55.10 ⁴
116,2	70	124,5	75	5	>1,18.10 ⁶
116,2	70	132,8	80	10	2,67.10 ⁵
116,2	70	149,4	90	20	2,07.10 ⁴

En la figura 4 se han dibujado las correspondientes curvas de Wohler deducidas de los resultados en los ensayos.

Finalmente, de acuerdo con la propuesta EURONORMA 138 se ha ensayado tanto el acero envejecido como el estabilizado con una tensión máxima del 80 por 100 de la carga unitaria máxima y una amplitud de 100 N/mm². Tanto el acero envejecido como el estabilizado han alcanzado 2.10⁶ ciclos sin romper, en cuyo momento, de acuerdo con la normativa, se desmontaron los ensayos.

OBSERVACION DE LAS FRACTURAS

Todas las fracturas obtenidas de los ensayos que rompieron presentan la forma típica que muestra la figura 5, observándose claramente la lúnula formada por fatiga. Esta fisura

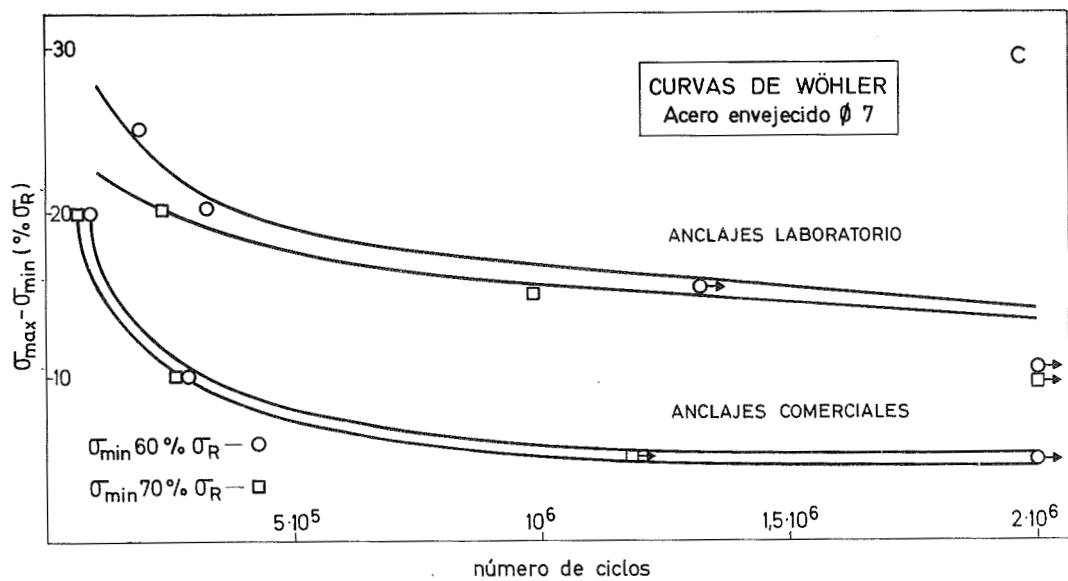
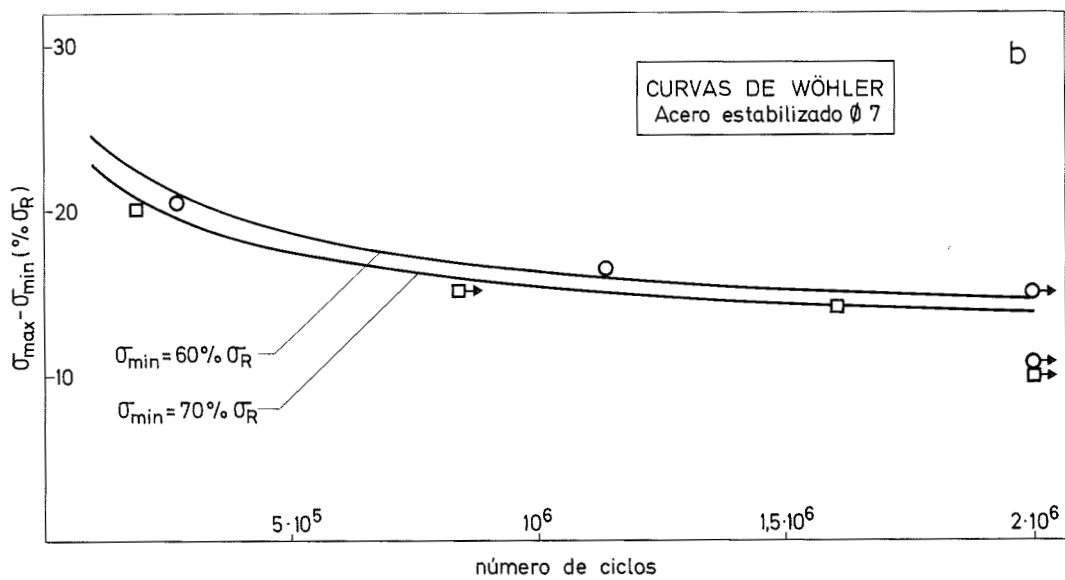
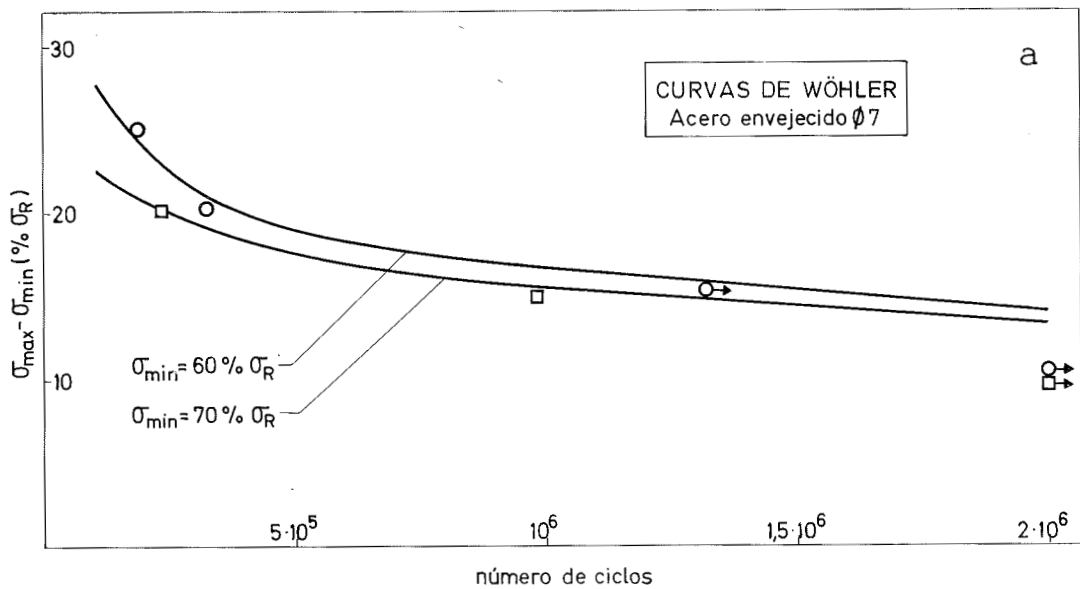


FIG. 4.—Curvas de Wöhler.

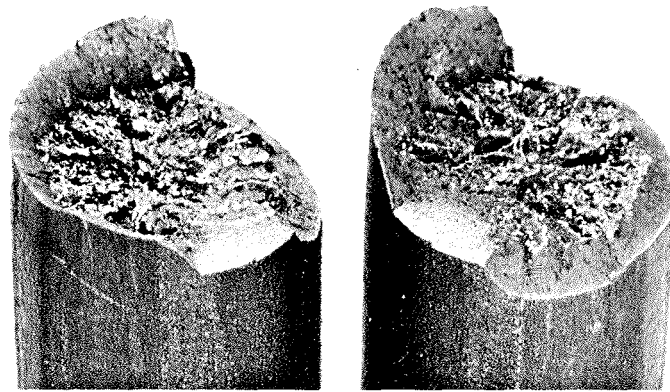


FIG. 5.—Aspecto de una rotura típica de fatiga.

progresa hasta que alcanza un valor crítico que dispara la rotura del acero. Todas las lúnulas han sido medidas en un proyector de perfiles, para contrastar si es aplicable a este fenómeno la teoría de la mecánica de fractura elástica lineal. Si ello es así, la rotura debe tener lugar cuando:

$$K_I = K_{IC} \quad (1)$$

siendo K_I el factor de intensidad de tensiones, que para una lúnula semielíptica en un alambre circular ha sido recientemente determinado (M.A. Astiz, 1976), siendo su valor

$$K_I = \sigma \sqrt{D} f\left(\frac{a}{D}, \frac{a}{b}\right) \quad (2)$$

con:

$$f\left(\frac{a}{D}, \frac{a}{b}\right) = (-0,8554 \frac{a}{D} - 0,1642) \frac{a}{b} + 2,9484 \frac{a}{D} + 0,3309 \quad (3)$$

y K_{IC} la tenacidad de fractura del material. a y b son los semiejes de la elipse de la lúnula, D el diámetro del alambre y σ la tensión aplicada.

Si se supone, como es razonable, que la rotura se dispara cuando la lúnula alcanza un tamaño crítico cuando la tensión aplicada es la máxima del ciclo, deberá verificarse que:

$$\sigma_{m\acute{a}x} \sqrt{D} f\left(\frac{a}{D}, \frac{a}{b}\right) = K_{IC} \quad (4)$$

y por tanto, midiendo a y b de las lúnulas de fractura, (Figura 6) como $\sigma_{m\acute{a}x}$ es conocido puede comprobarse si el producto de la fórmula (4) es constante para todas las roturas e igual a K_{IC} que debe ser una característica del material.

En la tabla 8 se recogen los valores de f y $\sigma_{m\acute{a}x}$ de todos los ensayos realizados con el acero envejecido que llegaron a la rotura. Se indican también los valores de los productos $\sigma_{m\acute{a}x} \sqrt{D} f$, que de acuerdo con la ecuación (4) deben ser iguales, y los valores medios para cada valor de $\sigma_{m\acute{a}x}$. El valor medio de todos los ensayos resulta $222,3 \text{ kg/mm}^{3/2}$ con una desviación típica de $8,5 \text{ kg/mm}^{3/2}$.

Si se compara este valor con la tenacidad de fractura del material obtenida previamente (M.A. Astiz, 1976) y que es de $258 \text{ kg/mm}^{3/2}$ para probeta entallada y de $200 \text{ kg/mm}^{3/2}$ para probeta entallada y fatigada, se observa que queda comprendido entre estos dos valores.

TABLA 8.—TENACIDAD DE FRACTURA DEL ACERO ENVEJECIDO

Ensayo	$\sqrt{D} f\left(\frac{a}{D}, \frac{a}{b}\right)$	$\sigma_{m\acute{a}x.}$	K_I (Kg/mm ^{3/2})	Valores medios de K_I
60/75 1	1,86808	124,50	232,58	226,7
60/75 3	1,85909	124,50	231,46	
60/75 4	1,80927	124,50	225,25	
60/75 6	1,74706	124,50	217,51	
60/80 1	1,69624	132,80	225,26	220,8
60/80 2	1,71314	132,80	227,50	
60/80 3	1,61909	132,80	215,02	
60/80 4	1,62316	132,80	215,56	
60/85 1	1,53029	141,10	215,92	217,1
60/85 2	1,53448	141,10	216,52	
60/85 3	1,55162	141,10	218,93	
70/85 1	1,70535	141,10	240,62	229,3
70/85 2	1,66226	141,10	234,54	
70/85 3	1,50716	141,10	212,66	
70/90 1	1,48497	149,40	221,85	216,8
70/90 2	1,41660	149,40	211,64	
70/90 3	1,45114	149,40	216,80	

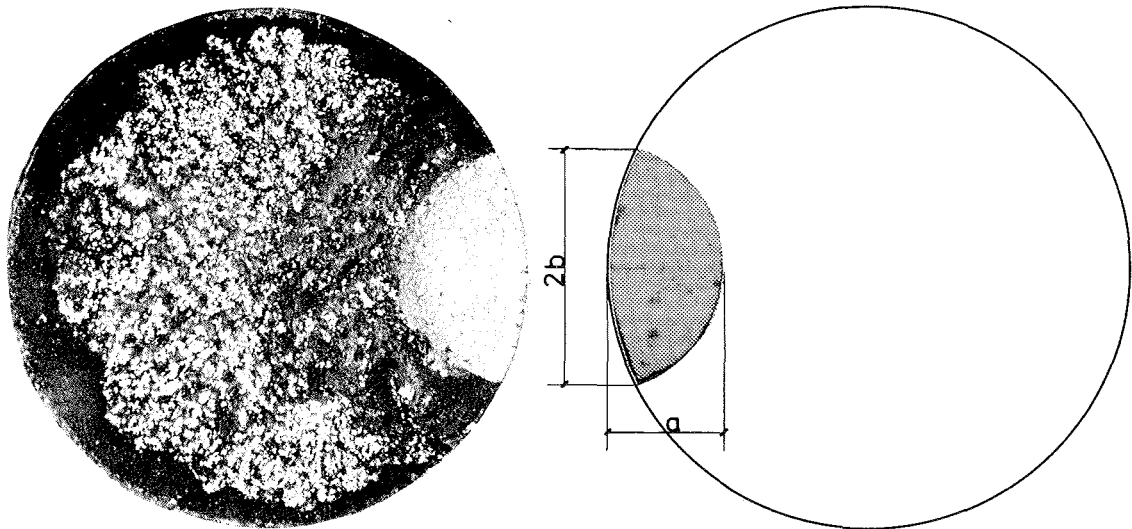


FIG. 6.—Parámetros de la lúnula de fatiga.

Con el acero estabilizado se realizó también el procedimiento descrito obteniéndose un valor medio de la tenacidad de fractura de 236,7 kg/mm², que sin embargo no puede ser comparado ya que no se disponen datos de la tenacidad de fractura de este material obtenida con ensayos de tracción con probeta entallada.

CONCLUSIONES

Por primera vez se han determinado en España las curvas de Wohler de aceros de pretensado nacionales (figura 4). A la vista de las curvas obtenidas se deduce que el valor mínimo de la tensión del ciclo, dentro de los valores usuales tiene poca influencia sobre el fenómeno, especialmente en el caso del acero envejecido, mientras la amplitud del ciclo presenta una influencia destacada. Por otro lado, no se observa que los dos tipos de acero ensayados, envejecido y estabilizado, muestren un comportamiento frente a la fatiga claramente diferenciado. Como se ve en la figura 7, los resultados obtenidos en escala semilogarítmica concuerdan bien con el diagrama simplificado propuesto por el CEB.

A partir de las curvas de Wohler pueden construirse los diagramas de Goodman correspondientes a un número determinado de ciclos. En la figura 8 se han dibujado los diagramas de Goodman de los dos aceros estudiados correspondientes a $2 \cdot 10^6$ ciclos. En ellos se observa de nuevo la escasa influencia que tiene el nivel mínimo de tensión y que los resultados de ambos aceros no son muy diferentes. Se han dibujado también los diagramas de Goodman de acuerdo con la propuesta del CEB a efectos comparativos observándose que tanto con el acero envejecido como con el acero estabilizado quedan del lado de la seguridad en la zona de trabajo usual del acero de pretensado.

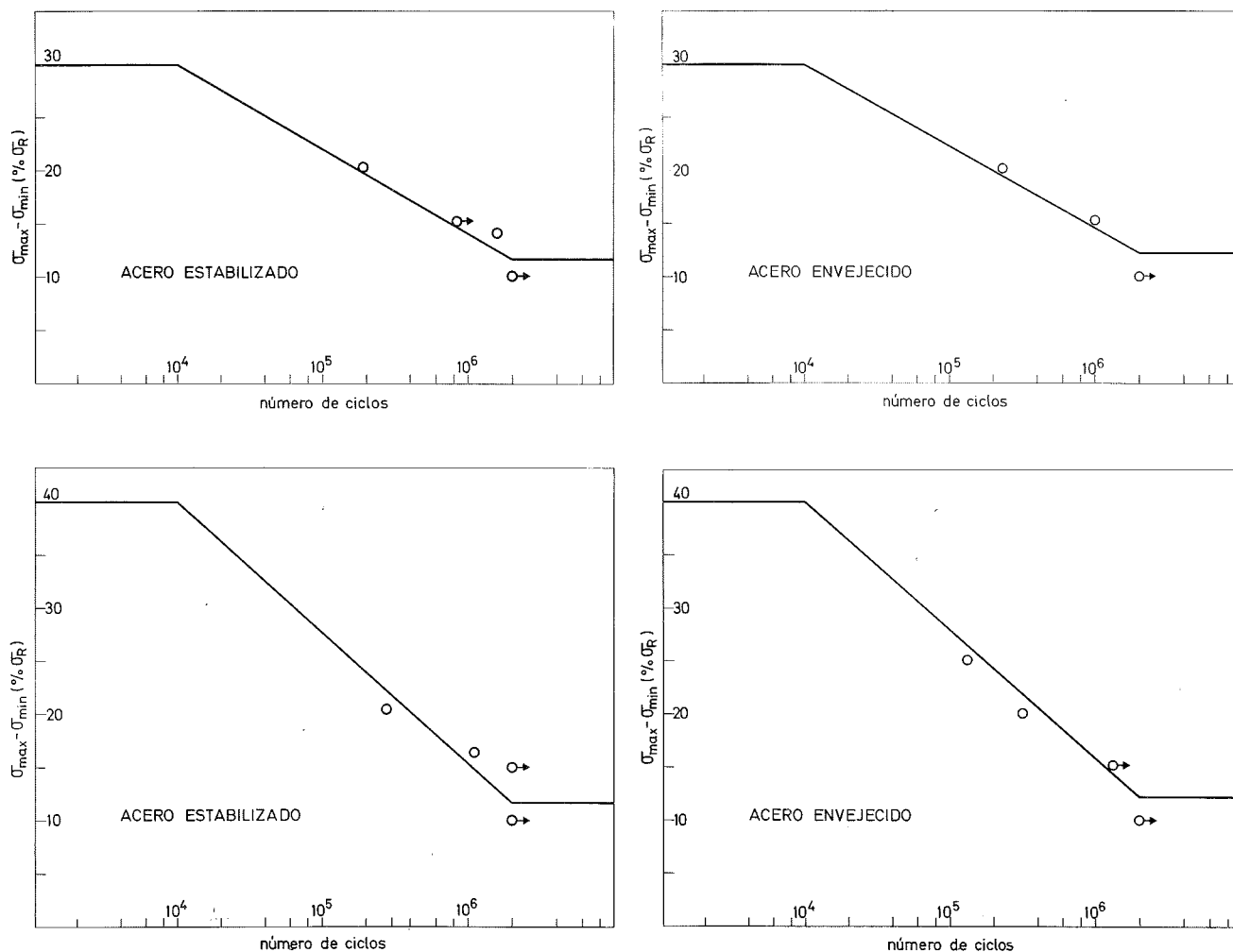


FIG. 7.—Comparación entre las curvas simplificadas de Wöhler (propuesta CEB) y los resultados experimentales. Las figuras superiores corresponden a una tensión mínima del 70% de la tensión de rotura mientras los inferiores corresponden al 60% de la tensión de rotura.

