



ASOCIACION
TECNICA ESPAÑOLA
DEL PRETENSADO

INSTITUTO
EDUARDO TORROJA
DE LA CONSTRUCCION
Y DEL CEMENTO

COSTILLARES - CHAMARTIN
MADRID - 33

HORMIGON
Nº 113
y acero

Miembros protectores

de la Asociación Técnica 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.**—Eduardo Dato, 17. Madrid-10.
- AGUSTI, S. A.**—Carretera de Barcelona, 36. Gerona.
- ALVI, S. A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).**—Marina Moreno, 31. Zaragoza.
- CAMARA, S. A.**—Paseo San Vicente, 4. Valladolid.
- CAMINOS Y PUERTOS, S. A.**—J. Lázaro Galdiano, 4. Madrid-16.
- CANTERAS Y AGLOMERADOS, S. A. (CYASA-PPB).**—Pintor Fortuny, 3. Barcelona-1.
- CARLOS FERNANDEZ CASADO, S. A.**—Grijalba, 9. Madrid-6.
- CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE O. P.**—Alfonso XII, 3. Madrid-7.
- CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S. L.**—Consejo de Ciento, 304. Barcelona-7.
- COMPANIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S. A.**—Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
- DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A.**—Alameda de Osuna, 50. Madrid-22.
- ELABORADOS METALICOS, S. A. (EMESA).**—Apartado 553. La Coruña.
- 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.
- HEREDIA Y MORENO, S. A.**—Princesa, 3, plantas 8 y 9. Madrid-8.
- HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, S. A.**—Archs, 10. Barcelona-2.
- HIFORCEM.**—Apartado 41. Sevilla.
- 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 Obras Públicas. Dirección General de Carreteras. Madrid-3.
- INTECSA.**—Avda. de América, 24. Madrid-2.
- INTEMAC, S. A.**—Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
- JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA.**—Zurbano, 41, 2.º izqda. Madrid-10.
- LABORATORIO CENTRAL DE ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION.**—Alfonso XII, 3. Madrid-7.
- MEDITERRANEA DE PREFABRICADOS, S. A.**—Apartado 34. Benicarló (Castellón).
- NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S. A.**—Paseo de Pereda, 32. Santander.
- PACADAR, S. A.**—Castelló, 48. Madrid-1.
- PRELOAD SISTEMAS, S. A.**—Avenida del Generalísimo, 30. Madrid-16.
- PROCEDIMIENTOS BARREDO.**—Raimundo Fernández Villaverde, 45. Madrid-3.
- PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL.**—General Perón, 20. Madrid-20.
- S. A. E. BBR.**—Rosellón, 229. Barcelona-8.
- S. A. ECHEVARRIA.**—Apartado 46. Bilbao-8.
- SICOP, S. A.**—Princesa, 24. Madrid-8.
- SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S. A.**—Velázquez, 150, 4.º, Madrid-2.
- TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S. A.**—Monturiol, 5. Santa María de Barbarrá (Barcelona).

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.

a

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO



hormigón y acero

n. 113

4.º trimestre 1974

asociación técnica española del pretensado

CUOTA ANUAL	ESPAÑA	EXTRANJERO
	Pesetas	Dólares
Miembros protectores	5.000	100,—
Miembros colectivos	2.000	40,—
Miembro personal, no adherido al I. E. T. c. c.	600	12,—
Miembro personal, adherido al I. E. T. c. c.	300	6,—

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 CONSTRUCC'ON Y DEL CEMENTO. — COSTILLARES — CHAMARTIN — MADRID - 33

Depósito Legal: M. 853 - 1958
Tipografía Artística - Madrid

PREFABRICACION



M A D R I D MONTE ESQUINZA, 30

TELEF. 4 19 24 12/16

CADE

BARCELONA GERONA, 2

TELEF. 2 25 30 02/2 25 94 38

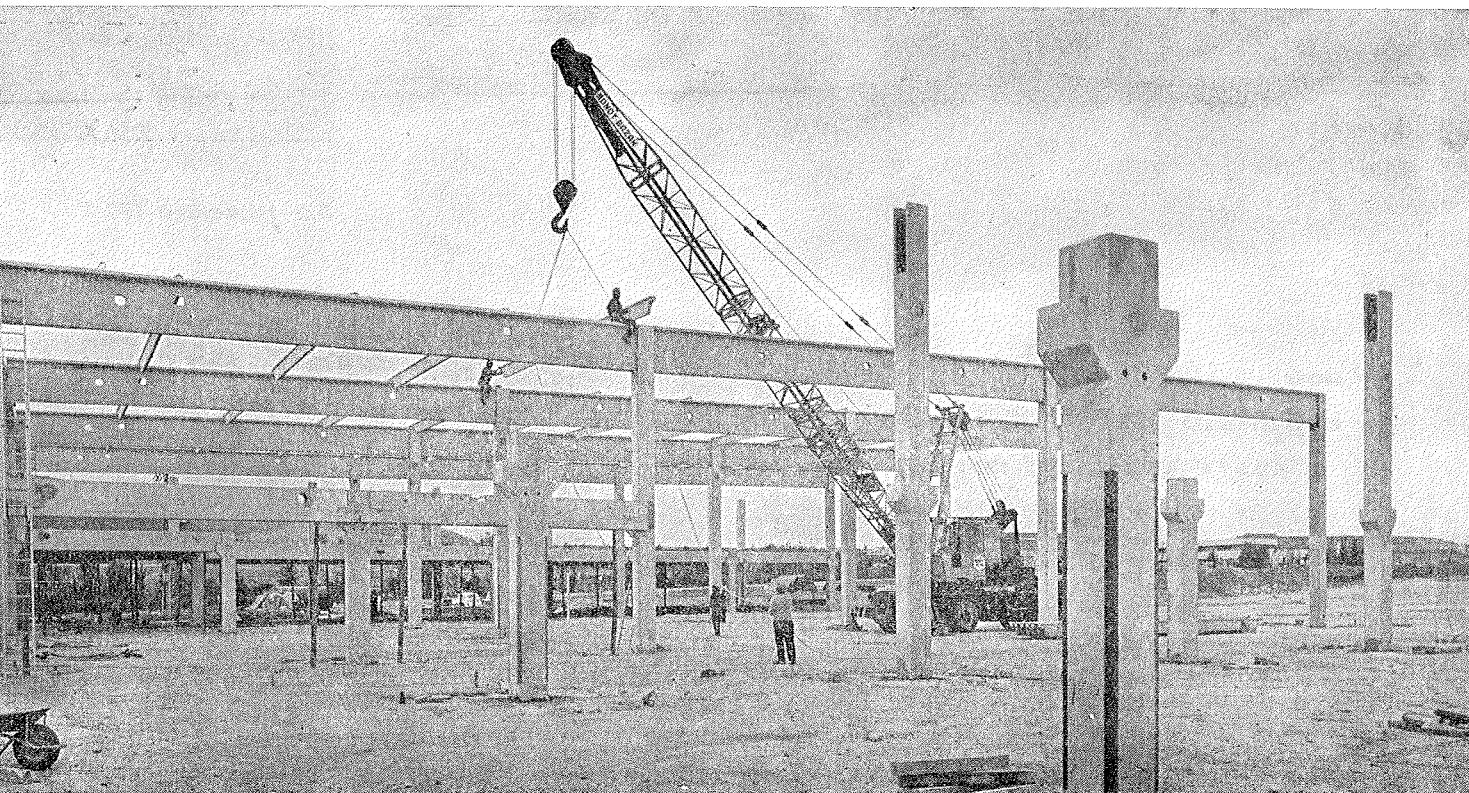
PIMOSA

S E V I L L A Avda. de la BORBOLLA, 13-15

TELEF. 23 61 17

PRESUM

NAVE PREFABRICADA POR CADE



hormigón y acero n. 113

índice

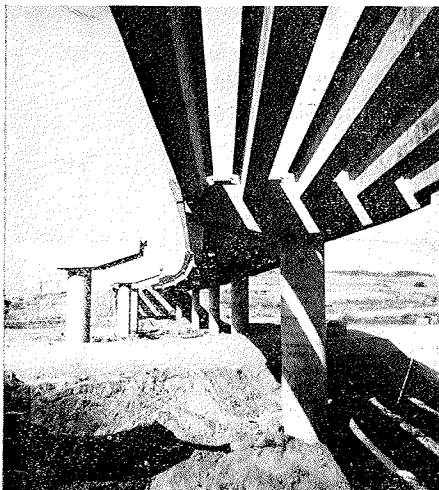
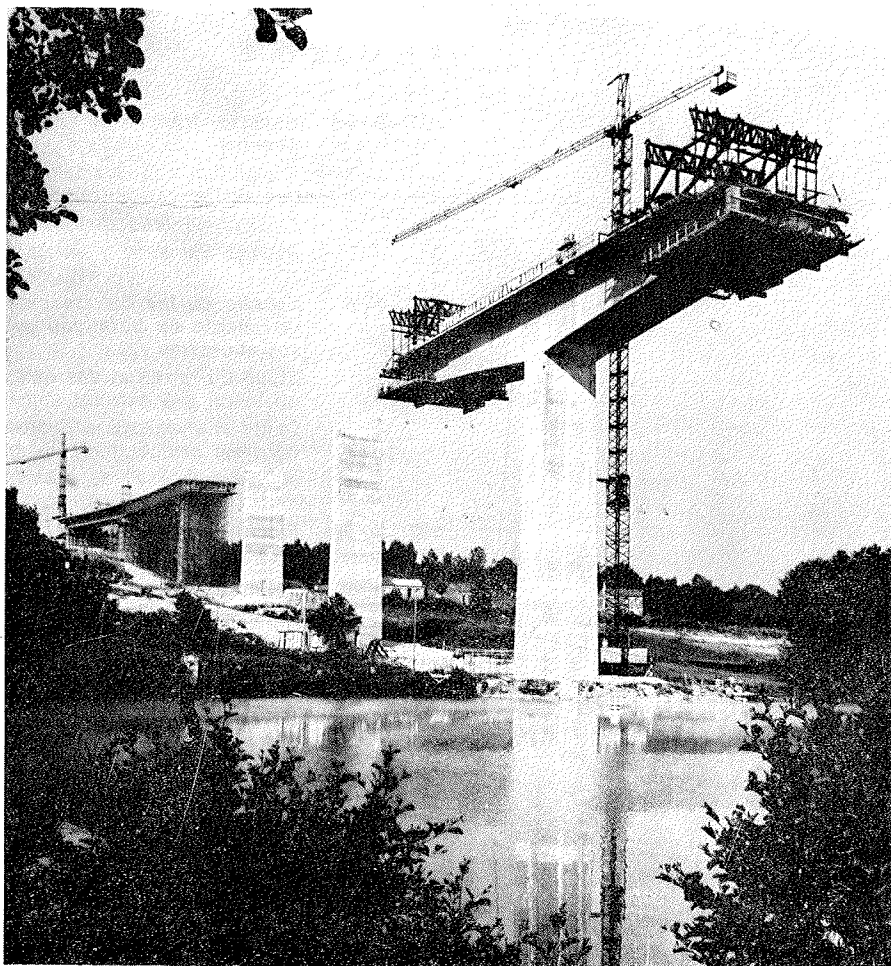
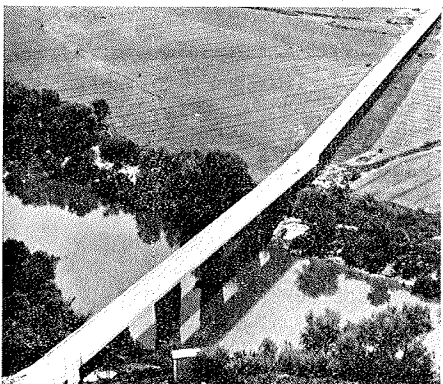
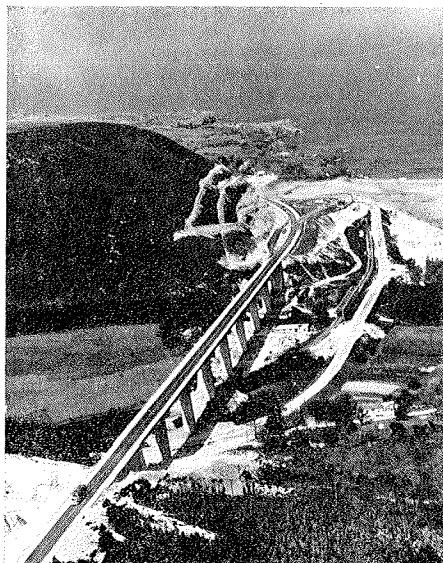
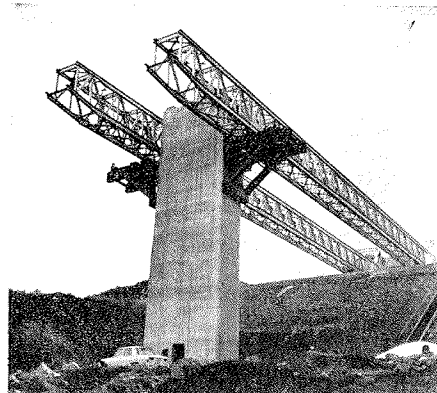
Páginas

457 - 0 - 54	Reparto transversal de la sobrecarga en tableros de puentes	11
	Répartition transversale de la surcharge aux tabliers des ponts.	
	Transversal load distribution in bridge decks.	
	<i>Avelino Samartín y Jesús Martínez.</i>	
457 - 4 - 5	Estudio de las deformaciones por retracción y fluencia en un puente de hormigón pretensado construido por voladizos sucesivos	39
	Etude du retrait et des déformations de fluage dans un pont en béton précontraint construit par encorbellement.	
	Study of shrinkage and creep deformations in a prestressed concrete bridge made in successive overhangs.	
	<i>M. Belmain e Y. de Bourdelles.</i>	
591 - 2 - 68	Puente pretensado sobre el río Namangoza	67
	Pont précontraint sur la Namangoza.	
	Prestressed concrete bridge over the river Namangoza.	
	<i>Francisco Ballén A.</i>	
628 - 0 - 32	Ensayos de larga duración sobre la relajación de los aceros	69
	Essais de relaxation de longue durée.	
	Long term tests on steel relaxation.	
	<i>F. Dumas.</i>	
628 - 0 - 33	Ensayos acelerados de susceptibilidad de los aceros de pretensado a la corrosión bajo tensión	93
	Essais accélérés de susceptibilité des aciers de précontrainte à la corrosion sous tension.	
	Quick tests on the susceptibility of corrosion under stress of prestressing steels.	
	<i>F. Dumas.</i>	
	V Festival Internacional de Cine sobre Arquitectura	103
	V ^e Festival International du Cinema sur l'Architecture.	
	Vth International Festival of Architecture Cinematography.	
	Notas de la F.I.P., número 49, 1974	107
	Notes de la F.I.P., n.º 49, 1974.	
	F.I.P. Notes, n.º 49, 1974.	
	Notas de la F.I.P., número 50, 1974	123
	Notes de la F.I.P., n.º 50, 1974.	
	F.I.P. Notes, n.º 50, 1974.	
PORTADA:	Puente sobre el Miño, en Lugo.	
	Autor del proyecto: INTECSA.	
	Director del proyecto: Tomás Notario Vacas.	
	Empresa constructora: Entrecanales y Távora, S. A.	

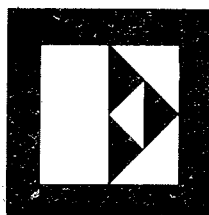
Comité de Redacción de la Revista Hormigón y Acero

AROCA, Ricardo
BARREDO, Carlos
CUVILLO, Ramón
FERNANDEZ TROYANO, Leonardo
FERNANDEZ VILLALTA, Manuel
JODAR, Juan
MANTEROLA, Javier
MARTINEZ SANTONJA, Antonio
MONEO, Mariano
MORENO TORRES, Juan
PIÑEIRO, Rafael
ROMERO, Rafael

PUENTES Y VIADUCTOS



CONSTRUYE:



ENTRECANALES Y TAVORRA, SA

obras y proyectos

JUAN DE MENA, 8 - MADRID-14

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

E S P A Ñ A

AEDIUM, S. A. — Basauri (Vizcaya).
AGROMAN, S. A. — Madrid.
AGRUPACION NACIONAL DE LOS DERIVADOS DEL CEMENTO. — Madrid.
ALBISA, S. A. — Algeciras (Málaga).
ASOCIACION TECNICA DE DERIVADOS DEL CEMENTO. — Barcelona.
ASTILLEROS Y TALLERES DEL NOROESTE, S. A. — El Ferrol del Caudillo.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S. A. — Barcelona.
AZMA, S. A. — Madrid.
BAGANT. — Castellón.
BRYCSA, S. A. — Cornellá de Llobregat (Barcelona).
BUTSEMS, S. A. — Barcelona.
BUTSEMS, S. A. — Madrid.
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION. — Barcelona.
CASA GARGALLO, S. A. — Madrid.
CEMENTOS MOLINS, S. A. — Barcelona.
CENTRO DE ESTUDIOS C.E.A.C. — Barcelona.
CERAMICA RUBIERA. — Gijón (Oviedo).
CIDESA, CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S. A. — Barcelona.
CIDESA. — CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S. A. — Alcalá de Henares.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES. — La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. BIBLIOTECA. — Sta. Cruz Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. DEPARTAMENTO LABORATORIOS.
Santa Cruz de Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO. — Bilbao.
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. — Málaga.
CONSTRUCCIONES BIGAR, S. L. — Aranda de Duero (Burgos).
CONSTRUCCIONES COLOMINA, S. A. — Madrid.
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S. A. — Madrid.
CONSTRUCTORA MAXACH, S. A. — Madrid.
COTECOSA. — Bilbao.
CUBIERTAS Y TEJADOS, S. A. — Barcelona.
CUBIERTAS Y TEJADOS, S. A. — Madrid.
DIREC. GENERAL. FORTIFICACIONES Y OBRAS. — MINIST. DEL EJERCITO. — Madrid.
ELABORADOS DE HORMIGON, S. A. — Burgos.
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA. — AUXINI. — Madrid.
ENAGA, S. A. — Madrid.
ENTRECANALES Y TAVORA, S. A. — Madrid.
ESTEBAN ORBEGOZO, S. A. — Zumárraga (Guipúzcoa).
ESTRUCTURAS CUMBRE, S. L. — Olesa de Montserrat (Barcelona).
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S. A. — Madrid.
E. T. S. ARQUITECTURA. — Barcelona.
E. T. S. ARQUITECTURA. — Sevilla.
EUROESTUDIOS, S. A. — Madrid.
FABRICADOS PARA LA CONSTRUCCION, S. A. (FACOSA). — Madrid.
FERGO, S. A. DE PRETENSADOS. — Valencia.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S. A. — Madrid.

FORJADOS DOL. — 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.
 HORMYCER, S. L. — Madrid.
 HORSIA, S. A. — Barcelona.
 HUARTE Y CIA., S. A. — Madrid.
 IBERDUERO, S. A. — Bilbao.
 IBERING, S. A. — Barcelona.
 INDUSTRIAS DEL CEMENTO. VIGUETAS CASTILLA, S. A. — Sestao (Vizcaya).
 INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S. A. — Barcelona.
 INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO. — Madrid.
 JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS. — Almería.
 JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS. — Salamanca.
 JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS. — Valencia.
 3.^a JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. SERVICIO DE CONSTRUCCION. — Bilbao.
 5.^a JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — Barcelona.
 JOSE MARIA ELOSEGUI CONSTRUCCIONES. — San Sebastián.
 JULIAN ARUMI, S. L. — Vich (Barcelona).
 JUNTA DEL PUERTO DE ALMERIA. — Almería.
 JUNTA DEL PUERTO DE PASAJES. — Guipúzcoa.
 LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO. — Madrid.
 LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECANICA DEL SUELO. — Madrid.
 LAING IBERICA, S. A. — Madrid.
 LIBRERIA RUBIÑOS. — Madrid.
 MAHEMA, S. A. — Granollers (Barcelona).
 MATERIALES PRETENSADOS, S. A. MATENSA. — Madrid.
 MATERIALES Y TUBOS BONNA, S. A. — Madrid.
 MATUBO, S. A. — Madrid.
 OTEP INTERNACIONAL, S. A. — Madrid.
 V. PEIRO, S. A. — Valencia.
 PIEZAS MOLDEADAS, S. A. PIMOSA. — Barcelona.
 PINGON INTERNACIONAL. — Beasaín (Guipúzcoa).
 POSTELECTRICA, S. A. — Palencia.
 POSTENSA, S. A. — Bilbao.
 PREFABRICADOS ALAVESES, S. A. PREASA. — Vitoria.
 PREFABRICADOS DE CEMENTO, S. A. PRECESA. — León.
 PREFABRICADOS DE HORMIGON, S. A. CUPRE-SAPRE. — Valladolid.
 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.). — Manresa (Barcelona).
 PRETENSADOS AEDIUM, S. L. — Pamplona.
 PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S. L. — Valladolid.
 PROTEC, S. L. — Gijón (Oviedo).
 REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S. A. — Pinto (Madrid).
 RENFE. — Madrid.
 RUBIERA PREFLEX, S. A. — Gijón (Oviedo).
 S.A.E.M. — Valencia.

SAINCE. — Madrid.
 SEAT. — Barcelona.
 SENER, S. A. — Las Arenas (Vizcaya).
 SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES. — Barcelona.
 SIKA, S. A. — Madrid.
 SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA. — Madrid.
 SOCIEDAD ANONIMA FERROVIAL. — Madrid.
 SOCIEDAD ANONIMA GENERAL DE ASFALTOS Y PORTLAND ASLAND. — Valencia.
 SOCIEDAD ANONIMA MATERIALES Y OBRAS. — Valencia.
 SOCIEDAD FRANCO - ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS.
 Sociedad Anónima. — Erandío (Bilbao).
 SUBDIRECCION GENERAL DE TECNOLOGIA. — Madrid.
 SUCO, S. A. — Amposta (Tarragona).
 TEJERIAS "LA COVADONGA". — Muriedas de Camargo (Santander).
 TENSYLAND, S. A. — Gironella (Barcelona).
 TEPSA. — Tarrasa (Barcelona).
 TOSAM, S. L. — Segovia.
 TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S. A. TYPASA. — Madrid.
 UNION MADERERA CACEREÑA, S. L. — Cáceres.
 VALLEHERMOSO, S. A. — Madrid.
 VEYGA, S. A. — Tarrasa (Barcelona).
 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.

E X T R A N J E R O

B.K.W.Z. "RUCH". — Warszawa (Polonia).
 COMPANHIA PORTUGUESA DE ELECTRICIDADE. — D.C.I. — Lisboa-3 (Portugal).
 DAVILA & SUAREZ ASSOCIATES. — Río Piedras (Puerto Rico).
 ESCUELA DE CONSTRUCCION CIVIL. — Valparaíso (Chile).
 FACULTAD DE INGENIERIA. BIBLIOTECA. — Caracas (Venezuela).
 FACULTAD DE INGENIERIA. UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA. — Salta (R. Argentina).
 INSTITUTO TECNOLOGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE MONTERREY. BIBLIOTECA. — Monterrey N.L. (México).
 MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS. DIRECCION DE VIALIDAD. DIV. BIBLIOTECA Y PUBLICACIONES. — La Plata (Buenos Aires) (República Argentina).
 NATIONAL REFERENCE LIBRARY OF SCIENCE AND AVENTION. — Londres (Inglaterra).
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR. — Quito (Ecuador).
 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 Contrataciones Especiales). — Bahía Blanca (República Argentina).
 UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO. BIBLIOTECA. — Mayaguez (Puerto Rico).

S.A.E. BBR

Sistema para pretensar
hormigón

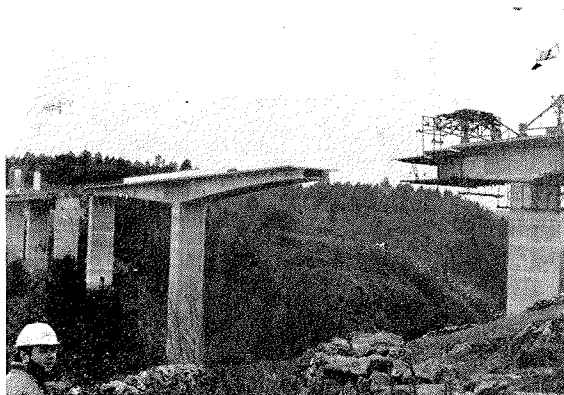


Juntas de dilatación
para puentes



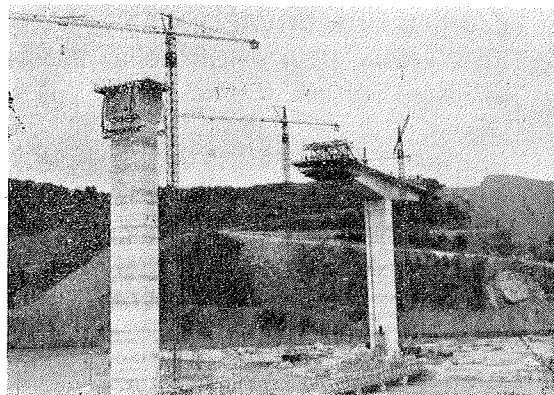
PUENTES EN CONSTRUCCION POR VOLADIZOS SUCESIVOS

Estado de las obras en febrero de 1974



Viaducto sobre el río Deza, en Silleda (Pontevedra).
Luces: $3 \times 23 + 23,50 + 45,50 + 90 + 45,50 +$
 $+ 23,50 + 23$ m.

Construye: Constructora Internacional, S. A.
Ginés Navarro e Hijos, S. A.
Empresarios Agrupados.

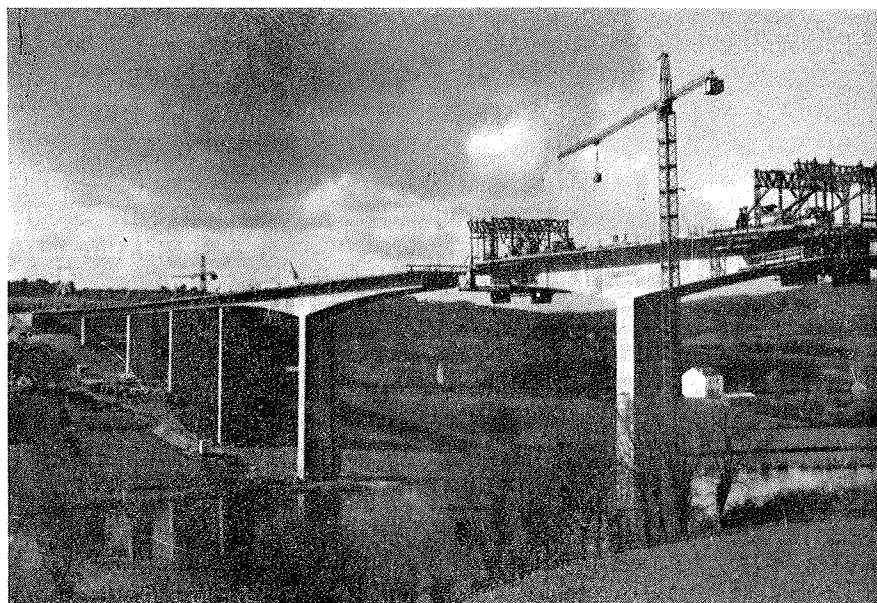


Puente del Carril, en Toral de los Vados (León).
Luces: $45 + 54 + 3 \times 108 + 54 + 45$ m.
Construye: E.F.Y.C.S.A.

Puente sobre el río Miño, en
Lugo.

Luces: $36 + 3 \times 45 + 54 +$
 $+ 108 + 54 + 45 + 36$ m.

Construye: Entrecanales y Tá-
vora, S. A.



Oficinas:

Rosellón, 229, 1.º, 2.º-Tels. 227 46 49 / 227 88 24
BARCELONA - 8

Fábrica:

Polígono Industrial Barcelonés - Teléfs. 29 y 31
ABRERA (BARCELONA)

última publicación del Cembureau

constructions en Béton Léger

El Cembureau (Asociación Europea del Cemento) acaba de publicar en cuatro versiones (francesa, inglesa, alemana e italiana) este libro de 314 páginas, ilustrado con más de 400 fotografías en blanco y negro y en color.

Después de un prólogo del Profesor Franco Levi, se incluyen numerosos artículos redactados por eminentes expertos europeos en hormigones ligeros. En esta obra, única en su género, se describen las más importantes realizaciones y los progresos conseguidos durante los últimos años en este especial campo de la construcción, tan prometedor.

La primera parte contiene artículos sobre la tecnología del hormigón fabricado con áridos ligeros, redactados por los expertos que a continuación se indica:

- “Fabricación y características de los áridos ligeros para hormigones de estructuras”, por M. Vénuat (Francia).
- “Tecnología del hormigón ligero estructural”, por el Prof. G. Wischers y el doctor W. Manns (Alemania).
- “Hormigón ligero armado. Hormigón ligero pretensado. Cálculo y ejecución”, por el Prof. H. Weigler y S. Karl (Alemania).
- “Normas y manuales de utilización del hormigón fabricado con áridos ligeros”, por J. Bobrowski (Inglaterra).
- “Aspectos económicos de las aplicaciones del hormigón ligero”, por H. Heufers (Alemania).
- “Valor estético del hormigón ligero”, G. Perkin (Inglaterra).

La segunda parte contiene unos cincuenta ejemplos de estructuras importantes construidas con hormigón ligero en el mundo entero; desde rascacielos hasta bóvedas de gran luz, pasando por edificios colgados y tramos de puentes. Una gran parte de los datos técnicos incluidos no han sido todavía nunca publicados. En la descripción de cada una de las estructuras se indica el tipo de árido utilizado, la composición del hormigón y sus propiedades (densidad, resistencia a compresión, módulo de elasticidad, conductividad térmica, etc.), así como numerosos datos relativos a la estructura propiamente dicha. Cada descripción aparece ilustrada con esquemas y fotografías tomadas durante la obra y después de su terminación.

Esta publicación ofrece particular interés no sólo para los arquitectos e ingenieros, sino también para muchos otros especialistas del campo de la construcción.

El precio del libro “Constructions en Beton Leger” es de 85 francos franceses.

Los pedidos deben dirigirse a la siguiente dirección:

CEMBUREAU
Association Européenne du Ciment
2, rue Saint-Charles
75740 París, Cedex 15 (Francia)

premio del Instituto Eduardo Torroja al mejor libro técnico

(Extracto de Acta del Jurado que otorga el Premio del Instituto Eduardo Torroja al mejor libro técnico presentado a concurso)

El Instituto Eduardo Torroja, recogiendo sugerencias de la U.N.E.S.C.O., estableció un premio para el mejor libro técnico de los presentados a concurso por autores no pertenecientes al Instituto, sobre cemento y/o sus aplicaciones, editado originalmente en español o solicitado el derecho de propiedad, en los años 1970 a 1973, ambos inclusive.

Eran miembros del Jurado, a título de representantes de empresas y organismos patrocinadores del premio, los señores Calleja (Instituto Eduardo Torroja), Galán (Agromán), López Jamar (Dragados y Construcciones), Lumbier (Agrupación de Fabricantes de Cemento), Requena (Cubiertas y Tejados) y Tomé (Huarte), siendo su presidente el excelentísimo señor D. José María Aguirre Gonzalo y actuando de secretario el señor García Meseguer.

Reunidos en Madrid el día 26 de junio de 1974, el Jurado acuerda declarar:

- 1.º Que a este premio han concursado diez libros, procedentes cuatro de ellos de España, tres de Argentina, uno de Chile, uno de Méjico y uno de Uruguay.
- 2.º Que las obras presentadas han sido estudiadas por todos los componentes del Jurado, quienes han valorado en ellas, entre otros aspectos, los de Actualidad, Desarrollo, Contenido y Utilidad, a lo largo de diversas reuniones de trabajo.
- 3.º Que es deseo unánime de los miembros del Jurado el resaltar la gran calidad científica y técnica que presentan las obras.
- 4.º Que el Premio, dotado con 300.000 pesetas, se concede por unanimidad a la obra titulada "Prefabricación, teoría y práctica", cuyo autor es el Seminario de Prefabricación de Madrid, que dirige D. José Antonio Fernández Ordóñez, la cual consta de dos volúmenes con un total de 1.240 páginas y ha sido editada por Editores Técnicos Asociados, S. A., de Barcelona.
- 5.º Que se conceden dos accésits, por unanimidad, dotados con 50.000 pesetas cada uno, a las dos obras siguientes:
 - "Proyecto de hormigones de cemento pórtland con agregados normales", cuyo autor es D. Manuel Sabesinsky Felperín, la cual consta de un volumen de 183 páginas y ha sido editada por Librería y Editorial Nigar, de Buenos Aires.
 - "Cemento portland artificial blanco y sus aplicaciones", cuyo autor es D. Julián Rezola Izaguirre, la cual se encuentra en curso de publicación por el Instituto Eduardo Torroja y cuyo original mecanografiado consta de 360 páginas, sin incluir figuras y tablas.

reparto transversal de la sobrecarga en tableros de puentes

AVELINO SAMARTIN y JESUS MARTINEZ
Ingenieros de Caminos

RESUMEN

Se presenta el cálculo de esfuerzos de una losa ortótropa rectangular apoyada en dos bordes opuestos y en los otros dos con condiciones de contorno muy generales. La formulación se realiza en forma compacta al utilizar la notación matricial, lo que permite una programación directa en un computador electrónico. La solución obtenida se compara con la que se deduce mediante el método de Guyon-Massonet-Rowe, que constituye una simplificación muy conocida, y se comentan las diferencias existentes.

Se muestra a continuación un estudio alternativo mediante la teoría de láminas plegadas prismáticas, que representa un modelo matemático más adecuado para este tipo de estructuras de tableros de puentes. Se comparan finalmente resultados numéricos entre ambas teorías.

1. LOSA ORTOTROPA

1.1. Introducción.

La determinación de los esfuerzos producidos por la sobrecarga en cierta clase de puentes en los que existe un predominio de trabajo estructural lineal, se suele dividir en dos partes: 1.^a Cálculo de esfuerzos longitudinales a todo ancho (pieza unidimensional). 2.^a Estudio de la distribución transversal de dichos esfuerzos.