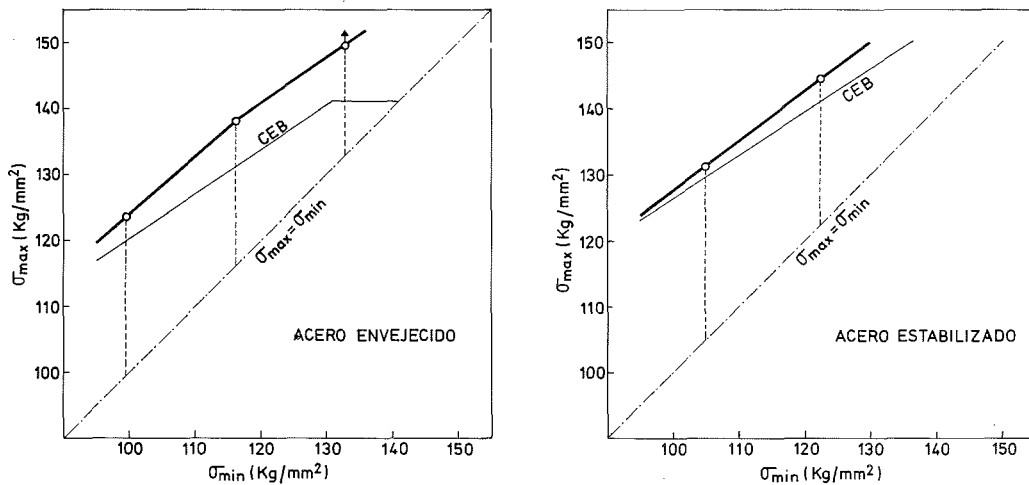


FIG. 8.—Diagramas de Goodman.

Asimismo, a partir de las curvas de Wohler se han dibujado en la figura 9 los diagramas de Smith de ambos aceros. En dicha figura se han representado también a efectos comparativos los intervalos de tensión correspondientes a lo especificado en las diversas normas indicadas en la tabla 1. Se observa que todos ellos quedan dentro del intervalo de seguridad para ambos aceros salvo, quizá, el correspondiente a la propuesta inicial del CEB que queda fuera del intervalo de tensiones estudiado. De hecho como ya se ha indicado, se han ensayado los dos aceros de acuerdo con la propuesta de EURONORMA habiéndose alcanzado los $2 \cdot 10^6$ ciclos sin romper, lo que confirma que el intervalo de tensión queda dentro del intervalo de seguridad.

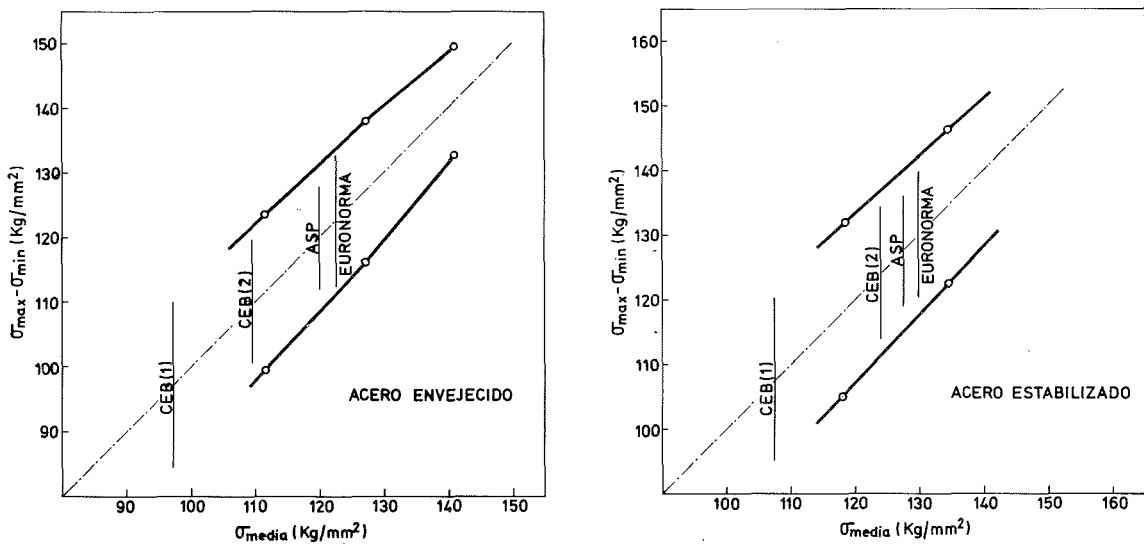


FIG. 9.—Diagramas de Smith.

Otra conclusión interesante del estudio es la influencia sobre la fatiga de los anclajes comerciales. Como se observa en la figura 4c, el anclaje reduce drásticamente el umbral de oscilación de tensiones que es capaz de resistir el acero, que para el caso estudiado es del orden del 5 por 100 de la tensión de rotura del acero (2,5 por 100 de amplitud) frente a valores del orden del 14 por 100 para el acero sin anclajes. Este hecho refuerza la tesis de que es necesario exigir unas características de fatiga del acero y, además, otras menos restrictivas al

conjunto tendón-anclaje y es importante que se tenga presente en proyecto a fin de disponer los anclajes, conectores, etc. en secciones donde la oscilación de tensiones sea mínima. A este respecto señalaremos que la única recomendación existente sobre fatiga del tendón con sus anclajes, que es la ya citada de la FIP que pide $2 \cdot 10^6$ ciclos con un intervalo de tensiones de 80 MPa se cumpliría también en el caso estudiado, ya que el 5 por 100 de la tensión de rotura del acero es precisamente 81,3 MPa.

Finalmente, destacaremos que se ha comprobado la validez de la teoría elástica de la mecánica de fractura para el estudio de la fatiga de los aceros de pretensado en el marco de las sollicitaciones usuales. La observación de las fracturas ha permitido medir las lúnulas de fatiga, comprobándose que los valores de la tenacidad de fractura en cada probeta son similares y que, prácticamente, coinciden con los obtenidos anteriormente para el acero envejecido en ensayos de tracción sobre probeta entallada. Este hecho abre un campo para el estudio de la fatiga en aceros de pretensado, que creemos podrá llevar a la predicción de la vida del acero en función del nivel de tensiones y de las características del material.

AGRADECIMIENTOS

El trabajo realizado forma parte de una investigación sobre fatiga realizada para la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Agradecemos vivamente las facilidades recibidas para su publicación.

También expresamos nuestro agradecimiento a D. Juan José Comesaña y a las empresas Nueva Montaña Quijano y Sociedad Española B.B.R. por la ayuda prestada en la confección de los anclajes.

REFERENCIAS

Abeles P.W., Brown E.I., Hu C.H. (1973). *Fatigue Resistance of under-reinforced prestressed beams subjected to different stress ranges; Miner's hypothesis*. ACL Spring Convention, Atlantic City.

ACI Standard 359-74. *Code for concrete reactor vessels and containments*. ASME (CB-2463.2, CB-2463.3, CC-2463.2, CC-2463.3).

Astiz M.A. (1976). *Estudio de la estabilidad de una fisura superficial en un alambre de acero de alta resistencia*. Tesis defendida en la Escuela T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.

CEB (1976): Bulletin d'Information núm. 117.

FIP (1974) - *Recommendations for the approval, supply and acceptance of steels for prestressing Tendons*.

FIP (1976) - *Report on Prestressing Steel. 1 Types and properties*.

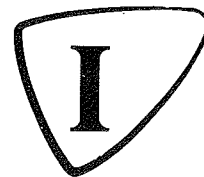
Gamski K. - *Fatigue test on prestressing steels. Tentative recommendations. Materiaux et constructions*. Vol. 6 núm. 35 (1973).

Leonhardt F., *Hormigón Pretensado. Proyecto y Construcción*. Instituto Eduardo Torroja, 1967 (2.17, pág. 46).

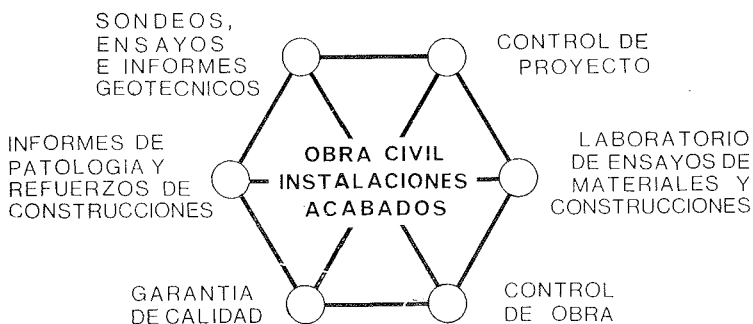
Nelson D.V. (1976) *Prediction of Fatigue Crack Growth Under Irregular Loading* ASTM - STP 595.

Schijve J. (1976) *Observations on the Prediction of Fatigue Crack Growth Propagation Under Variable-Amplitude Loading* ASTM - STP 595.

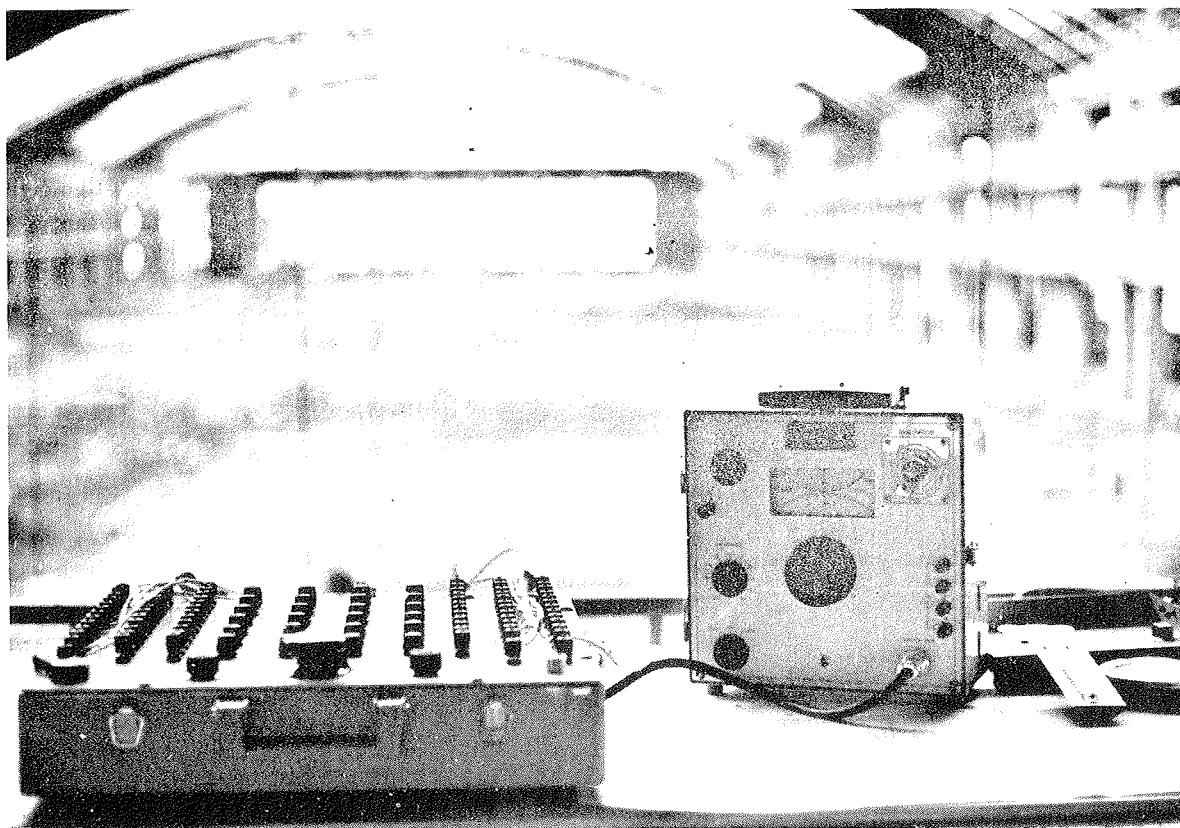
INTEMAC



INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES



Prueba de carga de bóveda de estructura metálica de la cubierta del Mercado Nacional de Ganados, de Torrejavega.



MADRID

Central:

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

MADRID

Laboratorio

Carretera de Loeches, 7
TORREJON DE ARDOZ
Tels. 675 31 00/04/08

BARCELONA

Pasaje Busquets, 37

CORNELLA DE LLOBREGAT
Tels. (93) 377 43 58/62

SANTANDER

Félix Apellániz, 11

TORRELAVEGA
Tel. (942) 89 02 01

Notas de la F.I.P.

N.º 58 Septiembre-Octubre 1975

(Selección de trabajos aparecidos en el presente número)*

COMISION SOBRE PRACTICA CONSTRUCTIVA

En septiembre de 1975 se publicó un *Manual de Buena Práctica de la F.I.P. sobre Práctica Constructiva*.

COMISION DE LA FIP SOBRE BARCOS DE HORMIGON

Por W.F.G. Crozier

La primera labor emprendida por la Comisión de la F.I.P. sobre Barcos de Hormigón ha sido la preparación del informe titulado "*Barcos de Hormigón Pretensado. Consideraciones de Proyecto*". En la última reunión de la Comisión, que se celebró en la Universidad de Berkeley, California, fue aprobado el texto definitivo.

La reunión de la Comisión tuvo lugar después de finalizar un curso, realizado en dicha Universidad, de una semana de duración, sobre "Naves y Barcos de Hormigón", organizado por los profesores Gerwick y T.Y. Lin junto a otros distinguidos ingenieros. Durante la reunión de la Comisión se hizo un completo exámen del texto definitivo del borrador y se acordó su publicación, para estar a disposición de los interesados a partir de primeros de 1976. También se presentaron los borradores de los *informes preliminares sobre el comportamiento de los barcos de hormigón frente al fuego y sobre las características de los barcos de hormigón bajo la acción del impacto*, preparados por Mr. F.H. Turner y el Dr. K. Finsterwalder respectivamente.

En un próximo número de Notas de la F.I.P. se facilitará un informe referente al Curso sobre Barcos y Naves de Hormigón, realizado por un miembro de la Comisión, que ya presentó una de las ponencias.

Después de celebrarse la reunión de la Comisión, un grupo de ingenieros se desplazó a Tacoma con objeto de ver la construcción de un tanque flotante de hormigón pretensado para almacenamiento de LPG (Liquid Petroleum Gas), que está realizando la Concrete Technology Corporation. Esta embarcación se encuentra ya flotando. La cubierta y los soportes para el apoyo de los depósitos que van sobre la citada cubierta se montaron mientras se realizaba la visita. En un número próximo de Notas de la F.I.P. se publicará un reportaje completo sobre esta construcción flotante.

COMISION DE LA F.I.P. SOBRE VASIJAS DE PRESION Y DEPOSITOS DE HORMIGON

Por W.F.G. Crozier

Durante la segunda semana de septiembre de 1975 tuvo lugar una Conferencia en la Universidad de York, Inglaterra, sobre "*Experiencia relativa al diseño, construcción y utilización de vasijas de presión en hormigón pretensado y recintos para reactores nucleares*".

* N. de R. El gran número de trabajos originales publicados y la limitación de páginas de la Revista, ha obligado a retrasar la publicación de las Notas de la F.I.P., que reanudamos en este número con la intención de actualizarlas en el más breve plazo posible.

Formando parte del programa de la Conferencia se convocó una reunión de la Comisión de la F.I.P. sobre Recipientes y Vasijas de Presión en Hormigón, que fue regida por su presidente Mr. J. J. Closner (USA). A la misma acudieron 18 miembros así como 15 observadores o representantes de miembros ausentes, entre los cuales algunos contaban con una amplia experiencia en esta especialidad.

En los diez meses que han transcurrido desde la última reunión de la Comisión, han hecho grandes progresos los Grupos de Trabajo en la preparación de las ponencias, que tienen como finalidad sentar las bases para elaborar *Informes relativos al Nivel de Conocimientos* o para los *Manuales de Buena Práctica*. Una ponencia, preparada para la reunión que se celebró en 1974, titulada "El Efecto de las Temperaturas Elevadas sobre el Hormigón y las Estructuras de Hormigón" de J. Irving (Inglaterra) ha sido publicada por la F.I.P. como separata.

Entre las ponencias programadas por los otros Grupos se encuentran las siguientes:

"Estructuras en el Campo Nuclear", por MM Burrow y J. Irving. Esta ponencia incluye propuestas para la preparación de un Informe preciso de la F.I.P., constituido por dos partes dedicadas respectivamente a recintos y vasijas de presión.

"Análisis Preliminar de los resultados del Cuestionario sobre Protección contra la corrosión de los Tendones en las Plantas de Energía Nuclear", por MM Kaifasz y Zielinski (Polonia). Las contestaciones al cuestionario recibidas (que se envió a todos los grupos miembros de la F.I.P.) son insuficientes para poder llegar a conclusiones generales; ahora bien, posteriormente se ha facilitado información en la Conferencia y se tiene la impresión de que con ellas y con los resultados del Cuestionario se podrá preparar un Informe sobre el Nivel de Conocimientos. A algunos Grupos Miembros que todavía no han contestado y que pueden facilitar información se les ha rogado envíen pormenores al Secretario de la F.I.P.

"Proyecto Escandinavo para Vasijas de Presión en Hormigón Pretensado para BWR", por K. Eriksson (Suecia). Trata de los Conceptos de Seguridad y de los resultados de los ensayos sobre modelos para determinar las fugas en los revestimientos.

"Proyecto para la construcción, con elevada garantía de seguridad, de un PCR V (Prestressed Concrete Reactor Vesel = Vasija para un Reactor en Hormigón Pretensado) que ha de tener un revestimiento caliente y elevada temperatura en los muros", por MM Nemet, Kopp, Jungmann y Zwingenberger (Austria).

"Tanques para Petróleo", por F. Kulka (E.U.A.). Se trata de un resumen realizado por el Grupo de trabajo que se ocupa de este tema.

CONFERENCIA INTERNACIONAL SOBRE "EXPERIENCIA EN EL DISEÑO, CONSTRUCCION Y UTILIZACION DE LAS VASIJAS DE PRESION EN HORMIGON PRETENSADO Y DE LOS RECINTOS PARA REACTORES NUCLEARES.

Universidad de York, Inglaterra.

8 - 12 septiembre, 1975.

Informe por J.E. Long.

Esta Conferencia, que ha sido patrocinada por un cierto número de Corporaciones, entre ellas la F.I.P., ha atraído a más de 350 delegados de todo el mundo. Ha sido, después de la Conferencia de Londres, la primera reunión magna sobre este tema, disponiéndose, en consecuencia, de mucho material nuevo.

Se presentaron 64 ponencias, principalmente de autores norteamericanos y del Reino Unido, aunque también hubo varias procedentes de Europa Continental. En contraste con la Conferencia de 1967, se dedicó gran atención a los aspectos referentes a la ingeniería mecánica y, en consecuencia, se organizaron conferencias a tal efecto durante dos días, dedicadas a tratar de los temas mecánicos y estructurales.

La publicación completa de las memorias (Proceedings), incluidas las discusiones de las ponencias se encuentran a disposición de los interesados, en la Institution of Mechanical Engineers de Londres, desde primeros de 1976.

JORNADA ALEMANA DEL HORMIGON PARA 1977

La Jornada Alemana del Hormigón, organizada por la Deutscher Beton Verein (Asociación Alemana del Hormigón), se celebró del 27 al 29 de abril de 1977 en Berlín, en la Sala de Congresos y Conciertos.

La colección de ponencias de la Jornada del Hormigón de 1975, encuadrada en un volumen, ha sido publicada a finales de 1976 y al precio de 30 DM (marcos alemanes) puede adquirirse en la

Deutscher Beton-Verein EV
6200 Wiesbaden
Postfach 2126
República Federal Alemana.

CALCULO DEL HORMIGON ARMADO POR LOS METODOS DE LAS TENSIONES ADMISIBLES Y DE LOS ESTADOS LIMITES

Por R. Calzona y C. Destelli Guidi

El libro se ha basado en una serie de lecciones sobre técnica constructiva, impartidas en la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad de Roma.

En la presente edición las materias tratadas se han ampliado y puesto al día de acuerdo con el gran desarrollo alcanzado en el conocimiento sobre el comportamiento de los elementos de hormigón armado y en consonancia con la evolución de los procedimientos de cálculo.

Al principio el estudio de los elementos estructurales en hormigón armado se realizaba por el tradicional método de las "tensiones admisibles", porque las grandes obras construídas hasta ahora en hormigón armado lo atestiguaban con su resultado y por presentar una destacada posición en el conocimiento y práctica de esta técnica.

Al método de las tensiones admisibles le ha seguido el método de los estados límites, actualmente aceptado por las más recientes Normas Italianas, abandonándose, en aquellos casos que ha sido necesario, la hipótesis de la relación lineal entre las tensiones y las deformaciones, que coarta, por sus limitaciones, el funcionamiento de la estructura.

A la aplicación del método de los estados límites, que por razones obvias hoy día tiene un amplio respaldo técnico, se le ha dedicado una gran atención habiendo supuesto, sin duda, un gran progreso en el análisis del comportamiento de una estructura, en la apreciación de las acciones externas y en la valoración de los coeficientes de seguridad.

Sin embargo, mientras que en el método de los estados límites se pueden introducir fenómenos que no son tenidos en cuenta cuando se utiliza el método de las tensiones admisibles, las ventajas económicas que se pueden obtener son a veces ficticias, puesto que existe la posibilidad de que sean a costa del grado de seguridad de la estructura.

En realidad ambos métodos no son opuestos uno respecto al otro, sino que son complementarios, en el sentido de que la lógica del método de los estados límites puede indicar el camino a seguir para un más correcto uso de aquellas tensiones admisibles, especialmente al comprobar la ductilidad y funcionalidad bajo las condiciones de trabajo, y, por otra parte, el método de las tensiones admisibles puede servir de base de apoyo para las numerosas verificaciones a tener en cuenta al hacer un análisis del comportamiento bajo el método de los estados límites.

En un apartado sobre datos históricos referentes a la aparición y desarrollo del hormigón armado hay una sección sobre las características de los materiales constituyentes. A propósito de esto se hace constar que es preciso no olvidar el hecho de que los refinamientos de los métodos de cálculo son de escaso valor si no se considera adecuadamente la calidad del material utilizado y el procedimiento de ejecución.

LA CORROSION DE LOS METALES EN EL HORMIGON

Publicación SP-49 del ACI

Después del Simposio, celebrado durante la Reunión de Primavera de 1973 del Instituto Americano del Hormigón (A.C.I.), bajo el patrocinio del Comité 222 del ACI y del Comité de Actividades Técnicas del ACI, sobre la "Corrosión de los Metales en el Hormigón", se estimó oportuno considerar que era necesario hacer una publicación sobre el tema. Al mismo tiempo se procedió a realizar un llamamiento para poderla ampliar con los trabajos adicionales que se recibiesen.

Esta publicación, que es el resultado de las ponencias presentadas al Simposio y de la respuesta a la requisitoria para el envío de trabajos adicionales, comprende los siguientes trabajos

Control de la corrosión del acero en las estructuras marítimas de hormigón.

Por Odd E. Gjorv.

Revestimientos con hormigón proyectado para los depósitos de hormigón pretensado.

Por Francis X. Crowley.

Mecanismo de la corrosión del acero en el hormigón

Por George J. Verbeck.

La corrosión de los metales en el hormigón; necesidades de investigación.

Por Bernard Erlin y George J. Verbeck.

Efectividad del recubrimiento de hormigón como protector contra la corrosión en el acero de pretensar.

Por Rudolph Szilard y Addmund Wallevik.

Corrosión de los redondos de las armaduras del hormigón: Efecto de los tratamientos especiales.

Por Kenneth C. Clear.

Protección catódica del acero en el hormigón.

Por R.C. Robinson.

Inhibidores de la corrosión para el hormigón armado.

Por D.F. Griffin.

Utilización de revestimientos para el acero embebido en el hormigón.

Por T.E. Backstrom.

Protección de los redondos de armar contra la corrosión por medio de revestimientos de epoxi.

Por James R. Clifton, Hugh F. Beeghly y Robert G. Mathey.

Esta publicación puede solicitarse al

American Concrete Institute
PO Box 4754
Redford Station
22400 West Seven Mile Road
Detroit
Michigan 48219.

ULTIMOS AVANCES

LA FATIGA DEL HORMIGON ARMADO Y DEL HORMIGON PRETENSADO EN LAS ESTRUCTURAS MARITIMAS

Por R. Lacroix. Vicepresidente de la F.I.P.

(Ponencia presentada en la Conferencia Internacional sobre Tecnología de la construcción Subacuática, celebrada en la University College de Cardiff los días 14, 15 y 16 de abril de 1975).

1. INTRODUCCION

Desde el advenimiento de la técnica del hormigón armado, la resistencia a la fatiga de este material heterogéneo no ha sido un problema que concerniese en gran manera a los ingenieros, los cuales sólo en contadas ocasiones han tenido que enfrentarse con él en determinados casos específicos, tales como en el de las traviesas de ferrocarril o en el de las losas apoyadas sobre el terreno y sometidas a los efectos de las cargas debidas al tráfico.

Sin embargo, en estos últimos años la técnica y el cálculo del hormigón pretensado han experimentado grandes avances y, reflejándose esto en las Recomendaciones CEB-FIP, es posible concebir elementos de la Clase 3, para los cuales la aptitud para su servicio viene condicionada por la anchura de las fisuras, en lugar de ser fijada por la resistencia a compresión que presenta el hormigón. El resultado de la utilización de este nuevo concepto implica mayores variaciones de las tensiones en los tendones de pretensado y, por consiguiente, un mayor riesgo de rotura debido al fenómeno de fatiga.

A este respecto, la construcción de las enormes estructuras de hormigón para las explotaciones petrolíferas de alta mar, presentan este riesgo durante toda la vida de la obra, puesto que se encuentran en un ambiente altamente corrosivo y, además, están expuestas a la acción cíclica del oleaje.

En consecuencia, parece necesario hacer un inventario de nuestros conocimientos con el fin de determinar, por una parte, los ensayos que deben emprenderse para lograr un mayor perfeccionamiento, y, por otra parte, dilucidar los métodos a establecer con objeto de alcanzar la suficiente durabilidad en las estructuras.

2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

2.1 El hormigón que trabaja a compresión

La resistencia a la fatiga de un material viene caracterizada, generalmente, por la curva S.N., que indica el número N de ciclos que pueden ser aplicados a un material con una tensión máxima S , antes de llegar a su rotura. Esta curva, en el caso de los metales, presenta una asíntota horizontal, que define el límite a la fatiga. Sin embargo, en el hormigón tal límite no se manifiesta, incluso para un número de ciclos superior a los 10 millones. La curva media, determinada a partir de resultados que presentan dispersión, es casi una recta, como puede verse en la Figura 1, si tiene los valores correspondientes a las abscisas dispuestos en escala logarítmica.

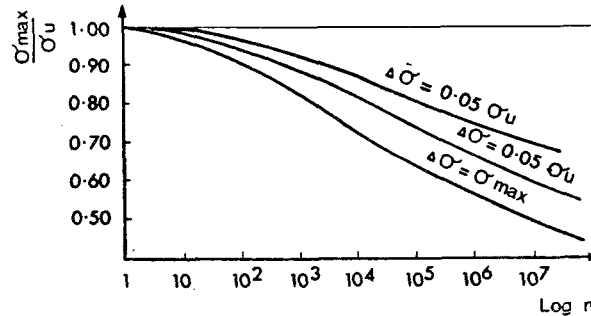


Fig. 1. Curva S.N. del hormigón sometido a compresión.

Ni que decir tiene que, el número de ciclos de carga previos a la rotura depende de la variación de la tensión así como del valor máximo, siendo más alta la resistencia a la fatiga cuando la amplitud es menor. Tal influencia puede ser representada por medio del *diagrama de Goodmann modificado*, que, para un número dado de ciclos, define el valor de la variación de la tensión, en función de la tensión máxima, o, en su lugar, de la tensión mínima. En la Figura 2 puede apreciarse la forma que presenta el diagrama de Goodmann modificado, que está formado por dos líneas rectas, cuando el número de ciclos es 10^6 .

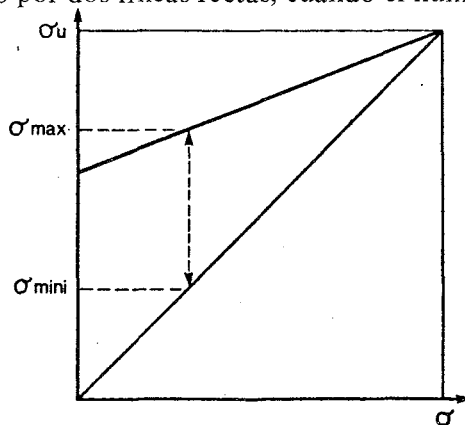
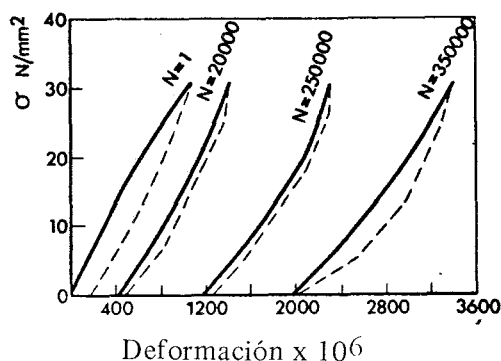


Fig. 2. Diagrama de Goodmann modificado.

También es preciso considerar otra importante propiedad del hormigón sometido a ciclos de compresión: Si el valor de la tensión máxima se encuentra por debajo de un valor crítico σ^A , el efecto de las cargas cíclicas es el de incrementar la resistencia a la fatiga así como su módulo. El orden de magnitud de σ^A tiene que ser, aproximadamente, un 60 por 100 de la resistencia a la rotura por compresión simple. Este fenómeno parece estar relacionado con el de una compactación del hormigón bajo la acción de las cargas repetidas, como puede apreciarse, seguidamente, por el diagrama tensión deformación de un hormigón sometido a un elevado número de ciclos.

Esta curva muestra una disminución de volumen similar a la debida a la "fluencia" con una variación relativamente pequeña de los módulos elásticos.



Curvas tensión deformación para el hormigón en compresión.

Parece ser, por otra parte, que la frecuencia de los ciclos de carga tienen, solamente, una influencia muy pequeña sobre la resistencia a la fatiga del hormigón.

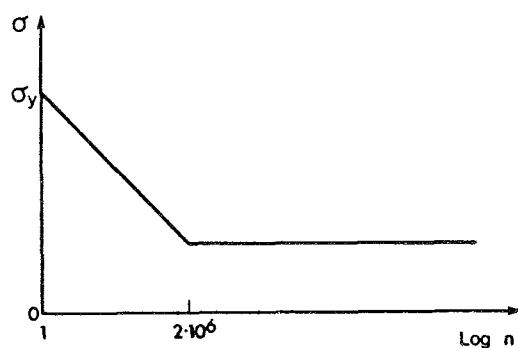
Similarmente, el criterio de Miner, relativo al daño acumulativo, no parece ser aplicable al hormigón. (La hipótesis formulada por Miner es la siguiente: si se somete sucesivamente a un material a series de n_i ciclos de cargas, correspondientes respectivamente al número de ciclos de rotura N_i , la rotura se alcanza cuando $\sum_i (n_i/N_i) = 1$).

2.2 El hormigón en tracción

Lo mismo que en el caso del trabajo a compresión, el hormigón sometido a tracción no presenta un definido límite de durancia (límite de resistencia a la fatiga) y el diagrama S-N, que es también un diagrama de Goodmann modificado, muestra una curva que se puede asimilar a las de las figuras del párrafo 2.1.

2.3 Las barras en el hormigón armado

La curva S-N correspondiente a los aceros de alta adherencia muestra la existencia de un límite de durancia, que se llega a alcanzar cuando se aproxima al millón de ciclos, siendo este nivel próximo al 60 por 100 del límite elástico del material.



Curva S.N. teórica

Este límite depende, naturalmente, de un cierto número de factores, entre los cuales tenemos:

- El diámetro de la barra de acero.

- El perfil que presenta su superficie corrugada, que contribuye a modificar sus características de adherencia.

- La naturaleza del acero utilizado, ya sea natural o laminado en frío.

La curvatura dada a la barra de acero.

La resistencia de las barras de armar puede representarse por el diagrama teórico de Smith, cuyas características, facilitadas por el T.N.O.⁽¹⁾ son las siguientes:

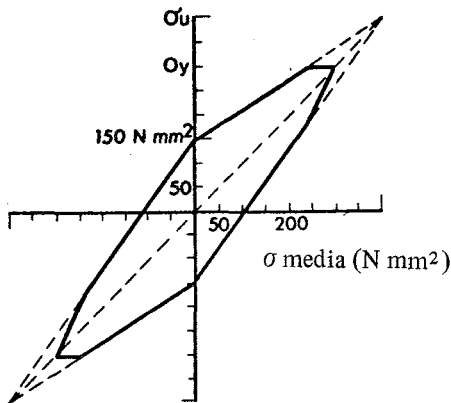


Diagrama teórico de Smith para el acero de un hormigón armado sometido a 2.10^6 ciclos.

2.4 El acero de altas resistencias para el hormigón pretensado

Fijada la tensión límite generalmente aceptada para realizar el tesado, y, las diferentes pérdidas instantáneas y diferidas, la tensión de servicio de un tendón pretensado es, aproximadamente, del 60 por 100 de su resistencia a rotura y el dato de interés para el ingeniero consiste simplemente en saber la máxima variación de tensión que un tendón puede soportar, sin llegar a la rotura, durante un determinado número de ciclos. El número de ciclos generalmente considerado es el de 2.10^6 , que corresponde con el límite de durabilidad del material.

En numerosos países la Comisión para la Homologación de Aceros exige una resistencia mínima a la fatiga. Esta resistencia viene representada esquemáticamente por el diagrama de Goodmann que se facilita a continuación.

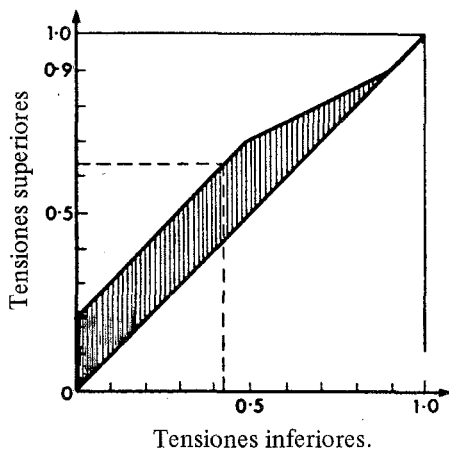


Diagrama de Goodmann para 2.10^6 ciclos.

En el diagrama puede verse que en la zona de tensiones, como ya se indicó antes, el acero puede resistir, sin llegar a la rotura, hasta 2.10^6 ciclos con una amplitud igual a $0,10 \sigma_u$, siendo del orden de 6 para cargas instantáneas. En consecuencia, a falta de fisuraciones, las tensiones en el hormigón pueden presentar variaciones iguales a $0,10/6 \sigma_u$, es decir para un $\sigma_u = 1700 \text{ N/mm}^2$, valor que corresponde al de un tendón normal, con una variación admisible en el hormigón del orden de 40 N/mm^2 . Este valor nos indica que cuando no tiene lugar la fisuración en el hormigón pretensado debe excluirse todo riesgo de rotura por fatiga en la parte activa de un tendón.

(1) T.N.O. Institut Voor Bouwmaterialen/ En Bouwconstructies, Rijswijck Holland.

Efectivamente el principal peligro no se localiza a lo largo del tendón sino en los anclajes, debido a que en las citadas zonas el tendón se deforma, bien como resultado de estar rematado uno de sus extremos por una cabecilla o bien por estar curvado y comprimido transversalmente entre las piezas de anclaje.

Por consiguiente en dicha zona el acero está sometido a gradientes de elevada tensión que pueden dar lugar a una reducción de sus resistencias. Con este propósito la Comisión de Homologación de los Procedimientos de pretensado exige realizar ensayos bajo cargas cíclicas; un anclaje debe resistir, sin llegar a la rotura, $2 \cdot 10^6$ ciclos, con una amplitud de 80 N/mm^2 , hasta una tensión límite máxima del 65 por 100 de la resistencia del acero de pretensar. Bajo estas condiciones, y con tal de que la obra esté bien realizada, se puede llegar a la conclusión, que es válida tanto para el anclaje como para todo lo largo del tendón de pretensado, que con las variaciones de tensiones normales en un hormigón, no sometido a descompresión, el riesgo de rotura por fatiga es inexistente en el hormigón pretensado.

Esta conclusión es válida tanto para los elementos comprendidos en la Clase I (sin tensiones de tracción en las fibras extremas) como para los de la Clase II (en los que las tensiones de tracción en el hormigón vienen limitadas a un valor inferior a la resistencia a la rotura). Por otra parte, para los de la Clase III, es admisible la fisuración y, en condiciones de servicio, la limitación fijada para la carga admisible no depende en gran medida de la variación máxima de tensión en el hormigón, sino de la anchura máxima de la fisura.

Es obvio que en la propia fisura la tensión de tracción es nula consecuentemente, en las barras de acero existe una tensión adicional que no se debe despreciar.

En estos últimos años, se han realizado numerosos ensayos de laboratorio, con objeto de determinar la resistencia a la fatiga de las vigas sometidas a cargas cíclicas y así saber si cumplen las condiciones de la Clase III. Estos ensayos han confirmado que el comportamiento es satisfactorio, por encontrarse dentro de los límites para las tensiones admisibles.

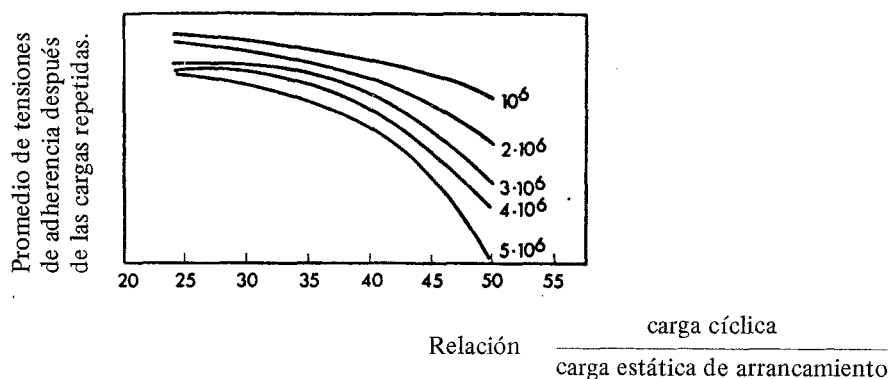
3. PROPIEDADES DEL COMPLEJO HORMIGON-ACERO

3.1 Adherencia

Los reglamentos que fijan las tensiones de adherencia admisibles para las barras de hormigón armado, para las uniones formadas por empalme o para los anclajes, son perfectamente conocidas y han demostrado ser totalmente válidas para obtener una absoluta seguridad en las estructuras sometidas a cargas estáticas.