Dentro de la segunda fase, y originariamente aplicado solamente a tableros de puentes simplemente apoyados (tableros de vigas, losas multicelulares, etc.), se reemplaza frecuentemente la estructura del tablero por una losa ortótropa equivalente, en la que se obtiene la distribución transversal de los diferentes esfuerzos.

Sin considerar las posibles dificultades existentes en el proceso de sustitución del tablero por una losa ortótropa, el objeto de este apartado se centra en el estudio de la losa ortótropa aisladamente.

1.2. Resumen histórico.

La idea de sustituir el análisis de una estructura discreta (emparrillado) por una estructura continua (losa ortótropa) parece ser debida a Guyon. Posteriores perfecciona-

mientos fueron realizados por Massonet (consideración de la rigidez torsional) y Rowe (efecto del coeficiente de Poisson). Este último autor en (1) presenta un estudio muy completo sobre el tema, acompañado de ábacos que facilitan extraordinariamente la aplicación del método al proyecto. Por ser esta obra muy conocida en nuestro país, a ella se referirán los resultados de este artículo. Conviene, sin embargo, observar que el trabajo de Rowe fue realizado antes de que el computador electrónico se hubiera introducido intensivamente en la ingeniería civil, por lo que se hacía necesario un nuevo planteamiento más adecuado y consistente.

En (2) se comentaron la validez y restricciones de las hipótesis de (1) exponiendo la teoría general de la placa ortótropa, pero no se presentó ningún resultado comparativo. En (3) se indicaron las limitaciones a la teoría de Guyon-Massonet-Rowe y la extendieron a un rango más amplio del parámetro α . Sin embargo, la formulación presentada allí no parece ser la más adecuada para un cálculo por ordenador.

Los autores intentan en este artículo exponer una extensión unificada y consistente de la teoría, considerando el máximo rango posible de variación del parámetro α , y sin las simplificaciones innecesarias del método de Guyon-Massonet-Rowe. Entre éstos suponer $\nu = 0$ en las condiciones de contorno, la fórmula de interpolación para valores de esfuerzos correspondientes a valores intermedios de α , que es evidentemente una simplificación muy importante, etc.

1.3. Teoría general de la losa ortótropa.

Se adoptan los ejes cartesianos trirrectangulares $x_1 x_2 z$ (fig. 1) y se utiliza la notación que se indica en el apéndice. Detalles de los cálculos pueden verse desarrollados de forma similar en (2).

1.3.1. Ecuación general.

Utilizando el convenio de Einstein de los índices repetidos, la ecuación general de la losa ortótropa es (ver (3)):

$$k_{ij} w_{,ij} = Z(x_1, x_2) \quad (i, j = 1, 2) \quad (I)$$

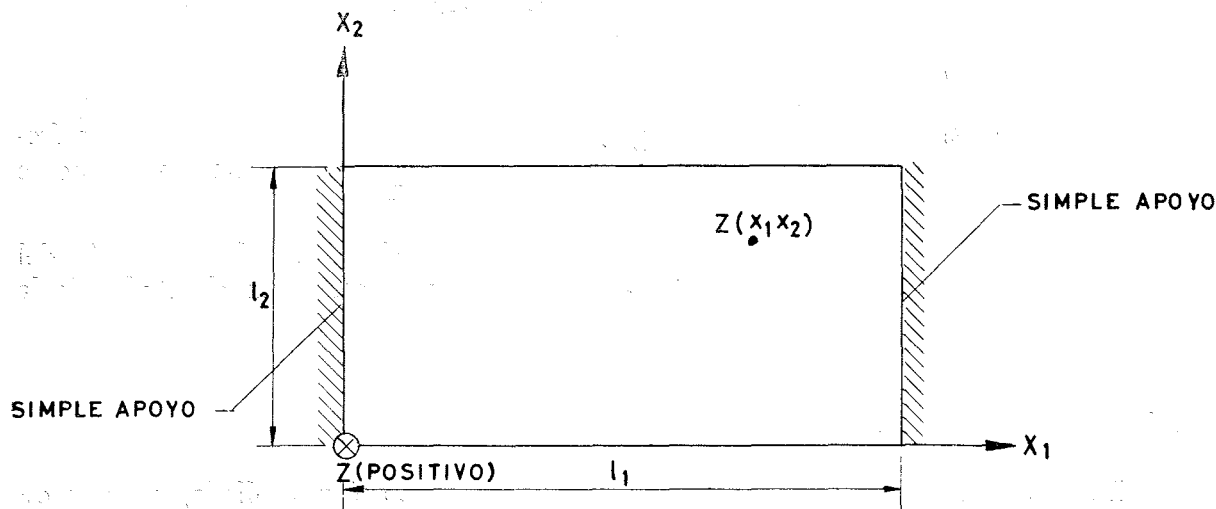


Fig. 1. — Planta losa ortótropa rectangular.

Las constantes k_{ij} pueden estar relacionadas con las características mecánicas del tablero real por las fórmulas:

$$\begin{aligned} k_{11} &= E i & k_{22} &= E j \\ d_1 &= G i_0 & d_2 &= G j_0 \\ k_1 &= \nu_1 k_{11} & k_2 &= \nu_2 k_{22} \\ 2 k_{12} &= d_1 + d_2 + k_1 + k_2 \end{aligned}$$

siendo i y j las inercias unitarias a flexión, e i_0 y j_0 las inercias unitarias a torsión, todas ellas en las direcciones 1 y 2, respectivamente.

Conviene recordar que el problema de la idealización de un tablero real mediante una losa ortótropa es un problema muy complicado, por lo menos en teoría.

El planteamiento que se sigue en el artículo supone k_1 y k_2 distintos, sin embargo, por consideraciones energéticas (teorema de reciprocidad o Betti) tiene que cumplirse que $k_1 = k_2$.

Esta igualdad, desde un punto de vista puramente matemático, equivale a expresar que la ecuación III, juntamente con las condiciones de contorno VII, es autoadjunta.

En efecto, según E. A. Coddington y N. Levinson ("Theory of Ordinary Differential Equations", McGraw-Hill, 1955), la propiedad de autoadjunto equivale a expresar que se cumple:

$$\underline{M} \underline{B}^{-1} (a) \underline{M}^T = \underline{N} \underline{B}^{-1} (b) \underline{N}^T$$

siendo en este caso:

$$\underline{B}(x_2) = \begin{bmatrix} 0 & p_2 & 0 & p_0 \\ -p_2 & 0 & -p_0 & 0 \\ 0 & p_0 & 0 & 0 \\ -p_0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad a = 0 \quad b = l_2$$

Y suponiendo, por ejemplo, como condiciones de contorno ambos bordes libres:

$$\underline{M} = \begin{bmatrix} 0 & m & 0 & -p_0 \\ m' & 0 & -p_0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad \underline{N} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & n & 0 & -p_0 \\ n' & 0 & -p_0 & 0 \end{bmatrix}$$

con:

$$p_0 = k_{22} \quad p_2 = -2 k_{12} \lambda_n^2 \quad m = n = (2 k_{12} - k_1) \lambda_n^2 \quad m' = n' = k_2 \lambda_n^2$$

Se puede comprobar fácilmente que la igualdad matricial anterior equivale a $k_1 = k_2$.

Un procedimiento usual de conseguir la igualdad entre k_i en la sustitución del tablero real por una losa ortótropa consiste en suponer:

$$k_1 = k_2 = \nu k_{22}$$

o bien, en otros casos:

$$k_1 = k_2 = \nu E \frac{h^3}{12}$$

siendo h el espesor del forjado y ν su coeficiente de Poisson.

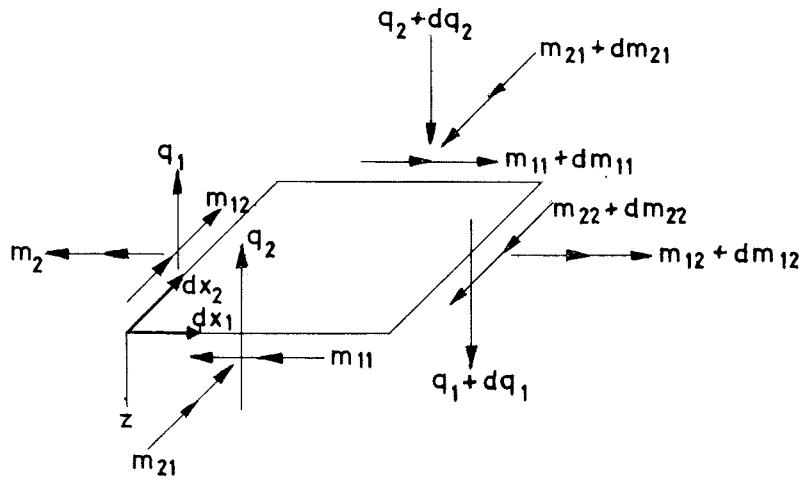


Fig. 2. — Esfuerzos actuantes.

1.3.2. Esfuerzos.

Adoptando la notación y signos de la figura 2, se tienen las fórmulas:

$$\begin{aligned}
 m_{11} &= -(k_{11} w_{,11} + k_1 w_{,22}) & m_{22} &= -(k_{22} w_{,22} + k_2 w_{,11}) \\
 m_{12} &= -d_1 w_{,12} & m_{21} &= -d_2 w_{,12} \\
 q_1 &= -(k_{12} w_{,111} + (k_1 + d_2) w_{,122}) & q_2 &= -(k_{22} w_{,222} + (k_2 + d_1) w_{,112}) \\
 r_1 &= -(k_{11} w_{,111} + (2k_{12} - k_2) w_{,122}) & r_2 &= -(k_{22} w_{,222} + (2k_{12} - k_1) w_{,112})
 \end{aligned}$$

r_1 y r_2 son las reacciones de Kirchoff, cuyas expresiones son:

$$r_1 = q_1 + m_{12,2} \quad r_2 = q_2 + m_{21,1}$$

1.3.3. Solución complementaria.

Es la solución de (I) con el segundo miembro nulo, es decir:

$$k_{ij} w_{,ijj} = 0 \quad (\text{II})$$

Se supone simple apoyo a lo largo de $x_1 = 0$ y $x_1 = l_1$, y la solución complementaria w_c puede ponerse, por tanto, en la forma:

$$w_c = \sum_{n=1}^{\infty} w_n^*(x_2) \text{sen } \lambda_n x_1$$

siendo:

$$\lambda_n = \frac{n\pi}{l_1}$$

sustituyendo en (II) y considerando el término n -ésimo se obtiene:

$$k_{11} \lambda_n^4 w_n^*(x_2) - 2k_{12} \lambda_n^2 w_n^*(x_2) + k_{22} w_n^*(x_2) = 0 \quad (\text{III})$$

o bien, para simplificar la escritura, se puede omitir en lo que sigue, sin peligro de confusión, el subíndice n , con lo que (III) se convierte en:

$$k_{11} \lambda^4 w^* - 2 k_{12} \lambda^2 w^*_{,22} + k_{22} w^*_{,2222} = 0 \quad (\text{IV})$$

Las raíces t_j ($j = 1, 2, 3, 4$) de la ecuación característica de (IV) vienen dadas por la expresión:

$$t_j = \pm \lambda \sqrt{\frac{k_{12} \pm \sqrt{\Delta}}{k_{22}}}$$

siendo:

$$\Delta = k_{12}^2 - k_{11} k_{22} \quad (\text{V})$$

Se puede presentar en los siguientes casos:

CASO I. $\Delta < 0$: Losa ortrótropa con débil rigidez a torsión (típico en puentes).

CASO II. $\Delta = 0$: Losa isótropa.

CASO III. $\Delta > 0$: Losa ortótropa con fuerte rigidez a torsión.

Es usual llamar entrecruzamiento a la expresión:

$$\theta = \sqrt[4]{\frac{k_{11}}{k_{22}}}$$

La fórmula (V) se transforma como sigue:

CASO I:

$$t_j = \pm \lambda \theta e^{\pm \frac{\alpha}{2} i} = \pm (r \pm s i) \quad i = \sqrt{-1}$$

siendo:

$$\alpha = \arccos \frac{k_{12}}{\sqrt{k_{11} k_{22}}}$$

$$r = \lambda \theta \cos \alpha/2 \quad s = \lambda \theta \sin \alpha/2$$

CASO II:

$$t_j = \pm \lambda \theta \text{ (raíces dobles)}$$

CASO III:

$$t_j = \pm \lambda \theta e^{\pm \frac{\alpha}{2}} = \pm (r \pm s)$$

siendo:

$$\alpha = \arg ch \frac{k_{12}}{\sqrt{k_{11} k_{22}}}$$

$$r = \lambda \theta ch \alpha/2 \quad s = \lambda \theta sh \alpha/2$$

La solución complementaria que se obtiene es (1):

$$\underline{R}_c(x_2) = \underline{G} [\underline{B} P(x_2), \underline{C} P(l_2 - x_2)] \underline{A}_{1234}$$

siendo:

$$\underline{R}_c(x_2) = [w; w_{,1}; w_{,2}; m_{11}; m_{22}; m_{12}; m_{21}; q_1; q_2; r_1; r_2]^t$$

Cada término de $\underline{R}_c(x_2)$ es la amplitud de la función $\text{sen}(\lambda x_1)$ (términos $w; w_{,2}; m_{11}; m_{22}; q_2; r_2$) o $\text{cos}(\lambda x_1)$ (términos $w_{,1}; m_{12}; m_{21}; q_1; r_1$):

$$\underline{G} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ k_{11} \lambda^2 & 0 & -k_1 & 0 \\ k_2 \lambda^2 & 0 & -k_{22} & 0 \\ 0 & -d_{12} \lambda & 0 & 0 \\ 0 & -d_{21} \lambda & 0 & 0 \\ k_{11} \lambda^3 & 0 & -(k_1 + d_{21}) \lambda & 0 \\ 0 & (k_2 + d_{12}) \lambda & 0 & -k_{22} \\ k_{11} \lambda^3 & 0 & -(2k_{12} - k_2) \lambda & 0 \\ 0 & (2k_{12} - k_1) \lambda^2 & 0 & -k_{22} \end{bmatrix}$$

$$\underline{A}_{1234} = \begin{bmatrix} A_1 \\ A_2 \\ A_3 \\ A_4 \end{bmatrix} \quad A_i \ (i = 1, 2, 3, 4) \text{ son constantes arbitrarias.}$$

Las restantes matrices dependen del caso de los ortótropa:

CASO I:

$$\underline{B} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ -r & s \\ r^2 - s^2 & -2rs \\ -r^3 + 3rs^2 & -s^3 + 3sr^2 \end{bmatrix} \quad \underline{P}(x_2) = e^{-rx_2} \begin{bmatrix} \cos sx_2 & \text{sen } sx_2 \\ -\text{sen } sx_2 & \cos sx_2 \end{bmatrix}$$

CASO II:

$$\underline{B} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ -r & 1 \\ r^2 & -2r \\ -r^3 & 3r^2 \end{bmatrix} \quad \underline{P}(x_2) = e^{-rx_2} \begin{bmatrix} 1 & x_2 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}$$

CASO III:

$$\underline{B} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ -r & s \\ r^2 + s^2 & -2rs \\ -r^3 - 3rs^2 & s^3 + 3sr^2 \end{bmatrix} \quad \underline{P}(x_2) = e^{-rx_2} \begin{bmatrix} Ch sx_2 & Sh sx_2 \\ Sh sx_2 & Ch sx_2 \end{bmatrix}$$

y en todos los casos:

$$\underline{C} = \underline{\delta} \underline{B} \quad \text{con} \quad \underline{\delta} = \{\delta_{ij}\} \quad (i, j = 1, 2, 3, 4)$$

siendo:

$$\delta_{ij} = 0 \quad \text{y} \quad \delta_{ii} = (-1)^{i+1}$$

1.3.4. Solución particular.

Por definición es una solución de la ecuación (I), pero que no satisface todas las condiciones de contorno. Se puede suponer en esta solución la placa simplemente apoyada en $x_1 = 0$ y $x_1 = l_1$, con ancho infinito y se va a estudiar aquí su expresión para dos casos de cargas verticales actuantes $Z(x_1; x_2)$.

a) Cuchillo de carga situado a lo largo de $x_2 = \alpha_2$ y valor:

$$Z(x_1, x_2) = Z(x_1) \delta(x_2 - \alpha_2)$$

Se demuestra que la solución particular $R_0(x_2)$ es:

$$\underline{R}_0(x_2) = \begin{cases} \underline{G} \underline{C} \underline{P}(\alpha_2 - x_2) \underline{A}^0_{12} & \text{si } x_2 \leq \alpha_2 \\ \underline{G} \underline{B} \underline{P}(x_2 - \alpha_2) \underline{A}^0_{34} & \text{si } x_2 > \alpha_2 \end{cases}$$

En donde $\underline{R}_0(x_2)$ son las amplitudes de las funciones correspondientes $\text{sen}(\lambda x_1)$ o $\text{cos}(\lambda x_1)$ y es una matriz análoga a la matriz $\underline{R}_c(x_2)$.

Las matrices \underline{G} , \underline{B} , \underline{C} , $\underline{P}(x_2)$ han sido definidas en 1.3.3:

CASO I:

$$\underline{A}^0_{12} = \underline{A}^0_{34} = \begin{bmatrix} 1/r \\ 1/s \end{bmatrix} \cdot \frac{a_n}{4 \lambda^2 \sqrt{k_{11} k_{22}}}$$

CASO II:

$$\underline{A}^0_{12} = \underline{A}^0_{34} = \begin{bmatrix} 1/r \\ 1 \end{bmatrix} \cdot \frac{a_n}{4 \lambda^2 \sqrt{k_{11} k_{22}}}$$

CASO III:

$$\underline{A}^0_{12} = \underline{A}^0_{34} = \begin{bmatrix} 1/r \\ 1/s \end{bmatrix} \cdot \frac{a_n}{4 \lambda^2 \sqrt{k_{11} k_{22}}}$$

y:

$$a_n = \frac{2}{l_1} \int_0^{l_1} Z(x_1) \text{sen } \lambda x_1 dx_1;$$

es decir, el n -ésimo coeficiente del desarrollo en serie de Fourier de $Z(x_1)$:

$$Z(x_1) = \sum_{n=1}^{\infty} a_n \text{sen } \lambda x_1$$

Las condiciones de contorno impuestas corresponden a la placa de $l_2 = \infty$, y son:

$$\begin{aligned} |x_2| \rightarrow \infty & \quad w \rightarrow 0 \\ x_2 \rightarrow \alpha_2 \pm 0 & \quad w, \subscript{,2} = 0 \\ x_2 \rightarrow \alpha_2 \pm 0 & \quad w, \subscript{,222} = \frac{a_n}{2 k_{11}} \end{aligned}$$

b) Carga uniforme a todo ancho y valor:

$$Z(x_1, x_2) = Z(x_1)$$

La solución particular es en este caso:

$$\underline{R}_0(x_2) = \underline{G} \underline{B}_0 \frac{a_n}{k_{11} \lambda^4}$$

siendo $\underline{B}_0 = \underline{B}$ (suponiendo $r = s = 0$ en todos los elementos de \underline{B}).

1.3.5. Solución final.

Es la solución de (I) con las condiciones de contorno:

$$\underline{R}(x_2) = \underline{R}_0(x_2) + \underline{R}_c(x_2) \quad (\text{VI})$$

La matriz \underline{A}_{1234} de $\underline{R}_c(x_2)$ se obtiene de las condiciones de borde, es decir, a lo largo de $x_2 = 0$ y $x_2 = l_2$, y se consideran a continuación dos casos importantes:

a) Condiciones homogéneas de borde.

Todas las condiciones de este tipo (correspondiente a bordes libres, apoyados o empotrados, etc.) pueden ponerse en la forma:

$$\underline{k}_{di} \begin{bmatrix} -w, \subscript{,2} \\ w \end{bmatrix} + \underline{k}_{pi} \begin{bmatrix} m_{22} \\ r_2 \end{bmatrix} = 0 \quad (\text{VII})$$

Ecuación matricial que se plantea para cada borde i ($i = 1, 2$), supuesto que el borde 1 es $x_2 = 0$ y el borde 2 es $x_2 = l_2$, y siendo \underline{k}_{di} y \underline{k}_{pi} matrices diagonales (2×2) formadas por 1 y 0 exclusivamente y tales que $\underline{k}_{di} + \underline{k}_{pi} = \underline{I}_2$ (matriz unidad 2×2).

La introducción de estas condiciones de borde se realiza como sigue:

Sean:

$\underline{\alpha}_{1i}$ la matriz fila i de (1×4) de $[\underline{G} \underline{B}, \underline{G} \underline{C} \underline{P}(l_2)]$

$\underline{\alpha}_{2i}$ la matriz fila i de (1×4) de $[\underline{G} \underline{B} \underline{P}(l_2), \underline{G} \underline{C}]$

$\underline{\beta}_{1i}$ el elemento i de $\underline{G} \underline{C} \underline{P}(\alpha_2) \underline{A}^0_{12}$ ó $\underline{G} \underline{B}_0 \frac{a_n}{k_{11} \lambda^4}$

$\underline{\beta}_{2i}$ el elemento i de $\underline{G} \underline{B} \underline{P}(l_2 - \alpha_2) \underline{A}^0_{24}$ ó $\underline{G} \underline{B}_0 \frac{a_n}{k_{11} \lambda^4}$

según el caso de carga que se considere.

La matriz columna \underline{A}_{1234} se determina mediante el sistema:

$$\begin{bmatrix} \underline{k}_{d1} \begin{bmatrix} \underline{\alpha}_{13} \\ \underline{\alpha}_{11} \end{bmatrix} + \underline{k}_{p1} \begin{bmatrix} \underline{\alpha}_{15} \\ \underline{\alpha}_{111} \end{bmatrix} \\ \underline{k}_{d2} \begin{bmatrix} \underline{\alpha}_{23} \\ \underline{\alpha}_{21} \end{bmatrix} + \underline{k}_{p2} \begin{bmatrix} \underline{\alpha}_{25} \\ \underline{\alpha}_{211} \end{bmatrix} \end{bmatrix} \underline{A}_{1234} = - \begin{bmatrix} \underline{k}_{d1} \begin{bmatrix} \underline{\beta}_{13} \\ \underline{\beta}_{11} \end{bmatrix} + \underline{k}_{p1} \begin{bmatrix} \underline{\beta}_{15} \\ \underline{\beta}_{111} \end{bmatrix} \\ \underline{k}_{d2} \begin{bmatrix} \underline{\beta}_{23} \\ \underline{\beta}_{21} \end{bmatrix} + \underline{k}_{p2} \begin{bmatrix} \underline{\beta}_{25} \\ \underline{\beta}_{211} \end{bmatrix} \end{bmatrix}$$

Conocido \underline{A}_{1234} se calcula $\underline{R}(x_1)$ mediante (VI).

b) Viga de borde.

Ha sido considerada en (1) y (2) y puede resumirse como sigue:

La matriz de rigidez de la viga del borde i ($i=1,2$) está dada en ejes locales de viga por la expresión:

$$\begin{bmatrix} m_{22} \\ r_2 \end{bmatrix}_{\text{viga}} = \underline{R}_i \begin{bmatrix} -w_{,2} \\ w \end{bmatrix}_{\text{viga}} \quad (\text{VIII})$$

con:

$$\underline{R}_i = \begin{bmatrix} -\lambda^2 G J_i & 0 \\ 0 & \lambda^4 E I_i \end{bmatrix}$$

$E I_i$ y $G J_i$ son, respectivamente, las rigideces a flexión y torsión de la viga.

Referida (VIII) a ejes generales (borde i de la losa) mediante una traslación y un giro (fig. 3) se obtiene:

$$\begin{bmatrix} m_{22} \\ r_2 \end{bmatrix}_{\text{placa}} = \underline{T}_i \underline{R}_i \underline{T}_i^t \begin{bmatrix} -w_{,2} \\ w \end{bmatrix}_{\text{placa}} \quad (\text{IX})$$

con:

$$\underline{T}_i = \begin{bmatrix} 1 & -a_i \cos \alpha_i + b_i \sin \alpha_i \\ 0 & \cos \alpha_i \end{bmatrix} \text{ matriz de transformación.}$$

la ecuación (IX) es similar a la (VII), con $\underline{k}_{di} = \underline{I}_2$ y $\underline{k}_{pi} = \underline{T}_i \underline{R}_i \underline{T}_i^t$, resolviéndose entonces este caso de forma análoga al anterior.

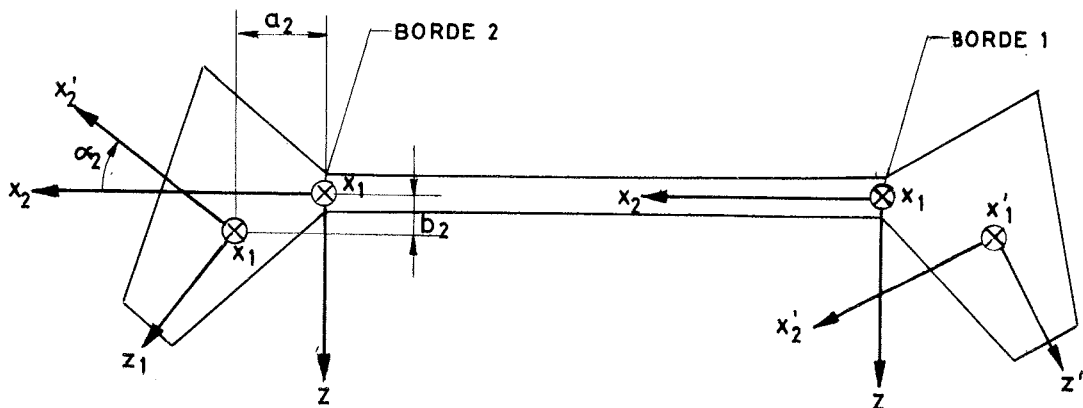


Fig. 3.—Ejes locales de la viga de borde.

1.4. Ejemplo.

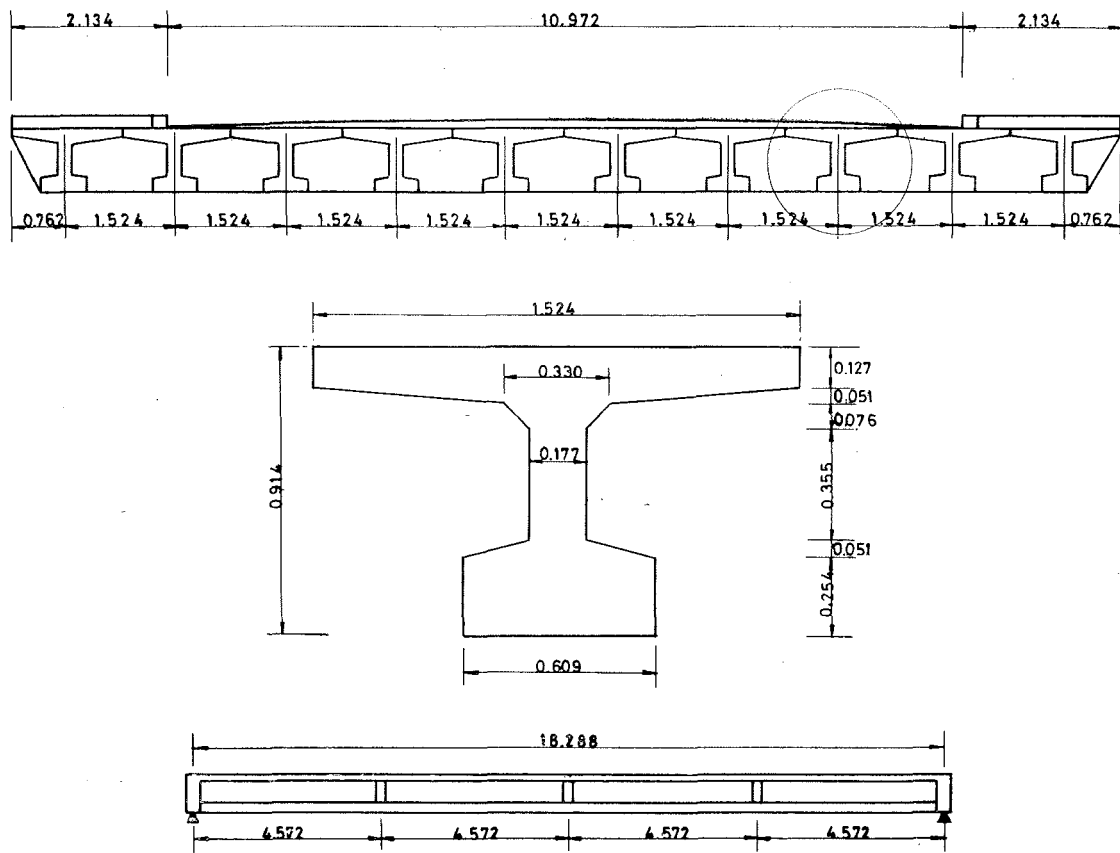


Fig. 4.—Definición del tablero del puente.

La teoría presentada en el párrafo anterior ha sido recogida en un programa escrito en Fortran IV para su proceso en un computador.

A efectos comparativos se estudia el ejemplo presentado en (1), correspondiente a los siguientes datos (fig. 4):

$$\begin{aligned}
 l_1 &= 60 \text{ ft.} = 18,29 \text{ m.} \\
 l_2 &= 50 \text{ ft.} = 15,24 \text{ m.} \\
 \nu_1 = \nu_2 &= 0,15 \quad E = 2300000 \text{ t/m}^2. \\
 i &= 2057.2 \text{ in}^4/\text{in} = 0.033711468 \text{ m}^4/\text{m.} \\
 j &= 422.0 \text{ in}^4/\text{in} = 0.006915341 \text{ m}^4/\text{m.} \\
 i_0 &= 189.0 \text{ in}^4/\text{in} = 0.003103710 \text{ m}^4/\text{m.} \\
 j_0 &= 52.0 \text{ in}^4/\text{in} = 0.000855405 \text{ m}^4/\text{m.}
 \end{aligned}$$

que corresponde a las siguientes características de la losa ortótropa, adoptando $k_1 = k_2 = \nu k_{22}$:

$$\theta = 0.62 \quad \cos \alpha = 0.1243$$

Se estudian dos situaciones: a) Líneas de influencia. b) Cálculo de esfuerzos producidos por un tren de cargas.

a) Líneas de influencia.

Por definición, el coeficiente de excentricidad de flechas es $k_w = \frac{w}{w_m}$, es decir, la relación entre la flecha w en una sección (x_1, x_2) producida por una carga excéntrica determinada y la flecha media w_m en la misma sección bajo la acción de la misma carga supuesta repartida a todo lo ancho de la losa (carga no excéntrica).

Por ejemplo, si se considera una carga puntual P actuando en la sección (α_1, α_2) , se tiene:

$$k_w = \frac{w(x_1, x_2, \alpha_1, \alpha_2)}{w(x_1, x_2, \alpha_1)} = k_w(x_1, x_2, \alpha_1, \alpha_2)$$

siendo $w(x_1, x_2, \alpha_1, \alpha_2)$ la flecha producida por P en la sección (x_1, x_2) y $w(x_1, x_2, \alpha_1)$ la flecha en la sección anterior debido a la carga uniforme a lo ancho P/l_2 actuando en α_1 .

Por reciprocidad, $w(x_1, x_2, \alpha_1, \alpha_2) = w(\alpha_1, \alpha_2, x_1, x_2)$.

Conviene observar que tanto w_m como $(m_n)_m$ definido posteriormente, son funciones en general de (x_1, x_2) , coordenadas de la sección de estudio. Sin embargo, en la aplicación del método al cálculo de puentes se supone que aproximadamente son constantes a lo largo de la sección transversal x_2 . También es usual considerar a efectos de cálculo que k_w y k_m son funciones de x_2 solamente.

De las tablas 4.04 y 4.05 de la referencia (1) que contienen los valores de los coeficientes de excentricidad K_0 y K_1 (correspondientes a los casos extremos $\alpha = 0$ y $\alpha = 1$) se puede determinar K_α mediante la fórmula aproximada allí recomendada.

$$k_w = K_0 + K_1 \sqrt{\alpha} = K_\alpha$$

Utilizando la teoría consistente de la losa ortrótota desarrollada en el párrafo anterior, se obtiene K_α directamente.

De manera análoga se define el coeficiente de excentricidad de momentos longitudinales, es $k_m = \frac{m_{11}}{(m_{11})_m}$. En (1) se indica que a efectos prácticos puede suponerse $k_m = k_w$.

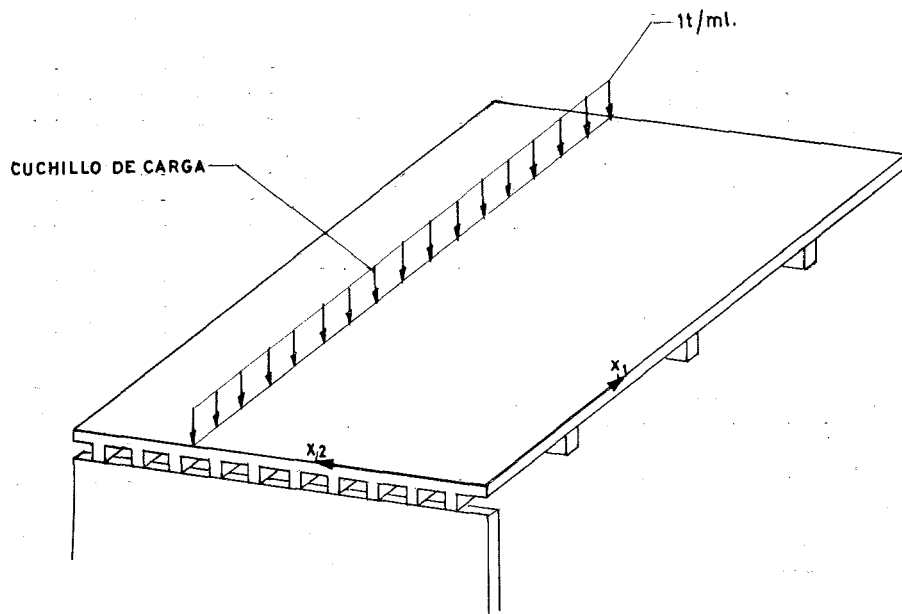


Fig. 5. — Descripción del cuchillo de carga.