Sin embargo, bajo cargas repetidas, se observó una apreciable disminución en la resistencia a la rotura del anclaje por adherencia. Este efecto, patentizado en particular por los ensayos de Muhlenbruch y por los de Camus, es ciertamente importante. La resistencia al arranque de las barras puede reducirse en un 50 por 100, cuando el anclaje se ha sometido a cargas de tracción repetidas durante $5 \cdot 10^6$ veces, siendo su valor máximo de $0,5 \sigma_u$.

La cifra señalada da una idea de la importancia del fenómeno, que es de la misma naturaleza que la fricción. Tan pronto como se ha alcanzado un cierto nivel existe la posibilidad de que se produzcan movimientos relativos entre la barra y el hormigón que está a su alrededor, pudiéndose producir el quebrantamiento del hormigón.



Efecto de las cargas repetidas sobre la tensión de rotura a la adherencia.

Naturalmente, la resistencia a la fatiga de los anclajes depende del perfil de las barras y del estado de su superficie. Las barras de alta adherencia tienen unas pérdidas de resistencia relativamente más bajas que las barras lisas. Se puntualiza, a este propósito, que también una elevada oxidación puede ocasionar una importante disminución en el límite de resistencia a la adherencia, provocada por el efecto de fatiga.

3.2 Fisuración

Ya se ha afirmado anteriormente que, en efecto, la fisuración puede provocar la rotura del acero por fatiga si las fisuras abiertas son lo suficientemente anchas. Sin embargo si, como consecuencia de las cargas estáticas, la abertura de las fisuras resulta muy pequeña, parece ser que las cargas cíclicas correspondientes únicamente darán lugar a un aumento de tal anchura, sin que llegue a producirse por ello la rotura de las barras de la armadura.

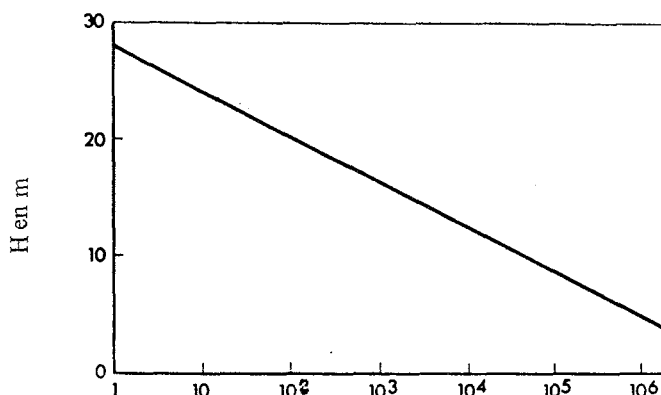
Por consiguiente, en el caso de cargas cíclicas, es necesario ser precavido adoptándose las medidas oportunas para reducir al mínimo admisible la anchura de las fisuras, cuando la construcción en cuestión se encuentre situada en un ambiente corrosivo. Otro importante fenómeno que es preciso tener en cuenta, aun cuando no se han realizado a este respecto ensayos sistemáticos, es el referente a la acción del agua sobre un elemento sometido a cargas repetidas, que lleguen a producir su fisuración. Cuando una viga se encuentra sometida a dichas condiciones y a la acción del aire, puede observarse que las fisuras se abren y cierran a cada ciclo de carga y descarga sin que se produzca ningún efecto perjudicial en ella. Por el contrario, si llega a penetrar agua por la cara fisurada de dicha viga, rápidamente se aprecia el deterioro del que, cuando se abren las fisuras, el agua puede penetrar perfectamente en ellas, pero cuando tienden a cerrarse de nuevo se produce una emigración por capilaridad dentro del hormigón, que dificulta la evacuación del agua. En tales condiciones el agua hace un efecto de cuña, provocando el desconchamiento del hormigón en dicha zona. Ni que decir tiene que este fenómeno se produce exclusivamente en el caso de que las grietas tengan la anchura suficiente para que el agua pueda penetrar.

4. APLICACION A LAS ESTRUCTURAS MARITIMAS

De entre todas las acciones a que están sometidas las estructuras marítimas, solamente las debidas al oleaje son lo suficientemente repetidas como para tener un efecto significativo sobre la resistencia a la fatiga.

Hasta ahora, el conocimiento de la frecuencia de repetición de las olas de una determinada altura ha progresado mucho, al menos en los parajes del Mar del Norte, donde están ubica-

das un gran número de instalaciones para la extracción de petróleo. Por tal circunstancia ha sido posible llegar a establecer un diagrama tal como el que se muestra a continuación, basado en la pervivencia de una estructura marítima (que por lo general se considera de 25 años) y que nos da la frecuencia de repetición de las olas de una determinada altura.



Número total de olas, de altura H, registradas durante 25 años.

Este diagrama es de gran interés, ya que sirve para determinar la altura de las olas teniendo en cuenta el número de ciclos, que es determinante del efecto de fatiga, que ya ha sido fijado previamente.

Mediante abscisas logarítmicas, el número de ciclos que corresponden a una altura dada de ola viene representado, aproximadamente por una línea recta; a modo de ejemplo la figura nos indica que para una ola de 30 m. de altura, que se produce al cabo de 100 años, habrá olas que batirán la estructura 10⁶ veces durante este mismo tiempo y que tendrán una altura de tan sólo 5 m.

Sentado el principio de que las fuerzas que resultan por efecto de las olas son proporcionalmente crecientes con su altura, se evidencia que las dimensiones que es preciso dar a las estructuras marítimas dependerá más de los valores máximos que alcanzan las alturas de las olas del mar embravecido que de los valores de la fatiga producida.

Sin embargo es necesario examinar con todo detenimiento la incidencia que tiene la acción de las olas.

Las plataformas marinas para prospecciones petrolíferas son construcciones constituidas por los siguientes elementos:

Un voluminoso cajón destinado a distribuir la carga sobre el fondo marino y que normalmente se utiliza para almacenar los crudos de petróleo.

Unas columnas de forma muy esbelta, cuya finalidad es que el mar embravecido tenga la menor posibilidad de enfrentarse contra ellas y, que son la sustentación de la propia plataforma.

Bajo la acción de las olas dichas columnas llegan a flectar. Las secciones más críticas, por las tensiones que en ellas se pueden producir, son las situadas en la base de las columnas, por donde van unidas al cajón, o, en algunos casos, en determinadas zonas de su parte superior, que frecuentemente tiene la forma de tronco de cono. En estas zonas, como consecuencia del efecto de flexión, se crean tensiones de tracción verticales, que es preciso contrarrestarlas mediante el pretensado vertical de las columnas. Con el fin de eliminar cualquier riesgo de corrosión en la armadura de acero, conviene evitar siempre que se produzcan tracciones aun en las peores condiciones de servicio, que es cuando las olas llegan a tener alturas del orden de los 18 m.

Por el diagrama precedente se aprecia que estas olas pueden producirse con una frecuencia no superior a 10^3 durante la vida calculada para la plataforma.

Otra parte particularmente afectada por las olas es la zona batida por el oleaje. La curva de frecuencia de oleaje para esta zona, que también ha sido determinada precedentemente, no es de gran utilidad, ya que la rotura de las olas no depende solamente de su altura sino, también, de su longitud e intensidad, así como de la dirección del viento. En las columnas la zona expuesta al impacto de las olas es más bien limitada, pero en cambio su acción produce efectos más dañinos. Como primera hipótesis, se supone que este impacto crea una presión del orden de 25 a 30 t/m² distribuida sobre un arco de circunferencia comprendido entre $\pm \pi/4$ respecto a la dirección de incidencia de las olas. Esta presión crea esfuerzos de flexión sobre las paredes que presentan las columnas, en una zona donde el hormigón está alternativamente batido por el agua o por el aire. Por consiguiente es imprescindible adoptar las medidas necesarias para evitar la degradación del hormigón.

Indiscutiblemente, por razones de orden práctico, no es recomendable un pretensado periférico horizontal, por ser el diámetro de las columnas relativamente pequeño —por regla general de unos 8 a 10 m— y, la colocación de cables horizontales con sus correspondientes anclajes resulta poco compatible con el sistema constructivo a base de encofrados deslizantes, que es el procedimiento generalmente adoptado en estas estructuras. En consecuencia, es preferible resolver el problema mediante la utilización de un sistema a base de hormigón armado.

Ante todo será necesario limitar las tensiones de tracción en el acero a un valor lo suficientemente bajo para evitar la formación de fisuras abiertas. En este caso particular es aconsejable utilizar las fórmulas que para este fin aparecen en la CP 110 o en las Recomendaciones CEB-FIP, que para la abertura admiten una tolerancia máxima de 0,1 mm., valor que se considera lo suficientemente bajo como para impedir la penetración del agua.

Por otra parte, con objeto de hacer impermeable el hormigón y al mismo tiempo impedir la acción abrasiva del agua y de las partículas sólidas que pueda contener, es aconsejable la colocación de un revestimiento que ha de tener las siguientes cualidades:

Buena adherencia al hormigón.

Suficiente resistencia mecánica.

Bastante flexibilidad para que permanezca inalterable, aun cuando el hormigón llegue a fisurarse.

Gran resistencia al envejecimiento.

En la actualidad varios suministradores proponen el empleo de resinas que parecen reunir estas condiciones. Sin embargo todavía no se han emprendido ensayos sistemáticos para verificar su eficacia como protectores de tales estructuras.

5. CONCLUSIONES

En virtud de la gran resistencia a la fatiga del hormigón y de la reducida frecuencia de repetición de las olas de muy excepcional altura, no parece ser un tema de gran transcendencia el de la rotura por fatiga de los elementos estructurales de una plataforma marina, ya sea de hormigón armado o de hormigón pretensado.

Sin embargo, en ciertas zonas particularmente afectadas, es necesario bien eliminar las tensiones de tracción, mediante un adecuado pretensado, o bien, especialmente en las proximidades del nivel de las aguas, limitar las tensiones de tracción que se puedan producir en la armadura pasiva y proteger al hormigón con una capa impermeabilizante.

UBICACION EN SU POSICION DEFINITIVA, Y EN LAS DEBIDAS CONDICIONES DE SEGURIDAD, DE UNA ESTRUCTURA CONDEEP

Durante la reunión de la Comisión de la F.I.P. sobre Estructuras Marítimas de Hormigón, que tuvo lugar en noviembre de 1974 en Stavanger, los miembros asistentes pudieron examinar las dos estructuras Condeep que flotaban sobre las aguas del fiordo de Stavanger y las otras dos, que se encontraban en período de construcción. Una de estas plataformas flotantes ha sido remolcada a su lugar de ubicación en el paraje de Beryl y, mediante las oportunas previsiones, ya se encuentra apoyada sobre el lecho marino, que se encuentra a 122 m. de profundidad. Es preciso señalar que la operación de remolcar esta estructura, cuyo peso es de 315.000 t., se realizó en perfectas condiciones de acuerdo con el plan previsto a tal efecto.

El 4 de julio se inició el traslado de la plataforma desde el fiordo de Stavanger, realizándose la operación de remolque en cinco días, con tiempo muy bueno; durante toda la travesía la altura de las olas nunca fue superior a 1,5 metros. La distancia recorrida fue de 250 km., empleándose cinco remolcadores que sumaban una fuerza total de 68.000 hp. La velocidad media resultante fue de 2 nudos, llegando a ser la máxima velocidad de 2,5 nudos. En el fiordo de Stavanger el calado de la estructura fue de 75 m. y en mar abierto, gracias al lastre añadido, aumentó éste en 6 metros. Por otra parte unos elementos adicionales de acero han dado lugar a que aumentase la profundidad en 5 metros. En total el calado de todo el conjunto resultó ser de 86 metros.

En la operación de situar la plataforma en el lugar de ubicación definitivo se utilizaron seis remolcadores, dándose la circunstancia de existir una corriente marina de, aproximadamente, 1/2 nudo. Todo este trabajo se realizó bajo la dirección de un capitán jefe de marina noruego.

Debido a que el lugar de ubicación presentaba un ligero desnivel de Oeste a Este y el lecho marino era algo blando por la zona este, en las primeras secuencias de la operación, los compartimientos del cajón correspondientes a dicha latitud se lastraron con más peso. El empotramiento final de toda la plataforma fue de 4 metros, observándose que aproximadamente 500 mm. del zócalo de hormigón y la parte inferior de la bóveda habían quedado embutidos. El relleno de los huecos existentes debajo de la plataforma se inició en el plazo de dos días y solamente se requirió un 75 por 100 de la cantidad de relleno que se había calculado, es decir, aproximadamente unos 6.000 m³. La plataforma puede definirse como una "Perfecta Nivelación".

NUEVO PUENTE SOBRE EL RIO IJSSEL, EN HOLANDA

Por H.J.C.

Este nuevo puente, para la Carretera Nacional N.º 47, sobre el río Ijssel, está situado en las proximidades de Zutphen. Su finalidad es desviar una considerable parte del tráfico procedente de la parte céntrica de la ciudad y, así, descongestionar el existente en el antiguo puente.

Las características fundamentales del puente son las siguientes:

Longitud total	790 m.
Longitud del tramo principal sobre el río	125 m.
Luces menores en los accesos	50 m.
Anchura	14,90 m.
Radios de curvatura verticales	75.000 m.

La obra se inició a principios de 1974 y se terminó en mayo de 1976, estimándose su costo en 13.296.000 florines holandeses.

Tramo sobre el río

La necesidad de dejar libre la navegación por el río obligó a excluir toda solución a base de andamios o cimbras para realizar su construcción. Dándose, por otra parte, la circunstancia de que se disponía de la maquinaria necesaria para realizar la construcción de los tramos del puente por el método de voladizos sucesivos, indiscutiblemente este fue el procedimiento utilizado. Por el contrario, la elección de los materiales a emplear fue un problema menos sencillo. En lo que se refiere al hormigón la opción consistió en si se debían emplear hormigones normales o ligeros. A tal efecto se preparó un plan de ensayos de proyecto, utilizándose ambos materiales, con objeto de comparar las cantidades de hormigón, armadura normal y acero de pretensado.

A partir de estas estimaciones parece deducirse que, aunque por metro cúbico el hormigón ligero resulta más caro, las disminuciones, que lógicamente pueden realizarse, en las cantidades de armadura normal, aceros de pretensar y, por otra parte, las economías en los costos de la cimentación, llegan a ser tales que los costos extras, por el empleo del hormigón ligero, resultan suficientemente compensados.

El hormigón ligero utilizado tenía una densidad comprendida entre 1.730 y 1.780 kg/m³. Se especificó que la resistencia a compresión de las probetas cúbicas de tal hormigón ligero debía ser a los 28 días de 35 N/mm² y la resistencia al hendidamiento de 2,5 N/mm². Como árido ligero para este hormigón se utilizó el Korlin.

Un problema que también resultó árido fue el de la elección del sistema de pretensado. En Holanda, hasta la fecha en que se decidió realizar este puente, cuando se trataba de construir por el procedimiento en voladizo siempre se realizaba el pretensado por medio de barras. Pero en este caso se hicieron los oportunos diseños para el empleo de barras y cordones y, al final, se decidió realizar el pretensado del tramo sobre el río y el de los dos tramos adyacentes a éste con cables Freyssinet, siendo los longitudinales de 12 x 0,52 pulgadas (12 x 12,208 mm.) y los transversales 12 Ø 7,5 mm.

En este caso concreto se trataba de construir una sección de viga en voladizo por semana, teniendo en cuenta que era preciso realizar el pretensado sobre un hormigón relativamente reciente, cuya resistencia en probeta cúbica resultó ser de unos 25 N/mm². Para poder ajustarse a estas condiciones fue necesario adaptar los anclajes Freyssinet, normales para los cables de 12 x 0,52 pulgadas, de modo que se redujera la presión en la parte posterior de dicho anclaje. Con este específico fin se diseñó y construyó un anclaje especial para ser aplicado sobre el hormigón ligero. También se hicieron otros cambios en los anclajes correspondientes a los cables de corta longitud, ya que en este caso se aplicó la carga cuando el hormigón no tenía más que dos días de edad.

Los voladizos a ambos lados de las pilas no tienen las mismas longitudes, debido a que el canto de los elementos de construcción en las zonas de unión con los tramos de los accesos es de 3,25 m., mientras que en la clave del tramo central es de 2,50 m. Con el fin de conseguir una simetría de esfuerzos sobre la pila, la viga en voladizo del tramo correspondiente al río se dimensionó de modo que tuviese una dovela más que en la parte que vuela hacia las márgenes (18 dovelas y 17 dovelas respectivamente).

Para los cables continuos, que se dispusieron después de haber realizado la unión de las dovelas, se utilizaron anclajes normales, puesto que al llegar el momento de realizar dicha operación ya había alcanzado el hormigón la edad de 28 días.

Tramos de los accesos

Para los tramos de los accesos se estudiaron tres soluciones constructivas:

Moldeado in situ sobre cimbra.
Juntas encoladas.
Método de construir empujando.

El primero se descartó, debido al peligro de inundación.

Las previas experiencias realizadas en este país empleando el método de encolado de dovelas han tenido completo éxito, mientras que, en Holanda, hasta la construcción de este puente no se habían realizado trabajos que sirvieran de referencia sobre la utilización del método de construir empujando. En consecuencia se prepararon proyectos optativos y, como resultado, los tramos de ambos accesos se realizaron por el método de construir empujando desde los extremos.

Para la construcción de los tramos de los accesos se emplearon dos sistemas de pretensado: para el montaje, barras Dywidag de 36 mm. de diámetro; para la operación de pretensado final cables Freyssinet.

Para la operación de deslizamiento sobre las pilas provisionales se utilizaron bloques prefabricados con hormigón de alta calidad, sobre los cuales se fijó una placa de acero al cromo. Estos bloques estaban provistos de un dispositivo para ajuste vertical y preparados para poder anclar las placas de acero al cromo. Entre las placas de acero al cromo y la superficie inferior del puente se intercalaron unos elementos para facilitar el deslizamiento, constituidos por un bloque de caucho, rigidizado con chapas de acero, y, en una de sus caras una lámina de teflón. Con objeto de reducir la fricción se aplicó, además, una cera de silicona.

Las pilas del puente se apoyan sobre pilotes prefabricados de hormigón de 450 mm², cuya capacidad sustentante es de 130 t. por pilote.

EL PREFABRICADO DE HORMIGON PRETENSADO EN LOS EDIFICIOS INDUSTRIALES

La revista "P C Items", publicada por el Prestressed Concrete Institute de los Estados Unidos, contiene, en el número correspondiente a agosto de 1975, un artículo donde se dan interesantes detalles sobre un tipo de edificios industriales realizados con prefabricados de hormigón pretensado. Las diferentes razones que se aducen para la elección del hormigón pretensado son, por sí mismas, clara demostración de la versatilidad de este material.

En el editorial aparece el siguiente sumario de requisitos que estas construcciones deben cumplir: "Un edificio industrial, lo mismo que una buena máquina, debe estar acondicionado para que tenga una circulación fácil y fluida o se realice el almacenamiento del material en buenas condiciones. El prefabricado de hormigón pretensado reúne todas las condiciones necesarias para cumplir esta finalidad.

La resistencia combinada del hormigón y del acero de pretensar nos permite construir pavimentos de elevada capacidad portante para sustentar con seguridad la maquinaria de manipulación u otro equipo especializado. Un local con grandes luces sin columnas permite una flexible disposición de la maquinaria o del material almacenado y no presenta impedimentos para el movimiento de los puentes grúa o de los vehículos. La resistencia al fuego de las cubiertas de hormigón pretensado y de las columnas elimina la necesidad de disponer paredes cortafuego, que en algunos casos vienen impuestas por determinadas ordenanzas locales. En donde se almacenan artículos de cierto valor el hormigón pretensado, por consiguiente, acrecienta la seguridad de su conservación.