TABLA I.—Coeficientes de excentricidad de flechas. Sección $X_1 = 0.5 l_1$.

SECCION DE ESTUDIO	SECCION DE APLICACION DE LA CARGA									Cálculo
	0	0.125	0.250	0.375	0.500	0.625	0.750	0.875	1.000	
	0	4.80 5.35 5.30	3.46 3.61 3.59	2.01 2.17 2.18	1.02 1.12 1.12	0.37 0.41 0.41	— 0.04 — 0.05 — 0.05	— 0.30 — 0.35 — 0.35	— 0.52 — 0.57 — 0.57	
0.125	3.45 3.61 3.59	2.65 2.81 2.79	1.92 2.00 1.99	1.26 1.28 1.28	0.71 0.71 0.71	0.31 0.28 0.28	— 0.02 — 0.05 — 0.05	— 0.26 — 0.32 — 0.32	— 0.51 — 0.57 — 0.57	A B C
0.250	2.01 2.17 2.18	1.92 2.00 1.99	1.77 1.79 1.78	1.43 1.43 1.42	1.02 1.01 1.01	0.66 0.62 0.62	0.30 0.27 0.27	— 0.02 — 0.05 — 0.05	— 0.30 — 0.35 — 0.35	A B C
0.375	1.02 1.12 1.12	1.26 1.28 1.28	1.44 1.43 1.42	1.48 1.47 1.45	1.32 1.28 1.27	1.01 0.96 0.96	0.66 0.58 0.62	0.31 0.28 0.28	— 0.04 — 0.05 — 0.05	A B C
0.500	0.37 0.41 0.41	0.71 0.71 0.71	1.02 1.01 1.01	1.32 1.28 1.27	1.45 1.40 1.39	1.32 1.28 1.27	1.02 1.01 1.01	0.71 0.71 0.71	0.37 0.41 0.41	A B C

TABLA II.—Coeficientes de excentricidad de momentos. Sección $X_1 = 0.5 l_1$.

SECCION DE ESTUDIO	SECCION DE APLICACION DE LA CARGA									Cálculo
	0	0.125	0.250	0.375	0.500	0.625	0.750	0.875	1.000	
	0	4.80 5.48 5.10	3.46 3.69 3.57	2.01 2.23 2.24	1.02 1.15 1.17	0.37 0.42 0.42	— 0.04 — 0.05 — 0.05	— 0.30 — 0.36 — 0.36	— 0.52 — 0.58 — 0.58	
0.125	3.45 3.61 3.50	2.65 2.91 2.80	1.92 2.07 2.00	1.26 1.32 1.31	0.71 0.72 0.73	0.31 0.28 0.28	— 0.02 — 0.05 — 0.05	— 0.26 — 0.33 — 0.33	— 0.51 — 0.59 — 0.59	A B C
0.250	2.01 2.13 2.14	1.92 2.03 1.97	1.77 1.90 1.80	1.43 1.50 1.44	1.02 1.05 1.04	0.66 0.63 0.64	0.30 0.26 0.27	— 0.02 — 0.07 — 0.07	— 0.30 — 0.38 — 0.38	A B C
0.375	1.02 1.05 1.07	1.26 1.27 1.26	1.44 1.49 1.42	1.48 1.59 1.49	1.32 1.35 1.29	1.01 1.00 0.99	0.66 0.62 0.63	0.31 0.25 0.26	— 0.04 — 0.10 — 0.10	A B C
0.500	0.37 0.34 0.35	0.71 0.69 0.69	1.02 1.03 1.02	1.32 1.35 1.29	1.45 1.53 1.43	1.32 1.35 1.29	1.02 1.03 1.02	0.71 0.69 0.69	0.37 0.34 0.35	A B C

TABLA III.—Coeficientes de excentricidad de flechas. Sección $X_1 = 0.5 l_1$.

SECCION DE ESTUDIO	SECCION DE APLICACION DE LA CARGA									Cálculo
	0	0.125	0.250	0.375	0.500	0.625	0.750	0.875	1.000	
	0	4.80 5.04 5.00	3.46 3.39 3.39	2.01 2.05 2.06	1.02 1.05 1.06	0.37 0.38 0.38	—0.04 —0.05 —0.05	—0.30 —0.33 —0.33	—0.52 —0.53 —0.53	
0.125	3.45 3.52 3.52	2.65 2.74 2.74	1.92 1.96 1.95	1.26 1.25 1.25	0.71 0.69 0.69	0.31 0.27 0.27	—0.02 —0.05 —0.05	—0.26 —0.31 —0.31	—0.51 —0.55 —0.55	A B C
0.250	2.01 2.17 2.18	1.92 2.00 2.00	1.77 1.79 1.78	1.43 1.43 1.43	1.02 1.01 1.02	0.66 0.62 0.62	0.30 0.27 0.27	—0.02 —0.05 —0.05	—0.30 —0.35 —0.35	A B C
0.375	1.02 1.13 1.14	1.26 1.30 1.30	1.44 1.45 1.45	1.48 1.49 1.48	1.32 1.29 1.29	1.01 0.98 0.98	0.66 0.62 0.63	0.31 0.28 0.28	—0.04 —0.05 —0.05	A B C
0.500	0.37 0.41 0.41	0.71 0.72 0.72	1.02 1.03 1.03	1.32 1.30 1.30	1.45 1.43 1.42	1.32 1.30 1.30	1.02 1.03 1.03	0.71 0.72 0.72	0.37 0.41 0.41	A B C

TABLA IV.—Coeficientes de excentricidad de momentos. Sección $X_1 = 0.5 l_1$.

SECCION DE ESTUDIO	SECCION DE APLICACION DE LA CARGA									Cálculo
	0	0.125	0.250	0.375	0.500	0.625	0.750	0.875	1.000	
	0	4.80 5.04 4.83	3.46 3.39 3.38	2.01 2.05 2.12	1.02 1.05 1.11	0.37 0.38 0.40	—0.04 —0.05 —0.05	—0.30 —0.33 —0.34	—0.52 —0.53 —0.55	
0.125	3.45 3.44 3.43	2.65 2.77 2.74	1.92 1.97 1.97	1.26 1.26 1.29	0.71 0.69 0.72	0.31 0.27 0.28	—0.02 —0.05 —0.05	—0.26 —0.31 —0.32	—0.51 —0.56 —0.57	A B C
0.250	2.01 2.07 2.15	1.92 1.98 1.98	1.77 1.86 1.81	1.43 1.47 1.44	1.02 1.03 1.04	0.66 0.62 0.64	0.30 0.26 0.26	—0.02 —0.06 —0.06	—0.30 —0.37 —0.38	A B C
0.375	1.02 1.04 1.09	1.26 1.26 1.29	1.44 1.47 1.45	1.48 1.57 1.52	1.32 1.34 1.31	1.01 0.99 1.00	0.66 0.61 0.64	0.31 0.25 0.26	—0.04 —0.10 —0.10	A B C
0.500	0.37 0.34 0.35	0.71 0.68 0.71	1.02 1.03 1.05	1.32 1.34 1.31	1.45 1.52 1.46	1.32 1.34 1.31	1.02 1.03 1.05	0.71 0.68 0.71	0.37 0.34 0.35	A B C

A efectos comparativos se ha supuesto que la carga actuante estaba constituida por un cuchillo de carga uniforme extendida a lo largo de la luz de la losa (fig. 5) y se ha aproximado mediante uno o varios armónicos.

En las tablas I y II se comparan los resultados A, que corresponden al método de Guyon-Massonet-Rowe, con los resultados B y C, que se deducen de la teoría de la losa ortótropa con 1 y 5 armónicos, respectivamente.

En dichas tablas I y II se ha supuesto que w_m y $(m_{11})_m$ no variaban a lo largo de la sección $x_1 = \frac{l_1}{2}$, a efectos comparativos con el método de Guyon-Massonet-Rowe, ya que la definición del texto implicaría la pérdida de la simetría en la tabla I.

En las tablas III y IV se presentan los resultados de los coeficientes de excentricidad, utilizando la definición que se indica en el texto. Se comprueba la pérdida de simetría.

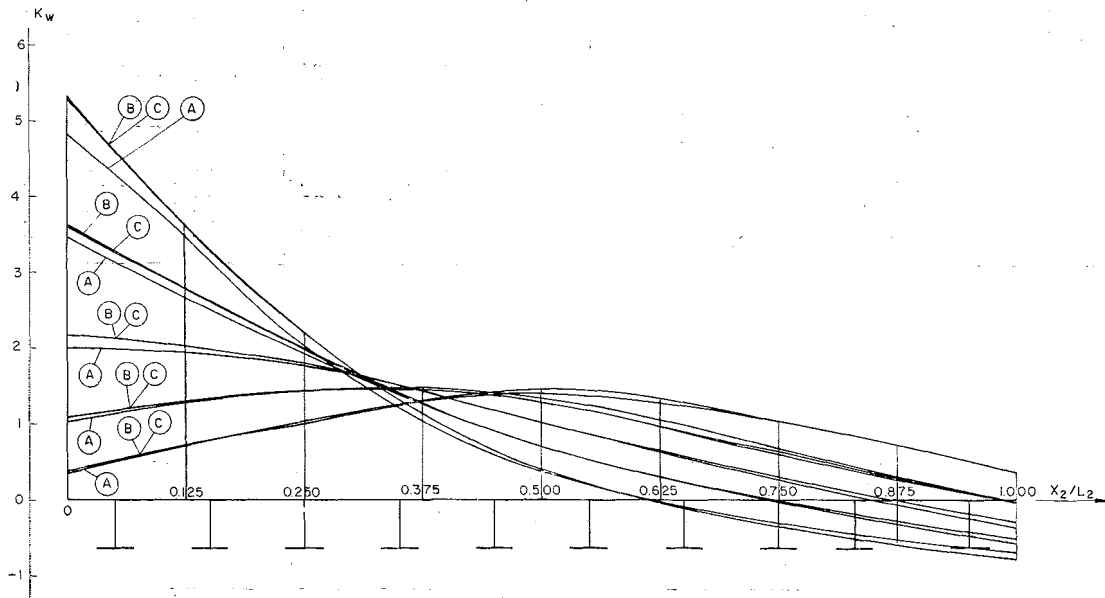


Fig. 6. — Coeficiente de excentricidad de flechas en $0.5 l_1$.

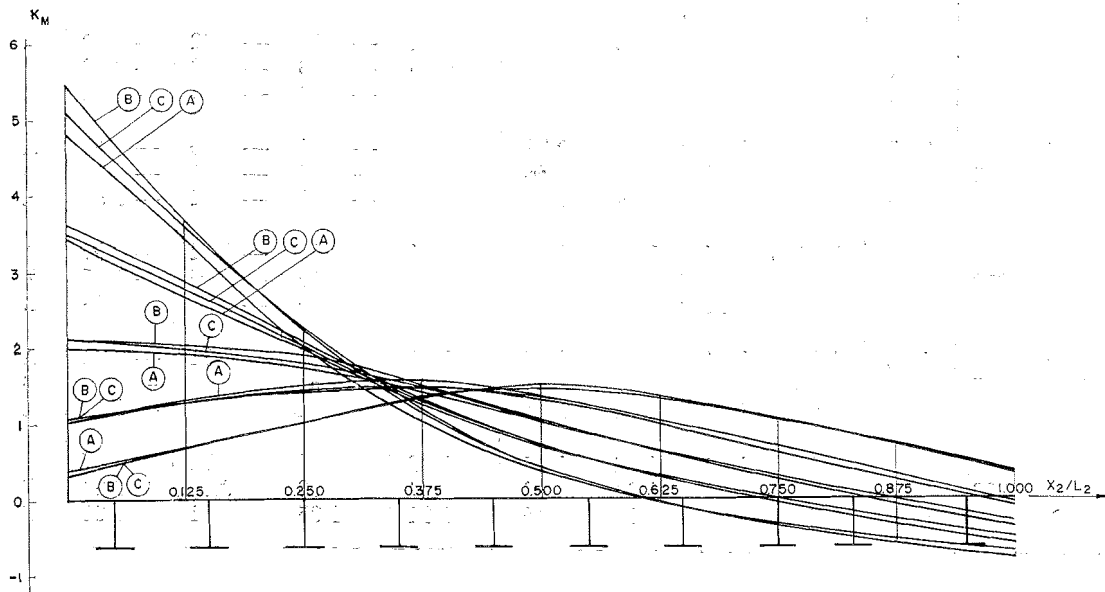


Fig. 7. — Coeficiente de excentricidad de momentos en $0.5 l_1$.

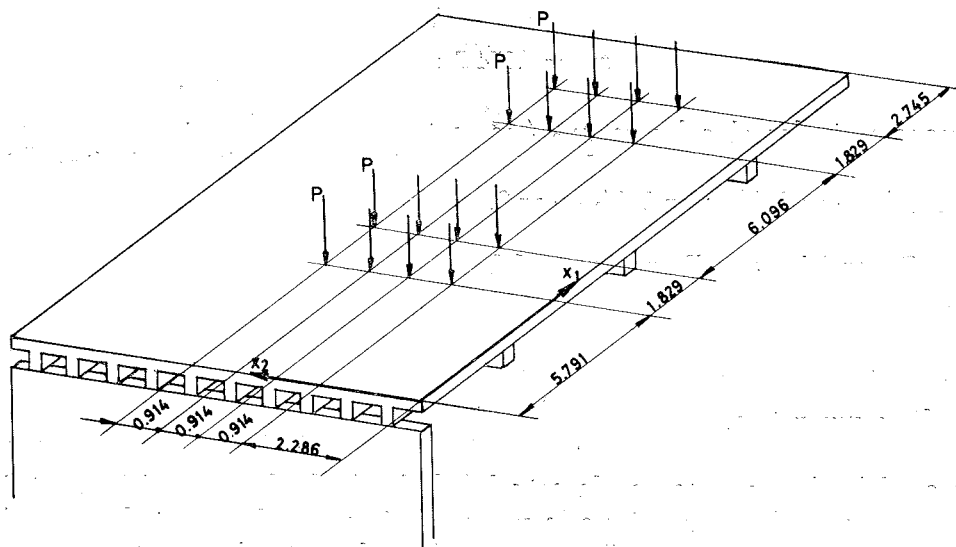


Fig. 8. — Situación del tren de cargas en el cálculo de m_{11} .

En las figuras 6 y 7 se representan las curvas obtenidas en las tablas I y II. Se puede considerar, a efectos teóricos, que la solución de la placa ortótropa con 5 armónicos es la más aproximada a una solución elástica consistente y en lo que sigue se denominará solución "exacta".

b) Cálculo de esfuerzos producidos por un tren de cargas.

Se determina primeramente el esfuerzo m_{11} (momento flector unitario longitudinal) producido por el tren de cargas que se indica en la figura 8, obteniéndose los siguientes resultados para la sección $x_1 = 0.416 l_1$, $x_2 = 0.075 l_2$ ($x_1 = 7.609$ m; $x_2 = 1.143$ m).

Utilizando el método de la referencia (1), Guyon-Massonet-Rowe:

$$m_{11} = 1.1 \times 5.742 P = 6.020 P \text{ mt/ml.}$$

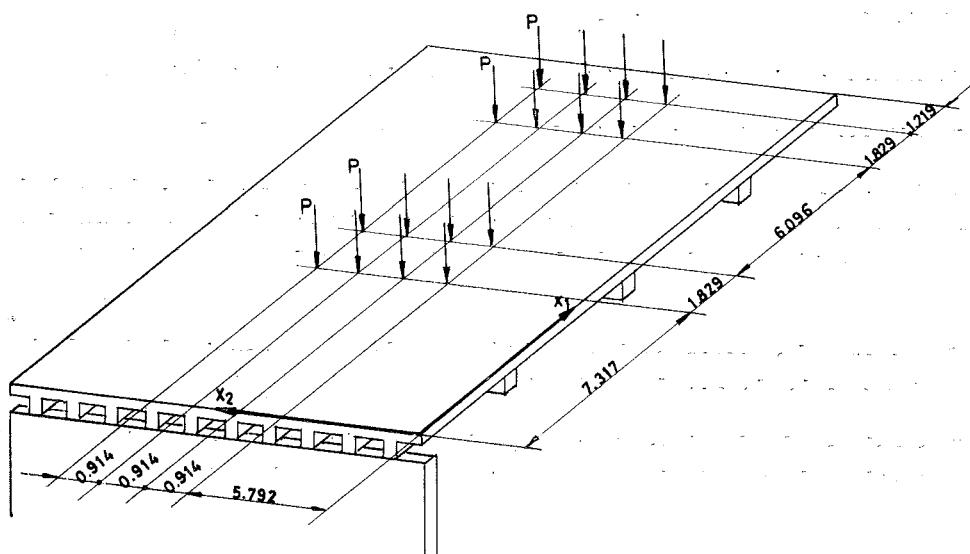


Fig. 9. — Situación del tren de cargas en el cálculo de m_{22} .

Mediante la teoría de la losa ortótropa descrita (5 armónicos):

$$m_{11} = 5.974 P \text{ mt/ml.}$$

De manera similar el esfuerzo m_{22} (momento flector unitario transversal) producido por el tren de cargas anterior situado en la posición que se indica en la figura 9, alcanza en la sección $x_1 = 0,5 l_1$ $x_2 = 0,5 l_2$ ($x_1 = 9.145$ m, $x_2 = 7.620$ m) el valor siguiente:

Según Guyon-Massonet-Rowe, $m_{22} = 1.148 P$ mt/ml.

Teoría de la losa ortótropa, $m_{22} = 1.167 P$ mt/ml.

1.5. Estudio comparativo.

La gran difusión que tiene en la actualidad el método de Guyon-Massonet-Rowe, se debe a que su aparición es anterior a la utilización intensa del computador para el cálculo de estructuras y a la existencia de ábacos muy adecuados para el proyecto [véase (1) y (5)], pero su empleo implica una serie de limitaciones y aproximaciones que se comentan a continuación:

a) La formulación es poco adecuada para su programación en un computador.

b) En las condiciones de contorno del borde libre se supone el coeficiente de Poisson nulo.

c) En el cálculo de los momentos longitudinales (y flechas) se considera sólo un primer término de la serie de Fourier. La contribución de los términos despreciados se supone sustituida por un incremento arbitrario (10 por 100) de los resultados.

d) El método sólo es aplicable a valores del parámetro torsional α , comprendidos entre 0 y 1; y la tabulación y ábacos sólo existe en número limitado de puntos y para las situaciones extremas ($\alpha = 0$ y $\alpha = 1$), adoptándose para valores intermedios de α una fórmula aproximada (lineal con $1/\alpha$).

Por el contrario, el método de la losa ortótropa exige necesariamente para su aplicación un computador, aunque de tamaño pequeño, pero la programación de la formulación matricial, tal como aquí se presenta, es inmediata y completamente general sin ninguna de las limitaciones anteriores.

Desde un punto de vista numérico se comprueba en el ejemplo que se presenta:

a) Las líneas de influencia de flechas y momentos no coinciden.

Sin embargo, como se ha indicado en (2) y (3), se nota que los valores de las líneas de influencia para momentos flectores longitudinales debajo de la carga pueden ser mayores que los obtenidos por el método de Guyon-Massonet-Rowe, multiplicados por el factor 1.1.

b) Se comprueba, como es bien sabido, que la convergencia de las flechas es, en general, mejor que la de sus derivadas (momentos y cortantes).

c) Los valores de desplazamientos y esfuerzos obtenidos en ambos métodos, en general, coinciden dentro de la aproximación necesaria en la práctica.

2. LAMINA PLEGADA

2.1. Introducción.

El método de la losa ortótropa, si bien estructuralmente consistente, presenta una serie de inconvenientes en su aplicación práctica al cálculo de tableros de puentes reales. La sustitución del tablero del puente por una losa ortótropa "equivalente" exige la determinación de sus características elásticas, k_{ij} ($i, j = 1, 2$) en función de la geometría del tablero (sección transversal alveolar, de vigas, etc.) y de las propiedades elásticas, problema que puede presentar serias dificultades (6). Por otro lado, la estructura del tablero formada por vigas y forjados queda encubierta por unas características medias en la losa ortótropa, que no permite dicha distinción, y, por tanto, tableros con un número reducido de vigas o con una separación muy grande entre las mismas no pueden ser analizados adecuadamente mediante la teoría de la losa ortótropa. Por último, los esfuerzos de tipo laja; por ejemplo, la distribución de las tensiones cortantes en la sección y en particular en el contacto del alma y forjado, no pueden ser determinados con este tipo de teorías.

Se ve, pues, que se hace necesario un planteamiento estructural que considere al tablero como formado por placas de forjado y vigas. Ejemplos con estas características se encuentran en los estudios desarrollados en (7), (8) y (9), entre otros.

2.2. Teoría general de las láminas plegadas prismáticas.

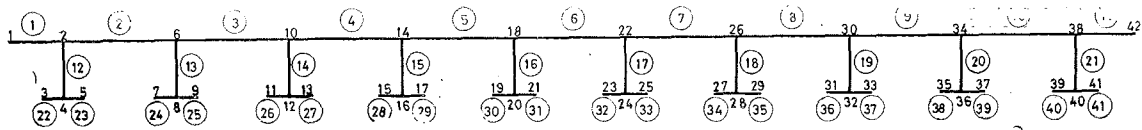
Es posible comprobar que utilizando los métodos matriciales de cálculo de estructuras se puede analizar cualquier estructura prismática formada por placas ortótropas y vigas, conectadas entre sí arbitrariamente, como se indica, por ejemplo, en (7) y (9). Basta para ello determinar la matriz de rigidez de la losa con fuerzas en su plano, que es muy simple, y considerar la matriz de rigidez de la losa a flexión anteriormente obtenida (caso losa ortótropa) y ensamblarlas de forma general, entre los distintos elementos, utilizando las técnicas normales de cálculo matricial de estructuras.

Sin embargo, si se utilizan hipótesis simplificadoras aceptadas para láminas plegadas largas, el esfuerzo de cálculo puede reducirse extraordinariamente con respecto al caso general.

Sin entrar en la discusión de las ventajas de dichas simplificaciones se presenta a continuación el cálculo del ejemplo anterior, sin considerar la existencia de traviesas por conveniencia del cálculo, utilizándose la teoría de láminas plegadas largas expuesta en varias publicaciones (10) y revisada en (4).

2.3. Ejemplo.

La idealización del tablero del puente de la figura 4 es inmediata en la aplicación de la teoría de láminas plegadas, y la sección transversal considerada puede verse en la figura 10.



1 - ARISTA 1

① - LOSA 1

Fig. 10. — Idealización del tablero del puente mediante una estructura laminar plegada.

La idealización mediante losa ortótropa no es tan directa, y se han supuesto las siguientes características:

$$l_1 = 18,19 \text{ m.}$$

$$l_2 = 15,24 \text{ m.}$$

$$\nu_1 = \nu_2 = 0,15.$$

$$i = 0,033711468 \text{ m}^4/\text{m.}$$

$$j = 0,000281250 \text{ m}^4/\text{m.}$$

$$i_0 = 0,003103710 \text{ m}^4/\text{m.}$$

$$j_0 = 0,00056250 \text{ m}^4/\text{m.}$$

$$E = 2300000 \text{ t/m}^2.$$

que corresponde a los siguientes parámetros en los que se ha considerado la condición de Betti $k_1 = k_2 = \nu_1 k_{22}$:

$$\theta = 3,309 \quad \cos \alpha = 0,2725$$

De forma similar al apartado 1.4 se estudian dos situaciones: a) Líneas de influencia. b) Cálculo de esfuerzos producidos por un tren de cargas.

a). Líneas de influencia.

Como ambos métodos, losa ortótropa y lámina plegada, exigen en general un computador, no parece adecuado para su aplicación la introducción de los conceptos de coeficiente de excentricidad, ya que los esfuerzos se obtienen directamente sin necesidad de las tabulaciones previas de los coeficientes k_w y k_m .

En las tablas V, VI y VII se representan los resultados obtenidos con los dos métodos de cálculo, correspondientes a flechas, tensiones normales de flexión longitudinal y momentos transversales, respectivamente.

Conviene aclarar que las tensiones normales longitudinales del cálculo en losa ortótropa se han deducido a partir de m_{11} mediante la fórmula siguiente:

$$S = m_{11} \frac{v}{i}$$

siendo v la distancia de la fibra neutra a la fibra media superior del ala de la sección transversal.

En este caso:

$$v = 0,2981 \text{ m.} \quad i = 0,033711468 \text{ m}^4/\text{m.}$$

resultando:

$$v/i = 8,8427 \text{ m}^{-3}$$

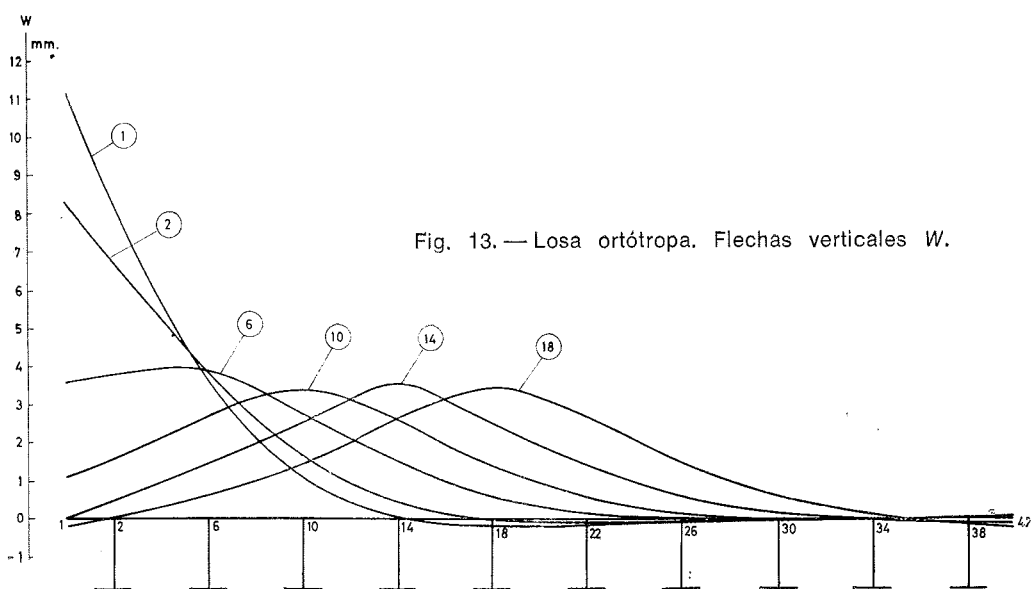
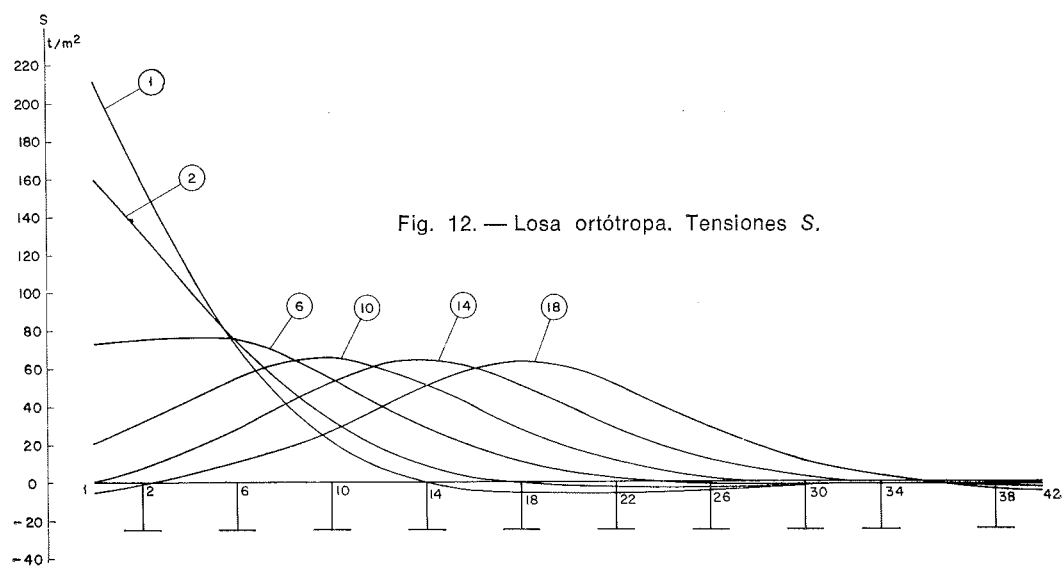
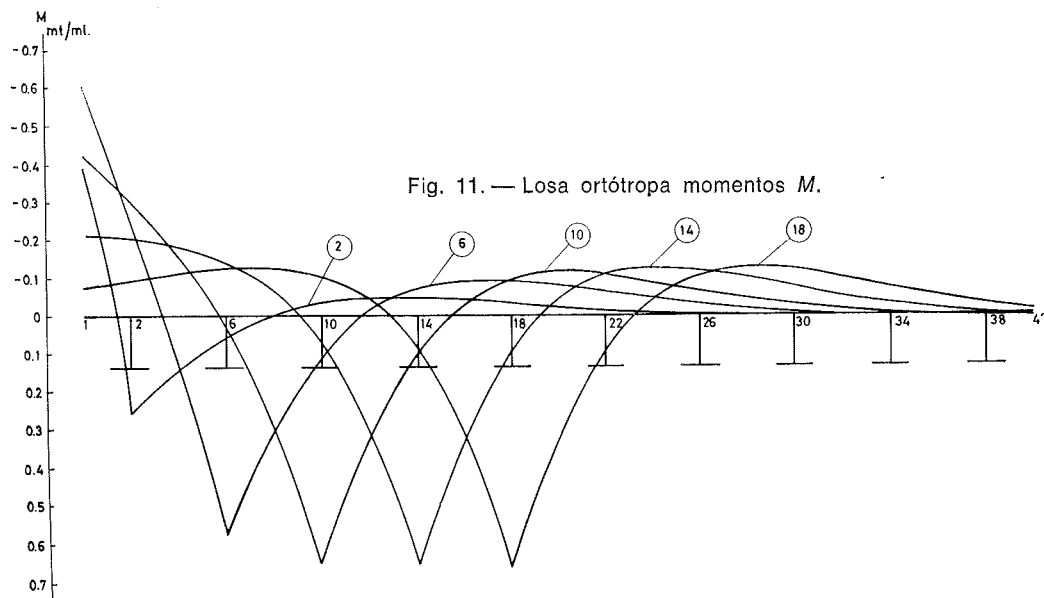
Por último, en la tabla VIII se representan los esfuerzos cortantes T en la unión

TABLA V.—Flechas verticales W (mm)

SITUACION DE LA CARGA	SECCION EN ESTUDIO													LOSA ORTOTOPA	LAMINA PLEGADA
	1	2	6	10	14	18	22	26	30	34	38	42			
1	11.15	8.22	3.60	1.05	0.01	-0.26	-0.23	-0.13	-0.06	-0.01	-0.01	0.02			
2	8.22	6.80	3.81	1.60	0.43	-0.03	-0.13	-0.11	-0.06	-0.02	-0.00	0.01			
2-6	5.65	5.27	3.97	2.17	0.89	0.22	-0.03	-0.08	-0.06	-0.04	-0.01	-0.00			
6	3.60	3.81	3.91	2.76	1.41	0.53	0.11	-0.04	-0.06	-0.05	-0.02	-0.01			
6-10	2.08	2.56	3.44	3.25	2.00	0.92	0.30	0.03	-0.05	-0.06	-0.04	-0.03			
10	1.05	1.59	2.76	3.44	2.62	1.41	0.56	0.13	-0.03	-0.06	-0.06	-0.06			
10-14	0.39	0.90	2.04	3.17	3.14	1.98	0.93	0.31	0.03	-0.06	-0.08	-0.09			
14	0.01	0.43	1.41	2.62	3.67	2.59	1.40	0.57	0.13	-0.04	-0.11	-0.13			
14-18	-0.19	0.13	0.91	1.99	3.12	3.11	1.97	0.93	0.30	0.01	-0.13	-0.18			
18	-0.26	-0.03	0.53	1.41	2.59	3.43	2.58	1.40	0.56	0.11	-0.13	-0.23			
18-22	-0.26	-0.11	0.27	0.93	1.97	3.10	3.10	1.97	0.93	0.27	-0.11	-0.26			
1	13.40	9.50	3.59	0.78	-0.07	-0.16	-0.10	-0.11	-0.19	-0.34	-0.51	-0.60			
2	9.50	7.52	3.84	1.49	0.43	0.08	-0.02	-0.07	-0.16	-0.29	-0.44	-0.51			
2-6	6.15	5.58	4.06	2.19	0.94	0.32	0.07	-0.04	-0.13	-0.24	-0.36	-0.43			
6	3.59	3.84	4.01	2.84	1.47	0.60	0.18	-0.00	-0.10	-0.19	-0.29	-0.34			
6-10	1.85	2.48	3.55	3.37	2.06	0.95	0.33	0.06	-0.06	-0.14	-0.22	-0.26			
10	0.78	1.49	2.84	3.56	2.66	1.39	0.56	0.15	-0.01	-0.01	-0.16	-0.19			
10-14	0.20	0.84	2.11	3.26	3.16	1.94	0.88	0.30	0.05	-0.05	-0.11	-0.14			
14	-0.07	0.43	1.47	2.66	3.37	2.52	1.32	0.53	0.15	0.00	-0.07	-0.11			
14-18	-0.16	0.20	0.97	1.99	3.09	3.05	1.88	0.87	0.31	0.07	-0.04	-0.09			
18	-0.16	0.08	0.60	1.39	2.52	3.27	2.48	1.32	0.56	0.18	-0.02	-0.10			
18-22	-0.13	-0.02	-0.35	0.91	1.90	3.02	3.02	1.90	0.91	0.35	-0.02	-0.13			

TABLA VI.—Tensiones normales longitudinales. S (t/m²)

SITUACION DE LA CARGA	SECCION EN ESTUDIO												LOSAS ORTOTOPA	LAMINA PLEGADA
	1	2	6	10	14	18	22	26	30	34	38	42		
1	211	160	73	21	—0	—5	—5	—3	—1	—0	—0	—0	—1	—1
2	160	132	76	32	8	—1	—3	—2	—1	—0	—0	—0	—1	—1
2-6	113	103	77	44	18	4	—1	—2	—1	—1	—1	—1	—1	—1
6	73	76	76	55	28	11	2	—1	—1	—1	—1	—1	—1	—1
6-10	42	52	67	63	41	18	6	0	—1	—1	—1	—1	—1	—1
10	21	32	55	67	52	28	11	3	—0	—1	—1	—1	—1	—1
10-14	8	18	41	61	61	40	19	6	0	—1	—1	—1	—1	—1
14	0	9	29	52	65	51	28	11	3	—1	—1	—1	—1	—1
14-18	—4	3	18	40	60	60	40	19	6	0	—1	—1	—1	—1
18	—5	—1	11	28	51	64	51	28	11	2	—2	—2	—2	—2
18-22	—5	—1	6	19	40	60	60	40	19	6	—1	—1	—1	—1
1	127	121	84	47	22	8	0	—5	—9	—15	—24	—30	—24	—30
2	112	106	77	48	26	12	4	—2	—7	—13	—20	—26	—20	—26
2-6	96	91	71	50	31	16	7	1	—5	—10	—17	—22	—17	—22
6	80	76	64	51	35	21	11	3	—2	—7	—13	—18	—13	—18
6-10	65	63	58	50	39	26	14	6	0	—5	—10	—14	—10	—14
10	52	50	50	48	42	30	19	10	3	—2	—7	—10	—7	—10
10-14	40	39	43	46	43	35	24	14	6	—1	—4	—6	—4	—6
14	30	30	35	41	43	38	29	18	10	4	—1	—3	—1	—3
14-18	22	22	28	36	41	41	34	23	14	7	3	1	3	1
18	15	16	21	30	38	41	38	29	19	11	6	5	6	5
18-22	10	10	16	24	34	40	40	34	24	16	10	10	10	10



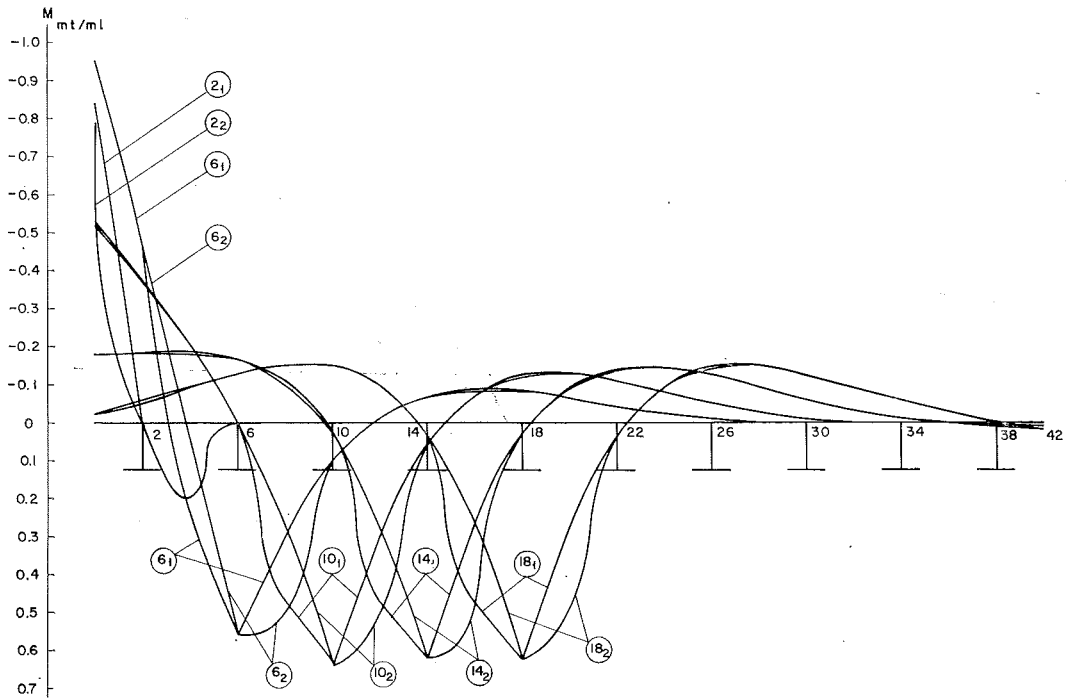


Fig. 14. — Lámina plegada momentos M .