Como consecuencia de los continuos avances en la tecnología de la fabricación, una planta puede quedarse anticuada a no ser que se consiga disponer de nuevos espacios sin interferir su funcionamiento o si tal cosa requiere un desembolso de capital prohibitivo. El prefabricado de hormigón pretensado constituye una opción con gran porvenir para su aplicación en unidades desmontables y en componentes normalizados listos para su utilización.

Un edificio industrial, como cualquier otro, se construye para ser utilizado por las personas. Si tales personas trabajan en un ambiente agradable la productividad aumenta, el absentismo disminuye y los puestos de trabajo se cubren con más facilidad. El prefabricado de hormigón pretensado tiene buen aspecto a precio razonable. Se presenta en una gran variedad de texturas, colores formas y diseños. Sus superficies claras y reflectantes de la luz proporcionan la máxima iluminación. Otros alicientes adicionales son su aislamiento térmico y su fácil limpieza.

El singular edificio que se describe fue realizado en hormigón pretensado por una o varias de las razones aducidas anteriormente. Una vez más se pone en evidencia la gran adaptabilidad de las piezas prefabricadas con perfil en doble T.

RAY BALL PLUMBING CO. Miami

El nuevo edificio para la oficina principal de esta firma, en el que tanto los muros como la cubierta están constituidos por piezas prefabricadas en perfil doble T, tiene una superficie entre las dos plantas de que consta de 940 metros cuadrados. Para la planta superior se utilizaron placas pretensadas aligeradas con huecos así como vigas pretensadas y columnas prefabricadas.

El moldeo de las piezas prefabricadas se realizó en diez días y la erección del edificio en cuatro días.

PIEDMONT PLASTIC. Carolina del Norte

Este edificio destinado a almacén, con una superficie superior a 2.500 metros cuadrados, es un recinto constituido por piezas con perfil en doble T, de 2,44 m. de ancho y 38 cm. de canto. Los vanos forman una parrilla de 9 X 21 m. y la cubierta y el piso también está constituido por piezas en doble T del mismo ancho, pero de 56 cm. de canto. En ambas alturas presentan un pequeño voladizo.

Uno de los principales alicientes al utilizar este sistema constructivo es el de su elevado grado de resistencia al incendio. Las cuotas de los seguros de incendios normalmente son crecientes y revisables, pero en este caso no ha sido así y, en consecuencia, la repercusión económica se repite anualmente.

HYGEIA COCA COLA BOOTTLING CO. Florida

Con una superficie edificada superior a los 15.000 metros cuadrados, esta construcción es una aplicación del prefabricado a escala enteramente diferente, haciéndose una todavía mayor utilización de la pieza con perfil doble T.

El edificio de oficinas, que es de dos plantas, tiene un pasadizo cubierto que sirve de acceso a la zona de producción. La cubierta, el piso y las paredes están construidas a base de emplear las piezas doble T. La torre para el reloj tiene más de 15 metros de altura y también está constituida por una combinación de piezas doble T.

Este edificio se ha construido de modo que está prevista una posible ampliación de él en un 100 por 100. En consecuencia todas las paredes son desmontables. En lugar de construirse muros de cimentación unas simples zapatas sirven de apoyo a los paneles de fachada.

Traducido por C. Sánchez Castro

NOTA DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO INTERCAMBIO DE PUBLICACIONES

Dentro del programa de intercambio de publicaciones, organizado por la F.I.P., entre las diversas asociaciones nacionales que la integran, hemos recibido últimamente las que a continuación se mencionan. En ellas aparecen, entre otros, los trabajos que en esta nota se comentan, relacionados con la técnica del pretensado.

Para mayor comodidad de nuestros lectores, los títulos de todos los artículos se han traducido al español.

Recordamos a todos los asociados que estas publicaciones se encuentran a su disposición, para consulta, en nuestros locales del Instituto Eduardo Torroja, Costillares-Chamartín, Madrid.

PUBLICACIONES ENVIADAS POR EL PRESTRESSED CONCRETE DEVELOPMENT GROUP, DE INGLATERRA

Revista: Magazine of Concrete Research, vol. 26, núm. 86.

1. "Influencia de las fibras de acero sobre el desarrollo de fisuras en el hormigón armado sometido a tensiones uniaxiales", por Mufid A. Samarrai y Robert H. Elvery.

Sinopsis: Se ha realizado una investigación para estudiar la posibilidad de incorporar fibras de acero al hormigón armado, con el fin de retardar el desarrollo de fisuras, para facilitar el empleo de aceros de alta resistencia.

Con este propósito se ensayaron prismas de hormigón de 75 x 75 x 500 mm, sometidos a tensión uniaxial, aplicada a sus extremos, en dirección concéntrica a las armaduras.

Las variables estudiadas incluían el tipo, tamaño, cantidad de fibras y clase de armaduras.

La adición de fibras de acero al hormigón, incrementó considerablemente la efectividad de la cuantía de acero establecida, para conseguir el límite máximo admisible de amplitud de fisuras.

Revista: Magazine of Concrete Research, vol. 26, núm. 89.

2. "Tensiones de borde en la pasta de cemento endurecida, sometida a la acción de cargas a corto y a largo plazo", por L. J. Parrott.

Sinopsis: Se examina la influencia de la porosidad, las tensiones, el contenido de humedad, edad de carga y duración de las tensiones de borde en la pasta de cemento endurecida, sometida a la acción de cargas a corto y a largo plazo.

Se incluye una función para determinar el coeficiente de Poisson. El valor de este coeficiente, referido a fluencia para la pasta endurecida, fue 0,13 en todos los ensayos.

Se discute acerca de la relación existente entre las tensiones de borde en el hormigón endurecido y asimismo en la pasta de cemento.

Los resultados del coeficiente de Poisson relativo a fluencia, indican la naturaleza del proceso de deformación en la pasta de cemento.

3. “Estudio sobre la deformación de placas de hormigón armado”, por S. Rajendram y C.T. Morley.

Sinopsis: Se emplean métodos basados en la teoría de la plasticidad para obtener, a partir de consideraciones sencillas sobre las propiedades de los constituyentes, un método numérico para establecer un criterio de deformación, para placas de hormigón armado, sometidas a combinaciones de momentos y tensiones de membrana.

Se ha modificado el método general para predecir los resultados de los ensayos de flexión, en especímenes preparados para simular las condiciones del ala de una viga cargada, de sección T.

Los resultados experimentales concuerdan con bastante aproximación con las predicciones teóricas.

4. “Cálculo plástico de esfuerzos cortantes en el hormigón armado”, por Mikael W. Braestrup.

Sinopsis: Se establece la condición de fluencia superficial y la de flujo.

Se deriva la expresión del estado de tensiones para una discontinuidad cinemática (fisuramiento), en la superficie del hormigón, y se demuestra que la transmisión de cortantes entre superficies de contacto se presenta cuando el desplazamiento relativo no es normal al fisuramiento.

Esto se utiliza para calcular el cortante en un elemento de hormigón reforzado ortogonalmente, incluyendo el caso en el que la armadura no experimente deformación según una determinada dirección.

Estas consideraciones son aplicables a las vigas de hormigón armado sometidas a esfuerzo cortante.

Se ha efectuado el cálculo de la resistencia a cortante para una viga con el ala comprimida.

La solución se compara con los resultados de los ensayos y con las normas Británicas y Danesas.

5. “Máquina de ensayo para estudiar el comportamiento de especímenes de hormigón, sometidos a tensiones multiaxiales”, por J. B. Newman.

Sinopsis: En el artículo se hace una descripción del equipo y técnicas que se precisan para someter especímenes de hormigón a tensiones multiaxiales y efectuar medidas aproximadas de la deformación producida por las pequeñas y elevadas tensiones.

Se pone especial atención, en conseguir, estados de tensión uniforme, sencillez de

manejo y precisión durante el proceso de carga.

Se incluyen detalles de la construcción de la máquina y algunas consideraciones sobre su manipulación.

Revista: Magazine of Concrete Research, vol. 27, núm. 91.

6. "Características del hormigón de cemento aluminoso", por D.C. Teychenné.

Sinopsis: En el artículo se presenta un programa de investigación, iniciado en 1964, para estudiar las características del hormigón de cemento aluminoso, con edad superior a veinte años.

Se dan detalles de las experiencias de un programa principal y dos secundarios. También se incluyen los resultados de ensayos efectuados con hormigones de 8,5 años.

Se iniciaron cuatro series de pruebas para estudiar:

- 1) La resistencia de especímenes que fueron confeccionados con diferentes dosificaciones y se mantuvieron en agua, a temperaturas de 18°C y 38°C, por períodos prolongados.
- 2) Los efectos de las variaciones producidas en el proceso de curado en las primeras 24 horas, sobre los valores de la resistencia alcanzados al término de un período superior a un año.
- 3) Un procedimiento de curado acelerado para obtener en cinco días el mínimo de la resistencia que se alcanza a los tres meses.
- 4) El valor del módulo de elasticidad del hormigón alterado a causa de la transformación de la alúmina.

Esta investigación incluye la medida cuantitativa de la alteración del hormigón y factores de influencia relacionados con la reducción de la resistencia a compresión.

Los resultados indican que la resistencia de los especímenes, después de períodos prolongados de permanencia en agua a 18°C, es extremadamente sensible a las variaciones de la relación agua-cemento y que las condiciones de temperatura durante las primeras 24 horas después del amasado son altamente críticas, para los valores de la resistencia a edades posteriores.

El módulo de elasticidad del cemento aluminoso, alterado o sin alterar, se relaciona con la resistencia a compresión del hormigón.

7. "Irregularidades en el comportamiento a flexión, a consecuencia de la alteración de la alúmina, en vigas de hormigón pretensado, fabricadas con cemento aluminoso", por A. R. Cusens y N. Jackson.

Sinopsis: El artículo presenta los resultados de los ensayos a flexión, realizados con vigas de hormigón pretensado, pertenecientes a las estructuras de distintos centros escolares en Dundee, para comprobar los efectos producidos por la alteración del alto contenido en alúmina del cemento. Debido a la baja resistencia del hormigón, todas las vigas sufrieron roturas por compresión.

Se analizaron los valores del módulo de elasticidad, del deslizamiento y de la pérdida de pretensado, estableciendo comparaciones con la Norma CP 110.

Se incluyen algunas recomendaciones alusivas a los valores apropiados del módulo de elasticidad y del deslizamiento.

8. "Estudios experimentales sobre modelos constituidos por elementos viga-placa de hor -

migón armado”, por T. K. Datta y C.K. Ramesh.

Sinopsis: El artículo presenta los ensayos efectuados con diecinueve modelos, constituidos por paneles sencillos de forma cuadrada y vigas de borde, para estudiar el aumento de la capacidad portante producido por las tensiones compresoras de membrana.

Las variables estudiadas son: la cuantía y el grado de apoyo de los bordes de la placa.

Las cargas máximas de los modelos se han calculado siguiendo los métodos propuestos por los autores, estableciendo comparaciones con los valores experimentales.

Revista: Concrete, Vol. 9, núm. 2.

9. “¿Qué errores se cometen al realizar el ensayo brasileño?”, por Ray Ryle.

Sinopsis: El autor dedica su atención al ensayo brasileño, habiendo desarrollado un programa de investigación, cuya finalidad es estudiar la influencia de la máquina utilizada para efectuar el ensayo y determinar los errores cometidos durante su realización.

Un estudio más detallado del trabajo realizado por Ryle ha aparecido recientemente publicado en el RMC Technical Report n^o TR77, titulado:

- “The influence of test machines on cylinder splitting Strength”.
- “La influencia de las máquinas de ensayos sobre la resistencia al hendimiento de los cilindros”.

Revista: Concrete, Vol. 9, núm. 3.

10. “Reparación por gunitado de los daños ocasionados por un incendio en una estructura de hormigón armado”, por B. J. Wilce.

Sinopsis: Se indican los daños producidos por el fuego en la estructura de hormigón armado de una nave industrial en las proximidades de Londres. Dado el mal estado en que se encontraba la misma se creyó conveniente en principio su total demolición.

Sin embargo, de acuerdo con el dictamen emitido por la Cement and Concrete Association, se procedió posteriormente al gunitado de la estructura lográndose la rehabilitación de la nave siniestrada.

En el artículo se evalúan los resultados conseguidos.

Revista: Concrete, Vol. 9, núm. 4.

11. “Cálculo del momento máximo en vigas de hormigón de cemento aluminoso”, por G. Davies y otros.

Sinopsis: En el artículo se incluyen distintas consideraciones sobre este tipo de vigas.

Se presentan resultados obtenidos a partir de un método teórico, para determinar el momento máximo, por medio de programación por computador.

Se consideran tres tipos de vigas con diferente sección, para estudiar la disminución de la resistencia a consecuencia de la transformación de la alúmina del cemento.

Revista: Concrete, Vol. 9, núm. 6.

12. “El cuarteo de las superficies vistas de hormigón”, por J. J. Roberts.

Sinopsis: Las superficies vistas de hormigón suelen presentar el fenómeno del cuarteo

que consiste en el fraccionamiento de la capa superficial, en pequeños elementos de forma irregular con anchuras que oscilan de 6 a 75 mm.

El cuarteo tiene un efecto negativo sobre la durabilidad del hormigón.

En el artículo se analizan las causas que lo originan y se dan algunas recomendaciones para reducirlo al mínimo.

Revista: Concrete. Vol. 9, núm. 7.

13. “Aceros especiales para el hormigón armado”, por R. Taylor.

Sinopsis: En el artículo se desarrollan algunos comentarios sobre las posibilidades que ofrecen los aceros de resistencias comprendidas entre 750 a 1.000 N/mm² para ser utilizados en el hormigón armado.

Se hacen comparaciones con los aceros normales y los de pretensar para mostrar algunas de sus ventajas, en relación con los primeros.

Con su empleo se consigue una considerable economía y se posibilita una facilidad de construcción mayor.

Revista: Concrete. Vol. 9, núm. 8.

14. “Método para calcular cortantes”, por John Cowen y Alan F. Cruden.

Sinopsis: Se presenta un método sencillo para calcular cortantes, ampliamente conocido, que proporciona resultados bastante precisos.

Este método se fundamenta en la analogía que existe entre un bloque que desliza sobre un plano y el voladizo de una viga moviéndose sobre un plano de fisuramiento.

En el primer caso se aplica la ecuación de la mecánica clásica:

$$F = \mu N$$

En el segundo se considera que el acero, de sección A_s , que cruza la fisura se deforma para una tensión f_y produciéndose una fuerza compresora normal a la fisura de magnitud $A_s \cdot f_y$.

La ecuación anterior se ha modificado para obtener la expresión fundamental del “cortante por rozamiento”:

$$V = \mu A_s f_y$$

En el artículo se exponen diversas consideraciones sobre este sistema.

PUBLICACIONES ENVIADAS POR EL PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE, EE.UU.

Revista: Journal Of PCI. Vol. 20, núm. 2.

15. “Recomendaciones prácticas para construcciones segmentadas de hormigón pretensado”, redactado por el PCI Committee on Segmental Construction.

Sinopsis: Este trabajo del PCI consta de unas recomendaciones prácticas para el cálculo y construcción de estructuras prefabricadas de hormigón pretensado, constitui-

das por elementos individuales unidos por postesado. Se dedica especial atención a la construcción de puentes.

Las recomendaciones abarcan la fabricación, transporte y erección de los segmentos prefabricados así como la fabricación de juntas, detalles de tendones y anclajes, completándose con algunas consideraciones de cálculo, aplicables a este tipo de estructuras.

16. “Vigas continuas curvas de hormigón postesado”, por T.I. Campbell y L. Chitnuyanonndh.

Sinopsis: Actualmente se construyen numerosos puentes curvos de hormigón pretensado. Debido a esta configuración los efectos producidos por la torsión son muy significativos, en las vigas que forman parte de los mismos, aún cuando la distribución de la carga aplicada sea simétrica respecto a la línea central de las vigas.

El artículo presenta dos métodos optativos para determinar las tensiones de torsión.

En el primero se considera la redistribución de los momentos de torsión originados por la excentricidad de los soportes.

En el segundo se introduce la excentricidad radial de los cables de pretensado.

Se ha medido en ambos procedimientos la excentricidad con relación al eje central de la viga.

17. “Construcción de forjados de hormigón pretensado de gran luz en estructuras de aparcamientos”, por Michael J.A.H. Jolliffe.

Sinopsis: El autor de este artículo ha sido director de una empresa dedicada a la creación de nuevos tipos de estructuras.

Se consignan las técnicas empleadas para la erección de dos edificios de aparcamientos en el Aeropuerto Internacional Logan, de Boston.

Se hacen comentarios sobre las características poco comunes de los elementos prefabricados de hormigón pretensado que se han utilizado y cuya tipología (perfiles en π) ha proporcionado excelentes resultados.

Revista: Journal of PCI. Vol. 20, núm. 3.

18. “Depósitos gigantes de hormigón pretensado para contener gas natural”, por Mahmoud Z. Arafat.

Sinopsis: La Distrigas Corporation ha obtenido resultados eficientes empleando un sistema a base de elementos prefabricados de hormigón presentado para la construcción de los dos depósitos mayores del mundo destinados a contener gas natural.

El autor del artículo ha intervenido en la realización del proyecto exponiendo algunos detalles del cálculo y la construcción de los depósitos cuya capacidad es de 900.000 barriles.

Se refiere en particular a la fabricación de los elementos pretensados y al postesado circunferencial de las paredes de los depósitos.

19. “Procedimiento de cálculo para determinar la esbeltez de elementos de hormigón pretensado”, por Noel D. Nathan.

Sinopsis: En el artículo se estudia el campo de aplicación de diferentes fórmulas empíricas para determinar la esbeltez de elementos de hormigón pretensado, utilizando un modelo matemático con un eje de simetría.

Para lograr una amplia aceptación del procedimiento de cálculo desarrollado, se han efectuado algunos reajustes del mismo para lo cual se han tenido presentes los valores de distintos parámetros que figuran en las normas ACI.

20. "Cálculo del tiempo de pérdida de pretensado y de deformación en elementos de hormigón pretensado", por Maher K. Tadros, Amin Ghali y Walter H. Dilger.

Sinopsis: Los autores proponen un método analítico para el cálculo del tiempo de pérdida de pretensado, tensiones axiales y la deformación de elementos de hormigón pretensado.

El método es aplicable tanto a las vigas pretensadas y postensadas como a los entramados.

Los resultados obtenidos se comparan con los valores experimentales y también con los de otros métodos.

Revista: Journal of PCI. Vol. 20, núm. 4.

21. "Recomendaciones para la evaluación de las pérdidas de pretensado": Redactado por el PCI Committee on Prestress Losses.

Sinopsis: En el artículo se presentan datos sobre deslizamiento y retracción en elementos pretensados y también dos métodos, uno general y otro simplificado, para determinar las pérdidas de pretensados correspondientes a un plazo de tiempo cualquiera.

Se exponen dos ejemplos en los que se indica detalladamente la forma de aplicar estos métodos, en estructuras pretensadas y postensadas.

22. "Cálculo simplificado de placas de anclaje" por Charles Rejcha, P.E.

Sinopsis: Se presenta un método analítico simplificado, obtenido a partir de ensayos, para calcular placas de anclaje de elementos de hormigón postensados.

Se presenta un ejemplo numérico detallado para mostrar el procedimiento de cálculo.

Revista: PCI tems, núm. 332.

23. "Naves de almacenamiento construidas con elementos prefabricados de hormigón pretensado": anónimo.

Sinopsis: Al construir naves de almacenamiento, destinadas a albergar y proteger diferentes clases de mercancías, uno de los factores más importantes a tener en cuenta es el espacio capaz.

Con las grandes luces que se alcanzan en los entramados, utilizando elementos prefabricados de hormigón pretensado, se consiguen áreas de depósito y vías para el tráfico libres de obstrucciones.

Este material es resistente a la humedad y también un excelente protector en caso de incendio, siendo por este motivo de especial utilidad para la erección de naves acondicionadas para cobijar materias combustibles.

Revista: PCI tems, núm. 333.

24. "Posibilidades que ofrecen los elementos prefabricados de hormigón pretensado en la

construcción de centros sanitarios”: anónimo.

Sinopsis: Las instalaciones eléctricas y mecánicas en los laboratorios de centros sanitarios tienen características complejas que afectan a su sistema estructural.

En ocasiones es preciso que las instalaciones queden integradas en el interior de los elementos de la estructura.

En el artículo se dan a conocer las posibilidades que ofrecen los elementos prefabricados de hormigón pretensado para dar solución a estos problemas.

Revista: PCI tems, núm. 334.

25. “Ventajas económicas de los elementos de hormigón pretensado”: anónimo.

Sinopsis: Se destacan en el artículo las ventajas que ofrecen los elementos prefabricados de hormigón pretensado, para la construcción de centros comerciales, poniendo especial énfasis en las de carácter económico.

Revista: PCI tems, núm. 335.

26. “Edificios industriales realizados con elementos de hormigón pretensado”: anónimo.

Sinopsis: Se exponen algunas consideraciones sobre la aptitud de los pavimentos prefabricados de hormigón pretensado, para soportar las elevadas cargas, de los stocks de material y del equipo pesado, que son características en los centros fabriles.

Por otro lado en estos centros el avance constante de la tecnología puede determinar la necesidad de una ampliación sin que se altere el proceso de producción.

Con el empleo de piezas prefabricadas desmontables de hormigón pretensado se puede solucionar esta complicación con notable facilidad.

Revista: PCI tems, núm. 336.

27. “Distinguidos proyectistas profesionales otorgan 12 premios”: anónimo.

Sinopsis: La celebración del decimotercer Concurso del P.C.I., para la entrega de premios a los diferentes proyectos de estructuras realizados con elementos de hormigón armado y pretensado, tuvo lugar en Las Vegas, en septiembre de 1975.

El distinguido jurado otorgó 12 premios, correspondiendo 9 a edificios y 3 a puentes.

En el artículo se presentan las fotografías de los proyectos premiados.

PUBLICACIONES ENVIADAS POR EL NEW ZEALAND PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE, NUEVA ZELANDA.

Revista: NZ Concrete Construction. Vol. 18, núm. 6.

28. “Revisión de tecnologías de cementos expansivos”, por: J.E.F. Field.

Sinopsis: El hormigón experimenta normalmente retracción cuando se encuentra rodeado por una atmósfera seca. Esta situación es frecuente en diferentes obras de construcción.

El hecho de que la retracción esté comprendida dentro de unos límites del 0,05 al 0,06 por 100 significa que podría considerarse despreciable si no fuera por dos circunstancias concretas.

Es corriente, en primer lugar, que la retracción quede cohibida como en el caso de una

placa de cimentación por el efecto del rozamiento con el subsuelo o en el de una viga, por la rigidez de los pilares a los que está unida.

Teniendo en cuenta, en segundo término, la baja resistencia del hormigón a tracción, la retracción por desecación podría producir tensiones elevadas que superen el valor de esta resistencia, originando fisuras en el hormigón.

Se presenta en el artículo un estudio sobre esta materia indicando las aplicaciones de los elementos expansivos para evitar las fisuras.

Revista: NZ Concrete Construction. Vol. 19, núm. 1.

29. "Construcción de pavimentos de hormigón al nivel del terreno": anónimo.

Sinopsis: El artículo presenta una detallada exposición sobre las condiciones necesarias para conseguir pavimentos de hormigón armado de alta calidad.

Se han analizado cada una de las fases de construcción, considerando especialmente algunos trabajos de investigación publicados por la New Zealand Portland Cement Association.

Se señalan al respecto la eficacia de algunos equipos y técnicas recientes.

Revista: NZ Concrete Construction. Vol. 19, núm. 2.

30. "Morteros premasados", por M. A. Craven.

Sinopsis: El propósito de este artículo es exponer algunos conceptos relativos al empleo de retardadores de fraguado para los morteros. Se alude a aquellas ocasiones en que es necesario retardar el comienzo del fraguado durante un tiempo de varios días, dadas las condiciones de desenvolvimiento en las obras en determinadas situaciones. Se dan algunas referencias de las experiencias realizadas en Australia dentro de este campo.

PUBLICACIONES ENVIADAS POR LA JAPAN PRESTRESSED CONCRETE ENGINEERING ASSOCIATION, JAPON

Revista: Journal of Japan prestressed Concrete Engineering Association, Vol. 17, núm. 1.

31. "Estructuras marítimas de hormigón pretensado", por H. Seki y H. Koga.

Sinopsis: Se presenta el cálculo y el método de construcción de diferentes estructuras marítimas de hormigón pretensado. Entre ellas, en el artículo, se hace referencia a un fondeadero que actualmente se encuentra en estado de servicio.

En el futuro, los elementos de hormigón pretensado tendrán una gran importancia para la construcción de estas estructuras.

Se exponen algunas consideraciones relativas a la durabilidad de los elementos pretensados en ambientes marinos.

Revista: Journal of Japan Prestressed Concrete Engineering Association, Vol. 17, núm. 2.

32. "El nuevo edificio Kumamoto Toei", por E. Ikeda y otros.

Sinopsis: En el artículo se presenta el cálculo y ejecución de este edificio de ocho plantas concebido para albergar en su interior varias salas de proyección de cine.

El primer piso se ha destinado a locales comerciales y en el último se encuentra la parte residencial.

Para conseguir la máxima superficie útil, dadas las exigencias funcionales de este edificio, se han utilizado elementos prefabricados de hormigón pretensado para construir entramados de gran luz, eliminando de esta forma un apreciable número de obstáculos.

33. “Cálculo del puente Hamana”, por: S. Suzuki y M. Ishimaru.

Sinopsis: El puente Hamana Dohashi será construido por la Japan Highway Public Corporation, en una desviación de la Nacional Nº 1, empleando el Sistema Dywidag.

El tramo central de 240 metros de longitud, se realizará con una viga-cajón de hormigón pretensado, siendo el más largo del mundo, dentro de esta modalidad.

En el artículo se presenta el cálculo del puente.

34. “Tendones de pretensado sin adherencia”, por: Y. Kawabata.

Sinopsis: En las estructuras pretensadas se emplea con frecuencia la inyección para evitar los problemas originados por la corrosión y conseguir la adherencia entre los aceros de pretensado y el hormigón.

Actualmente, sin embargo, existe la tendencia en varios países de eliminar el procedimiento de la inyección, particularmente dentro del campo de la edificación, utilizando tendones no adherentes.

En el artículo se hace alusión a diferentes clases de vainas, anclajes, gatos y se incluyen algunos resultados de medidas del rozamiento para tendones no adherentes.

35. “Mecanismo de rotura de las vigas-cajón, parcialmente pretensadas”, por: Kamiyama.

Sinopsis: El artículo describe el mecanismo de rotura de entramados de vigas-cajón, parcialmente pretensadas.

Los elementos correspondientes a la parte superior e inferior de una viga son de hormigón pretensado y los verticales de hormigón armado, encontrándose estos últimos sometidos a tensiones secundarias, producidas por el pretensado.

Se discute sobre el mecanismo de rotura en condiciones de carga similares a las de los pontones.

Como resultado de los cálculos teóricos y experimentales se presentan fórmulas para calcular las cargas máximas en las vigas-cajón.

Traducido por J. M. Solance

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

Discusión al artículo 457 - 0 - 60
"Estudio de las deformaciones en las secciones de hormigón armado
sometidas a flexión pura", del que es autor J.A. Villacañas Berenguer

Por: V. Solana
Instituto Eduardo Torroja

En este artículo, se ha presentado un procedimiento de cálculo de las "deformaciones de una sección cualquiera" de hormigón, en flexión simple que, al parecer, posibilita la determinación de estados límites de deformación en elementos de hormigón armado y que, según se deduce del artículo, se refiere únicamente a flechas bajo acciones de corta duración.

El autor de la discusión quiere indicar su desacuerdo con tal procedimiento, tal como ha sido desarrollado, a causa principalmente de las siguientes razones:

1º.— Actualmente, no es admisible analizar estados límites de deformación en elementos de hormigón armado, suponiendo para el hormigón un diagrama tensión-deformación bilineal tal como ha sido dado en el apartado 3, correspondiente al caso de secciones rectangulares.

La ecuación 8-1 conduce a un módulo de deformación del hormigón diferente, no solo del propuesto en la E. H. -73, sino de las formulaciones usuales (véanse referencias (1) (2) y (3), que corresponden a:

$$E_c \sim 0,6 f_c \cdot 10^3$$

2º.— No se han considerado, tal como se hace en las mismas referencias anteriores, dos estados diferentes en un elemento de hormigón armado, correspondientes a las regiones fisurada y no fisurada.

3º.— El autor deduce, apartado 3.3, "la evidencia de una relación lineal o cuasi-lineal entre las solicitaciones y las deformaciones, o sea entre el momento y la curvatura". Esto es contrario, en mi opinión, a la realidad experimental (4) y (5).

A pesar de este desacuerdo, y admitiendo que el procedimiento pueda dar aproximaciones razonables, el autor de la discusión invita al Sr. Villacañas a presentar algunos casos de aplicación numérica del procedimiento y a su comparación con resultados experimentales de flechas en elementos de hormigón armado sometidos a acciones de corta duración.

Referencias:

- (1) British Standard Institution. The structural use of concrete. Part 1, CP-110, November 1972.
- (2) ACI Committee 318, "Building Code requirements for reinforced concrete, ACI 318-71". American Concrete Institute, 1971.
- (3) C.E.B. "Code Modele pour les structures en béton". Bulletin d'information n° 117-F. Diciembre, 1976.
- (4) D.E. BRANSON. Journal ACI, Proceedings Vol. 67. Setiembre 1970.
- (5) J. ARGÁ e LIMA, V. MONTEIRO, "Practical Rules for the computation of deflections". Laboratorio Nacional de Engenharia Civil. Lisboa 1973.

Nota: En el próximo N° de esta revista el autor, Sr. Villacañas, contestará a las observaciones del Sr. Solana.

COMENTARIOS A ALGUNAS DE LAS CONSIDERACIONES QUE HACE LA EP-77 SOBRE CORROSION DE ARMADURAS

Por: C. Andrade*

PREAMBULO

La invitación realizada por la Revista "Hormigón y Acero" permitiendo publicar en sus páginas sugerencias y propuestas a la EP-77, me ofrece la oportunidad de comentar tres aspectos relacionados con la corrosión de armaduras. El primero de ellos despertó mi interés a instancias de D. Pablo García de Paredes, antiguo Jefe de la División de Durabilidad del Hormigón del IETCC, al que quisiera agradecer desde aquí su iniciativa, y es el que hace referencia a hormigones fabricados con dos conglomerantes diferentes en contacto con la misma armadura y su posible efecto corrosivo sobre la misma. Esta pregunta era planteada con cierta frecuencia a la División de Durabilidad, pues no siempre era posible respetar los consejos que las normas dan (la EH-73 también alude a este problema), por lo que parecía interesante realizar ensayos específicos que aportasen más elementos de juicio. Así comencé hace algún tiempo una serie de ensayos, de los que espero en un futuro no muy lejano, publicar deducciones y consecuencias.

El segundo aspecto al que haré referencia es una cuestión de terminología y se trata de la diferencia que parece establecer la EP-77 entre corrosión "electroquímica" y la "puramente química".

Y finalmente, el tercero trata del empleo de recubrimientos metálicos, como el cinc, en armaduras activas.

EMPLEO DE HORMIGONES FABRICADOS CON DOS CEMENTOS DIFERENTES EN CONTACTO CON UNA MISMA ARMADURA

La EP-77 hace referencia a esta circunstancia en el artículo 33.2 sobre "Durabilidad del Hormigón" y en el comentario al artículo 24 sobre "Juntas de hormigonado". Voy a transcribir sólo este último por ser el más completo:

"... Respecto al contacto entre hormigones fabricados con distintos tipos de conglomerantes que sean incompatibles entre sí, conviene llamar la atención sobre diversos puntos:

- a) En lo que se refiere al hormigón...
- b) En lo que se refiere al acero, se recomienda evitar que distintas zonas de una misma armadura queden recubiertas por hormigones ya fraguados y endurecidos, hechos con cementos de distintos tipos, por el peligro de corrosión a que aquélla puede estar sometida, en virtud de la heterogeneidad del medio que la rodea..."

Una alusión rápida quisiera hacer al hecho de que la Norma habla indiscriminadamente de cementos "distintos" e "incompatibles", pareciendo que emplea estos calificativos como sinónimos, cuando los cementos distintos son los que difieren en alguna característica de tipo, clase o categoría, mientras que los incompatibles, son aquellos que además de distintos no deben mezclarse ni ponerse en contacto.

El problema concreto de la heterogeneidad que se genera al embeber una misma armadura en hormigones fabricados con cementos diferentes, debe ser considerado fundamentalmente, desde el punto de vista del pH (concentración de OH^- por litro de la fase líquida encerrada en los poros), que es la variable que determina el estado de pasividad o corrosión en que se va a encontrar el acero, y no, desde el del contenido en "reserva alcalina" (cantidad de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ sólido, parte del cuál está disuelto en la fase líquida originando, juntamente con otros iones, el pH antes aludido). A este respecto la Norma habla sólo genéricamente de "alcalinidad".

* C. Andrade.—Dr. en Química Industrial. Colabora con el Dpto. de Corrosión y Protección del CENIM y con el Dpto. de Química del IETCC.

Para que un acero que está pasivo, por estar en un medio muy básico como es el caso del hormigón, se corroa, tiene que descender el valor del pH por debajo de alrededor de 10, 5-11 (diagramas de Pourbaix). Si esto ocurre sólo en una parte de la estructura, se genera una pila de "pH diferencial" en la que actuará de ánodo la zona con menor pH. Y si es sobre toda la superficie donde desciende el pH, toda ella se corroerá de forma generalizada.

Los cementos tipo Portland (incluido el P-Y, antiguo PAS) tienen más reserva alcalina que los Puzolánicos y Siderúrgicos, pero el pH de la fase líquida de los hormigones fabricados con ellos, no tiene por qué ser diferente, en las primeras edades, y de hecho, resultados experimentales muestran que las diferencias encontradas suelen ser menores de una unidad de pH. A edades avanzadas la situación puede cambiar en los cementos con adiciones activas, si se llega a combinar todo el $\text{Ca}(\text{OH})_2$ constituyente de la reserva alcalina con las citadas adiciones, por lo que descendería el valor del pH en la fase líquida y comenzaría una corrosión generalizada.

Entonces, por un lado, el empleo de un cemento P-Y que tiene no sólo un pH similar en su fase líquida, sino incluso una reserva alcalina del mismo orden que el resto de los Portland, no debe suscitar recelo alguno, pues no debe dar lugar, en contacto con otros Portland, a pilas de pH diferencial.

Y por otro, en el caso de los Puzolánicos y Siderúrgicos, que a efectos de corrosión de armaduras pasivas se comportan de forma parecida (y también el de los nuevos cementos PA contemplados por el RC-75, a los que la EP-77 no hace alusión, aunque tal vez debiera hacerla, que suponen una situación intermedia entre los anteriormente mencionados y los Portland) hay que considerar dos hipótesis: 1^a) que el pH de la fase líquida se mantiene suficientemente alcalino con el paso del tiempo, debido a que el $\text{Ca}(\text{OH})_2$ de la reserva alcalina no se agota por combinación con los constituyentes de las adiciones activas, manteniéndose el acero en la zona de pasividad, en cuyo caso estamos en una situación similar a la de los Portland puros, y 2^a) que al cabo de un cierto número de meses o años, el pH descienda por debajo del valor crítico y la zona de armadura embebida en el cemento con adiciones activas se empiece a corroer, actuando de ánodo en la macropila formada con la zona embebida en el otro cemento. Ahora bien, si esto llega a ocurrir, entonces habría que desaconsejar el empleo de estos cementos en hormigones armados y pretensados pues, si con el paso del tiempo el acero embebido en hormigones fabricados con ellos llegase a perder su capa pasivante, todas las armaduras se corroerían en presencia de suficiente humedad.

El buen comportamiento de muchas estructuras fabricadas con estos cementos hace pensar que las cosas transcurren según la primera hipótesis, y si el valor del pH de la fase líquida de estos cementos disminuye con el tiempo, no lo hace en suficiente medida para provocar una corrosión generalizada, por lo que su empleo junto a un cemento Portland puro en dos hormigones consecutivos, no va a generar suficiente diferencia de potencial electroquímico para provocar corrosión.

Resumiendo, si clasificáramos los factores que pueden generar corrosión en las armaduras embebidas en hormigón, en "desencadenantes": como aquéllos capaces de provocar diferencias de potencial sobre el acero suficientes para romper la capa pasivamente que lo recubre, y en "simplemente acelerantes": aquéllos otros que por si mismos no originan diferencias de potencial suficientes para ello (la suma de varios factores "simplemente acelerantes" puede dar lugar a uno "desencadenante"), la heterogeneidad que se produce al estar una misma armadura en contacto con hormigones fabricados con cementos diferentes, habría que incluirla entre los "simplemente acelerantes".

Ahora bien, los cementos con adiciones activas se utilizan precisamente por su mejor resistencia química frente a agentes agresivos, por lo que en la estructura son los que se colocan directamente en contacto con ellos. Como muchos de los agentes agresivos para el hormigón, también lo son para el acero: cloruros, sulfatos, etc... si éstos llegan hasta la armadu-

ra, y existe humedad suficiente en el medio, entonces, si que es importante tener en cuenta que los cementos con adiciones activas son potencialmente menos protectores para el acero por su menor contenido en reserva alcalina (son menos capaces de regenerar deterioros en la capa pasivante). En el caso de ser utilizados junto a un Portland en una misma estructura, al ataque al acero por los agresivos exteriores, habría que sumarle la macropila que se origina al ser sólo una la zona deteriorada.

A este respecto quisiera añadir que, en el caso del cemento P-Y situado en un medio fuertemente clorurado, existe especial riesgo de ataque a las armaduras, pues debido a su menor contenido en aluminatos permitirá el paso de mayor número de iones cloruro libres.

PROPUESTAS

Como el aspecto comentado no sólo atañe a corrosión de armaduras, sino que también tiene relación con el problema de juntas de hormigonado y la posible interacción mutua entre los conglomerantes, me voy a limitar a enumerar, como conclusión a todo lo expuesto, cuatro sugerencias que podrían ser incorporadas, en alguna forma, a la EP-77 si lo creen oportuno las personas encargadas de ello.