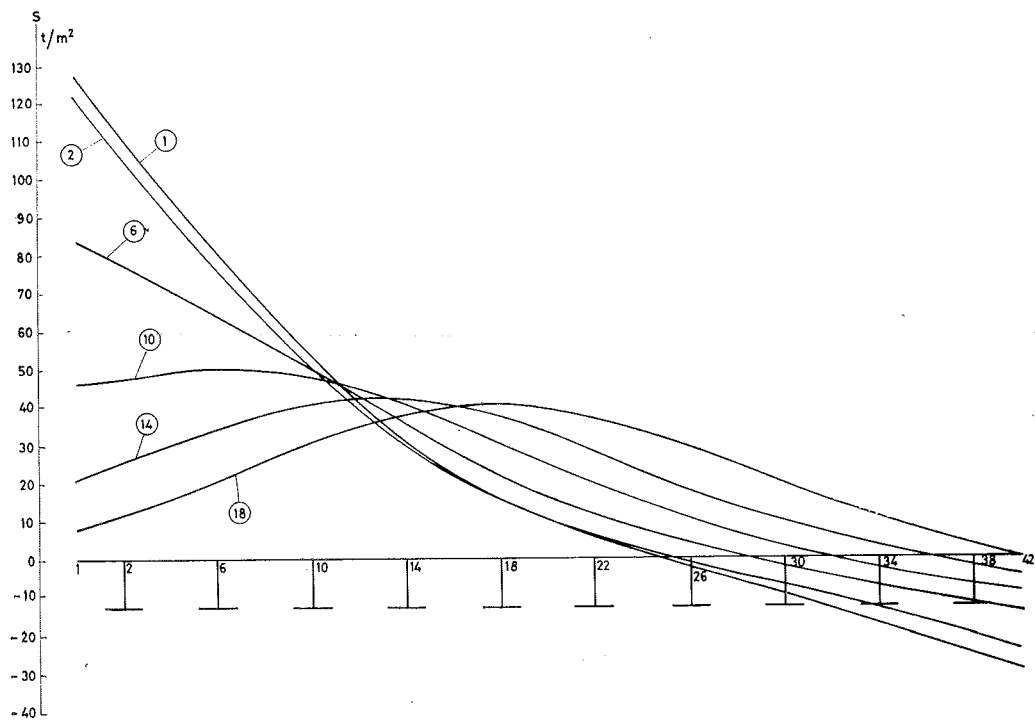


Fig. 15. — Lámina plegada. Tensiones S .

entre losas. Como es bien conocido, estos esfuerzos no pueden ser deducidos, en principio, mediante ninguna idealización del tipo de la losa ortótropa.

Las figuras 11, 12, 13, 14, 15, 16 y 17 representan los resultados deducidos mediante los métodos de la lámina plegada y losa ortótropa.

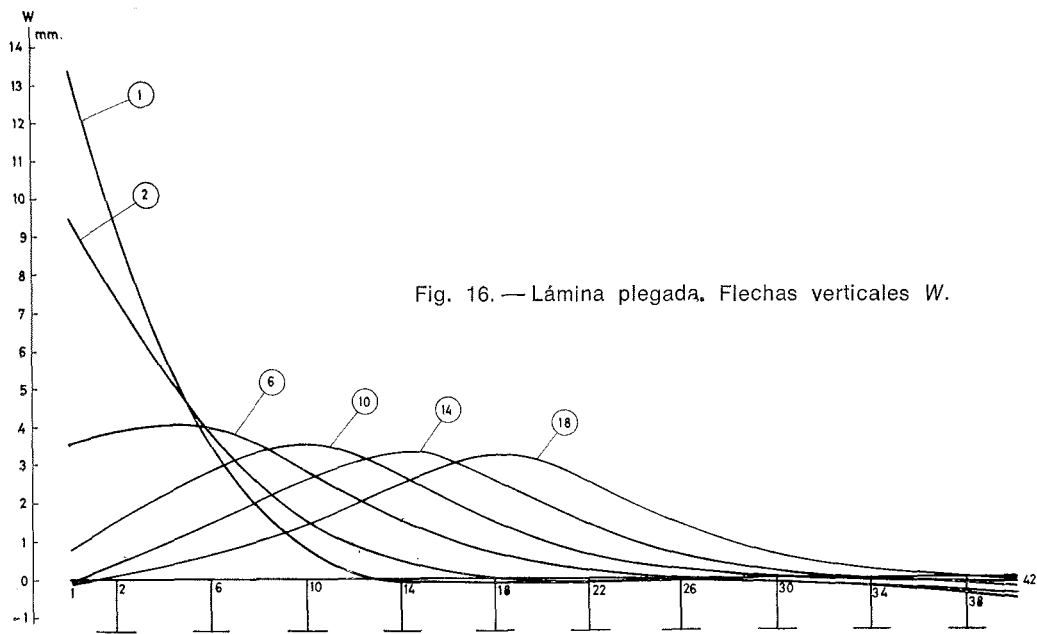


Fig. 16. — Lámina plegada. Flechas verticales W .

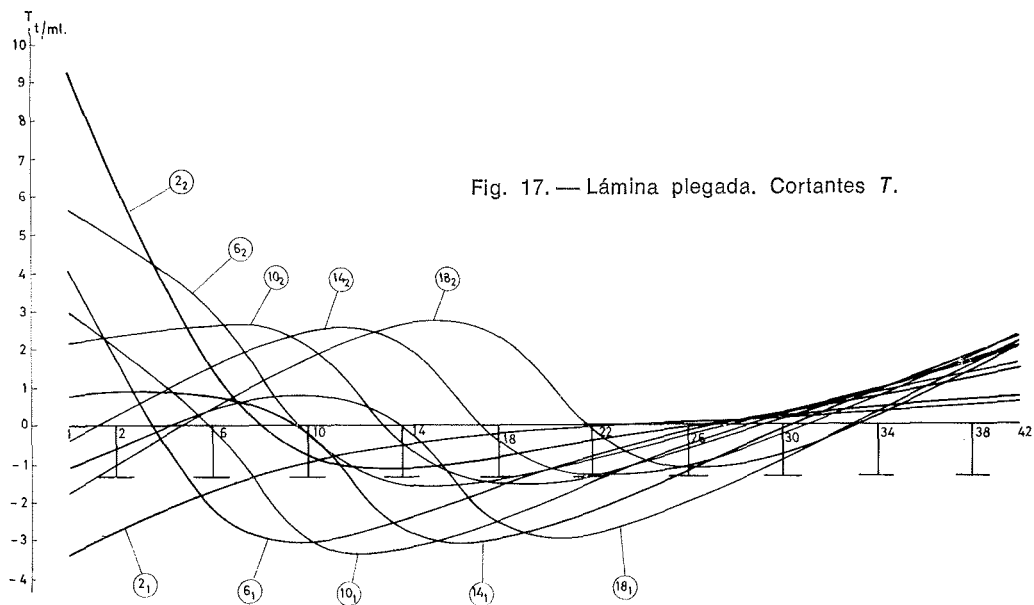


Fig. 17. — Lámina plegada. Cortantes T .

b) Cálculo de esfuerzos producidos por un tren de cargas.

El esfuerzo m_{11} (momento flector unitario longitudinal) en la sección $x_1 = 0,416 l_1$, $x_2 = 0,050 l_2$ ($x_1 = 7,609$, $x_2 = 0,762$ o la arista 2 en la lámina plegada) es según el caso:

— Losa ortótropa (5 armónicos), $m_{11} = 4,471$ m t/m l, que produce una tensión en la cara superior de la losa de $S = 8,8427 \cdot 4,471 = 40$ t/m².

— Lámina plegada (5 armónicos) resulta directamente: $S = 53$ t/m².

De forma similar se obtiene m_{22} (momento flector unitario transversal) en la sección $x_1 = 0,50 l_1$ y $x_2 = 0,50 l_2$ ($x_1 = 9,145$, $x_2 = 7,620$, que corresponde en la lámina plegada al centro del vano entre las aristas 18-22), que es según el caso:

— Losa ortótropa (5 armónicos), $m_{22} = 0,282$ m t/m l.

— Lámina plegada (5 armónicos), $m_{22} = 0,240$ m t/m l.

TABLA VII.—Momentos M (mt/ml)

SITUACION DE LA CARGA	LOSA 1		LOSA 2		LOSA 3		LOSA 4		LOSA 5		LOSA 6		LOSA 7		LOSA 8		LOSA 9		LOSA 10		LOSA 11		
	I	2 ₁	2 ₂	6 ₁	6 ₂	10 ₁	10 ₂	14 ₁	14 ₂	18 ₁	18 ₂	22 ₁	22 ₂	26 ₁	26 ₂	30 ₁	30 ₂	34 ₁	34 ₂	38 ₁	38 ₂	42	
		1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11	
1	0.0	-0.39	-0.39	-0.60	-0.60	-0.42	-0.42	-0.21	-0.21	-0.08	-0.08	-0.01	-0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.0	0.26	-0.26	-0.24	-0.24	-0.30	-0.30	-0.20	-0.20	-0.09	-0.09	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2-6	0.0	0.14	0.14	-0.14	0.14	-0.16	-0.16	-0.18	-0.18	-0.11	-0.11	-0.05	-0.05	-0.02	-0.02	-0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.0	0.06	0.06	0.58	0.58	0.03	0.03	-0.14	-0.14	-0.13	-0.13	-0.08	-0.08	-0.03	-0.03	-0.01	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6-10	0.0	-0.00	-0.00	0.30	0.30	0.29	0.29	-0.06	-0.06	-0.13	-0.13	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.02	-0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.0	-0.03	-0.03	0.11	0.11	0.66	0.66	-0.08	-0.08	-0.11	-0.11	-0.12	-0.12	-0.07	-0.07	-0.03	-0.03	-0.01	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
10-14	0.0	-0.04	-0.04	-0.01	-0.01	-0.03	0.33	0.32	0.32	-0.05	-0.05	-0.13	-0.13	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.02	-0.02	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.0	-0.04	-0.04	-0.07	-0.07	0.10	0.10	0.66	0.66	0.09	0.09	-0.11	-0.11	-0.12	-0.12	-0.07	-0.07	-0.03	-0.03	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
14-18	0.0	-0.04	-0.04	-0.09	-0.09	-0.03	-0.03	0.32	0.32	0.32	0.32	-0.05	-0.05	-0.12	-0.12	-0.09	-0.09	-0.04	-0.04	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01
18	0.0	-0.03	-0.03	-0.09	-0.09	-0.10	-0.10	0.09	0.09	0.66	0.66	0.09	0.09	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.06	-0.06	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01
18-22	0.0	-0.02	-0.02	-0.08	-0.08	-0.12	-0.12	-0.04	-0.04	0.32	0.32	0.32	0.32	-0.04	-0.04	-0.12	-0.12	-0.08	-0.08	-0.02	-0.02	-0.02	-0.02
1	0.0	-0.84	-0.79	-0.96	-0.96	-0.53	-0.52	-0.18	-0.18	-0.02	-0.02	0.02	+0.02	0.02	+0.02	0.01	+0.01	0.00	+0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
2	0.0	0.00	+0.00	-0.46	-0.46	-0.38	-0.37	-0.18	-0.18	-0.06	-0.06	-0.00	0.00	0.01	+0.01	0.01	+0.01	0.00	+0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
2-6	0.0	0.00	+0.20	0.24	+0.04	-0.21	-0.21	-0.19	-0.19	-0.09	-0.09	-0.03	-0.03	-0.00	0.00	0.00	+0.00	0.00	+0.00	-0.00	-0.00	+0.00	+0.00
6	0.0	-0.00	+0.00	0.56	+0.56	-0.01	-0.01	-0.17	-0.17	-0.13	-0.13	-0.06	-0.06	-0.01	-0.01	0.00	+0.00	0.00	+0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
6-10	0.0	-0.00	+0.00	0.30	+0.50	0.47	+0.27	-0.11	-0.10	-0.15	-0.15	-0.09	-0.09	-0.03	-0.03	-0.00	0.00	0.00	+0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
10	0.0	0.00	0.00	0.10	+0.10	0.63	+0.64	0.03	+0.03	-0.15	-0.15	-0.12	-0.12	-0.06	-0.06	-0.01	-0.01	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
10-14	0.0	0.00	0.00	-0.01	-0.01	0.30	+0.50	0.47	+0.27	-0.10	-0.10	-0.15	-0.15	-0.09	-0.09	-0.03	-0.03	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
14	0.0	0.00	0.00	-0.07	-0.07	0.06	+0.06	0.62	+0.62	0.03	+0.03	-0.15	-0.15	-0.12	-0.12	-0.05	-0.05	-0.01	-0.01	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
14-18	0.0	0.00	0.00	-0.08	-0.09	-0.07	-0.07	0.27	+0.47	0.47	+0.27	-0.09	-0.09	-0.14	-0.14	-0.08	-0.08	-0.03	-0.03	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
18	0.0	0.00	0.00	-0.08	-0.08	-0.12	-0.13	0.03	+0.03	0.62	+0.62	0.03	+0.03	-0.14	-0.14	-0.11	-0.11	-0.04	-0.04	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
18-22	0.0	0.00	-0.00	-0.06	-0.06	-0.13	-0.13	-0.09	-0.09	0.27	-0.47	0.47	0.27	-0.09	-0.09	-0.15	-0.15	-0.06	-0.06	-0.00	-0.00	0.00	0.00

SITUACION DE LA CARGA

TABLA VIII.—Cortantes T (t/ml) en 0.0 × L

SITUACION DE LA CARGA	LOSA 1		LOSA 2		LOSA 3		LOSA 4		LOSA 5		LOSA 6		LOSA 7		LOSA 8		LOSA 9		LOSA 10		LOSA 11	
	1	2 ₁	2 ₂	6 ₁	6 ₂	10 ₁	10 ₂	14 ₁	14 ₂	18 ₁	18 ₂	22 ₁	22 ₂	26 ₁	26 ₂	30 ₁	30 ₂	34 ₁	34 ₂	38 ₁	38 ₂	42
1	0.0	3.33	9.18	-4.17	5.68	-3.07	2.19	-0.77	-0.44	1.11	-1.85	2.09	-2.37	2.34	-2.38	2.14	-2.09	1.63	-1.52	0.76	-0.53	0.0
2	0.0	2.83	6.40	-1.87	4.83	-2.13	2.33	-0.79	-0.23	0.58	-1.09	1.45	-1.72	1.80	-1.89	1.74	-1.73	1.36	-1.29	0.65	-0.45	0.0
2-6	0.0	2.25	3.65	0.37	4.06	-1.20	2.50	-0.81	-0.92	0.04	-0.31	0.81	-1.07	1.25	-1.39	1.33	-1.37	1.10	-1.06	0.54	-0.54	0.0
6	0.0	1.68	1.35	2.11	3.01	-0.04	2.63	-0.74	1.56	-0.42	0.44	0.20	-0.41	0.70	-0.88	0.92	-1.01	0.84	-0.83	0.43	-0.30	0.0
6-10	0.0	1.29	-0.05	2.84	1.32	1.54	2.65	-0.46	2.09	-0.75	1.16	-0.36	0.24	0.17	-0.37	0.51	-0.65	0.57	-0.61	0.32	-0.23	0.0
10	0.0	0.99	-0.78	2.92	-0.29	2.91	2.17	0.26	2.45	-0.86	1.80	-0.81	0.90	-0.34	0.15	0.10	-0.27	0.30	-0.38	0.20	-0.16	0.0
10-14	0.0	0.75	-1.12	2.77	-1.21	3.37	0.87	1.58	2.62	-0.68	2.31	-1.11	1.53	-0.80	0.70	-0.31	0.11	0.02	-0.14	0.08	-0.10	0.0
14	0.0	0.56	-1.17	2.44	-1.58	3.25	-0.50	2.81	2.22	0.01	2.65	-1.18	2.10	-1.17	1.26	-0.72	0.54	-0.28	0.10	-0.05	-0.03	0.0
14-18	0.0	0.40	-1.06	2.02	-1.65	2.95	-1.28	3.20	0.97	1.34	2.80	-0.95	2.55	-1.40	1.82	-1.10	1.01	-0.60	0.40	-0.21	0.02	0.0
18	0.0	0.28	-0.85	1.56	-1.51	2.53	-1.57	3.06	-0.38	2.58	2.39	-0.21	2.86	-1.41	2.34	-1.41	1.51	-0.93	0.73	-0.41	0.09	0.0
18-22	0.0	0.18	-0.63	1.13	-1.26	2.04	-1.58	2.77	-1.14	2.99	1.13	1.13	2.99	-1.14	2.77	-1.58	2.04	-1.26	1.13	-0.63	0.18	0.0

SITUACION DE LA CARGA

LAMINA PLEGADA

2.4. Estudio comparativo (losa ortótropa-lámina plegada).

En los resultados del ejemplo anterior pueden observarse ciertas diferencias en los valores de las flechas (w) obtenidas mediante los dos métodos, que se incrementan en el caso de los momentos flectores transversales (M) y tensiones longitudinales (S).

La explicación de esta diferencia ha de buscarse, por una parte en las características del puente, cuya relación luz/ancho es relativamente pequeña y probablemente con mayores relaciones estas diferencias serían menores. Por otro lado, el modelo matemático de la lámina plegada describe más aproximadamente el comportamiento real elástico del tablero, que la losa ortótropa. En efecto, en este último método sólo se obtienen valores medios de resultados, a lo largo de la sección transversal, ya que en su idealización no se distinguen entre vigas y forjados y sí sólo unas características medias constantes en toda la sección transversal. En cambio, el método de la lámina plegada, tal vez describe con excesivo detalle el comportamiento del tablero, reproduciendo discontinuidades de tipo local, que si bien son reales, puede carecer de importancia su consideración, en ciertos tipos de puentes, como el que constituye el ejemplo del apartado anterior. En particular, los valores de M se comprueba varían a un lado y otro de la intersección del alma con el forjado.

También puede observarse en este estudio comparativo la dificultad que surge en la obtención de las constantes ($k_{i,j}$) de la losa ortótropa equivalente a un tablero real. A este respecto la ventaja de la lámina plegada es evidente.

3. CONCLUSIONES

Si bien un estudio más exhaustivo se hace necesario, con objeto de obtener resultados más definitivos, en particular con referencia a la importancia de la relación luz/ancho, número de vigas y su separación, espesor del forjado, forma de la sección transversal, etc., se puede presentar las siguientes conclusiones provisionales:

1. La losa ortótropa parece constituir un modelo matemático más adecuado y consistente que el método de Guyon-Massonet-Rowe. Las ventajas de este último con respecto a tabulación y simplificación en su aplicación al proyecto están actualmente muy disminuidos tras el uso extensivo del computador en la ingeniería civil.
2. La losa ortótropa, y con igual motivo el método de Guyon-Massonet-Rowe, presenta la dificultad, en su aplicación, de la traducción de las constantes físicas reales en los parámetros del modelo matemático.
3. La losa ortótropa es incapaz de obtener, en principio, los esfuerzos en el plano medio de la losa (por ejemplo, cortantes de unión entre alma y forjado).
4. La lámina plegada constituye un modelo matemático más avanzado en su representación del tablero de un puente que la losa ortótropa. En efecto, permite, por un lado, manejar situaciones de distintos tipos de sección no homogéneas (distintas separaciones o características mecánicas de las vigas longitudinales) y sus resultados, por otra parte, describen con detalle situaciones locales, tales como flexiones locales, o diferencian esfuerzos sobre alma de vigas o losas.
5. Si el número de vigas es suficientemente grande y están separadas entre sí a distancias iguales y pequeñas, la losa ortótropa puede representar con suficiente exactitud el tablero real y de forma más económica que la lámina plegada. En otros casos, esta afirmación puede no ser válida.

RECONOCIMIENTO

Todos los cálculos necesarios para el desarrollo de este estudio han sido realizados en el ordenador IBM 1130 del Gabinete de Cálculo del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, al cual agradecemos su eficaz y desinteresada colaboración.

NOTACION

x_1, x_2, z	== Ejes coordenados cartesianos rectangulares (fig. 1).
$Z(x_1, x_2)$	== Carga por unidad de área vertical (dirección eje 2) actuando en el punto x_1, x_2 .
$v_{,i}$	== Implica derivada de la variable v respecto a x_1 ($i = 1, 2$).
V	== Implica que la variable V es una matriz o vector.
w	== Desplazamiento vertical (según el eje 2) de un punto de la superficie media de la placa.
m_{ij}	== Esfuerzo actuante en la cara j y dirección i (momento flector o tensor) ($i, j = 1, 2$).
q_i	== Esfuerzo cortante actuante en la cara i (dirección z).
E	== Módulo de elasticidad.
ν_i	== Coeficiente de Poisson, dirección i .
l_1, l_2	== Longitudes de la placa (fig. 1) (luz y ancho, respectivamente).
$\delta(x_2 - \alpha)$	== Distribución delta de Dirac, punto α y variable x_2 .
K_0, K_1, K	== Coeficiente de distribución del método de Guyon-Massonnet-Row, correspondientes a losa ortótropas para $\alpha = 0, 1$, respectivamente.
k_w	== Coeficiente de excentricidad de flechas.
k_m	== Coeficiente de excentricidad de momentos.

BIBLIOGRAFIA

1. R. E. ROWE: "Concrete Bridge Design". John Wiley and Sons, Inc., 1962.
2. A. SAMARTÍN: "Placa ortótropa rectangular". REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS, junio, 1967.
3. A. R. CUSENS and R. P. POMA: "Distribution of concentrated loads on orthotropic bridge decks". The Structural Engineers, septiembre 1969.
4. A. SAMARTÍN and J. MARTÍNEZ: "A survey on Folded Plate Structures". I. A. S. S. Colloquium of Madrid, septiembre-octubre 1969.
5. P. B. MORICE and G. LITTLE: "Analysis of Right Bridge Decks Subjected to Abnormal Loading". Cement and Concrete Association, London, 1956.
6. R. BARÉS et C. MASSONET: "Le Calcul des Grillages de Poutres et Dalles Orthotropes". Ed. Dunod.
7. A. SAMARTÍN: "Una aplicación de los métodos matriciales al cálculo de puentes". Laboratorio Central de Ensayos de Materiales de Construcción, publicación número 197, 1968.
8. K. J. WILLIAM and A. C. SCORDELIS: "Analysis Orthotropic Folded Plates with Eccentric Stiffness". Report SESM 70-2 University of California, Berkeley, febrero 1970.
9. C. MEYER and A. C. SCORDELIS: "Computer Program for Prismatic Folded Plates with Plate and Beam Elements". Report SESM 70-3 University of California, Berkeley, febrero 1970.
10. K. H. CHU and S. G. PURJARKAR: "Multiple Folded Plate Structures". Journ. of Struc. Div. ASCE núm. ST 2, abril, 1966.

última publicación de la asociación técnica española del pretensado

Con motivo del VII Congreso Internacional de la F.I.P., últimamente celebrado en Nueva York, la Asociación Técnica Española del Pretensado ha publicado un libro titulado: "Hormigón Pretensado. Realizaciones Españolas" (tomo II), en el que se describen las principales obras pretensadas construidas en nuestro país durante los últimos cuatro años.

Para su descripción, las distintas obras aparecen agrupadas en los siguientes apartados:

- Puentes.
- Edificación.
- Obras hidráulicas y marítimas.
- Obras especiales.

Consta de más de 300 páginas, con numerosas fotografías, planos y láminas y está editado en papel couché, encuadernado en tela y con sobrecubierta plastificada en color.

Precios: 750 pesetas cada ejemplar; extranjero, \$ 15.

Los interesados en adquirir este libro, que es continuación del primer tomo, publicado con ocasión del anterior Congreso de la F.I.P. celebrado en Praga en 1970, pueden cursar sus pedidos a la Secretaría de la A.T.E.P. o al Instituto Eduardo Torroja, apartado 19.002, Madrid-33.

estudio de las deformaciones por retracción y fluencia en un puente de hormigón pretensado construido por voladizos sucesivos (*)

M. BELMAIN

Ingénieur des Ponts et Chaussées

Y. LE BOURDELLES

Ingénieur des Arts et Manufactures

RESUMEN

Para el paso de la autopista A-1 (París-Lille) sobre el río Oise se han dispuesto dos puentes paralelos, cada uno de los cuales tiene un tramo central de 82,5 m de luz. Este tramo central, constituido por una viga de sección en cajón, ha sido construido por voladizos sucesivos. Se han realizado medidas extensométricas durante la construcción de la obra y después de su entrada en servicio. En este artículo se presentan los resultados fundamentales de dichas medidas. A continuación se describe el método que se ha empleado para interpretar esos resultados, haciéndose hincapié en todas las incertidumbres a que dan lugar los comportamientos de los materiales y las fuerzas de pretensado.

Las recomendaciones F.I.P.-C.E.B. (Praga, 1970) dan una descripción simplificada, pero de fácil utilización, de los fenómenos de retracción y fluencia.

La aplicación de estas reglas permite explicar todos los resultados de las medidas en cada fase de la construcción por voladizos y después de dar continuidad a la obra.

PRIMERA PARTE

INTERES DE LA MEDICION DE LAS DEFORMACIONES EN LOS PUENTES CONSTRUIDOS POR VOLADIZOS SUCESIVOS. ENSEÑANZAS QUE SE PUEDEN OBTENER

1. La técnica de construcción de puentes de hormigón pretensado por voladizos sucesivos permite salvar grandes vanos. Recientemente se han realizado en Francia y fuera de Francia gran número de obras con luces comprendidas entre 60 y 150 m, sin hablar de las obras excepcionales ya construidas o en proyecto, cuya luz sobrepasa los 200 m.

2. El proceso de construcción consiste en realizar primeramente, a partir de cada pila o apoyo intermedio, ménsulas autoportantes en hormigón pretensado; a su vez, estas

(*) *Nota editorial.* — El original en francés de este interesante trabajo ha sido publicado en la revista *Annales des Ponts et Chaussées*, núm. II, 1971. Queremos dejar constancia de nuestro sincero agradecimiento a M. Thiébault, presidente de la Comisión de Annales des Ponts et Chaussées, por su amabilidad al otorgarnos su autorización para incluir en *HORMIGÓN Y ACERO* esta versión española del mismo.

ménsulas se construyen por rebanadas o dovelas, prefabricadas u hormigonadas in situ, apoyándose sobre las dovelas ya colocadas y uniéndose a ellas por medio de los cables de pretensado.

Las dos ménsulas de cada tramo se unen posteriormente para formar tramos completos y para asegurar el monolitismo del conjunto de la obra, se unen los extremos de las ménsulas por cables de pretensado que atraviesan la zona de junta.

Por tanto, durante la construcción la estructura pasa por muy diversas fases:

a) Desde el punto de vista estático, los tramos contruidos en ménsula permanecen isostáticos, mientras aumentan su luz, su carga y su fuerza de pretensado durante la colocación de las sucesivas dovelas, y después pasan a formar parte de vigas continuas hiperestáticas.

b) Desde el punto de vista físico, el hormigón de las zonas contruidas en ménsula sufre tensiones variables, al mismo tiempo que endurece y se deforma por fluencia.

c) Finalmente, desde el punto de vista de las deformaciones, en el momento en que se da continuidad a las estructuras no se han estabilizado aún las deformaciones por fluencia de las ménsulas.

3. Las fuerzas de pretensado que se transmiten al hormigón provocan deformaciones de signo contrario a las debidas al peso propio y a las demás cargas soportadas por las estructuras. El ideal sería que la compensación de las sollicitaciones debidas al peso propio, por el pretensado, fuese perfecta, y esto en cada fase de la construcción por dovelas. Prácticamente, dicha compensación casi llega a realizarse cuando las luces son de 70 a 100 m, aproximadamente (es decir, ménsulas de 35 a 50 m de luz). Para luces mayores hay un predominio de las sollicitaciones de peso propio sobre las de pretensado que está determinado por el programa general de cargas y sobrecargas.

Durante la construcción hay deformaciones notables; por ejemplo, flechas de algunos centímetros en los extremos de las ménsulas.

4. Para prever las deformaciones de una estructura en el transcurso de su construcción y analizar las consecuencias de dichas deformaciones es preciso hacer varias hipótesis:

a) Porque es imposible conocer con exactitud los esfuerzos aplicados, en particular los de pretensado, que son variables en el tiempo (relajación del acero, efecto de la fluencia del hormigón sobre los cables inyectados).

b) Porque es imposible conocer con exactitud las leyes físicas que ligan a las deformaciones y las tensiones impuestas a hormigones de muy diversas edades.

5. Si en cada fase de la construcción se miden las deformaciones en algunas secciones de un puente construido por voladizos, se pueden comprobar las consecuencias de las hipótesis fundamentales que se han hecho, a pesar de las influencias conjugadas, incluso contradictorias, de los parámetros que expresan numéricamente esas hipótesis. En efecto, cada medida refleja la historia anterior de la sección estudiada, es decir, los estados de carga sucesivos y la edad del hormigón en cada uno de ellos, pero, de hecho, en este tipo de obras, la historia del hormigón es tan variada de una medida a otra como los diversos parámetros que van predominando sucesivamente y, esa historia, hace posible descubrir la influencia de cada parámetro.

Se pueden admitir, por ejemplo, relaciones tensiones-deformaciones cuyas expresiones matemáticas generales son las deducidas por el Comité Europeo del Hormigón, adop-

tadas también por los redactores de la Instrucción provisional relativa al empleo del hormigón pretensado (circular núm. 44 del 12 de agosto de 1965 del Ministerio de l'Equipement). El examen de los resultados de los ensayos de deformación permite precisar (evidentemente, en un caso particular) los valores numéricos de los diferentes parámetros que intervienen en esas leyes, o más exactamente, un conjunto de parámetros tal que hay concordancia entre las relaciones calculadas y los hechos experimentales.

6. En resumen, si se considera un conjunto de relaciones tipo tensiones-deformaciones como herramienta de trabajo coherente, la interpretación de las medidas de deformación debe permitir no mejorar la herramienta en sí misma, sino simplemente comprobar que su uso es correcto.

A continuación presentamos una comprobación así, basada en los ensayos de las deformaciones del puente sobre el Oise; después, sugerimos las mejoras que se podrían introducir en los métodos de ensayo empleados si se quieren hacer estudios análogos sobre otras obras.