- 1^a) El problema de las heterogeneidades que suponen un riesgo o probabilidad de corrosión, debería ser tratado de una forma más general incluyendo situaciones, no aludidas por la EP-77, que pueden resultar mucho más peligrosas que el empleo de dos cementos distintos en contacto con una misma armadura, como son el que una estructura esté parcialmente enterrada o, peor aún, parcialmente sumergida.

Y también se podría distinguir, en cuanto a riesgo o peligro de corrosión, entre las heterogeneidades (o en general, factores de corrosión) que pueden ser “desencadenantes” de las que pueden ser “simplemente acelerantes”. Y aquéllas que provocan corrosión “generalizada”, de las que dan lugar a “picaduras” y “corrosión fisurante bajo tensión”.

- 2^a) El empleo de dos hormigones fabricados con dos cementos distintos, en mi opinión, habría que incluirlo entre los factores simplemente acelerantes de corrosión.
- 3^a) Como los cementos con adiciones activas se utilizan generalmente debido a un riesgo de ataque químico al hormigón, hay que considerar, en estas circunstancias, el riesgo para las armaduras que supone la llegada hasta ellas de agentes agresivos contenidos en el medio, cuyo efecto se puede añadir al de la heterogeneidad debida al empleo de dos cementos (o de estar la estructura parcialmente sumergida o enterrada) pudiendo ser entonces desencadenante de corrosión la suma de ambos.
- 4^a) En cuanto al tipo concreto de conglomerante a utilizar es necesario tener en cuenta que un cemento más resistente al ataque químico suele ser menos protector para la armadura, por lo que tal vez sería necesario precisar algo más de lo que la Norma hace, sugiriendo:
 - Que el P-Y, en relación al acero es tan protector como los Portland, excepto en el caso de ataque por cloruros.
 - Que los Puzolánicos y Siderúrgicos, en el caso de ataque por medios químicamente agresivos, son menos protectores para la armadura, y que los PA están en una situación intermedia entre éstos y los Portland puros.

DIFERENCIA ENTRE CORROSION QUIMICA Y ELECTROQUIMICA

Un segundo comentario me suscita la diferenciación que la EP-77 parece establecer entre corrosión “química” y “electroquímica” en los comentarios a los artículos 24 y 33.3 que dicen respectivamente:

“... Este peligro es mayor y la corrosión puede llegar a ser muy fuerte, si próximas a las armaduras y paralelas a ellas hay tendidas líneas eléctricas. La posibilidad de corrientes derivadas implica entonces un riesgo de corrosión electroquímica mucho más intensa y acelerada que la puramente química”...

“... La corrosión química ocasionada por las sustancias ácidas y salinas puede ser notablemente acelerada e intensificada por la superposición de fenómenos electroquímicos debidos a corrientes vagabundas o derivadas como ocurre p.e., en el caso de existir conducciones eléctricas, incluidas o no en la masa del hormigón, que corran paralelas y próximas a las armaduras principales...”

De esta lectura parece deducirse que se entiende por corrosión electroquímica aquella en la que interviene una corriente eléctrica externa al metal-medio considerado, siendo “puramente químicos” el resto de los procesos corrosivos que puedan presentarse por ataque de agentes agresivos “ácidos o salinos”.

Tal diferenciación me parece conceptualmente errónea, aunque ello no invalida, y quisiera resaltarlo, el que se deban tomar todas las precauciones aludidas de aislamiento y lejanía a líneas de tendido eléctrico o fuentes de corrientes vagabundas. Es tradicional entender por corrosión electroquímica aquella en que el metal se oxida porque se producen “pilas” sobre su superficie, tanto originadas por su propia heterogénea constitución, como por la del medio que le rodea, induciendo la formación de ánodos y cátodos, entre los que circula una corriente eléctrica que cierra su circuito a través del medio (electrolito).

La mayoría de los procesos de corrosión que se producen en la naturaleza son de este tipo, incluidos aquéllos en los que la formación de ánodos y cátodos es producida por el paso de una corriente eléctrica.

Y se suele entender por corrosión “puramente química” aquella en que el metal se combina con el medio en que se encuentra sin previa formación de zonas con diferentes potenciales, sino que toda su superficie actúa de la misma forma. Un ejemplo típico de esta última clase de corrosión es la corrosión “seca” u oxidación de los metales a elevadas temperaturas, en las que el metal se combina directamente con el oxígeno (u otra sustancia CO_2 , SO_2 ...) sin que exista electrolito (a dichas temperaturas el agua estaría en forma gaseosa).

En el hormigón armado existe la posibilidad de formación de pilas electrolíticas, pues se dan todos los requisitos necesarios para ello: como metal se tiene el acero y como electrolito la humedad encerrada en los poros del hormigón. Esta cierta porosidad posibilita, asimismo, el acceso de oxígeno hasta la armadura. Así, todos los procesos corrosivos que se produzcan sobre las armaduras serán de naturaleza electroquímica, incluido el ataque por ácidos, soluciones salinas, carbonatación o corrientes vagabundas.

Propuestas

Tal vez una redacción más correcta del comentario al artículo 24 sería:

“... Este peligro es mayor y la corrosión puede llegar a ser muy fuerte, si próximas a las armaduras y paralelas a ellas hay tendidas líneas eléctricas”.

Suprimiendo el resto del párrafo.

Y del comentario al artículo 33.3:

“... La corrosión puede ser desencadenada, o si ya se ha producido notablemente acelerada e intensificada, por la presencia de las llamadas corrientes vagabundas, como ocurre por ejemplo en el caso de existir conducciones eléctricas... etc.”

EMPLEO DE RECUBRIMIENTOS GALVANIZADOS COMO PROTECCION DE LAS ARMADURAS ACTIVAS

En el comentario al artículo 33.4 se dice: "...Prohibir la utilización de aceros protegidos con recubrimientos metálicos, como ocurre con el cinc en los productos galvanizados, para evitar el riesgo que supondría utilizar la armadura con defectos en su recubrimiento en cuyo caso la protección resultaría contraproducente..."

Las principales objeciones puestas hasta ahora al empleo de armaduras, tanto activas como pasivas, galvanizadas, no se centran precisamente en la rotura de la capa de recubrimiento en la que, teóricamente, si se produce, el cinc actuaría de ánodo y la grieta o desconchadura de cátodo, depositándose sobre ella los productos de corrosión, lo que conduciría a su obturación y paralización del proceso corrosivo. Aunque no todos están de acuerdo en que esta teoría se cumple siempre, ya que de hecho se producen perforaciones y picaduras en conducciones galvanizadas. En todo caso no hay certeza en ninguna de las dos direcciones.

Lo que si es más evidente es el desprendimiento de hidrógeno que aparece cuando el galvanizado se pone en contacto con el hormigón, con el riesgo de fragilidad que éste supone para el acero tesó. También suscita duda la posible menor adherencia galvanizado-hormigón.

Propuestas

Al desaconsejar el empleo del galvanizado como armadura activa sería necesario nombrar, junto a la objeción ya aludida por la EP-77, el desprendimiento de hidrógeno y la posible menor adherencia.

PRIMERAS JORNADAS IBERO-LATINOAMERICANAS DEL HORMIGON PRETENSADO

Durante los días 3 al 7 de octubre de 1977, se han celebrado en Buenos Aires, y organizadas por la Asociación Argentina del Hormigón Pretensado, las Primeras Jornadas Ibero Latinoamericanas del Hormigón Pretensado, declaradas de interés nacional por el Gobierno de la nación argentina.

A la organización de dichas Jornadas se habían adherido la Federación Internacional del Pretensado y la Asociación Técnica Española del Pretensado.

Las Sesiones se desarrollaron en el Centro Cultural General San Martín, en la Ciudad de Buenos Aires.

A estas Jornadas asistieron en total 399 Delegados, incluidos acompañantes, procedentes de 12 países distintos. Los participantes activos, clasificados según su país de origen, fueron: Argentina, 288; España, 28; Brasil, 28; Venezuela, 6; Uruguay, 5; Paraguay, 4; Ecuador, 2; Bolivia, 1; Chile, 1; Francia, 1; Suiza, 1, y Estados Unidos, 1. Es decir, un total de 366. Formando parte de la Delegación española, asistieron los señores Arredondo y Piñeiro, Presidente y Secretario, respectivamente, de la Asociación Técnica Española del Pretensado.

Se presentaron en total 43 comunicaciones técnicas, de las cuales eran: 22 de Argentina; 12 de España; 8 de Brasil y 1 de Colombia.

Además, se pronunciaron las siguientes cinco conferencias especiales:

- “Los últimos desarrollos de estructuras marítimas en el Mar del Norte”, por el Presidente de la F.I.P., Profesor Ben C. Gerwick, de Estados Unidos.
- “Realizaciones españolas”, por el Profesor Carlos Fernández Casado, de España.
- “Tensores de alambres paralelos para estructuras a obenques”, por el Ingeniero Zenobi, de Suiza.
- “Evolución de la tecnología de puesta en obra del pretensado en estructuras recientes”, por el Ingeniero Carlos de la Fuente, de Francia.
- “Realizaciones argentinas”, por el Ingeniero Carlos Ernesto Duvois, de Argentina.

Se proyectaron también 11 documentales procedentes de los siguientes países: España, 4; Brasil, 3; Argentina, 2; Francia, 1, y Suiza, 1.

La Sesión inaugural tuvo lugar el lunes 3 de octubre a las 10 de la mañana con la presencia de altas Autoridades argentinas y diversas personalidades. Entre ellas pueden citarse el Ministro de Obras Públicas de la Provincia de Buenos Aires y los Presidentes de la F.I.P., de la Asociación Argentina del Hormigón Pretensado y de la Asociación Técnica Española del Pretensado.

El viernes día 7, a las 18 horas, se celebró el Acto de clausura con entrega de diplomas a los conferenciantes y autores de las contribuciones técnicas.

El miércoles 5 de octubre se efectuó una excursión técnico-turística visitándose la fábrica de elementos pretensados prefabricados de VIPRET, S.A., sita en Campana (Buenos Aires), y después del almuerzo celebrado en el Círculo de Oficiales de Mar de Zárate, se recorrieron las obras del complejo ferroviario carretero de Zárate-Brazo Largo que une la zona Sur de la Mesopotamia Argentina con la provincia de Buenos Aires. Para ello se han construido, entre otros, dos puentes distantes entre sí aproximadamente 30 km sobre los dos brazos del río Paraná. Cada puente, de 550 m de longitud total y con una luz central de 330 m y dos luces laterales de 110 m cada una, se eleva a 50 m sobre el nivel del río. Los tramos centrales son metálicos y los laterales de hormigón pretensado.

Hubo también diversos actos sociales y, para los acompañantes, se desarrolló un programa especial de actividades.

Paralelamente al desarrollo de las Jornadas, los representantes de los diversos países participantes celebraron reuniones con el objeto de llegar a un acuerdo sobre la constitución de una Agrupación de los países de habla ibérica dentro del seno de la F.I.P.

Como resultado de estas reuniones se adoptaron las siguientes resoluciones:

- 1°. Establecer una Secretaría permanente de dicha Agrupación con sede provisional en Buenos Aires.
- 2°. Solicitar de la F.I.P. que el próximo Simposio Internacional se celebre en Buenos Aires, si es posible, y
- 3°. Continuar celebrando las Jornadas Ibero Latinoamericanas, los años anteriores a cada Congreso Internacional de la F.I.P., cada vez en un país distinto de habla ibérica. Para las próximas, que corresponderá celebrarlas en 1981, se han propuesto, en principio, Brasil o Venezuela.

La construcción española cerca del Mercado Común

Durante la última semana del pasado mes de septiembre se ha celebrado en Granada la XIX Asamblea General del Comité Euro-Internacional del Hormigón (CEB) con asistencia de 150 delegados de 27 países.

El objeto de la Asamblea era discutir y aprobar el Código Modelo del Hormigón, un extenso documento de 30 capítulos conteniendo normativa detallada sobre los materiales, el proyecto, la ejecución y el control de las obras de hormigón. El proyecto de Código había sido distribuido entre los países miembros a primeros de año, recibiendo unas 1.600 observaciones y enmiendas.

Por otra parte, se habían preparado 15 ejemplos de estructuras tipo (edificios, puentes, muros de contención, etc.) cuya solución se pedía hacer a cada país por partida doble: según su Código Nacional y según el Código Modelo. Participaron en la experiencia 10 países, entre ellos España, presentándose los resultados en la Asamblea de Granada como documentación complementaria, que permitía valorar comparativamente el Código Modelo y los Códigos actualmente en vigor.

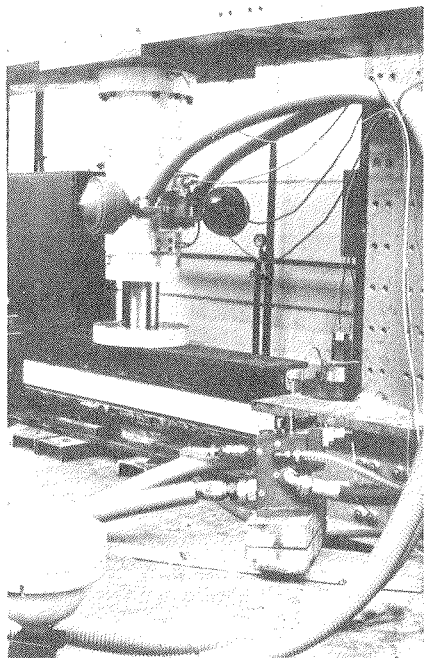
Tras cuatro días de estudio y debate, el Código Modelo resultó aprobado, siendo de subrayar la buena disposición de todas las delegaciones para llegar a soluciones de compromiso en los puntos más polémicos. Uno de ellos se refería al nivel de seguridad teórico con que se proyectan las estructuras de hormigón, que resulta ser un 20 por 100 más bajo en la Europa del Este que en la del Oeste, lo cual se puede enunciar también diciendo que el coste de las estructuras es un 20 por 100 más barato en los países socialistas. Pues bien, el valor del coeficiente de mayoración de cargas permanentes (que se introducen en los cálculos como margen de seguridad), que en los países del Este es del orden de 1,3 y en los del Oeste de 1,4 a 1,5, quedó fijado en la Asamblea de Granada en 1,35.

Este Código Modelo se presentará a los Gobiernos de los distintos países, recomendando su adopción. En particular, la Comunidad Económica Europea está muy interesada en el mismo. No obstante, el proceso de unificación definitiva puede llevar varios años, dada la incidencia que tendrá el nuevo Código en los hábitos constructivos de cada país. Es de señalar que el Código Español actual, coincide en sus grandes líneas, con el recientemente aprobado.

Las relaciones de España con el CEB se canalizan a través del Instituto Eduardo Torroja, organizador de la Asamblea de Granada. Uno de sus miembros, el profesor García Meseguer, resultó elegido en las votaciones finales como miembro del Consejo de Administración del Comité Euro-Internacional del Hormigón, órgano que en sus 24 años de vida ha alcanzado gran prestigio y cuyas publicaciones principales se encuentran traducidas a 17 idiomas, informando a la técnica del hormigón de todo el mundo.

INFORME DEL INSTITUTO EDUARDO TORROJA

SOBRE LAS JUNTAS DE DILATACION PARA PUENTES TIPO SR-2 DE PUENTEFLEX, S. A.



1. OBJETO DEL ENSAYO

- El objeto del ensayo es comprobar la capacidad de dos juntas de dilatación para tableros de puente del tipo SR-2 de la casa PUENTEFLEX, S. A., para resistir sin alteraciones veinticinco (25) ciclos de un movimiento compuesto por una dilatación de veinticinco (25) mm y una compresión igualmente de veinticinco (25) mm.
- Las características geométricas de dicho tipo de juntas se reflejan en la figura n.º 1.

2. EQUIPO UTILIZADO

- Para la realización del ensayo se ha utilizado un equipo hidráulico servocontrolado SCHENCK, de doble efecto y capaz de proporcionar una carga máxima de cincuenta (50) Mp en pruebas dinámicas.
- En el presente ensayo la magnitud regulada mediante los servomecanismos ha sido el desplazamiento, al cual se le ha hecho seguir una ley formada por ondas triangulares, a fin de obtener una velocidad de deformación constante. Un registrador x-y conectado al equipo ha permitido obtener las curvas carga-deformación durante el ensayo.

3. MONTAJE DEL ENSAYO

- Las dos juntas ensayadas se montaron sobre dos medios perfiles HEB-450, según se indica en la figura n.º 2. A dichos perfiles se les habían soldado previamente a cada lado del edema seis espárragos fileteados, con las características y espaciamentos reflejados en dicha figura, a fin de reproducir las especificaciones suministradas por el fabricante para la instalación de este tipo de juntas en los tableros de puente.
- El medio perfil superior se unió mediante cuatro tornillos a la cabeza del émbolo del gato hidráulico SCHENCK, y el inferior se ancló a la losa de la Nave de Ensayos por medio de cuatro cables pretensados.

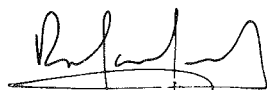
- La separación entre los extremos libres de las almas de cada uno de los medios perfiles era de cincuenta (50) mm. En la fotografía 1 puede verse el equipo con las juntas ya instaladas para su ensayo.

4. RESULTADOS DEL ENSAYO

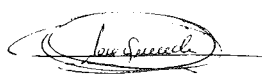
- Se aplicaron a las juntas veinticinco (25) ciclos de un movimiento compuesto por una dilatación de veinticinco (25) mm y una compresión de veinticinco (25) mm, a una velocidad de deformación de doscientos cincuenta (250) mm por minuto. En la fotografía 2 puede verse la junta en reposo; en la fotografía 3, en fase de dilatación y en la fotografía 4 en fase de compresión.
- Finalizados los veinticinco (25) ciclos se examinaron las dos juntas, sin que se descubriera ningún fallo al exterior.
- Se incrementó después el movimiento total a sesenta y cinco (65) mm, la mitad en cada sentido, y se sometieron las juntas a diez (10) ciclos de dicho movimiento con la misma velocidad de deformación que en el caso anterior.
- Finalizados los diez (10) ciclos volvieron a examinarse las dos juntas, no descubriéndose tampoco ningún fallo.
- Posteriormente se incrementó el movimiento total a setenta y cinco (75) mm, la mitad en cada sentido, y se sometieron las juntas a cinco (5) ciclos de dicho movimiento a la misma velocidad de deformación que en los casos anteriores. En la figura n.º 3 puede verse la curva carga-deformación obtenida en uno de los ciclos.
- Tampoco en este caso se apreciaron fallos después de los cinco (5) ciclos, por lo que se volvió a incrementar el movimiento total a ochenta y cinco (85) mm, la mitad en cada sentido. Se sometieron las juntas a cinco (5) ciclos de dicho movimiento, con la misma velocidad de deformación que en los casos anteriores. En la figura n.º 4 pueden verse las curvas carga-deformación obtenidas en dos de dichos ciclos. Tampoco en este caso se apreciaron fallos después de los cinco (5) ciclos.
- Como la compresión alcanzada se aproximaba ya al límite de cincuenta (50) mm impuesto por la separación de los perfiles metálicos de montaje de las juntas, se decidió continuar el ensayo traccionando éstas de forma continua hasta su rotura. Partiendo de una deformación nula se fueron estirando a la misma velocidad de deformación de las anteriores pruebas. Al llegar a una dilatación de setenta y cinco (75) mm saltaron los espárragos de sujeción de una de las juntas, por lo que se dio por finalizado el ensayo, sin que, al igual que en los casos anteriores, se apreciara ningún fallo externo por desgarrar de la goma o por separación entre la goma y los elementos metálicos embutidos en ella. En la figura n.º 5 puede verse la curva carga-deformación obtenida en esta última prueba.
- Este expediente consta de 6 hojas, 5 figuras y 4 fotografías, numeradas y selladas.