SEGUNDA PARTE

BREVE DESCRIPCION DEL PUENTE SOBRE EL OISE. MEDIDAS EFECTUADAS EN ESTA OBRA

A) Descripción.

Este puente permite a la autopista A-1 (París-Lille) cruzar el río Oise, que en ese lugar tiene una anchura aproximada de 75 m.

En la figura 1 pueden verse las características de uno de los dos tableros idénticos que constituyen el puente.

Cada tablero está formado por un tramo central de 82,50 m de luz, que se prolonga hacia las dos orillas con tramos de contrapeso de 17,25 m.

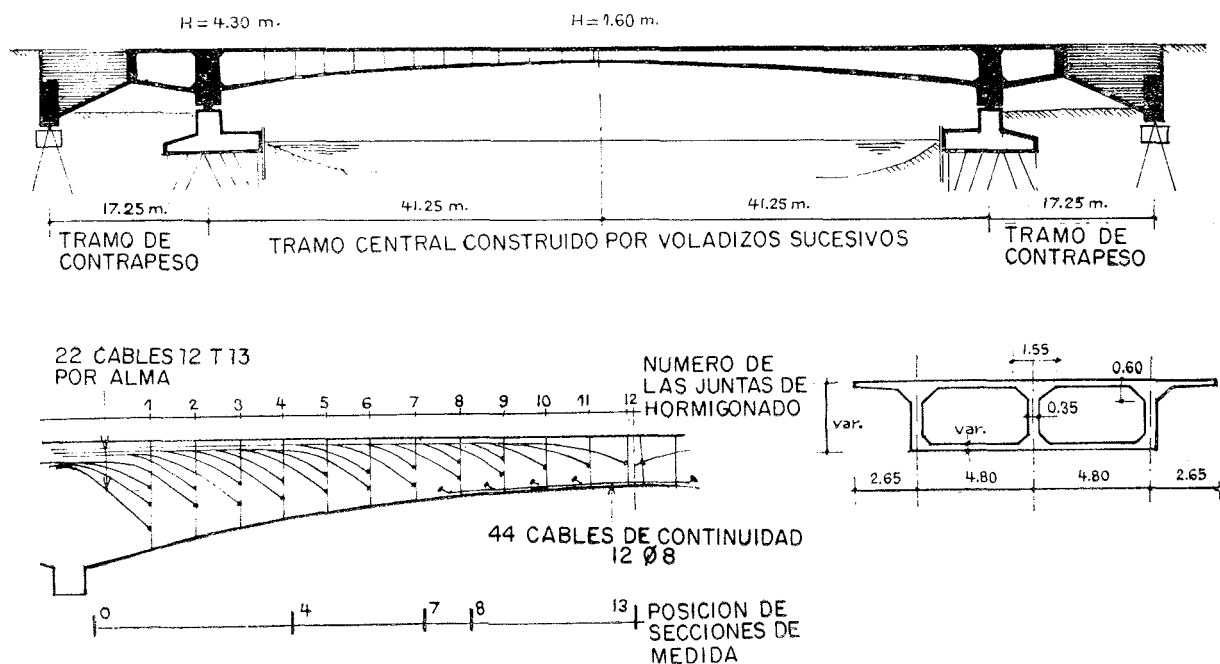


Fig. 1. — Características del puente sobre el Oise. Esquema del cableado de cada alma. Sección tipo.

Estos tramos de orilla han sido hormigonados in situ, y a partir de ellos se ha construido cada mitad del tramo central por dovelas de 3,14 m de longitud.

En cada mitad se ha realizado una dovela cada siete días, incluida la operación de tesado de los cables, por lo que la construcción por voladizos ha durado: $7 \times 12 = 84$ días.

Inmediatamente después se ha hormigonado la dovela de clave y se han tesado los cables de continuidad, situados en la losa inferior de la viga, en su zona central. A partir de ese momento, la estructura se convirtió en una viga continua de tres tramos, con un comportamiento muy similar al de una viga de canto variable doblemente empotrada.

Resumen de algunas características del tablero:

CUADRO I

Sección	0	4	8	13
Superficie (m ²)	10,8	8,3	7	6,6
Momento de inercia (m ⁴)	32	9,7	3,8	2,5

B) Medidas efectuadas en la obra.

En las secciones 0, 4, 8 y 13 (fig. 1) se situaron bases de medida horizontales, separadas entre sí unos 20 cm, en toda la altura del alma central y sobre sus dos caras. Cada base estaba constituida por dos reglillas distantes entre sí 20 cm y pegadas al hormigón.

En cada fase de la construcción se medía, con un comparador, la variación de la distancia entre las dos reglillas de cada base. Se obtenía así una medida del acortamiento unitario del hormigón, en cada base, con una precisión aproximada de 20 micras/m.

Para unificar las medidas a la temperatura ficticia de 20° C se colocaron termopares en el interior de la masa de hormigón que permitían conocer la temperatura local.

El siguiente cuadro da idea de la importancia del estudio llevado a cabo en cada una de las cuatro ménsulas.

CUADRO II

Sección	Número de bases en cada alma	Número de medidas tomadas durante la construcción	Número de medidas tomadas después de terminada la obra	Número total de medidas
0	2 × 28	13	8	1.176
4	2 × 15	8	8	480
8	2 × 15	4	8	360
13	2 × 12	1	8	216
				2.232

Se ha continuado tomando medidas por etapas sucesivas durante más de cuatro años. Al final de este período, las deformaciones se habían estabilizado, prácticamente, aunque se prevé aún una ligera evolución.

En ese momento, no estando cargada la estructura, todas las secciones se encontraban en un estado de pretensado casi centrado.

TERCERA PARTE

ENSAYOS PRELIMINARES, EFECTUADOS EN EL LABORATORIO, DE LOS MATERIALES UTILIZADOS EN LA REALIZACION DE LA OBRA

A) Ensayos del hormigón.

1. Medición del módulo de elasticidad instantáneo.

Los ensayos se realizaron sobre probetas de $7 \times 7 \times 28$ cm, fabricadas con hormigón de diferentes dovelas, y conservadas en la obra hasta el momento del ensayo. Se las sometió a tres ciclos sucesivos de carga y descarga.

Se obtuvieron los siguientes valores del módulo de elasticidad, expresados en kilogramos por centímetro cuadrado:

CUADRO 3

Edad del hormigón en el momento del ensayo (días)	1	3	6	12	20	35	40
Valor medio del módulo de elasticidad obtenido en los ensayos (kg/cm ²)	320.000	390.000	410.000	400.000	400.000	400.000	420.000

El hormigón había sido estudiado para obtener una alta resistencia inicial (mínima de 280 kg/cm², en probeta cúbica, a los tres días; es decir, en el momento del tesado de los cables). Esto explica la rápida estabilización del módulo de elasticidad que se ha observado, y que es una característica muy particular del hormigón estudiado.

2. Medida de la retracción.

Las probetas se conservaron a 20° C y humedad relativa del 50 por 100. Los valores obtenidos son:

CUADRO IV

Edad del hormigón (días)	7	14	28	48	63	88	180
Retracción (10 ⁻⁶)	80	120	160	200	220	250	290

En el cuadro siguiente se comparan los porcentajes de retracción medidos con los calculados por medio de las fórmulas dadas por las dos instrucciones que se utilizan corrientemente en Francia.

CUADRO V

Edad del hormigón (días)	Fórmulas del C.E.B. (para $e = 7$ cm)		Fórmulas de la Circular 44		Valores medidos $\varphi/\varphi 180$
	Kt	$Kt/K 180$	V	V/180	
7	0,20	0,26	0,12	0,21	0,28
14	0,32	0,41	0,18	0,31	0,41
28	0,46	0,59	0,27	0,47	0,55
90	0,68	0,87	0,45	0,79	0,86
180	0,78	1	0,57	1	1

Las fórmulas del C.E.B. (Recomendaciones F.I.P./C.E.B., Praga, 1970) representan, mejor que las de la Circular núm. 44, la rápida evolución del fenómeno, lo que, por otra parte, es normal, ya que las fórmulas de esa última circular se han deducido para piezas de hormigón de aproximadamente 20 cm de espesor.

De todo ello se deduce que la retracción final de las probetas de hormigón se estabilizaría en los alrededores de:

$$\varphi = \frac{290}{0,78} = \frac{250}{0,68} = 370 \text{ micras/m}$$

En la obra, las medidas se tomaron sobre la superficie del hormigón; por otra parte, éste se había colocado en condiciones ambientales claramente más húmedas que las de conservación de las probetas (aproximadamente con humedad relativa de 70 en lugar de 50 por 100). En estas condiciones, el valor final de la retracción observada en la obra (sobre la superficie de las almas), debería ser ligeramente inferior a 370 μ /m. Además, la evolución de la retracción en el tiempo debería ser más lenta, puesto que el espesor medio del alma es de 35 cm, en lugar de los 7 cm de las probetas.

3. Medida de fluencia.

3.1. Estas medidas también se realizaron sobre probetas de $7 \times 7 \times 28$ cm, conservadas a 20° C y 50 por 100 de humedad relativa. En el cuadro siguiente se dan algunos valores del acortamiento bajo carga de 10 kg/cm².

CUADRO VI

Edad del hormigón en el momento de la puesta en carga (días)	Duración de la carga (días)				
	0	7	28	80	180
7	0	55	74	93	115
14	0	37	58	77	95
28	0	25	40	59	78
90	0	6	14	28	44
360	0	1,5	4	10,5	17

3.2. En el cuadro anterior puede verse muy claramente la considerable influencia que tiene, en la fluencia, la edad del hormigón en el momento de la puesta en carga.

3.3. La evolución de la fluencia en el tiempo sigue una ley muy parecida a la evolución de la retracción. (Esta última puede verse en los cuadros del apartado 2.)

En el siguiente cuadro se compara la evolución de esos dos fenómenos, tomando para la fluencia el caso en que el hormigón se carga a los veintiocho días de edad.

CUADRO VII

	Duración de la carga (días)				
	0	7	28	80	180
Valor relativo de la retracción (Base 1 a los 180 días)	—	0,28	0,55	0,83	1
Valor relativo de la fluencia (Base 1 a los 180 días)	—	0,32	0,52	0,76	1

3.4. Se consideran ahora los valores de la fluencia a los ciento ochenta días de la puesta en carga de las distintas probetas, y se comparan esos valores a los que se deducen con las fórmulas del C.E.B. y de la circular núm. 44.

CUADRO VIII

Edad del hormigón en el momento de la puesta en carga (días)	Fórmula del C.E.B. (Valores del coeficiente Kd)		Circular 44 Valor de Kd	Valores medidos (Base a los 28 días)
	Cemento normal	Cemento HRI		
7	1,4	1,1	1,4	1,48
14	1,2	0,9	1,2	1,22
28	1	0,7	1	1
90	0,75	0,5	0,75	0,55
180	0,6	0,4	0,60	0,22

También aquí se ve que la concordancia entre las medidas efectuadas en el laboratorio y los resultados medios obtenidos por las fórmulas del C.E.B., es satisfactoria (al menos en el intervalo siete-noventa días, que es el que nos interesa para este estudio).

3.5. Se podría deducir de estos resultados que el acortamiento final por fluencia de un hormigón, cargado a los veintiocho días de edad con 10 kg/cm^2 , será de $90 \mu\text{/m}$. Siendo el acortamiento instantáneo de $\frac{10}{400.0.0} = 25 \mu\text{/m}$, el coeficiente de fluencia sería $\frac{90}{25} = 3,6$.

Este valor tan elevado podría explicarse por la baja humedad relativa (50 por 100) y las pequeñas dimensiones de la probeta. Pasando a las condiciones reales de la obra (humedad, 70 por 100; espesor de almas, 32 cm), se encontraría un coeficiente de fluencia de 2,2, aproximadamente, para el hormigón puesto en carga a los veintiocho días de edad.

4. De todas las medidas obtenidas en el laboratorio, solamente utilizaremos las del módulo instantáneo de deformación. A partir de aquí supondremos un módulo constante de 400.000 kg/cm^2 , salvo para los casos en que las cargas se apliquen a los cuatro días de edad; en esos casos el módulo se considerará un 20 por 100 menor.

Las medidas de retracción y fluencia no son directamente utilizables, porque son muy limitadas en el tiempo, porque las condiciones de humedad del ambiente en que se ha realizado la obra son claramente distintas y porque las almas de la viga son muy anchas. Sin embargo, estas medidas de laboratorio permiten prever un orden de magnitud de los fenómenos, que después compararemos con los valores que se deducen de las medidas in situ.

B) Ensayos de relajación de los cables longitudinales de pretensado.

1. En el pretensado de esta estructura se han utilizado cables STUP 12T13, constituidos por 12 torones de $7 \text{ } \varnothing \text{ } 1/2''$ (12,7 mm de diámetro).

Se temía que los valores de la relajación fuesen muy fuertes en el transcurso del tiempo, y por ese motivo se hicieron ensayos de relajación a 2.000 h (aproximadamente ochenta días), en el Laboratorio de Ensayo de Materiales, de la Escuela Politécnica de la Universidad de Lausanne (L.E.M.E.P.U.L.).

Los ensayos se realizaron sobre dos torones, con tensiones iniciales de 70 y 80 por 100 de la rotura, respectivamente. Los resultados pueden representarse por la fórmula:

$$T = T_0 \left[1 - 0,10 \left(1 - e^{-3 \left(\frac{t}{40} \right) \frac{1}{4}} \right) \right] \quad (1)$$

en la que t es el tiempo transcurrido desde la puesta en carga (en días):

T_0 es la tensión inicial.

T es la tensión al cabo del tiempo t .

2. Esta fórmula corresponde a una estabilización del fenómeno después de los noventa días. En realidad no ocurre así. Pero pensamos que la relajación de las armaduras activas se modifica por efecto de la fluencia concomitante que se produce en el hormigón al nivel de los conductos inyectados. Este importante punto lo discutiremos con detalle más adelante, y ahora observaremos solamente que la fórmula (1) da una idea del fenómeno en las primeras semanas después del tesado de las armaduras y antes que la fluencia llegue a ser importante.

CUARTA PARTE

INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS DE LAS MEDIDAS TOMADAS IN SITU

A) Principios considerados en el estudio de interpretación.

Los datos de que se dispone son: medidas completas, tomadas durante la ejecución de cada dovela y después de la toma sistemática de medidas efectuadas después de la construcción en las secciones indicadas en la figura 2.

Estas medidas, tomadas en una determinada sección, se resumen en dos valores:

δ_G , acortamiento unitario al nivel del centro de gravedad (en μ/m).

θ , pendiente de la recta, alrededor de la cual se agrupan todos los puntos de medida (en $\mu/m/m$) (fig. 2).

El valor δ_G incluye la retracción y el acortamiento correspondiente al valor medio del pretensado en la sección (fuerza de pretensado F dividida por el área de la sección S).

El valor θ está ligado al momento flector M que actúa en la sección (cargas verticales y esfuerzos en los cables longitudinales de pretensado), por medio del momento de inercia I , de la sección.

En efecto, si se admite la proporcionalidad entre tensiones y deformaciones (lo que es aceptable, dado que el valor máximo de compresión en el hormigón no sobrepasa los 135 kg/cm^2), así como la hipótesis habitual de la resistencia de materiales, de conservación de las secciones planas después de la flexión, se puede escribir que la deformación unitaria total en un punto de la sección situado a una distancia x del centro de gravedad es:

$$\delta = r + \frac{F}{E S} + \frac{M x}{E I} \quad (2)$$

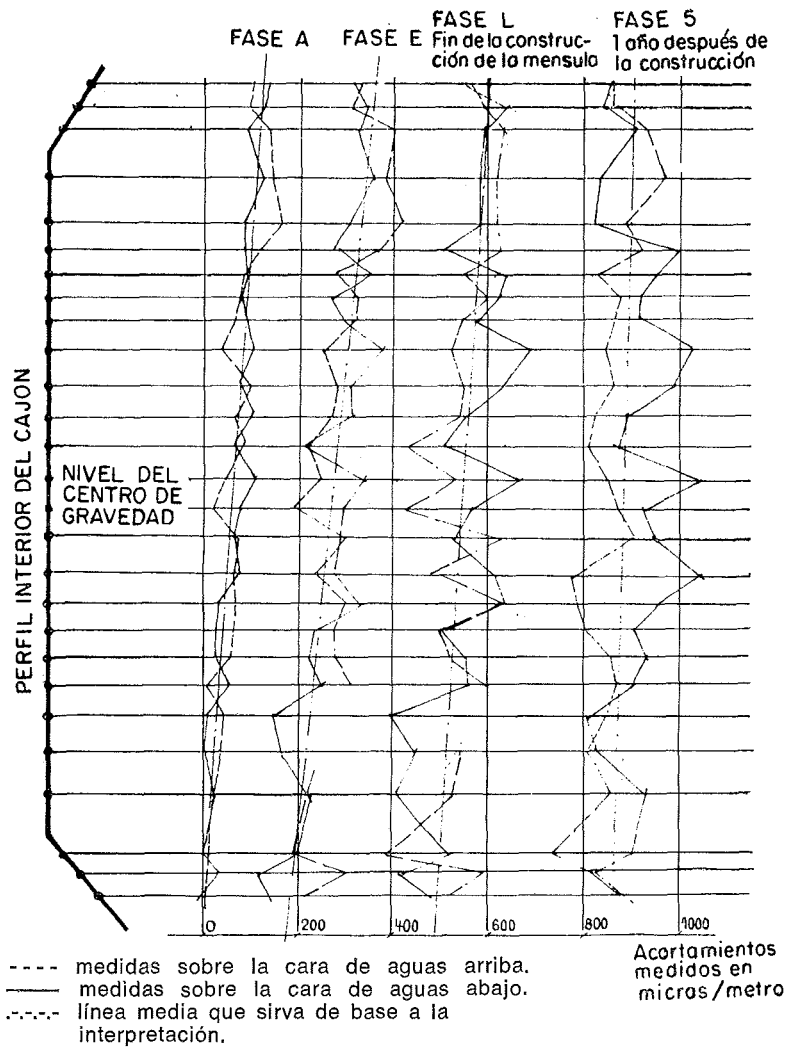


Fig. 2. — Ejemplos de algunas medidas de acortamiento en la sección 0 (empotramiento).

de donde:

$$\delta_G = r + \frac{F}{ES}$$

$$\theta = \frac{M}{EI}$$

En la fórmula (2):

E es el módulo de elasticidad.

r es el valor de la retracción.

b) Si se conocen exactamente F y M , de δ_G y θ , se deducen E y r . Pero hay dos clases de dificultades.

La primera es que los esfuerzos (es decir, F y M) son bastante mal conocidos.

Se conoce con exactitud el peso de la estructura, pero no las sobrecargas reales (hay situaciones de carga local de la autopista, de las que, desgraciadamente, no se ha con-

seguido una información completa). Por otra parte, no se han medido directamente las fuerzas de pretensado que se han aplicado realmente en cada fase de la construcción.

Más adelante, discutiremos con más detalle las inexactitudes que conciernen a los esfuerzos de pretensado, que tienen importancia capital en toda la interpretación.

La segunda dificultad resulta del hecho de que las cargas actúan progresivamente mientras que el hormigón endurece poco a poco. Ya hemos resaltado la importancia que tiene, en la fluencia, la edad del hormigón en el momento de su puesta en carga.

Por tanto, es necesario seguir paso a paso la historia de la carga del puente para poder evaluar las expresiones $\frac{F}{E}$ y $\frac{M}{E}$ que intervienen en la fórmula (2).

c) Esquema del estudio de interpretación.

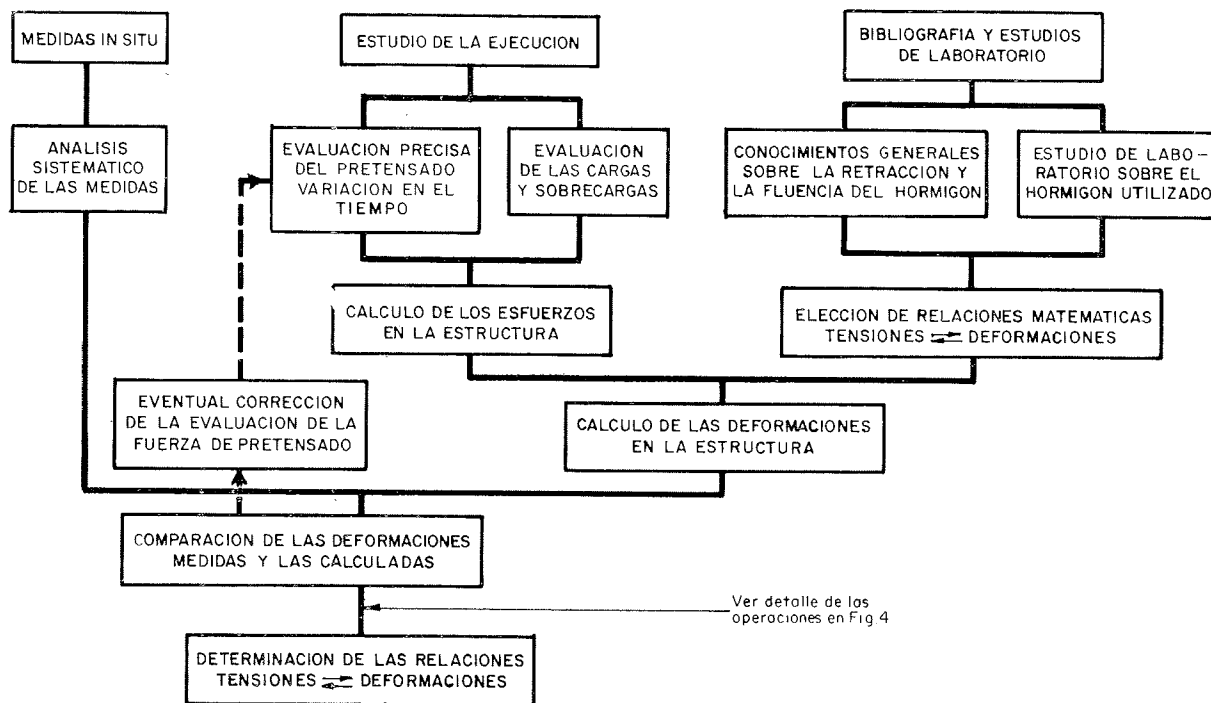


Fig. 3. — Esquema del estudio de interpretación.

B) Cálculo de las fuerzas reales de pretensado.

1. Cuando se redactó el proyecto, las fuerzas de pretensado se determinaron a partir de:

- La carga en el gato.
- Una estimación de los coeficientes de rozamiento, deducidos por comparación con los resultados experimentales de otras obras.
- La relajación del acero, que se había podido estimar por los ensayos de Lausanne.
- Los efectos de la fluencia y la retracción, calculados según las normas en vigor.

En los cálculos preliminares, cada cable debía tesarse con una carga media de 105 toneladas. En esta evaluación era necesario hacer hipótesis pesimistas, ya que se utilizó un tipo de cable de pretensado que, en ese momento, era totalmente nuevo.

En el momento del tesado se ha medido, en cada cable, además de la carga en el gato, la penetración de la cuña y el alargamiento total del cable. No se han descubierto anomalías importantes entre las previsiones y las observaciones.

2. Los momentos flectores que actúan en cada sección de la obra durante la ejecución, son la suma de:

- Los momentos negativos debidos a las cargas que actúan en la ménsula (peso propio, carro de avance).
- Los momentos, generalmente positivos, debidos a la excentricidad de los cables de pretensado con relación al centro de gravedad de la sección.

Se consigue una compensación de los momentos flectores, resultando, por tanto, un momento total débil, que proviene de la diferencia de dos momentos fuertes.

Un error del 10 al 20 por 100 en el valor de los esfuerzos de pretensado modifica completamente la distribución total de momentos.

Como ejemplo, damos los valores numéricos del momento flector que actúa en la sección de empotramiento (sección 0); las letras representan las fases de pretensado de las dovelas. Los momentos se expresan en m t.

CUADRO IX

Fase	Número de cables tesados	Edad del hormigón en esta fase (días)	Momento flector (cargas en la ménsula)	Primera hipótesis carga media 105 t		Hipótesis definitiva	
				Momento de pretensado	Momento total	Momento de pretensado	Momento total
A	9	11	— 320	1.650	1.300	2.100	1.800
B	15	30	— 1.060	2.810	1.750	3.430	2.400
C	21	37	— 1.920	4.000	2.100	4.800	2.900
D	27	44	— 2.940	5.200	2.300	6.200	3.200
E	33	51	— 4.170	6.400	2.250	7.700	3.600
F	39	57	— 5.460	7.630	2.200	9.200	3.750
G	45	64	— 6.920	8.900	2.000	10.600	3.700
H	51	71	— 8.600	10.100	1.500	12.300	3.700
I	57	78	— 10.300	11.400	1.100	13.900	3.600
J	60	85	— 12.200	12.000	— 200	14.500	2.300
K	63	92	— 14.300	12.800	— 1.500	15.300	1.000
L	66	102	— 16.600	13.400	— 3.400	16.200	— 400

El cuadro anterior demuestra que dos hipótesis diferentes sobre el valor del esfuerzo de pretensado conducen, en un solo caso, a un cambio de signo del momento durante la construcción. Por el contrario, el momento máximo, alcanzado a mitad de la construcción, es de 2.300 m t en un caso y de 3.750 m t en el otro.

3. En seguida se vio que era imposible explicar los fenómenos observados a partir de la primera hipótesis. Evidentemente, la fuerza de pretensado es más importante que la prevista, y esto hay que explicarlo.

4. Incluimos entre los datos fijos, la fuerza inicial de pretensado y los efectos de la retracción y la fluencia (ya que se conocen, en cada fase, las verdaderas deformaciones del hormigón, al nivel de los cables y, por tanto, su influencia en la tensión de dichos cables). Por otra parte, como los cables son cortos y de trazado casi rectilíneo, las pérdidas por rozamiento no tienen gran importancia relativa, y un error, aunque sea

sensible, en los coeficientes de rozamiento no modifica mucho los esfuerzos de pretensado. Finalmente, el acortamiento elástico del hormigón en el momento del tesado es débil, y bien conocido, puesto que el módulo instantáneo de deformación es prácticamente constante, como se ha visto anteriormente.

5. Falta hablar de la relajación del acero.

Si se deduce esta relajación a partir de los ensayos de Lausanne, se llega a esfuerzos de pretensado, evidentemente, demasiado débiles, para encontrar una explicación de los fenómenos observados, en particular la variación de curvaturas en las secciones 0 y 4, durante la construcción.

Para poder explicar los fenómenos observados, hemos evitado la acumulación de los efectos de fluencia del hormigón y de relajación de los aceros. La fluencia es despreciable durante las dos primeras semanas, aproximadamente; entonces sólo hemos tenido en cuenta la parte correspondiente de relajación. Después, la fluencia llega a ser importante, y entonces hemos anulado la relajación. Hacemos hincapié en que el efecto de la fluencia es bien conocido, ya que se ha medido directamente.

Todo esto no es nuevo, y ya ha sido explicado ampliamente de una forma mucho más científica a como acabamos de hacerlo (*).

Si las instrucciones actuales no lo tienen en cuenta es, únicamente, para simplificar: en efecto, las recomendaciones que dan son tales que si el efecto de la relajación se sobreestima, el efecto de la fluencia, por el contrario se subestima ligeramente, de forma que lo uno compensa a lo otro. A pesar de todo, se trata de un punto muy discutido, y nuestras hipótesis sólo se justifican plenamente con las consecuencias que de ellas se sacan.

En estas condiciones, la fuerza de pretensado media por cable puede alcanzar 135 t durante la construcción, para estabilizarse después en los alrededores de 120 t.

C) Cálculo de las deformaciones de fluencia.

1. Para este cálculo hemos admitido la hipótesis de "fluencia lineal" y hemos aplicado el método simplificado recomendado por el C.E.B. y, después, por la A.S.P. Los redactores de la instrucción provisional sobre hormigón pretensado (circular núm. 44) han conservado este método, pero introduciendo algunas modificaciones en los valores numéricos indicados por el C.E.B.

Todos estos métodos simplificados recurren a algunos valores físicos o geométricos, que caracterizan al material y que son independientes de las cargas.

En todo lo que sigue emplearemos las notaciones de la circular núm. 44. La deformación de fluencia bajo tensión unidad se calcula por la fórmula:

$$\varepsilon_f = \varepsilon_i \Phi \zeta(t_i) V(t_n - t_i) \quad (3)$$

Donde:

t_i es la edad del hormigón en el momento de la puesta en carga;

t_n es la edad del hormigón en el momento en que se quiere calcular la fluencia.

(*) Recordamos los ensayos de M. Dumas (Jornadas de la A.S.P. de mayo de 1967, *Annales del I.T.B.T.P.*, enero 1968) y la exposición del problema en *Constructions en béton précontraint*, t. I, chap. II, de Y. Guyon.

CUADRO X

Características físicas o geométricas	Parámetros que influyen en este valor	Notaciones	
		C.E.B. (70)	Circular núm. 44
Módulo instantáneo de deformación	Resistencia del hormigón a compresión (simple)	E_b (a 28 días)	$1/\epsilon_i$ (en el momento de la aplicación de la carga)
Intensidad de la fluencia	Humedad del aire	K_c	φ_c
Endurecimiento del hormigón en el momento de la puesta en carga	Edad del hormigón en ese momento. Naturaleza del cemento	K_d	$\zeta(t_i), \beta_f$
Composición del hormigón	Relación A/C. Dosificación	K_b	β_f
Dimensiones de las piezas	Espesor mínimo	K_e	α_f
Variación de la deformación de fluencia en el tiempo	Espesor mínimo	K_t	V
Coefficiente de fluencia		$\varphi_t = k_c \cdot k_d \cdot k_b \cdot k_e \cdot k_t$	$\Phi = \varphi_c \cdot \alpha_f \cdot \beta_f$

2. Se han utilizado muchas expresiones matemáticas para representar la variación V de la fluencia en el tiempo. Una expresión de la forma:

$$V = 1 - e^{-\left(\frac{t_n - t_i}{t_0}\right)^{1/2}} \quad (4)$$

da una buena imagen de las leyes y cuadros numéricos más utilizados entre los tres días y los tres años; t_0 tendría, entonces, los siguientes valores:

CUADRO XI

	t_0 (días)	Observaciones
Ley propuesta M. Caquot.	90	
C.E.B. (1966) A.S.P. (1965).	125	
Circular 44.	250	
C.E.B. (1970).	48	$e = 5$ cm
	110	$e = 10$ cm
	260	$e = 20$ cm
	700	$e = 40$ cm

3. Conociendo el valor ϵ_i (por los ensayos de laboratorio) y tomando a priori $\varphi(t_i)$ igual a la indicada por el C.E.B. y la circular núm. 44, faltan por conocer los dos parámetros, Φ y V o Φ y t_0 , si se admite la fórmula (4).

D) Diagrama detallado de las operaciones de interpretación.

Podemos ahora precisar el esquema del estudio de interpretación que anteriormente hemos dado (fig. 3).

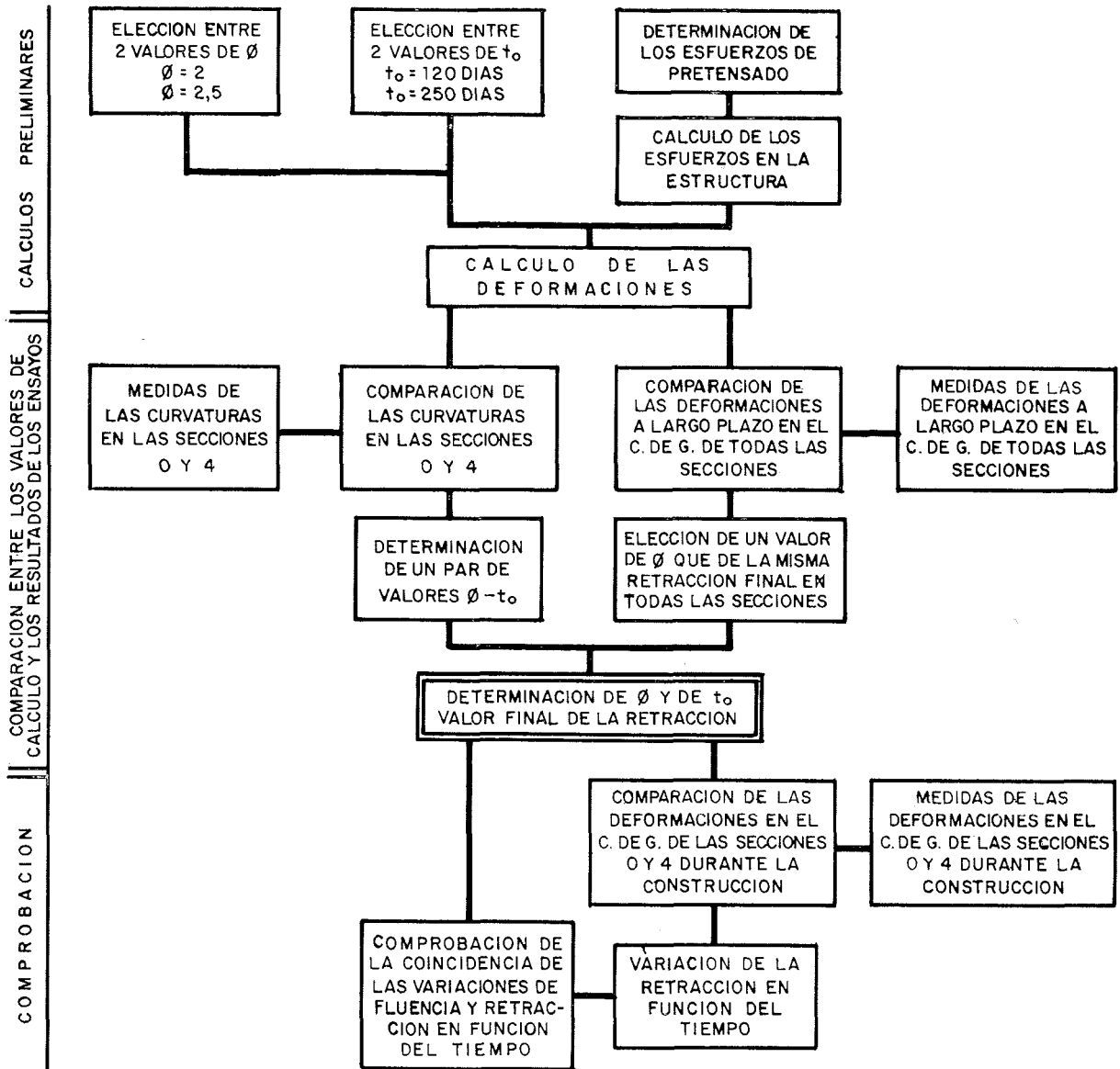


Figura 4.

E) Comparación de las curvaturas impuestas a las secciones 0 y 4 durante la construcción.

En la figura 5 hemos resumido los resultados de las medidas comparándolos con los obtenidos haciendo varias hipótesis para el par de valores (Φ, t_0).

El par (Φ, t_0) más satisfactorio es:

- Para las primeras etapas de tesado ($\Phi = 2,5$; $t_0 = 125$ días).
- Para después ($\Phi = 2,5$; $t_0 = 250$ días) o ($\Phi = 2$; $t_0 = 125$ días).

Parece lo más aconsejable tomar $\Phi = 2,5$ y una ley de variación en el tiempo intermedio entre las determinadas por los parámetros $t_0 = 125$ y $t_0 = 250$ días.

Se podría adoptar la ley de la circular núm. 44, correspondiente a $t_0 = 250$ días, salvo en el primer mes después de la puesta en carga, en el que la variación sería mucho más rápida.

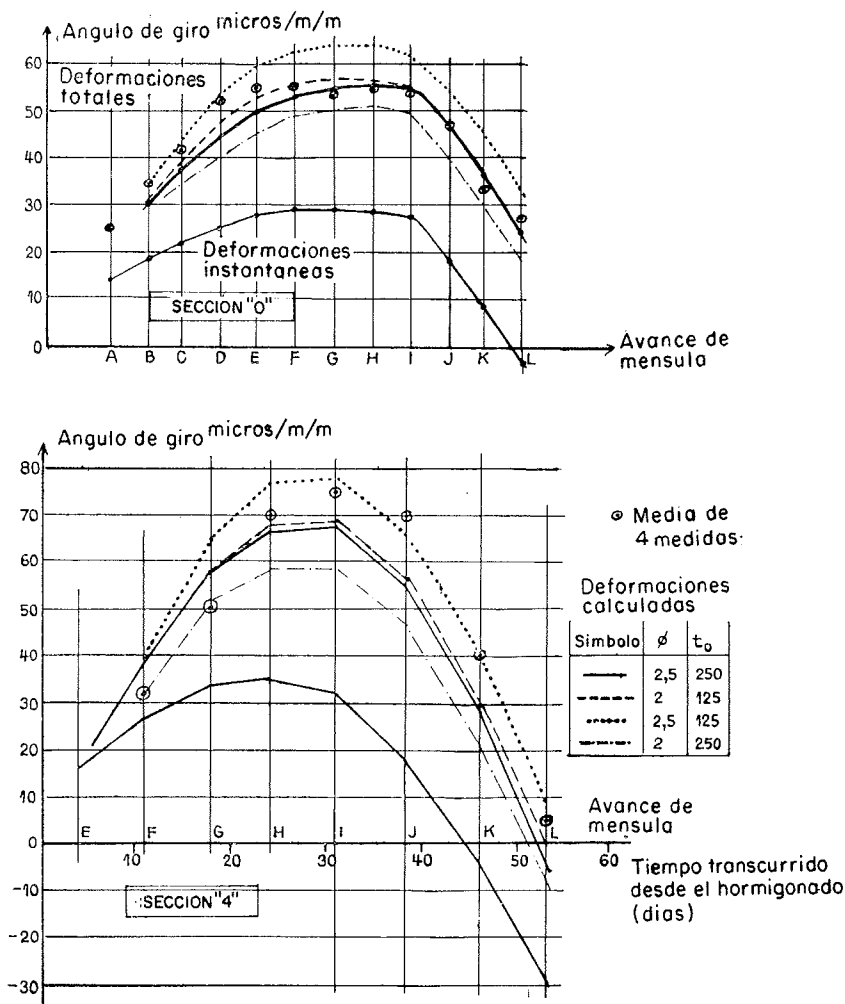


Fig. 5. — Comparación entre los giros calculados y los medidos.

F) Comparación de los desplazamientos al nivel de los centros de gravedad de las secciones 0 y 4.

1. En primer lugar, se pueden determinar por el cálculo las deformaciones debidas a los esfuerzos de pretensado, con $\Phi = 2,5$ y la ley de variación encontrada anteriormente. Restando estas deformaciones calculadas de los resultados obtenidos por las medidas, se obtiene un valor que debe corresponder a la retracción. Los resultados se esquematizan en la figura 6.

2. Se comprueba que la retracción calculada a partir de las medidas en las secciones 0 y 4 tiende hacia un valor final de $380 \mu\text{/m}$, aproximadamente, siguiendo una ley de variación comprendida entre las determinadas para los parámetros $t_0 = 125$ días y $t_0 = 250$ días.

A nuestro modo de ver no se puede proseguir con más detalle la interpretación, por dos razones:

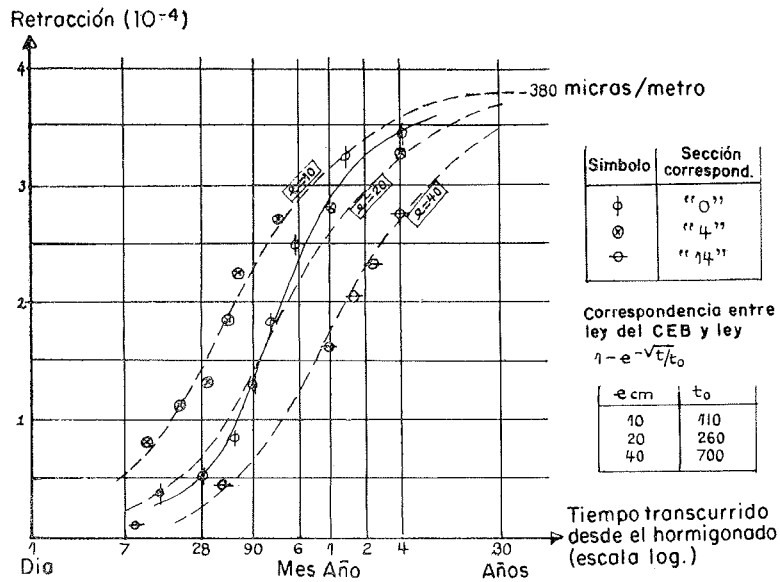


Fig. 6. — Valores de la retracción deducidos del estudio de interpretación, comparados con las leyes de evolución del C.E.B.

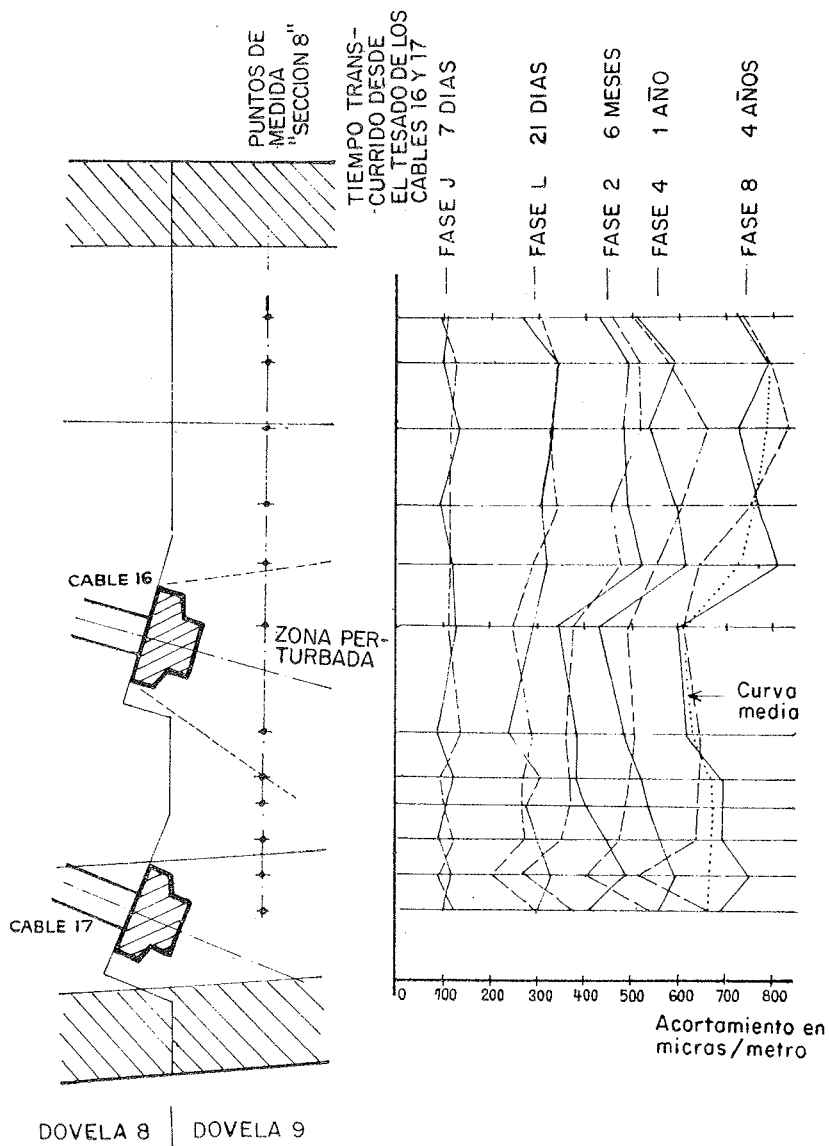


Fig. 7. — Perturbaciones locales alrededor de un "anclaje embutido en el hormigón". Acortamientos medidos, en cada fase, sobre las dos caras del alma central del primer tablero, en la sección 8, orilla izquierda.

a) La retracción se determina por diferencia entre dos números grandes, conocidos, a su vez, con una aproximación de $20 \mu/m$ en el mejor de los casos. El resultado de esta resta no puede ser muy preciso.

b) Por otra parte, en la proximidad de todas las secciones, excepto la 0 y la 13, se encuentran uno o varios anclajes de pretensado. Bajo estos anclajes se localizan tensiones de compresión muy importantes. Por efecto de la fluencia, estas tensiones provocan deformaciones alrededor de los anclajes alojados en el hormigón de la dovela siguiente, casi inmediatamente después del tesado.

Consideremos, por ejemplo, la sección 8. En ella se encuentran dos anclajes, uno en el alma y el otro en el talón inferior. En la figura 7 se aprecia claramente una decompresión en la zona de un anclaje y una ligera elevación de las compresiones en la parte superior de la zona medida.

Se comprende que estos descensos y elevaciones de las compresiones deben equilibrarse en toda la altura del alma, alrededor de la línea media que representa el conjunto del fenómeno de flexión-compresión en la obra.

A pesar de todo, como consecuencia de los anclajes aparece una incertidumbre complementaria para la deformación correspondiente al conjunto del fenómeno, al nivel del centro de gravedad, que se encuentra, precisamente, en la zona perturbada por el efecto local de los anclajes.

Por el contrario, la pendiente general de la línea media es mejor conocida.

3. En la sección 13 parece que la retracción tiene una evolución mucho más lenta. El centro de gravedad de esta sección se encuentra a la altura en que comienza el talón superior del alma, o sea, en una zona donde los movimientos del alma se ven frenados por los del talón, pieza maciza y fuertemente armada por los cables de pretensado inyectados.

4. Recordemos que las medidas se toman en la superficie de las almas, y que puede haber diferencia con el valor de la retracción en el interior del alma (al menos, respecto a las deformaciones adquiridas muy rápidamente). Es probable que la retracción total del tablero, influida fundamentalmente por la retracción media en todo el espesor de las almas y, en general, del conjunto de las secciones, sea ligeramente más débil. No se han tomado medidas para controlar la distorsión creada por los apoyos de neopreno; en realidad, estas medidas sólo hubiesen arrojado luz sobre los fenómenos que suceden después de dar continuidad a la obra.

G) Curvaturas en las secciones de la estructura después del hormigonado de la clave.

No detallaremos aquí los controles de deformación que hemos efectuado. Tomando $\Phi = 2,5$ y una ley de variación tal que $125 < t_0 < 250$, hemos obtenido una explicación muy satisfactoria de todos los fenómenos observados.

El fenómeno de fluencia tiene como consecuencia notable la aparición de un momento flector positivo en el centro del vano debido a las cargas aplicadas en las ménsulas durante la construcción, antes del hormigonado de la dovela de clave. Este fenómeno, en cierto modo paradójico, proviene de que la relación peso propio-fuerza de pretensado no está equilibrada durante la construcción (por ejemplo, ver el cuadro de momentos, cuadro IX). Por ello aparecen deformaciones que, en el momento del hormigonado de la clave no han terminado de desarrollarse, y que en una estructura continua, tienden a seguir después de dicho hormigonado.

Las leyes de deformaciones que hemos deducido de nuestros estudios anteriores, nos han conducido a valorar el momento flector positivo que corresponde a ese efecto de fluencia; después hemos podido comprobar que esos cálculos permiten describir la evolución general de las curvaturas observadas en la clave. Los resultados de estos cálculos se indican en el siguiente cuadro:

CUADRO XII

Hipótesis	Momento en clave
Estructura construida por dovelas con fluencia nula ($\Phi = 0$).	0
Efecto del peso de las ménsulas	2.100
Efecto hiperestático de los cables de las ménsulas	1.870
Estructura del mismo peso, hormigonada in situ, totalmente.	230
Estructura real ($\Phi = 2,5 \gg 125 < t_0 < 250$)	260

Un momento de 260 mt origina una descompresión de 10 kg/cm² en la losa inferior.

H) Conclusiones sacadas de los estudios de interpretación.

1. Siguiendo las recomendaciones del C.E.B. (o de la circular núm. 44) para evaluar los efectos de la retracción y de la fluencia, se obtiene una buena correspondencia entre los valores calculados y los resultados de las medidas.

Si se adopta la ley-tipo de influencia de la edad del hormigón, en el momento de la puesta en carga, sobre las deformaciones, se puede justificar totalmente un cálculo basado en un coeficiente de fluencia $\Phi = 2,5$ y en una ley de evolución en el tiempo comparable a la de la circular núm. 44.

La retracción en la superficie es muy importante (alrededor de $3 \text{ ó } 4,10^{-4}$).

2. Pero esta interpretación coherente sólo se puede mantener si se admiten esfuerzos de pretensado elevados. Estos esfuerzos no pueden justificarse si se suman los efectos de la relajación del acero y de la fluencia del hormigón. Cada uno de estos fenómenos oculta al otro.

3. Siguiendo este método, pueden encontrarse ciertas particularidades de las estructuras construidas por voladizos sucesivos (efecto de la fluencia después del hormigonado de la clave, concentraciones de tensiones en las proximidades de los anclajes, etc.).

QUINTA PARTE

SUGERENCIAS PARA LA REALIZACION DE ENSAYOS DE DEFORMACIONES EN OBRAS REALES

Hassta aquí hemos descrito con detalle los complejos fenómenos que se presentan en la realización de un puente por voladizos sucesivos. Todos ellos han podido estudiarse con la ayuda de un dispositivo experimental muy simple, y se han explicado totalmente los resultados de las medidas.

Como ya hemos dicho, el conocimiento y, por tanto, la experiencia de estos fenómenos es fundamental para quienes vayan a proyectar grandes estructuras de hormigón. Por ello, pensamos que deben continuarse las investigaciones en este campo y para ello pueden ser útiles algunas observaciones que a continuación exponemos:

1. Elección de secciones. Número de puntos de medida.

Sólo se considerarán algunas secciones de la estructura (4 ó 5 en el caso de un tramo de una gran viga continua; 2 ó 3 en un tramo sobre apoyos simples), pero las medidas se tomarán en toda la altura del alma y en el comienzo de los talones, si existen, colocando 15 ó 20 puntos de medida, para poder comprobar la linealidad de los fenómenos.

Mientras sea posible, se evitará tomar secciones que se encuentren próximas a una discontinuidad (por ejemplo, un anclaje de pretensado), a menos que interese particularmente el estudio de esa discontinuidad.

2. Medidas complementarias.

Junto a cada medida, se anotará la temperatura del hormigón y la humedad del aire. La importancia de estos factores es tan conocida que no insistiremos en ello.

3. Efecto del espesor de las piezas.

Si es posible, se medirán, a título comparativo, las deformaciones en algunos puntos, no sólo de las superficies de la pieza estudiada, sino del interior del alma, por medio de aparatos alojados en el hormigón.

Se controlarán, con mucho cuidado, los movimientos del conjunto de la estructura, flechas, variaciones de longitud entre puntos de referencia escogidos de antemano, distorsiones de los apoyos, de forma que puedan relacionarse los fenómenos de la superficie y del interior de las piezas con los del conjunto.

4. Efecto del soleamiento.

El soleamiento de las obras de hormigón, provoca un calentamiento local de su losa superior y, algún tiempo después, de su parte inferior (por efecto del aire recalentado que está en movimiento bajo la obra). Este calentamiento ocasiona una flexión de la estructura.

Por ejemplo, durante la construcción de un puente por voladizos sucesivos, el extremo libre de la ménsula baja algunos centímetros, por efecto del soleamiento, y vuelve a su posición inicial aproximadamente a medianoche. Este fenómeno debería estudiarse completamente, al mismo tiempo que se toman las medidas descritas anteriormente.

5. Esfuerzos de pretensado. Cargas aplicadas.

La decisión de efectuar un conjunto de medidas de tal envergadura, debe tomarse antes de comenzar la ejecución de la obra. A partir de este momento y hasta el final de la toma de medidas, o sea, cinco o seis años después de terminada la estructura, hay que anotar todas las modificaciones de cargas que podrían ocurrir en la obra, en particular en las "superestructuras" que, con frecuencia, se cambian durante la construcción de la obra.

Una nueva capa de rodadura de 3 cm extendida sobre toda la calzada y no tenida en cuenta, puede falsear una buena parte de los resultados.

Finalmente, las fuerzas de pretensado debidas a algunos cables deberían poder ser controladas en cada instante. No olvidamos que esto es difícil y costoso, pero creemos que hay que centrar en ello la atención para poder afinar el método de interpretación.

6. Conclusiones.

Esperamos haber demostrado que sin aparatos muy costosos y en condiciones normales de obra se puede llevar a cabo una campaña sistemática de medidas interesantes. Todo ello ha podido hacerse gracias a la estrecha colaboración entre la Administración y la empresa constructora, por una parte, y entre la Oficina de Estudios y el Laboratorio, encargados de la ejecución de los ensayos y su interpretación, por la otra.

La obra fue proyectada por la Jefatura de Puentes y Carreteras del Oise (Distrito de Compiègne), bajo la dirección de M. Duminy y de M. Belmain, con la colaboración de Europe-Etudes.

La construcción la realizó la Compagnie Industrielle de Travaux (C.I.T.R.A.) en 1964.

La medida de la deformación fue encomendada al Centre Experimental des Travaux Publics et du Batiment, de París, y se ha llevado a cabo bajo la dirección de M. Mamillan durante la construcción de la obra, y después, hasta 1968.

La interpretación de los resultados ha sido hecha por Europe-Etudes y el C.E.B.T.P., bajo la supervisión de M. Belmain.

BIBLIOGRAFIA

- GUYON, Y.: "Constructions en béton précontraint". tomos I y II, Eyrolles, 1968 (véase especialmente capítulos II y XVI).
- Jornadas de la Asociación Científica del Pretensado 1967. *Annales del I.T.B.T.P.*, enero 1968. Comunicación de M. Dumas sobre "La relajación de los aceros".
- Recommandations internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton précontraint. Comité Mixto F.I.P./C.E.B., redacción provisional: Congreso de la F.I.P. París, 1966, segunda edición: Congreso de la F.I.P. Praga, 1970.
- Recommandations de l'Association scientifique de la Précontrainte pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton précontraint. París, 1965.
- Circular 44 del 12 de agosto de 1965 (Instrucción provisional para el empleo del hormigón pretensado en el Ministerio de Obras Públicas y Transportes, 1965).
- L'HERMITE y MAMILLAN: "Retrait et fluage du béton". *Annales del I.T.B.T.P.*, septiembre 1968.
- DELARUE: "Fluage et béton précontraint". Coloquio R.I.L.E.M., Munich, 1958.
- L'HERMITE, MAMILLAN y LEFEBRE: "Nouveaux résultats de recherches sur la déformation et la rupture du béton". *Annales del I.T.B.T.P.*, abril 1965.
- TYLER: "Determining stress in concrete structures". *Civil Engineering and Public works Review*, junio 1965.

Traducido por

J. JÓDAR

simposios ***de la*** ***F. I. P.***

del 28 de agosto al 3 de septiembre de 1976

La Federación Internacional del Pretensado, en colaboración con el "Concrete Institute", de Australia, celebrará dos Simposios Internacionales sobre "Puentes de mediana y pequeña luz" y "El hormigón pretensado en edificación", desde el 28 de agosto al 3 de septiembre de 1976, en Sydney, Nueva Gales del Sur, Australia.

El Simposio sobre "Puentes de mediana y pequeña luz", tendrá lugar durante los días 30 y 31 de agosto. En sus sesiones de trabajo se estudiarán: aspectos del cálculo, materiales, técnicas constructivas y estructuras especiales, principalmente puentes para ferrocarril.

El Simposio relativo a "El hormigón pretensado en edificación", se celebrará los días 2 y 3 de septiembre y en él se tratarán temas de cálculo, investigación, aspectos constructivos y descripción de estructuras especiales.

Los idiomas oficiales de los Simposios serán: alemán, francés, inglés y ruso. Se prepararán resúmenes de las distintas comunicaciones presentadas, para su distribución entre los participantes, en cada uno de dichos idiomas y en japonés.

El 1 de septiembre se realizará una excursión a Camberra, la capital de Australia, y se organizará un viaje post-Congreso a Nueva Zelanda, durante el cual habrá ocasión de visitar algunas obras importantes y diversos lugares de especial interés turístico. Para las señoras se preparará un atractivo programa de actividades.

Más adelante se indicarán detalles concretos sobre derechos de inscripción, sesiones de trabajo, visitas, viajes post-Congreso, etc., y se darán las instrucciones necesarias sobre la forma de presentar comunicaciones, películas, materiales para la exposición, etc.

Los interesados en recibir esta información deberán solicitarla dirigiéndose a:

Executive Officer.
Concrete Institute of Australia.
147, Walker Street.
North Sydney 2060.
Australia.

VIII congreso de la F.I.P.

del 30 de abril al 5 de mayo de 1978

Londres

A continuación se transcribe, para general conocimiento, el comunicado que acabamos de recibir de la Concrete Society, de Londres. "Esperamos poder recibirles en Londres, con motivo del VIII Congreso de la F.I.P. que habrá de celebrarse en el Hotel Hilton, de esta capital, del 30 de abril al 5 de mayo de 1978.

La Concrete Society se siente orgullosa de haber sido elegida para la organización de estos actos. Ya se han iniciado los preparativos, tanto para el Congreso como para la Exposición que, como siempre, se celebrarán simultáneamente. Se ha efectuado la reserva de los necesarios locales en un conjunto de hoteles de primera categoría, en Park Lane, junto a Hyde Park Corner, cerca de los jardines del Palacio de Buckingham. La sede central del Congreso estará en el London Hilton.

Entre los diversos temas de gran actualidad e interés que serán discutidos en las Sesiones Técnicas, podemos destacar los relativos a las aplicaciones del pretensado en la construcción de estructuras marítimas y a la utilización de hormigones polimerizados en elementos estructurales pretensados. Se están preparando una serie de visitas técnicas y un programa especialmente atractivo de actos sociales, tanto para los participantes en el Congreso como para sus esposas.

Se organizarán también varios viajes post-Congreso que permitirán a los congresistas conocer muchos de los lugares interesantes que en Inglaterra, y no sólo en Londres, existen. Al mismo tiempo tendrán la oportunidad de visitar algunas de las estructuras excepcionales últimamente construidas en hormigón pretensado.

Si desea usted estar puntualmente informado de cuantos detalles se vayan concretando en relación con este Congreso, solicite de su Grupo Nacional (en este caso la Asociación Técnica Española del Pretensado), el correspondiente formulario y, una vez debidamente cumplimentado remítalo, por favor, a:

The Concrete Society - F.I.P.'78.
Terminal House.
Grosvenor Gardens.
Londres SW1W OAJ.
(Inglaterra).

¡Esperamos verle en Londres, en mayo de 1978!"

ALAMBRES DE ACERO HEVA PARA HORMIGON POSTENSADO



Las estructuras postesas de hormigón con alambre de acero Heva «STABILIZED», proporcionan una mayor seguridad en los climas cálidos y en las aplicaciones específicas para Centrales Nucleares, por su menor relajación, combinada con una mayor resistencia a la tracción a elevadas temperaturas.

Consúltenos.

FABRICADOS BAJO EL COMPROMISO QUE RIGE EN HEVA, LA CIUDAD DEL ACERO:

**Contrastada la calidad,
nuestro lema es el servicio.**

ACEROS
HEVA

SOCIEDAD ANONIMA
ECHEVARRIA
BILBAO





HEVA LA CIUDAD DEL ACERO

La Ciudad del Acero es una importante denominación para la nueva fábrica de S. A. ECHEVARRIA, instalada en Basauri, como complemento necesario de las ya existentes en Recalde y Santa Agueda.

Pero la Ciudad del Acero es más que un concepto físico.

Es una realidad de experiencia, de investigación, de tecnología, de calidad controlada.

Y una realidad de servicio en toda España, con Delegaciones asistidas por Almacenes propios, dotadas de instalaciones de Tratamientos Térmicos y Servicios de Asistencia Técnica.

SOLICITE EL CATALOGO DE PUBLICACIONES HEVA.

PROGRAMA DE FABRICACION

Perfiles laminados y forjados
Barras calibradas y rectificadas
Fleje de mármol y granito
Perfil para regletas de oruga
Piezas forjadas y mecanizadas
Piezas estampadas
Cilindros para la laminación en frío

Cuchillas de acero rápido
Imanes fundidos y cerámicos (de ferritas)
Alambres de aceros especiales
Flejes laminados en frío de aceros especiales y pletinas
Piezas moldeadas de aceros especiales
Lingoteras
Lingote de moldería y cok

RED DE VENTAS, S. A. ECHEVARRIA

DELEGACION ZONA NORTE - ACEROS HEVA - ALAMEDA DE UROUJIO, 4 - BILBAO-8
ALMACEN ZONA NORTE - ACEROS HEVA - FABRICA BASAURI - SAN MIGUEL DE BASAURI - VIZCAYA
ALMACEN ZONA ALAVESA - ACEROS HEVA - BADAJOA, 19 - VITORIA
DISTRIBUIDOR ZONA ARMERA - LA IRONSTEEL, S. R. C. - SAN JUAN, 19 - EIBAR
DISTRIBUIDOR ZONA ASTURIANA - SUMINISTROS MENTREYA - MARQUES DE SAN ESTEBAN, 54 - GIJON
DELEGACION TOLOSA - ACEROS HEVA - CARRETERA MADRID-IRUN KM. 444 - IRURA - TOLOSA
DELEGACION ZONA ARAGON - ACEROS HEVA - AVENIDA FRANCISCO CABALLERO, 31 - ZARAGOZA
DELEGACION ZONA CATALUNA - ACEROS HEVA - BOLIVIA, 227 - BARCELONA-5
ALMACEN REDISTRIBUIDOR BALEARES - LA INDUSTRIAL Y AGRICOLA SOCIAS Y ROSELLO - CALLE HEROES DE MANACOR, 33-35 - PALMA DE MALLORCA
DELEGACION ZONA NOROESTE - ACEROS HEVA - CARRETERA DE BENS (LA MOURA) - LA CORUNA
ALMACEN REDISTRIBUIDOR PONTEVEDRA - TORRES Y SAEZ, S. R. C. - AVENIDA MADRID, S/N - VIGO
DELEGACION ZONA CASTILLA LA VIEJA - ACEROS HEVA - CARRETERA DE MADRID, KM. 186 - VALLADOLID
DELEGACION ZONA CENTRO - ACEROS HEVA - ANTONIO LOPEZ, 245 - MADRID-26
DELEGACION ZONA LEVANTE - ACEROS HEVA - CARRERA DE MALILLA, 79 - VALENCIA-13
ALMACEN REDISTRIBUIDOR - VIGACEROS, S. A. - SAN ANDRES, 9 - MURCIA
DELEGACION ZONA SUR - ACEROS HEVA - AVENIDA SANTA CLARA DE CURA, S/N - (POLIGONO INDUSTRIAL - CARRETERA AMARILLA) - SEVILLA



SOCIEDAD ANONIMA
ECHEVARRIA
BILBAO



VIII congreso internacional del BIBM

del 15 al 21 de mayo de 1975

En mayo de 1975 se celebrará en Stressa (Italia) el VIII Congreso Internacional de la Industria de Prefabricados de Hormigón”, BIBM-75.

Durante siete días, en el curso de las sesiones de trabajo, arquitectos, ingenieros, industriales y técnicos del mundo entero expondrán sus experiencias, estudios y previsiones; las posibilidades de desarrollo y los problemas relativos al empleo de los prefabricados de hormigón en la sociedad actual.

El programa aprobado para dicho Congreso es el siguiente:

Lunes 12 de mayo.

21,00 horas: Reunión del Comité Directivo del B.I.B.M.

Martes 13 de mayo.

8,30 - 18,00 horas: Palacio de Congresos.
Recepción de congresistas y entrega de la documentación.
10,00 horas: Reunión de la Asamblea General del B.I.B.M.
16,00 horas: Inauguración oficial del Congreso.

Miércoles 14 de mayo.

8,30 - 18,00 horas: Palacio de Congresos.
Recepción de congresistas y entrega de la documentación.
8,30 - 12,30 horas: Primera sesión de trabajo.
15,00 - 17,00 horas: Segunda sesión de trabajo.
17,00 - 18,30 horas: Tercera sesión de trabajo.
19,00 horas: Recepción oficial ofrecida a los congresistas.

Jueves, 15 de mayo.

8,30 - 10,45 horas: Palacio de Congresos.
Cuarta sesión de trabajo.
10,45 - 12,30 horas: Quinta sesión de trabajo.
15,00 - 18,30 horas: Sexta sesión de trabajo.

Viernes 16 de mayo.

Jornada dedicada a visitas técnicas.

Sábado 17 de mayo.

- 8,30 - 11,15 horas: Palacio de Congresos.
Séptima sesión de trabajo.
11,15 - 12,30 horas: Octava sesión de trabajo.
15,00 - 17,00 horas: Novena sesión de trabajo.
17,00 - 18,00 horas: Clausura oficial de las sesiones del Congreso.
21,00 horas: Excursión en barco por el lago.

Domingo 18 de mayo.

- 8,30 horas: Salida en autobús para Milán y visita a la "Cemento-Expo".
11,00 horas: Cóctel en la "Cemento-Expo".
12,00 horas: Regreso a Stresa.
Tarde libre.

Lunes 19 de mayo.

- 9,00 horas: Salida en barco para "Isola Bella". Visita al palacio Borromée y sus jardines.
Regreso a Stresa: Previsto para las 12,30.
20,00 horas: Cena de gala en el hotel Bristol (traje oscuro).

Parece inútil subrayar la importancia de estos Congresos. La rápida evolución de la tecnología y el desarrollo de la sociedad moderna cambian continuamente las condiciones en las cuales se desenvuelven las distintas actividades, y, por consiguiente, la información y los intercambios de ideas que en el curso de estas reuniones se efectúan se hacen cada día más necesarios.

Al mismo tiempo que el Congreso se celebrará también una especial exposición internacional de prefabricados de hormigón y de la maquinaria y productos industriales que intervienen en su fabricación.

El interés de los problemas tecnológicos y científicos que serán abordados en las sesiones de trabajo del Congreso, las posibilidades comerciales e informativas de la exposición internacional, el programa especial preparado para las señoras, las actividades sociales y turísticas previstas, la ocasión de disfrutar unas tranquilas jornadas de descanso, una vez clausurado el Congreso, en uno de los más atrayentes países de Europa, desde el punto de vista del paisaje, la historia y la cultura, permiten augurar una masiva participación en este VIII Congreso del BIBM.

Los interesados en recibir más información sobre el particular deberán dirigirse a las siguientes señas:

BIBM-75
Via Petitti, 16
20149 Milán (Italia)

segundas jornadas argentinas del hormigón pretensado

Organizadas por la Asociación Argentina del Hormigón Pretensado, durante los días 21 al 25 del pasado octubre, se han celebrado en Bahía Blanca las “Segundas Jornadas Argentinas del Hormigón Pretensado”, con la participación de más de 200 técnicos de distintas especialidades, no sólo argentinos, sino también procedentes de Brasil, España y Uruguay.

A lo largo de las siete Sesiones Técnicas programadas se presentaron 37 comunicaciones relacionadas con los siguientes temas: materiales, mecánica estructural, tecnología y realizaciones. Dentro de la V Sesión, el Sr. Piñeiro, Secretario de la Asociación Técnica Española del Pretensado, presentó un trabajo sobre “El control de calidad en la prefabricación de elementos resistentes de hormigón pretensado”. Los textos íntegros de todas estas comunicaciones serán recogidos en las “Memorias de las Jornadas” que se publicarán en fecha próxima.

Hubo también otras Sesiones dedicadas a la proyección de películas, un programa muy completo de actos sociales y culturales y una Jornada dedicada a visitas de interés turístico y técnico en los alrededores de Bahía Blanca.

En los mismos locales en que se celebraban las Sesiones, estuvo abierta una interesante exposición de materiales y equipos para pretensado.

La organización de las Jornadas, muy cuidada, resultó perfecta en todos los aspectos. Los participantes en las mismas quedaron muy satisfechos, tanto por el elevado interés técnico de los trabajos presentados como por las innumerables atenciones de que fueron objeto.

comisión de la F.I.P. sobre acero para pretensado

Durante el mes de octubre se celebró en Stuttgart, en el Instituto Otto-Graf, la reunión de la Comisión sobre Aceros para Pretensado, a la que asistió el representante español D. Manuel Eliccs Calafat, Jefe del Departamento de Ciencia de Materiales del Laboratorio Central de Obras Públicas y Catedrático de la Escuela de Ingenieros de Caminos.