Madrid, 17 de noviembre de 1976

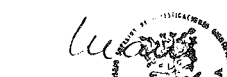
EL JEFE DEL DEPARTAMENTO
DE CONSTRUCCION


Rafael Fernández
Ing. de Caminos


POR LA SECCION DE ENSAYOS
MECANICOS

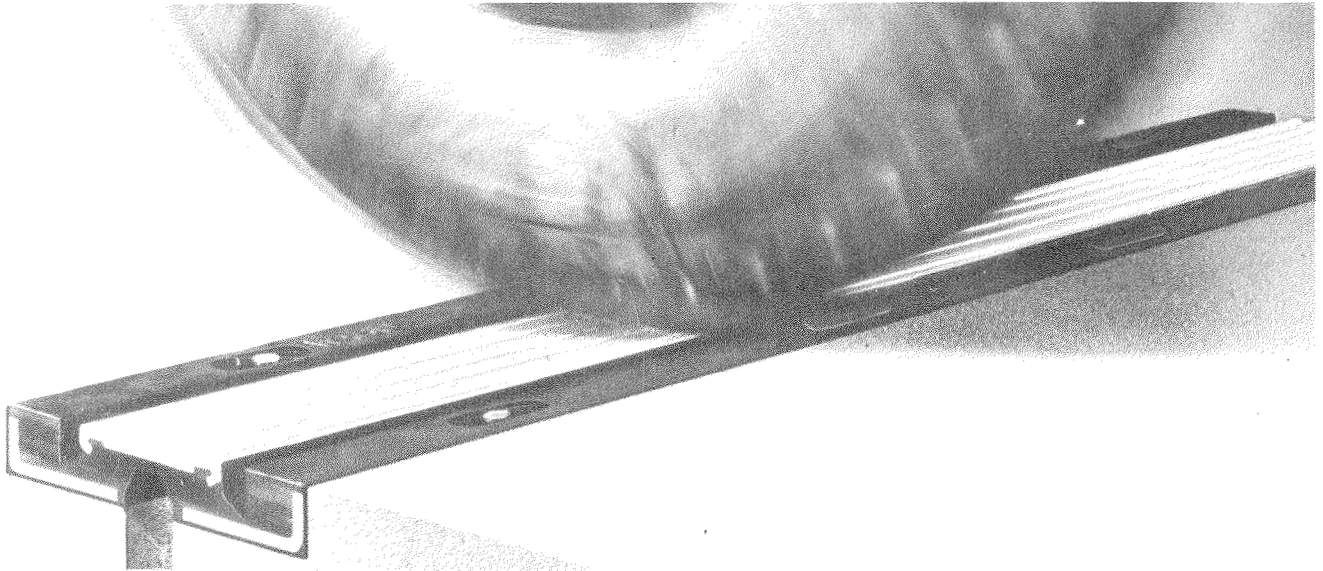

José Quereda
Ing. de Caminos

Vº Bº
EL SECRETARIO GENERAL


Aurelio Alarcón
Dr. Ing. Industrial

POR EL DEPARTAMENTO DE
CONSTRUCCION


Carlos Jofré
Ing. de Caminos



En el **INSTITUTO EDUARDO TORROJA**, las Juntas de Expansión Watson-Bowman, tipo SR, producidas en España por **PUENTEFLEX, S. A.**, han sido sujetas a ensayos para comprobar su calidad y comportamiento, y cuyos resultados han arrojado los siguientes datos técnicos:

Juntas ensayadas

Tipo SR-2, aptas para movimientos normales de 50 mm.



Pruebas efectuadas

Movimientos	Ciclos	Observaciones
50 mm. + 25,0 - 25,0 mm.	25	Ningún Fallo
65 mm. + 32,5 - 32,5 mm.	10	Ningún Fallo
75 mm. + 37,5 - 37,5 mm.	5	Ningún Fallo
85 mm. + 42,5 - 42,5 mm.	5	Ningún Fallo
+ 75 mm. Tracción		Deformación inicial de los espárragos de sujeción.

CONCLUSION: A 75 mm. de tracción, o sea, **TRES VECES EL VALOR NOMINAL** de 25 mm., las juntas SR-2 estaban todavía intactas, y sin **NINGUN FALLO** externo por desgarre de goma o por separación entre la goma y los elementos metálicos embutidos en ella.

FABRICADAS EN ESPAÑA BAJO LICENCIA DE

DISTRIBUIDORES Y COLOCADORES EXCLUSIVOS

texsa / cotesa

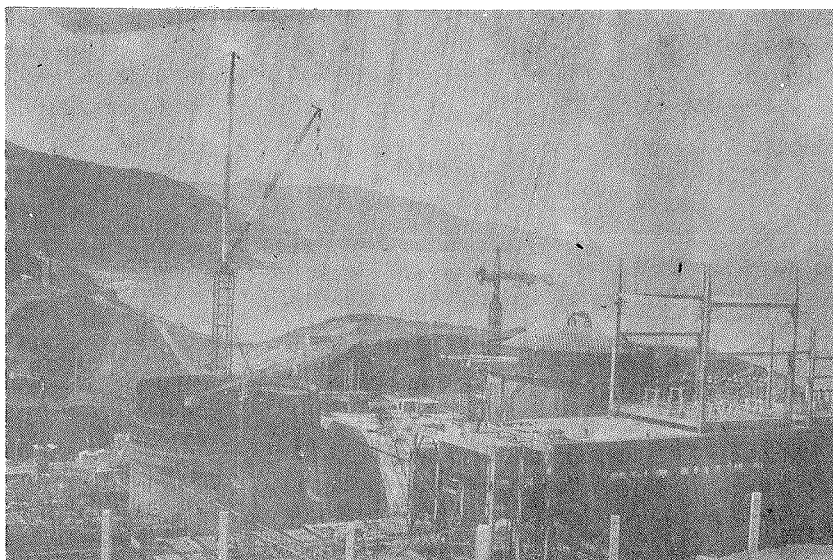
Parcerisas, 27 - BARCELONA-4
Teléf. 331 40 00



PUENTEFLEX, S. A.

Avda. Generalísimo, 67 - MADRID-16
Teléf. 270 48 85

**JUNTAS
DE
DILATACION
SISTEMAS
RUB y
TENSA-ACME**



**Central Nuclear de Lemóniz.
Vista general de la obra en Noviembre 1976**



**Central Nuclear de Lemóniz.
Detalle vainas en cúpula**

**SISTEMAS
DE
PRETENSADO
BBRV**

S.A.E. BBR

OFICINAS:

**Rosellón, 229, 1.º 2.º
Teléfs. 227 46 49 / 227 88 24
BARCELONA - 8**

FABRICA:

**Polígono Industrial Barcelonés, CN-II Km. 591,5
Teléfs. 93/875 10 50 pedir 29 ó 31
ABRERA (Barcelona)**

ENCUESTA SOBRE PATOLOGIA DE LAS CONSTRUCCIONES

Dentro de las actividades del Comité de Construcción de la ASOCIACION ESPAÑOLA PARA EL CONTROL DE LA CALIDAD, el Subcomité de Patología ha quedado encargado de realizar un estudio, a escala nacional, sobre en qué tipos y partes de las construcciones se presentan con mayor frecuencia o con mayor gravedad daños o siniestros.

Como primera etapa en su trabajo, el Subcomité ha de reunir la mayor información posible y, en este sentido, se acompaña el modelo de Ficha de Recepción de Datos.

El objeto de la encuesta no es solamente el daño o siniestro importante, sino cualquiera, con independencia de su tamaño o gravedad, y en referencia a cualquier parte de la obra. Por supuesto que en todos los casos si el declarante lo desea puede omitir cualquier tipo de datos, si prefiere que no sea identificable la obra, aunque es obvio el interés de concretar al máximo la información.

El Subcomité tratará toda la información como estrictamente confidencial y servirá únicamente de base para estudios de tipo general que permitan, en el futuro, reducir la importancia y el número de los accidentes y daños.

LE ROGAMOS RELLENE LA FICHA ADJUNTA Y LA ENVIE A LA ASOCIACION ESPAÑOLA PARA EL CONTROL DE LA CALIDAD, COMITE DE CONSTRUCCION, SERRANO, 150, DE MADRID. EN CASO DE QUE NECESITE VD. MAS EJEMPLARES DE LA MISMA, PUEDE UTILIZAR FOTOCOPIAS DE ESTE EJEMPLAR.

Queremos insistir de nuevo en el interés que para todos tiene conseguir el máximo de información sobre este tema, así como en el carácter confidencial con que se recibirá la misma. Los resultados de la encuesta y las conclusiones obtenidas serán enviados a quienes rellenen el último recuadro de la ficha, o a cualquier otra persona que lo desee.

PATOLOGIA DE LA CONSTRUCCION <u>FICHA DE RECEPCION DE DATOS</u>	CLASIFICACION
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin-bottom: 5px;"> SITUACION Y DESCRIPCION DE LA CONSTRUCCION </div> - POBLACION: - UBICACION APROXIMADA: - CARACTERISTICAS GENERALES: - CALIFICACION: - FECHA DE CONSTRUCCION:	

COLOQUIO SOBRE EL EMPLEO DE SUBPRODUCTOS Y DESECHOS EN INGENIERIA CIVIL

El “Laboratoire central des Ponts et Chaussées” y la “Ecole Nationale des Ponts et Chaussées” tienen el proyecto de organizar, para el otoño de 1978, un coloquio sobre el temario del empleo de subproductos y desechos en ingeniería civil.

La Ingeniería Civil, por las enormes cantidades de materiales que consume, aparece como el usuario privilegiado de subproductos y desechos, siendo además para ella como una especie de tradición.

El objetivo del coloquio sería a la vez:

- Resumir el estado actual de las utilizaciones operacionales, **es decir aquellas que, habiendo rebasado con éxito la fase de investigaciones en laboratorio y de realizaciones experimentales, adquirieron ahora derecho de ciudadanía en la reglamentación, prescripciones...**
- Hacer una panorámica, lo más amplia y exhaustiva que se pueda, **de las investigaciones actuales, tanto en fase de laboratorio como de realizaciones experimentales.** El coloquio se dedicará a la presentación de comunicaciones y **debates sobre el temario del empleo de subproductos y desechos en Ingeniería Civil desde el triple punto de vista de la puesta a punto de materiales técnica y económicamente válidos, de la economía de materias primas y de energía y de la protección del medio ambiente;** los usuarios, instituciones de investigaciones, etc. podrían presentar **las comunicaciones.**

Las posibles repercusiones, sobre la fabricación del producto primario o sobre la cadena de tratamiento del subproducto, de las características solicitadas al subproducto para permitir su utilización, podrán ser tratadas asimismo.

En la fase actual, rogamos a cuantos estén interesados en la presentación de una o varias comunicaciones en el coloquio, que se sirvan ponerlo en nuestro conocimiento indicando en algunas líneas el tema de la comunicación, así como también cualquier sugerencia u opinión y ello con el afán de que podamos concretar las condiciones organizativas del coloquio: fecha, lugar, duración, clasificación de temas tratados.

La correspondencia habrá de ser enviada a:

M. SAUTEREY, ICPC, directeur de la prévision, du contrôle et de l'information, adjoint au directeur du LCPC 58, boulevard Lefebvre, 75732 PARIS CEDEX 15

FERIA INTERNACIONAL DE BARCELONA

El Director General de la Feria Internacional de Barcelona nos comunica que esta se celebrará del 2 al 11 de junio de 1978, abarcando los siguientes sectores:

– METALMECANICA

- Máquina- herramienta.
- Surfes-78 (Tratamientos de superficies).
- Fluido-Automat (Oleohidráulica y Neumática).
- Mecano-Automat (Componentes mecánicos).

– ELECTRO-AUTOMAT

- Electricidad y electrónica industrial y profesional.

– CONSTRUMAT-78

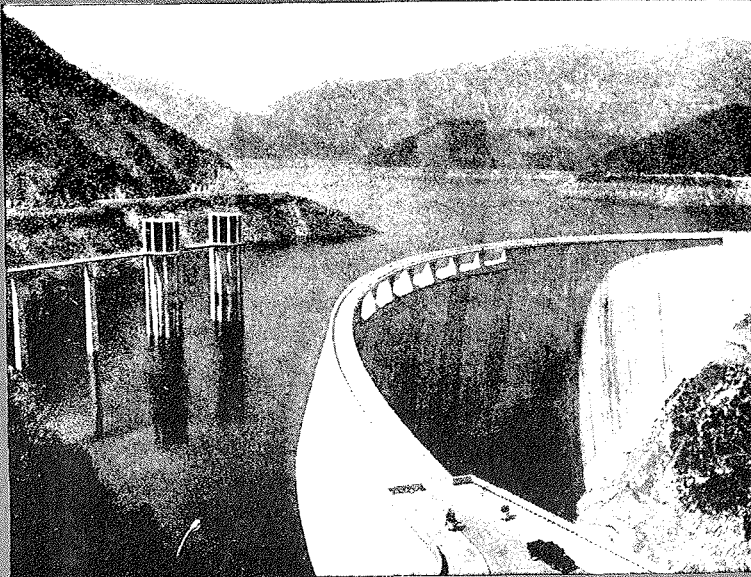
- Maquinaria y equipos para la edificación y obras públicas.
- Maquinaria para materiales de construcción.
- Materiales para la edificación y construcción industrializada.
- Saneamiento y grifería.
- Calefacción, aire acondicionado y refrigeración.

– TECNO-TRANSFER

- Ingeniería, tecnología e investigación.
- Ingeniería para la defensa del medio ambiente.

– MUEBLES Y LAMPARAS

última publicación del i. e. t. c. c.



la presa bóveda de Susqueda

su proyecto, construcción y comportamiento

A. Rebollo

En esta publicación se recogen todos los datos y pormenores relacionados con el estudio del proyecto, la realización de la construcción y la auscultación de los primeros años de la puesta en servicio de esta importante presa, que, con una altura sobre cimientos de 135 m, se halla enclavada en el río Ter, dentro de la provincia de Gerona (España).

Incluye además tres apéndices, donde se exponen con todo detalle el método de cálculo empleado y su elaboración tabulada; los ensayos en modelo reducido realizados en el laboratorio ISMES y sus resultados; y el planteamiento y resolución de la auscultación geodésica.

José TORAN, con su reconocida autoridad en el campo de la ingeniería hidráulica, subraya en el prólogo que esta obra constituye «sin duda la monografía más importante en materia de grandes presas jamás publicada en castellano».

Un volumen encuadernado en cartón con lomo de tela, de 17 × 24 cm, compuesto de 400 páginas y 330 figuras, entre fotografías, gráficos y planos. Madrid, 1972.

Precios: España, 1.350 ptas.; extranjero, \$ 27.

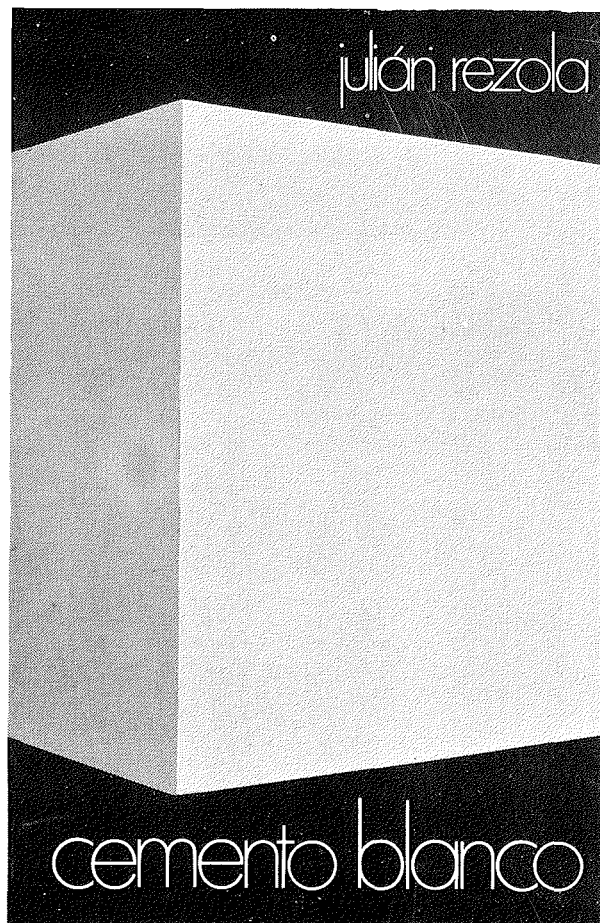
**INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO
Costillares (Chamartín) - MADRID-33 - Apartado 19.002 - Tel. 202 04 40**

publicación
del i.e.t.c.c.

cemento blanco

JULIAN REZOLA

Ingeniero Químico Dipl. I. Q. S.



Este libro obtuvo un accésit al Premio Internacional Instituto Eduardo Torroja, en noviembre de 1974.

Sabido es que existe una extensa y documentada bibliografía sobre el cemento gris; en cambio, no puede decirse lo mismo acerca del cemento portland blanco, ya que los escritos existentes se refieren tan sólo a algunas peculiaridades que le distinguen de aquél.

Este extenso trabajo tiene el gran interés de tratar el tema en todos sus aspectos, desde el estudio de las rocas que lo originan y su evolución en el transcurso de los años, hasta los procesos más adecuados para su fabricación, la maquinaria a emplear y los medios de control más convenientes.

El autor nos ofrece sus profundos conocimientos y su larga experiencia tanto en laboratorio como en fabricación.

La parte descriptiva del libro se complementa con gráficos, diagramas y fotografías de gran utilidad, destinados a conseguir la aplicación apropiada de este aglomerante.

Un volumen encuadernado en cartóné policerado, de 17,4 × 24,3 cm, compuesto de 395 páginas, numerosas figuras, tablas y ábacos. Madrid, 1975.

Precios: España, 1.700 ptas.; extranjero, \$ 34.

Son Instituciones Miembros Correspondientes del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

La Pontificia Universidad Católica de Chile (Santiago de Chile).

La Facultad de Arquitectura de la Universidad del Valle de Calí (Colombia).

El Departamento de Ingeniería de la Universidad Nacional del Sur. Bahía Blanca (República Argentina).

La Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú (Lima).

La Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela (Caracas).

La Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba (República Argentina).

La Facultad de Arquitectura y Urbanismo. Universidad de Chile (Santiago de Chile).

El Instituto de la Construcción de Edificios de la Facultad de Arquitectura. Montevideo (Uruguay).

El Instituto Nacional de Tecnología Industrial. Buenos Aires (República Argentina).

La Facultad de Arquitectura de la Universidad Nacional de Colombia (Medellín).

La Universidad Autónoma - Guadalajara, Jalisco (México).

El Departamento Técnico y Laboratorios de Aproveche, Caracas (Venezuela).

El Instituto de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería y Agrimensura de la Universidad de la República del Uruguay (Montevideo).

El Centro Impulsor de la Habitación, A.C., de México.

El Departamento de Investigación de la Dirección General de Tecnología del Ministerio del Bienestar Social de la República Argentina (Buenos Aires).

El Departamento de Obras Civiles de la Universidad de Chile (Santiago de Chile).

El Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. - IMCYC (México).

La Escuela Técnica de Ingenieros. Facultad de Ingeniería Civil. Av. Colombia y General Paz y Miño. Quito (Ecuador).

La Universidad de Cuenca. Facultad de Arquitectura. Cuenca (Ecuador).



**asociación técnica
española del prefensado**