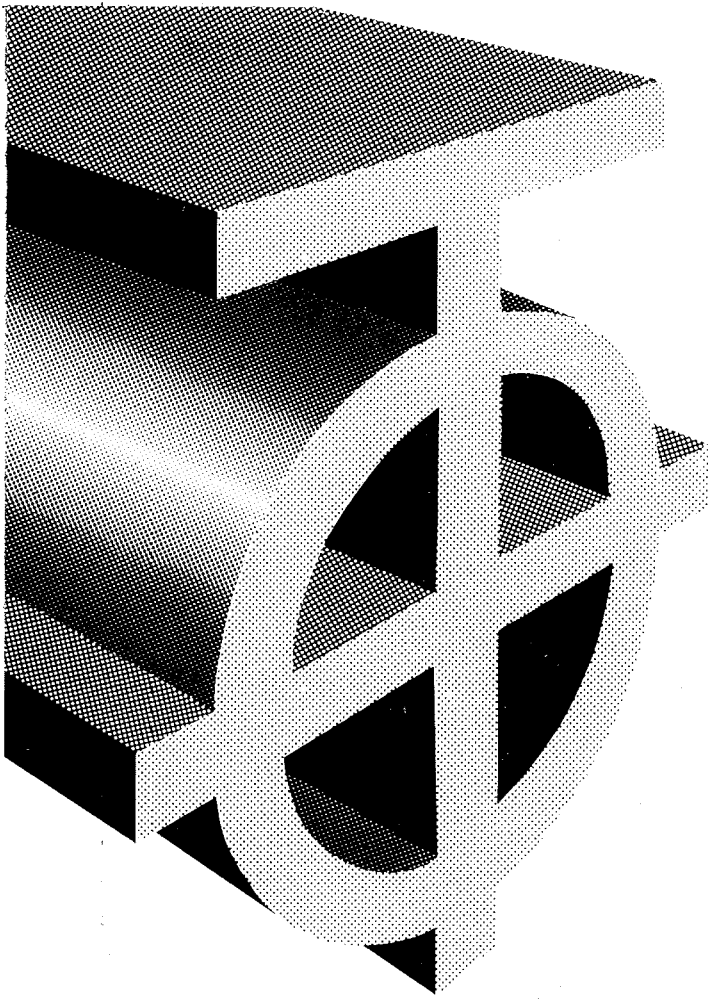
En dicha reunión se recogieron los primeros resultados de los trabajos realizados por los comités sobre: Adherencia, Terminología, Homologación, Temperaturas muy bajas y Efectos del curado al vapor sobre la relajación de los aceros.

También se presentó un resumen de la labor realizada por el comité de Corrosión bajo Tensión, en cuyos trabajos participa el Laboratorio Central desde hace tres años, y se propuso un ensayo, con tiocianato amónico, para conocer la susceptibilidad a la fragilización por hidrógeno de los aceros utilizados en pretensado.

reunión de la comisión de prefabricación de la F.I.P.

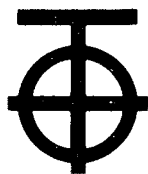
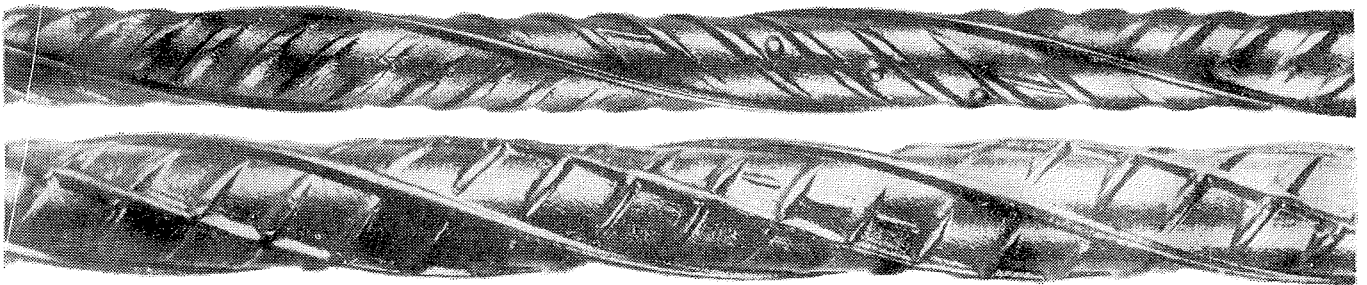
El pasado día 10 de octubre, y en los locales del Instituto Eduardo Torroja, se reunió la Comisión de Prefabricación de la Federación Internacional del Pretensado (F.I.P.) bajo la presidencia de Mr. Bernander. A dicha reunión asistieron representantes de Inglaterra, Francia, Suecia, Hungría y España. La delegación española estaba integrada por los señores Calavera y Piñeiro.

Entre otros temas, se trató de la organización de los Grupos de trabajo encargados de redactar los informes preliminares sobre las diversas materias que, para su estudio, han sido encomendadas a la Comisión por la Dirección de la F.I.P., con vistas al próximo Congreso Internacional de 1978. Fue ampliamente discutida también la colaboración con el C.E.B. en la preparación de la Norma Básica internacional C.E.B.-F.I.P., para hormigón, en la parte correspondiente a elementos prefabricados.



tetracero

ACERO CORRUGADO PARA ARMAR HORMIGON



Fuencarral, 123 · Tels. 447 93 00 · 04 · 08 · Madrid, 10

puente pretensado sobre el río Namangoza

FRANCISCO BALEN A.
Ingeniero Civil

SINOPSIS

En este artículo se hace una breve descripción del puente sobre el río Namangoza, cuya construcción estuvo bajo la dirección del ingeniero ecuatoriano Francisco Ballén, que al mismo tiempo es autor del proyecto. En las fotos que acompañan a este texto se puede apreciar el montaje de la cimbra (fig. 1), los primeros nervios del pórtico central hormigonados (fig. 2) y, por último, la estructura total terminada con la cimbra sin desmontar (fig. 3), y con la cimbra parcialmente desmontada (fig. 4).

DESCRIPCION DE LA OBRA

El puente se halla situado a 150 km de Cuenca, la tercera ciudad del Ecuador, en una carretera de penetración a la región oriental del país y sobre el río Namangoza.

Tiene una longitud total de 76 m, una anchura de 6 m libre y dos aceras laterales de 0,50 m.

El pórtico principal central, con montantes inclinados, tiene una luz entre arranques de 60 m, con un dintel de 32 m. Está organizado en cuatro nervaduras, con sus correspondientes arriostramientos y diafragmas transversales.

Figura 1.



Figura 2.



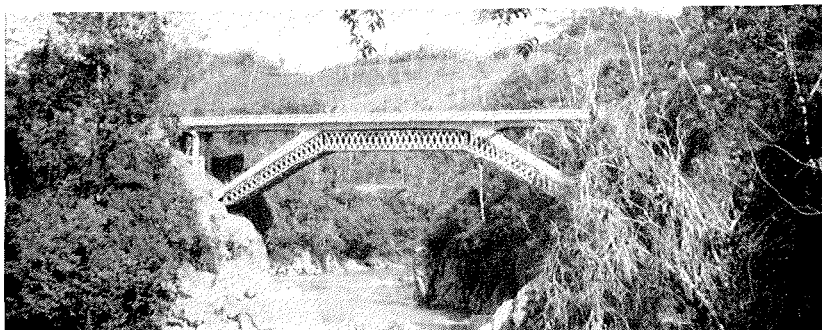


Figura 3.

A ambos lados del dintel central se apoyan dos tramos de 19 m, también con cuatro nervaduras, y, por último, en la ribera izquierda existe una estructura de acceso de 6 m de largo. El dintel del pórtico central (articulado en los arranques) está pretensado por 8 cables BS-64, y los tramos laterales, por 16 cables BS-64 cada uno.

En esta estructura se utilizaron 360 m³ de hormigón, 4.500 kg de acero de pretensado (de alta resistencia) y 31.000 kg de acero dulce ordinario.

El costo total del puente fue de 4.500.000 sucres.

Las resistencias especificadas fueron 350 kg/cm² para el hormigón, 16.500 kg/cm² para el acero de pretensado y 4.400 kg/cm² para el acero dulce. La carga adoptada para el proyecto del puente fue la A.A.S.H.O. H20-S16.

Entidad contratante del puente.

Centro de Reconversión Económica del Austro.

Proyecto.

Ingeniero Francisco Ballén A.

Empresa constructora.

Consorcio de tres empresas:

Preforzados BBRV (Ecuador).

Ingeniero Francisco Ballén A., Gerente.

Diseño Estructural y Control Técnico.

Ingenieros Eduardo Crespo y Rodrigo Andrade.

Oficina Técnica de Estructuras.

Ingenieros José Chacón y Jaime Brito.

Dirección de la obra.

Ingeniero Francisco Ballén A.



Figura 4.

ensayos de larga duración sobre la relajación de los aceros (*)

F. DUMAS

*Presidente de la "Association Scientifique
de la Précontrainte" (A.S.P.)*

INFORME DE AGOSTO DE 1973

Con el fin de conocer el comportamiento de los aceros de pretensado sometidos a una determinada tensión inicial, en 1956 se decidió realizar una serie de ensayos sistemáticos, destinados a investigar las variaciones experimentadas por dicha tensión al cabo de un cierto plazo, teniendo en cuenta las condiciones previas a las cuales habían sido sometidos tales aceros: con o sin sobretensión inicial; para una amplia gama de tensiones de preestirado; con distintas duraciones de preestirado y, por consiguiente, para valores diferentes de fluencia previa; y siempre a temperatura constante.

Para ello fue preciso, en primer lugar, elegir un tipo de máquina que ofreciese todas las garantías posibles de que no se producirían fenómenos capaces de falsear o modificar los efectos originados por la relajación pura isotérmica de los aceros a longitud constante.

A tal objeto era necesario, en particular:

- Trabajar en una nave acondicionada, cuidadosamente climatizada, con el fin de que las probetas se mantuviesen a temperatura constante a lo largo de toda la duración del ensayo. Ensayos anteriores habían demostrado la influencia de las variaciones de temperatura, por encima de los 0° C, en las pérdidas por relajación a temperatura positiva constante, así como la de las diferencias respecto a la temperatura teórica de ensayo.
- Evitar que los fenómenos de fluencia se superpusiesen a los de relajación propiamente dicha. De ahí la necesidad de operar a longitud realmente mantenida constante durante todo el ensayo.

Había también que asegurarse de que las mediciones no resultarían falseadas a consecuencia de un anclaje defectuoso capaz de permitir que se produjesen deslizamientos en los alambres sometidos a las elevadas tensiones de ensayo.

Si este anclaje se realizaba utilizando mordazas, el alambre ensayado quedaba expuesto a verse sometido a un fenómeno de estricción en las zonas próximas a las mordazas.

Por otra parte, resultaba también indispensable poder disponer de una gran longitud de alambre entre los dos anclajes extremos. Ciertos aparatos de laboratorio no siempre se prestan a que se pueda cumplir esta condición.

(*) *Nota editorial.* — Agradecemos muy sinceramente a M. Dumas la deferencia que ha tenido con nuestra Asociación, al facilitarnos el original de este interesante trabajo y autorizarnos a publicar, en nuestra Revista, la versión española del mismo.

Después de un minucioso examen de los diferentes tipos de máquinas utilizables para este ensayo, existentes en los distintos laboratorios, relativamente poco numerosas en aquella época, se llegó a la conclusión de que únicamente las máquinas de pesas que el profesor Campus había descrito en las memorias publicadas en Bélgica, en el boletín del C.E.R.E.S., tomo IV, de 1953, cumplían los necesarios requisitos y eran suficientemente perfectas y precisas para poder tener la seguridad de que se obtendrían mediciones correctas y un satisfactorio comportamiento de las probetas, incluso para tensiones próximas a las de rotura de los alambres.

Otra de las dificultades que había que superar era la de poder someter un número relativamente importante de probetas a ensayos comparativos, para diferentes condiciones previas y para toda una amplia gama de tensiones, que iban desde los 100 hasta 160 kg/mm², utilizando un mismo tipo de alambre trefilado, cuya tensión de rotura era un poco superior a los 160 kg/mm², con una dispersión muy reducida, según había podido comprobarse en los correspondientes ensayos previos de tracción hasta rotura efectuados.

Una vez realizadas las oportunas gestiones con el Laboratorio de la Universidad Técnica de Lieja, se llegó al acuerdo de equipar el mismo comprando e instalando toda una batería de nuevas máquinas de relajación, del tipo antes citado, y de iniciar, bajo la supervisión del profesor Campus y del lamentablemente ya fallecido profesor Louis, y bajo la inmediata dirección del profesor Gamski, toda la serie de ensayos que se había previsto.

Algunos de estos ensayos continúan todavía y se prolongarán durante varios años más.

Las particularidades de estos ensayos, cuidadosamente estudiadas y puestas a punto, son las que aparecen normalizadas en el informe presentado por M. Dumas al Comité mixto R.I.L.E.M.-F.I.P.-C.E.B., y que posteriormente han sido adoptadas por la R.I.L.E.M. como Recomendaciones Internacionales con la designación "Doc. 7-1-39 B", y cuyo texto se publicó en el número 15, de mayo-junio 1970, de la revista *Materiaux et Construction* de la R.I.L.E.M.

Los detalles correspondientes a los diversos ensayos de relajación efectuados y las conclusiones de los mismos deducidas aparecen en el fascículo "Resistencia y seguridad del hormigón pretensado", en el cual se agrupan los diferentes artículos precedentemente publicados por M. Dumas en la revista *Travaux* y que se resumen en la Memoria sobre materiales, escrita también por M. Dumas, para el libro dedicado a "Un demi-siècle de technique française de la Précontrainte", editado por la A.S.P. con motivo del V Congreso de la F.I.P. celebrado, en París, en junio de 1966.

* * *

La prolongación de tres de estos ensayos de relajación no tiene por objeto llegar a determinar los valores reales de las pérdidas de tensión registradas al cabo de quince o veinte años para los correspondientes aceros. Esto no tendría ningún interés, ya que las pérdidas de tensión registradas en las obras reales no son:

- Ni pérdidas por relajación *isotérmica*, puesto que tales obras se encuentran sometidas a fuertes variaciones de temperatura que modifican las de las armaduras de pretensado, aunque en éstas las variaciones térmicas queden muy atenuadas a causa de la mala conductividad del hormigón que les protege.
- Ni pérdida por relajación *a longitud constante*, ya que los elementos en que las armaduras van incorporadas están sometidos a reducciones de longitud bajo

los efectos de los sucesivos tesados de las armaduras activas y, sobre todo, a causa de la retracción y fluencia del hormigón; lo que da lugar a una considerable disminución de la relajación efectiva de los aceros, según ha quedado demostrado de forma evidente mediante los ensayos descritos por M. Dumas en las IX y X Sesiones de estudio de la A.S.P. celebradas en mayo de 1967 y marzo de 1968.

Por otra parte, los resultados obtenidos en los ensayos a los que el presente trabajo se refiere, no son aprovechables para valorar las pérdidas por relajación pura experimentadas por otros tipos de aceros, aun cuando se trate también de aceros trefilados, ya que desde 1956 las modalidades de fabricación de tales aceros han experimentado importantes modificaciones.

Como es lógico, menos lo serán aún para aceros laminados con temple bainítico, o templados al aceite, o para los aceros aleados, las barras, o los cordones trenzados.

La utilización, cada día más extendida, de *aceros estabilizados*, preconizada hace ya muchos años por M. Dumas, demuestra ante todo que se puede atenuar sensiblemente la relajación pura mediante un preestirado, o sometiendo los alambres a una sobretensión inicial. Esta disminución resulta tanto mayor cuanto más elevada es la sobretensión inicial dada al acero antes de su puesta en carga efectiva, respecto a la tensión inicial elegida, y más prolongada ha sido su acción (y, por consiguiente, la fluencia previa).

Por otra parte, una estabilización completa y definitiva puede lograrse sometiendo los aceros a los efectos de ciclos de variación de temperatura.

En la actualidad, los fabricantes de acero vienen aplicando simultáneamente ambos métodos, combinando los efectos mecánicos del primero y los térmicos del segundo. Ambos conducen a crear primero unas dislocaciones internas en el acero, y después, a bloquearlas.

Siendo la relajación el paso de un alargamiento elástico a otro plástico, a longitud constante, lo que corresponde al desplazamiento de las dislocaciones producidas en la red cristalina del acero; cuanto más fácilmente se desplacen las dislocaciones mayor será la relajación, e inversamente, cuanto más lentamente se desplacen tanto más débil será dicha relajación.

Durante la vida de servicio de las estructuras pretensadas, la fluencia se superpone a la relajación, a causa de los fenómenos de deformación diferida que experimenta el hormigón (retracción y fluencia). Dicha fluencia corresponde también a un desplazamiento de las dislocaciones en el metal; desplazamiento que origina igualmente un alargamiento plástico del acero bajo tensión.

Según el profesor Campus, ambos fenómenos están relacionados, y teóricamente resulta posible, cuando se dibuja la curva de fluencia de un acero sometido a una tensión dada, determinar la curva de relajación correspondiente a dicha tensión mediante una integración gráfica de las tensiones y tiempos.

Los efectos de las variaciones térmicas, a las cuales se puede someter un acero para estabilizarlo, calentándolo primero y enfriándolo después, combinados con los originados por un tratamiento mecánico apropiado, constituyen una extrapolación de la operación denominada *stress-relieving* (recocido de eliminación de tensiones), a la que se someten los alambres trefilados, ya que ésta se descompone en dos partes:

- Un enderezamiento mecánico, en frío, a la temperatura ambiente.
- Un revenido, a temperatura próxima a los 300° C, que bloquea en cierta medida las dislocaciones, limitando sus movimientos y reduciendo, como conse-

cuencia de ello, el valor de la relajación que desciende desde el 12 por 100 hasta el 6 ó 7 por 100, aproximadamente.

Para estabilizar un acero, lo que interesa, por consiguiente, es amplificar este fenómeno.

Pero, evidentemente, en fábrica no se podría lograr esto sin un aumento prohibitivo de los precios y una prolongación inadmisibles de los tratamientos finales dados al acero, al que habría que someter, para estabilizarlo, a sucesivos ciclos de variaciones de temperatura.

Ello obliga a recurrir a un ciclo único de revenido a alta temperatura, bajo una tensión suficientemente elevada:

- Ya sea sometido el alambre, después de la operación de enderezado a la temperatura ambiente para hacerlo autodesenrollable, a una tensión elevada del orden del 80 por 100 de su tensión de rotura, y después, bajo esta misma tensión, a un revenido a alta temperatura (200° C, por ejemplo).
- O bien, efectuando simultáneamente las operaciones de enderezamiento mecánico y de revenido, en lugar de realizarlas una a continuación de la otra. Esto permite obtener una movilidad muy reducida de las dislocaciones, transformando en permanentes los efectos más moderados a que da lugar la operación ordinaria de *stress-relieving*.

Como quiera que estos procedimientos de estabilización, en la actualidad, se aplican ya normalmente, el conocimiento de la cuantía de las pérdidas de tensión experimentadas al cabo de quince, veinte o más años por unas calidades de acero que ya no se fabrican, no ofrece en sí mismo más que un interés mínimo, sobre todo teniendo en cuenta que, como queda indicado, los aceros durante su vida de servicio no trabajan en las condiciones en que se realizan los ensayos de relajación pura en laboratorio, es decir, a una temperatura uniforme de 21° C y a longitud constante.

Presentan, en cambio, especial interés desde los siguientes puntos de vista:

1. Algunos técnicos mantenían la hipótesis de que los aceros de pretensado, al cabo de unos doce años de soportar los efectos de las elevadas tensiones a que se encuentran sometidos durante su vida de servicio, experimentaban una transformación en su estructura interna, pasando de un estado atómico a un estado molecular. Los ensayos que se comentan han demostrado que tal hipótesis no responde a la realidad. La curva representativa de las pérdidas de tensión registradas es perfectamente regular y no presenta punto singular alguno para ninguna de las tres probetas ensayadas sometidas, respectivamente, a las tensiones iniciales de:

- 160 kg/mm², después de un preestirado a 160 kg/mm².
- 160 kg/mm², después de un preestirado a 150 kg/mm², solamente.
- 150 kg/mm², después de un preestirado a 150 kg/mm².

La tensión unitaria media de rotura de estos alambres era de 161,6 kg/mm², con una dispersión muy pequeña.

2. A juicio de M. Dumas y según ya lo había expuesto en el Simposio de la F.I.P. sobre "Aceros" celebrado, en Madrid, en junio de 1968, en contra de la opinión de uno de los participantes en dicho Simposio que defendía la hipótesis mencionada en el punto 1 anterior, esta regularidad del diagrama de pérdidas seguirá manteniéndose, de acuerdo con todos los indicios, a lo largo de los próximos años.

3. Los citados ensayos demuestran, como ya se podía prever, que es posible evaluar con gran precisión las pérdidas de tensión que se producirán al cabo de un largo plazo, basándose en los resultados registrados, durante un período limitado de tiempo, en ensayos efectuados en laboratorio con arreglo a métodos normales que no modifiquen el estado natural o consistencia interna original del acero. No ocurre lo mismo con los llamados "ensayos acelerados". En primer lugar, nada hay que permita *a priori* suponer que estos ensayos acelerados sean realmente representativos. Por otra parte, tampoco puede asegurarse que no modifican, en mayor o menor grado y de forma aparentemente difícil de apreciar en el corto plazo en que se realizan, la consistencia y el comportamiento final de los aceros ensayados. La validez de estos ensayos sólo puede comprobarse a muy largo plazo y mediante la realización de otros ensayos iguales o parecidos a los antes indicados. Y hay que tener en cuenta que, el usuario, lo que le interesa es que se le garanticen las características de los aceros que va a utilizar en el momento en que va a emplearlos y mediante ensayos recientes incapaces de alterar en lo más mínimo la calidad del material.

Precisamente, para lograr un pleno convencimiento de la veracidad de los tres puntos que acaban de ser enunciados, se han iniciado y proseguido durante quince años los ensayos de relajación isotérmica a longitud constante, a los cuales se refiere el presente trabajo, y se proseguirán aún durante los próximos años, a pesar del inconveniente que representa tener inmovilizadas tanto tiempo las tres máquinas necesarias para su realización.

* * *

Después de una treintena de ensayos previos efectuados durante plazos variables, a partir de diciembre de 1956, bajo diferentes tensiones iniciales comprendidas entre 100 y 160 kg/mm², sin o con estirado previo a tensiones que podían llegar hasta los 160 kilogramos/mm² aplicadas, en general, durante dos minutos, y algunas veces durante plazos más prolongados, era ya posible tener una idea bastante precisa de las pérdidas de tensión que experimentarían, a lo largo del tiempo, por relajación isotérmica a 21° C y a longitud constante, los aceros trefilados de 7 mm de diámetro que eran los únicos que se venían utilizando en Francia desde el final de la guerra, es decir, durante más de diez años, en la construcción de estructuras pretensadas, siempre y cuando como es lógico, tales aceros se hubiesen encontrado, en servicio, en las mismas condiciones en que se mantenían las probetas ensayadas en laboratorio.

No obstante, para conseguir una mayor información y poder, además, estar en condiciones de valorar en qué medida eran aplicables a los aceros franceses de pretensado las observaciones formuladas por el profesor Franco Levi en el Congreso de Berlín, de mayo de 1958 (*), e intentar aclarar las dudas expuestas sobre el fenómeno de relajación, en el mismo Congreso, por el Dr. Janssonius (**), se estimó necesario proseguir durante varios años más, a partir de 1957, algunos de los ensayos de laboratorio ya iniciados, prolongándolos hasta plazos muy superiores a las mil horas, que era la duración normal de estos ensayos en aquella época.

El profesor Levi, basándose en los resultados obtenidos en varios ensayos, estudia el fenómeno de la relajación en los aceros italianos fabricados en aquella época, especialmente en los aceros trefilados, y señala los valores de las pérdidas de tensión, originadas por esta causa, que deben tenerse en cuenta al calcular un elemento pretensado. Llama la atención sobre el hecho de que, al valorar estas pérdidas, es preciso considerar los efectos de los fenómenos de deformación diferida que afectan al hormigón.

(*) Véase la comunicación presentada por el profesor Franco Levi sobre "El problema de los aceros de pretensado en Italia". Volumen III de los Proceedings de la F.I.P. correspondientes al Congreso de Berlín, páginas 451 y siguientes.

(**) Véase: "Informe general sobre la segunda sesión", por el doctor Janssonius, en la publicación citada, página 510.

En la programación de los ensayos que se iban a prolongar a partir de 1957, se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones:

- Por una parte, que para los aceros que normalmente se utilizaban en pretenzado, que eran alambres trefilados de 7 mm de diámetro, con una tensión unitaria de rotura algo superior a los 160 kg/mm², la tensión inicial efectiva, una vez deducidas las pérdidas en los anclajes, en los gatos y durante el tesado, era del orden de los 135 kg/mm².
- Por otra parte, que para tensiones elevadas próximas a las de rotura, los ensayos realizados habían demostrado que si bien las pérdidas por relajación eran tanto más elevadas en tanto por ciento cuanto mayores eran las tensiones en el acero, también las tensiones residuales subsistentes eran tanto más importantes cuanto mayores eran la tensión inicial y la de preestirado.

Aparte de numerosos ensayos que se prolongaron hasta mil cuatrocientas cuarenta, dos mil e incluso tres mil horas, pueden citarse como ensayos de mayor duración, los que a continuación se indican, que fueron suspendidos el 20 de noviembre de 1958 con el objeto de dejar libres tres de las máquinas que se venían utilizando. Estos ensayos, todos ellos correspondientes a alambres trefilados de 7 mm de diámetro, son:

- Designación de la probeta: 4Bar. Tesa a 155 kg/mm², sin estirado previo (0/155). Tensión subsistente al cabo de 4.000 horas: 132,9 kg/mm². Pérdidas: 22,1 kilogramos/mm² = 14,27 por 100.
- Designación de la probeta: 4Bb. Tesa a 155 kg/mm², con estirado previo a 155 kg/mm², durante dos minutos (155/155). Tensión subsistente al cabo de 4.000 horas: 134,2 kg/mm². Pérdidas: 20,8 kg/mm² = 13,42 por 100.
- Designación de la probeta: 2Bb. Tesa solamente a 135 kg/mm², con el mismo estirado previo que la anterior o sea, 155 kg/mm², durante dos minutos (155/135). Tensión subsistente al cabo de 3.900 horas: 123,6 kg/mm². Pérdidas: 11,4 kg/mm² = 8,44 por 100.

Dos ensayos más, bajo tensión inicial de 135 kg/mm², con estirado previo, se prolongaron durante plazos aún mayores. Fueron los siguientes:

- Designación de la probeta: 4Car. Tesa a 135 kg/mm², después de un estirado previo a 160 kg/mm², durante dos minutos (160/135). Tensión subsistente al cabo de 10.051 horas: 122,2 kg/mm². Pérdidas: 12,8 kg/mm² = 9,48 por 100.
- Designación de la probeta: 3cb. Tesa a 135 kg/mm², después de un estirado previo a 150 kg/mm², durante veinticuatro horas (150/135). Tensión subsistente al cabo de 10.000 horas: 126 kg/mm². Pérdidas: 9 kg/mm² = 6,67 por 100.

El primero de estos ensayos demuestra, por comparación con los resultados obtenidos en el de la probeta 2Bb, la influencia de un estirado previo a una tensión lo más alta posible. El segundo evidencia el efecto aún más favorable de una tensión previa prolongada, que aumenta la fluencia inicial. Ello da lugar a que se produzcan dislocaciones en el metal, por alargamiento plástico bajo tensión, las cuales quedan después bloqueadas cuando deja de actuar dicha tensión previa. Estos hechos vienen a confirmar lo expuesto a propósito de los métodos de estabilización, en los que se combinan procedimientos mecánicos y térmicos.

* * *

Con respecto a los fines perseguidos y a las comprobaciones efectuadas con los ensayos iniciados a principios del año 1957, se estimó necesario, de acuerdo totalmente con las ideas del Ilorado Prof. Louis, continuar sin interrupción tres de dichos ensayos, seleccionados como los más característicos y que podrían ser los más instructivos, ya que se referían a las pérdidas de tensión experimentadas por alambres trefilados, de 7 mm de diámetro, sometidos a una tensión inicial elevada, próxima a la de rotura, después de un estirado previo, durante dos minutos, bajo tensión igualmente elevada.

Las características mecánicas de estos aceros, determinadas mediante ensayo en una máquina Tinius-Olsen, eran las siguientes:

Módulo de elasticidad	20.000	kg/mm ²
Límite AFNOR para la deformación de 0,1 por 100	113,03	kg/mm ²
Límite AFNOR para la deformación de 0,2 por 100	122,13	kg/mm ²
Tensión media unitaria de rotura, bajo carga estática	161,60	kg/mm ²
Alargamiento de rotura medido sobre base de 200 mm	5	%
Estricción	38	%

Debe recordarse que en aquella época (1957-1958) no existían todavía las especificaciones de la A.S.P. para la determinación de las características de los aceros de pretensado. Fue en 1959, con ocasión de la reunión de Belgrado de la Comisión Permanente de la R.I.L.E.M., cuando se decidió, como consecuencia de la petición formulada en el coloquio de la R.I.L.E.M. celebrado en Lieja en octubre de 1958, a continuación del Congreso de Berlín de la F.I.P., crear un Comité mixto R.I.L.E.M.-F.I.P.-C.E.B. para redactar unas recomendaciones internacionales con el objeto de normalizar los ensayos relativos a las armaduras para hormigón armado y hormigón pretensado.

Este Comité, presidido por el Prof. Louis, a lo largo de una serie de reuniones celebradas en París (1960), Amsterdam (1960), Lieja (1961), Munich (1961) y Zurich (1962), redactó una colección de normas de ensayos, que después de sometidas a una revisión final en 1963, se publicaron en el número 23 de la revista *Materiaux et Construction*, de la R.I.L.E.M., en 1964. De estas normas, siete se refieren a las armaduras de pretensado y una a las de hormigón armado.

* * *

Los ensayos de relajación propiamente dicha, en el caso en que se efectuase un estirado previo, se realizaban de la forma siguiente:

a) Estirado previo.

Se procedía a una puesta en carga progresiva, hasta alcanzar el valor de la tensión previa fijada, con una velocidad constante capaz de producir un alargamiento de 0,2 por 100 por minuto, que se correspondía sensiblemente con la práctica de obra.

Una vez alcanzada esta tensión, se efectuaba una primera lectura del *alargamiento antes de la fluencia*.

Después se mantenía constante esta tensión durante un tiempo fijado (dos minutos en el caso de estos tres ensayos) y se medía, al final de dicho plazo, el nuevo alargamiento, con el objeto de determinar la fluencia del acero bajo la tensión de estirado previo.

A continuación se procedía a la descarga progresiva con la misma velocidad constante de 0,2 por 100 de disminución de alargamiento por minuto y, cuando se llegaba de nuevo a carga nula, se medía la deformación remanente después del estirado previo.

b) Tesado definitivo y relajación isotérmica a longitud constante.

En esta fase se volvía a cargar la probeta, hasta alcanzar la tensión inicial del ensayo de relajación, con la misma velocidad de puesta en carga que para el estirado previo, y se bloqueaba la máquina para que las sucesivas mediciones de relajación se hicieran siempre a longitud rigurosamente constante. Estas mediciones se efectuaban después de transcurridos los plazos de tiempo que a continuación se indican:

1 - 3 - 6 - 15 - 30 minutos.

1 - 2 - 3 - 4 - 5 - 6 - 24 horas.

A partir de las mil horas, las lecturas de la relajación se hacían una vez por semana hasta transcurrido un año, y luego una vez por mes, hasta los dos años. Después de los dos años las lecturas se hacían cada tres meses.

Al término de cada uno de los intervalos citados, se determinaba la tensión en el alambre según el procedimiento descrito en la página 74 del trabajo de M. Dumas sobre "La resistencia y la seguridad del hormigón pretensado".

El alambre número 10 se sometió a una tensión previa de 150 kg/mm², mantenida constante durante dos minutos y después a una tensión inicial de también 150 kg/mm².

El alambre 4Bc, estirado durante dos minutos mediante una tensión previa de 160 kg/mm², se sometió luego, como el anterior, a una tensión inicial de 150 kg/mm².

El alambre 3Cc, sometido durante dos minutos a una tensión previa de estirado de 160 kg/mm², como el 4Bc, se sometió a continuación a una tensión inicial de 160 kg/mm².

Durante las operaciones de preestirado, los valores de los alargamientos registrados fueron los que en el siguiente cuadro se indican:

Designación de la probeta	Tensión de estirado previo kg/mm ²	Tensión inicial de relajación kg/mm ²	Alargamiento antes de la fluencia 10 ⁻⁵	Alargamiento de fluencia durante dos min. 10 ⁻⁵	Deformación remanente después del estirado previo 10 ⁻⁵ en %
10	150	150	1.662,8	141,2	1,05
4Bc	160	150	3.680,0	640	3,52
3Cc	160	160	3.662,0	512	3,37

Las mediciones de la relajación de estos alambres se efectuaron, sin interrupción, a partir del:

- 4 de febrero de 1958, en el alambre número 10.
- 22 de diciembre de 1958, en el alambre 4Bc.
- 26 de enero de 1959, en el alambre 3Cc.

En la actualidad, después de transcurridos ya unos quince años, se continúan haciendo las correspondientes mediciones; y la intención es proseguirlas hasta llegar al menos a los veinte años.

* * *

En el informe adjunto se indican los resultados registrados hasta 1.º de agosto de 1973, por años completos. Dichos datos pueden resumirse en la forma siguiente:

	Tensión		Tensión registrada		Pérdidas de tensión	
	De estirado previo kg/mm ²	Inicial kg/mm ²	Al cabo de años	En kg/mm ²	En años	kg/mm ²
Alambre 10, 150/150 ...	150	150	15	125,78	15	24,22
Alambre 4Bc, 160/150.	160	150	14	127,78	14	22,22
Alambre 3Cc, 160/160.	160	160	14	131,25	14	28,75

Si para comparar los resultados correspondientes a un mismo período de tiempo (catorce años), se toman para el alambre número 10 los datos indicados en el informe para el año anterior, se obtienen los siguientes resultados:

Alambre 10, 150/150 ...	150	150	14 años	125,98	14 años	24,10
-------------------------	-----	-----	---------	--------	---------	-------

Del cuadro-resumen anterior se deducen, para las pérdidas de tensión, los siguientes resultados expresados en tantos por ciento de la tensión inicial:

	Tensión		Pérdidas de tensión al cabo de 14 años	
	De estirado previo kg/mm ²	Inicial kg/mm ²	En kg/mm ²	En tanto por ciento
Alambre 10 (150-150)	150	150	24,22	16,15
Alambre 4Bc (160-150)	160	150	22,22	14,81
Alambre 3Cc (160-160)	160	160	28,75	18,20

Todos estos valores se estiman perfectamente razonables.

* * *

Dada la regularidad de las curvas de las pérdidas de tensión, se estimó lógico intentar extrapolar los resultados obtenidos en el pasado, para prever los que se registrarán en el futuro.

Este trabajo fue realizado por el Prof. Gamski quien, según ya se ha indicado, es el que dirige este programa de ensayos en el Laboratorio del Instituto de Ingeniería Civil de Lieja.

La extrapolación se obtuvo trazando una recta que unía los puntos representativos de las pérdidas de tensión a 1.000 y 10.000 horas. Como las mediciones efectuadas no coincidían exactamente con estos plazos, los valores de dichas pérdidas se calcularon por interpolación entre los registrados en las lecturas inmediatamente anteriores y posteriores a los plazos indicados.

De esta forma se pudo determinar el valor probable de las pérdidas de tensión al cabo de 10^7 horas, para cada uno de los tres alambres sometidos a ensayo.

Las lecturas efectuadas a los ocho años, es decir, en 1965, para el alambre número 10, y en 1966 para los otros dos alambres, han permitido recalcular los coeficientes

angulares de las rectas reales y, a partir de ellas, prever con mayor precisión los valores que alcanzarán las pérdidas por relajación al cabo de las 10^7 horas.

A continuación se indican los resultados de las correcciones y cálculos efectuados por el Prof. Gamski:

	Coeficientes angulares		Pérdidas de tensión previstas a 10^7 horas en kg/mm^2	
	Extrapolados	Corregidos al final de los ocho años	Extrapoladas	Corregidas al final de los ocho años
Alambre 10, 150/150	0,08591	0,08653	35,3	35,5
Alambre 4Bc, 160/150	0,07786	0,07613	31,50	31,00
Alambre 3Cc, 160/160	0,07637	0,0759	40,675	40,5

En agosto de 1972, y con la intención de lograr todavía una mayor precisión, el Profesor Gamski ha recalculado los valores extrapolados que aparecían en los anteriores informes, teniendo en cuenta los años bisiestos y utilizando tablas de logaritmos con cinco decimales. De esta forma se han obtenido los resultados que se indican en los cuadros incluidos a continuación.

El cuadro I permite comparar los valores de las relajaciones anuales medidas, con los valores extrapolados.

En el cuadro II se indican los detalles de estas extrapolaciones.

CUADRO I.—Relajación anual medida y extrapolada

	Alambre 3Cc (160/160)		Alambre 10 (150/150)		Alambre 4Bc (160/150)		Media	
	Medida	Calcul.	Medida	Calcul.	Medida	Calcul.	Medida	Calcul.
Al cabo de un año	23,68	23,735	19,00	19,305	18,20	18,143	—	—
De 1 a 2	1,41	1,284	1,85	1,194	1,28	0,981	1,51	1,153
2 a 3	0,75	0,781	0,45	0,734	0,42	0,603	0,54	0,706
3 a 4	0,54	0,569	0,52	0,535	0,42	0,437	0,49	0,514
4 a 5	0,36	0,450	0,36	0,429	0,44	0,345	0,39	0,408
5 a 6	0,46	0,375	0,40	0,348	0,39	0,287	0,42	0,337
6 a 7	0,48	0,320	0,47	0,303	0,13	0,245	0,36	0,289
7 a 8	0,28	0,280	0,35	0,265	0,24	0,215	0,41	0,253
8 a 9	0,12	0,249	0,17	0,237	0,06	0,193	0,12	0,226
9 a 10	0,11	0,226	0,20	0,214	0,08	0,173	0,13	0,204
10 a 11	0,09	0,205	0,16	0,195	0,07	0,157	0,11	0,186
11 a 12	0,02	0,189	0,04	0,180	0,19	0,145	0,09	0,171
12 a 13	0,28	0,175	0,04	0,166	0,11	0,133	0,14	0,157
13 a 14	0,17	0,163	0,09	0,155	0,19	0,126	0,15	0,148
14 a 15	—	0,152	0,12	0,146	—	0,116	—	0,138
15 a 16	—	0,143	—	0,137	—	0,110	—	0,130
16 a 17	—	0,135	—	0,129	—	0,104	—	0,122
17 a 18	—	0,129	—	0,122	—	0,099	—	0,117
18 a 19	—	0,121	—	0,117	—	0,093	—	0,110
19 a 20	—	0,115	—	0,111	—	0,089	—	0,105

TABLA II.—Detalle de las relajaciones calculadas

Años	Alambre 3Cc, 160/160			Alambre 10, 150/150		Alambre 4Bc, 160/150	
	Relajación (kg/mm ²)	Relajación anual		Relajación (kg/mm ²)	Relajación anual (kg/mm ²)	Relajación (kg/mm ²)	Relajación anual (kg/mm ²)
		Período	(kg/mm ²)				
1	23,7353			19,3050		18,1429	
2	25,0188	1- 2	1,2835	20,4985	1,1935	19,1237	— 0,9808
3	25,8000	2- 3	0,7812	21,2320	0,7335	19,7271	— 0,6034
4	26,36906	3- 4	0,56906	21,7670	0,5350	20,1636	— 0,4365
5	26,8186	4- 5	0,44954	22,1960	0,4290	20,5085	— 0,3449
6	27,1936	5- 6	0,3750	22,5440	0,3480	20,7962	— 0,2877
7	27,5134	6- 7	0,3198	22,8470	0,3030	21,0413	— 0,2451
8	27,7933	7- 8	0,2799	23,1120	0,2650	21,2564	— 0,2151
9	28,0427	8- 9	0,2494	23,3490	0,2370	21,4476	— 0,1912
10	28,2683	9-10	0,2256	23,5630	0,2140	21,6205	— 0,1729
11	28,4734	10-11	0,2051	23,7580	0,195	21,7780	— 0,1575
12	28,6619	11-12	0,1885	23,9377	0,1797	21,9225	— 0,1445
13	28,8366	12-13	0,1747	24,1039	0,1662	22,0560	— 0,1335
14	28,9995	13-14	0,1629	24,2588	0,1549	22,1815	— 0,1255
15	29,1517	14-15	0,1522	24,4044	0,1456	22,2984	— 0,1169
16	29,2948	15-16	0,1431	24,5411	0,1367	22,4079	— 0,1095
17	29,4299	16-17	0,1351	24,6700	0,1289	22,5115	— 0,1036
18	29,5584	17-18	0,1285	24,7290	0,1220	22,6100	— 0,0985
19	29,6798	18-19	0,1214	24,9088	0,1168	22,7034	— 0,0934
20	29,7951	19-20	0,1153	25,0194	0,1106	22,7921	— 0,0887
100	33,6651	20-100	3,8700	28,7560	3,7366	25,7613	— 2,9692

Basándonos en estos resultados, el Prof. Gamski ha dibujado el diagrama 1 (*), en el cual se representan, año por año y a escala lineal, las pérdidas de tensión medidas en cada uno de los tres alambres y se comparan con las calculadas por extrapolación.

Este gráfico demuestra claramente que si bien las pérdidas se van atenuando a medida que pasa el tiempo, no llegan a anularse totalmente, al menos dentro del plazo transcurrido en los ensayos efectuados. Al cabo de trece y catorce años, alcanzan todavía un valor de 0,1 kg/mm², aproximadamente.

Existen muchas probabilidades de que se trate de valores extremos, debido a que las tensiones iniciales a que fueron sometidos los alambres eran muy elevadas y muy próximas al valor de la tensión unitaria de rotura que, como se recordará, era de 161,6 kg/mm².

Parece, sin embargo, que hasta el décimo año, en el caso de los tres alambres ensayados, las pérdidas de tensión resultan ligeramente superiores a las calculadas por extrapolación, admitiendo un diagrama lineal para las pérdidas, después de las mil horas, en una representación semi-logarítmica.

Después de este plazo, la tendencia parece ser la inversa.

Evidentemente, no debe pensarse en que estas conclusiones son susceptibles de generalización para todos los tipos de acero.

(*) Este gráfico núm. 1 y los núms. 2, 3, 4, 5 y siguientes aparecen completados con los datos del informe de marzo de 1974, que más adelante se incluye.

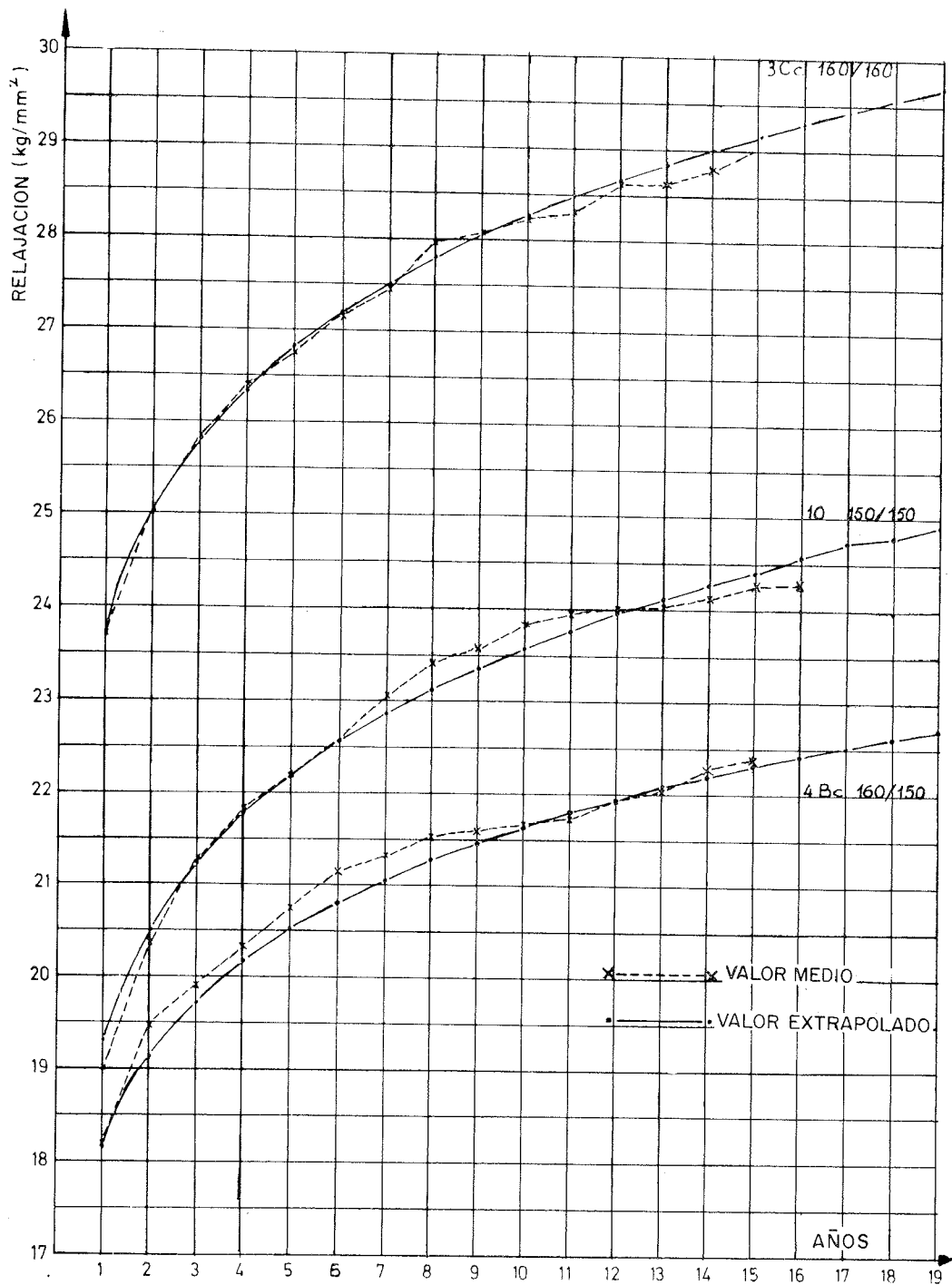


Gráfico 1

Lo único que cabe afirmar es que la adopción de un diagrama lineal de las pérdidas por relajación, en coordenadas semi-logarítmicas permite obtener una correcta representación de las mismas. Las diferencias registradas entre los valores medidos y los calculados por extrapolación son del orden de las milésimas, como puede comprobarse en el último cuadro que se incluye en el informe de los ensayos emitido por el Laboratorio de Lieja en marzo de 1974 (véase más adelante).

* * *

Para avanzar aún más en su análisis del fenómeno, el Prof. Gamski ha trazado, para cada alambre, un gráfico (gráficos 2, 3 y 4) en los cuales ha representado la relajación anual calculada y medida, en función del tiempo, agrupándolos después los tres en un diagrama único, que es el número 5.

De esta forma se comprueba claramente que la relajación anual experimenta una amortiguación bastante parecida en los tres alambres, teniendo en cuenta la dispersión que puede afectar a las mediciones efectuadas.

Para estos tres alambres, sometidos a una tensión previa y tesos, después, a una tensión inicial de valor muy próximo a la de rotura (161,6 kg/mm²), el valor anual de la relajación es, al cabo de trece o catorce años, del orden de la milésima de la tensión residual.

* * *

Como conclusión provisional de estos ensayos de muy larga duración, puede afirmarse que la relajación isotérmica, a longitud constante es, ante todo, función de la tensión a la cual se someten los correspondientes alambres. Esta tensión:

- En el caso de un preestirado, reduce la importancia de las pérdidas ulteriores por relajación, tanto más cuanto mayor es su valor.
- Y conduce a pérdidas de tensión mayores, en tanto por ciento, cuanto más elevada es la tensión inicial. Sin embargo, en todos los casos, la tensión residual es también tanto mayor cuanto más elevada es dicha tensión inicial.

Por consiguiente, es recomendable *en todos los casos*, para conservar la máxima fuerza de pretensado posible, tesar los alambres a la más elevada tensión admisible.

La estabilización de los alambres mediante una adecuada combinación de efectos mecánicos y térmicos, hace innecesario con los modernos aceros, el preestirado de las armaduras antes de su tesado definitivo, con el objeto de atenuar la relajación.

Parece que la relajación a largo plazo puede representarse de un modo satisfactorio, mediante la ecuación:

$$\log \sigma_t = \log a + b,$$

en la cual el término *a* depende únicamente de la tensión inicial, mientras que el término correctivo *b* depende, a la vez, de la tensión inicial y de la sobretensión, comprobada durante un cierto número de años, con relación a los valores calculados por extrapolación, como previsión de la magnitud de las pérdidas por relajación a largo plazo. Esta sobretensión tiene tendencia a anularse progresivamente con el tiempo.

* * *

INFORME DE MARZO DE 1974

Este trabajo es continuación del publicado en agosto de 1973, en el que se hacía un informe sobre los resultados obtenidos, hasta la fecha, en los ensayos de relajación isotérmica, a 21° C, de muy larga duración, sobre un cierto número de probetas de alambres redondos, lisos, trefilados, de 7 mm de diámetro, preestirados durante dos minutos y sometidos después a tensiones iniciales próximas a su tensión de rotura. Las probetas se mantenían a longitud constante. En el citado trabajo se anunciaba que los ensayos continuarían, hasta llegar por lo menos a los veinte años, bajo la alta dirección de los profesores Fagnoul y Gamski, en el Laboratorio de la Universidad de Lieja.

El 6 de marzo de 1974, dicho laboratorio ha emitido un nuevo informe en el que se recogen los resultados registrados durante quince y dieciséis años, con respecto a las tres probetas sometidas a ensayo.

Estos resultados son los que se consignan en el cuadro inicial de dicho informe, que más adelante se incluye. También se representan en el gráfico recapitulativo que aparece al final del mismo.

Las características mecánicas de los aceros y los métodos de ensayo utilizados, han sido ya descritos en el informe de agosto de 1973. Por tanto, a continuación únicamente se indican y comentan los resultados registrados hasta la fecha, a partir del informe anterior de agosto de 1973 y algunos otros datos que en él no se incluían.

En el gráfico general que se incluye al final del informe emitido por el Laboratorio de Lieja, en marzo de 1974, se representan los resultados de todas las mediciones hechas en estos ensayos, incluidas las últimas efectuadas al cabo de dieciséis años para el alambre número 10, y de quince años para los alambres 4Bc y 3Cc. En él se comprueba que, adoptando una representación semilogarítmica, la ley de las pérdidas de tensión continúa siendo lineal, lo que justifica que para prever las caídas de tensión por relajación a lo largo del tiempo, se utilice la fórmula propuesta al final del informe de agosto de 1973, es decir:

$$\log \sigma_t = \log a + b.$$

Como también se indicaba ya en dicho informe, para poder analizar más a fondo estos fenómenos y su evolución a lo largo del tiempo, teniendo en cuenta los efectos combinados del preestirado a distintas tensiones a que se sometieron los alambres ensayados, y de las tensiones iniciales (150 ó 160 kg/mm²), próximas a su carga unitaria de rotura (161,6 kg/mm²), aplicadas a dichos alambres, el Prof. Gamski decidió dibujar nuevos gráficos, utilizando escalas lineales, para representar las pérdidas de tensión por relajación pura, isotérmica, a longitud constante, relativas a cada uno de los tres alambres ensayados. Estos gráficos, que son los que aparecen numerados del 1 al 5 en el informe de agosto del 73, permiten comparar mejor los resultados medidos durante los últimos años, en cada alambre, con los valores correspondientes calculados por extrapolación en la forma anteriormente indicada.

En el gráfico 1 se han señalado, en ordenadas y utilizando una escala lineal:

- Las relajaciones, es decir, las pérdidas de tensión medidas desde la iniciación de los ensayos.
- Y de trazo continuo, las curvas teóricas de relajación deducidas mediante la extrapolación efectuada para valorar las pérdidas que se producirían por esta causa a lo largo de los sucesivos años durante las cuales se iban a prolongar los ensayos.

Como puede apreciarse, las curvas representativas de las pérdidas medidas adoptan un trazado sinusoidal a uno y otro lado de las curvas teóricas, lo que indica:

- Sobretensiones moderadas, durante un cierto número de años, con respecto a los valores teóricos.
- Después, durante un nuevo período, tensiones un poco más débiles que las teóricas, es decir, pérdidas de tensión ligeramente superiores a las que la curva teórica hacía prever.
- A continuación, parece iniciarse una nueva tendencia a sobretensiones, menores que en la primera fase.

Los gráficos números 2, 3 y 4, en los cuales se ha representado el comportamiento de cada uno de los alambres, aisladamente considerados, en función del tiempo, siem-

RELAJACION ANUAL, A LONGITUD CONSTANTE

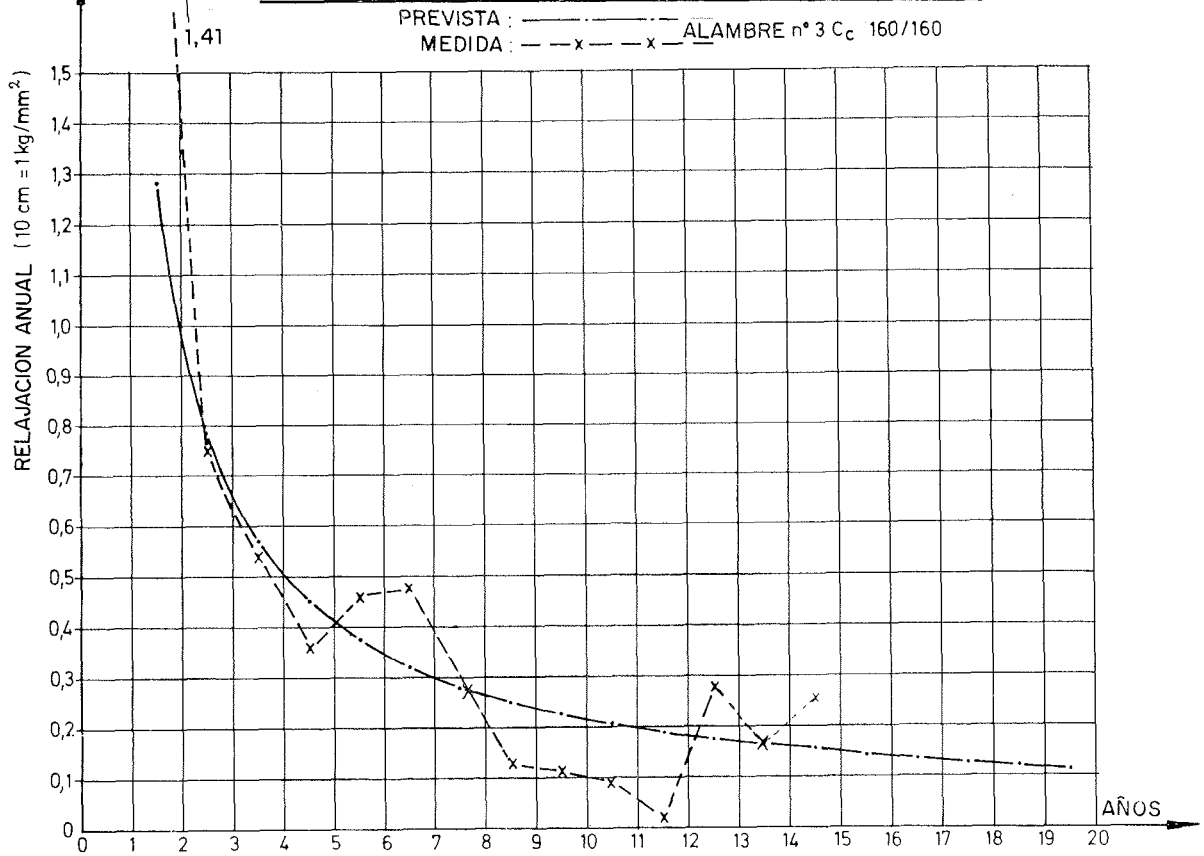


Gráfico 2

RELAJACION ANUAL, A LONGITUD CONSTANTE

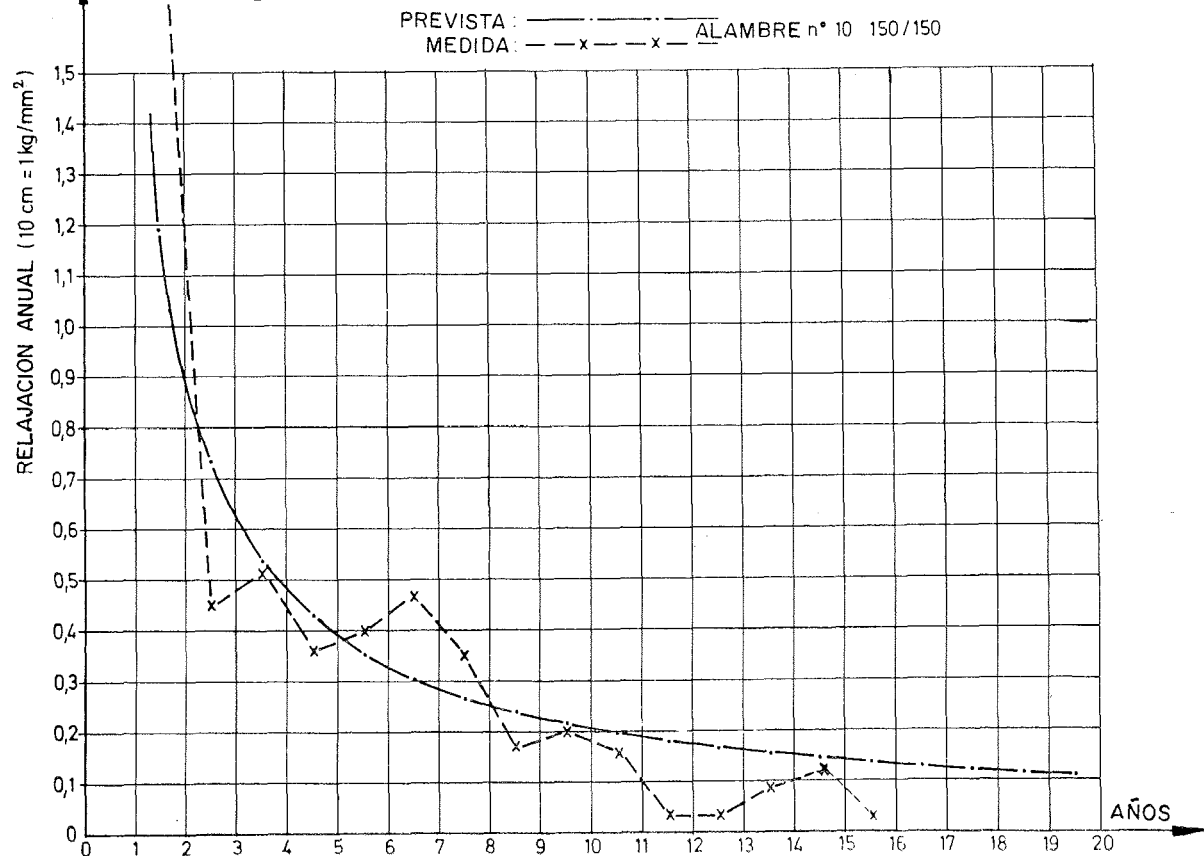


Gráfico 3

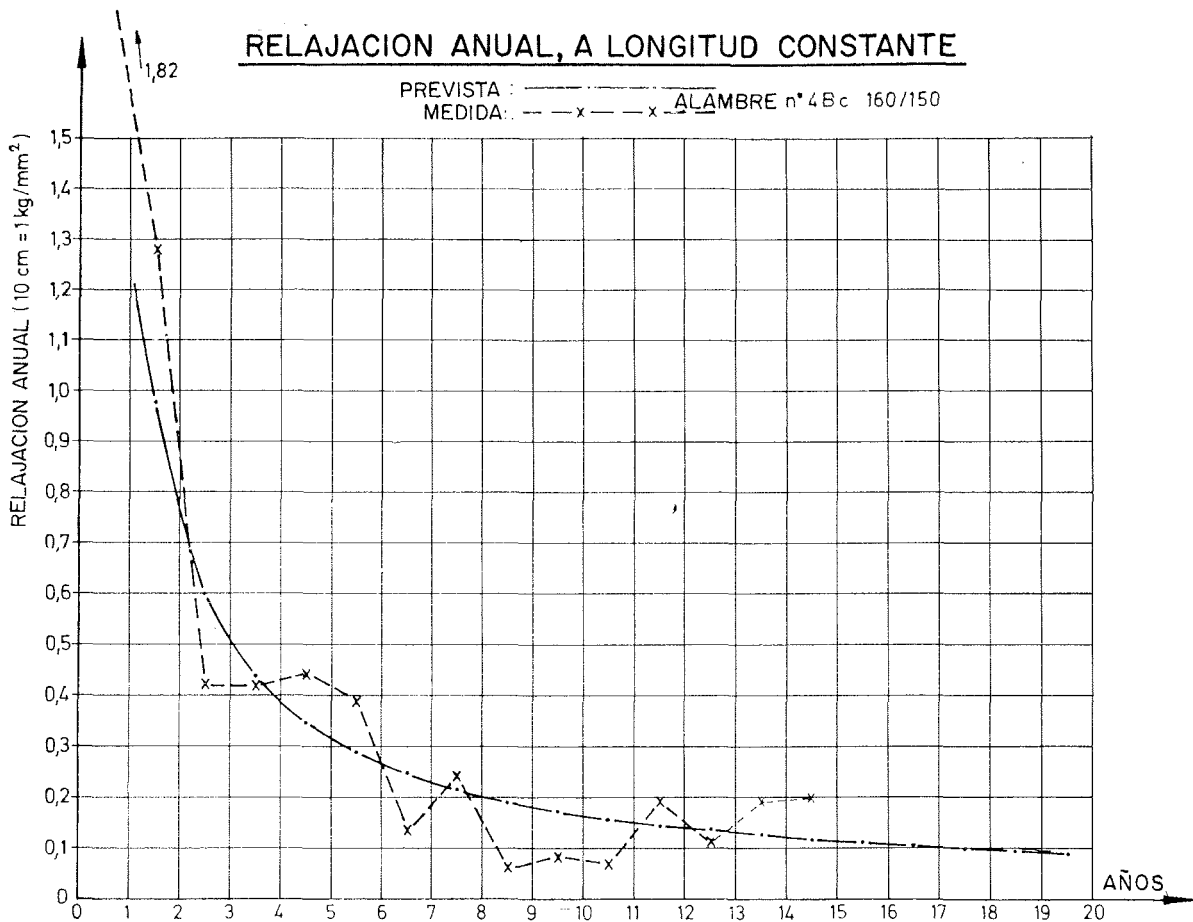


Gráfico 4

pre a escala lineal, ponen en evidencia, de una forma más clara todavía, la *evolución cíclica de la relajación alrededor de una curva media*, con períodos variables más o menos largos, según las tensiones de preestirado y las tensiones iniciales, y una tendencia a la disminución de las diferencias registradas respecto a dicha curva media.

En ningún momento se aprecia una variación brusca como la que se produciría a consecuencia de una transformación interna de la estructura del acero (difícilmente explicable e incluso concebible), al término de un cierto número de años, hipótesis que algunos han defendido y aún defienden.

Lo que en la realidad ocurre es muy simple y perfectamente lógico.

Al ser la relajación, como todo el mundo sabe y en tantas ocasiones se ha recordado, la consecuencia, bajo el efecto de una determinada tensión en el acero, del paso de un alargamiento elástico a otro plástico a longitud constante, fenómeno que corresponde al *desplazamiento de las dislocaciones* en la red del acero, cuanto más fácilmente se desplacen estas dislocaciones mayor será la relajación; y cuanto más lenta o difícilmente se produzca este desplazamiento menor será la relajación y más reducidas las pérdidas suplementarias de tensión que la misma origina (*).

Es evidente que, si se actúa con cargas estáticas, cuando antes de iniciar las mediciones se crea la causa capaz de originar dichos desplazamientos, que se producirán,

(*) En relación con este tema, véanse los trabajos de M. Dumas "La resistencia y la seguridad del hormigón pretensado" y "Los materiales", así como su comunicación sobre "La influencia de las cargas repetidas o de los fenómenos de fatiga sobre la relajación de los aceros", presentada durante la XII Sesión de Estudio de la A.S.P.

una vez rota la unión o "pegado" entre los distintos elementos moleculares del acero, con rozamiento o fenómenos semejantes al rozamiento, el material debe tender hacia un estado de equilibrio, tanto más rápidamente, según parece, cuanto más eficaz haya sido la causa que haya provocado la inicial rotura del estado de equilibrio del acero. Ello justifica la influencia fundamental del preestirado, las acciones térmicas y los otros tratamientos de estabilización utilizados.

Estos desplazamientos de dislocación se efectúan, forzosamente, acompañados de movimientos internos de los elementos, asimilables a movimientos pendulares que se producen en torno a un nuevo estado de equilibrio y que se atenúan progresivamente hasta alcanzar al final dicho nuevo estado, después de un largo período, con oscilaciones cada vez más amortiguadas. Se podría decir que es la reacción "defensiva" del material (inerte originalmente pero "animado" después por la fuerza exterior que ha destruido su estado de equilibrio inicial) contra esta causa de perturbación, la que provoca la progresiva reducción de dicha fuerza exterior hasta alcanzar un nuevo "estado de paz estable". Este estado final al que llega el acero en cuestión, se manifiesta mediante una posición de equilibrio estable entre la fracción que todavía subsiste de la mencionada fuerza y la tensión residual por ella provocada.

Se comprueba, en efecto, que todavía se producen pérdidas de tensión a pesar del largo plazo transcurrido desde que se empezaron los ensayos sometiendo los alambres a una tensión inicial próxima a su carga unitaria de rotura, que era, como ya se ha dicho, de 161,6 kg/mm². Así, al cabo de catorce años, dichas pérdidas son de:

0,25 kg/mm² para el alambre 3Cc 160/160, preestirado a 160 kg/mm² y teso también a 160 kg/mm².

0,20 kg/mm² para el alambre 4Bc 160/150, preestirado también a 160 kg/mm², pero teso sólo a 150 kg/mm².

En el alambre número 10, teso solamente a 150 kg/mm², después de haber estado sometido a una tensión previa de la misma magnitud, parece iniciarse una tendencia a la estabilización. En efecto, la pérdida anual por relajación, que al cabo de trece años era todavía del orden de 0,1 kg/mm² (0,09 kg/mm² entre los trece y catorce años y 0,12 kg/mm² entre los catorce y quince años) ha sido sólo de 0,03 kg/mm² en el período comprendido entre quince y dieciséis años. Será preciso esperar hasta el próximo año para ver si esta tendencia se mantiene o incluso se acentúa.

El cálculo de los valores medios de las pérdidas de tensión medidas para las tres probetas, que aparecen en el cuadro I del informe del año 73, así como el gráfico número 6, en el que se representan dichos valores, carecen en sí mismos de interés, ya que es preciso considerar los valores de las pérdidas de cada probeta por separado, teniendo en cuenta las tracciones iniciales aplicadas a cada una de ellas, para poder apreciar sus efectos.

Sirven sólo para mostrar la tendencia general de los fenómenos cíclicos que en ellos se aprecia, con una amortiguación progresiva de los mismos, y que son muy similares en los tres ensayos.

Mucho más interesante resulta el gráfico número 5, en el que se agrupan los resultados de los tres ensayos y que demuestra el decalaje en el tiempo de las curvas sinusoidales amortiguadas a que dan lugar, en relación con las curvas teóricas previstas, calculadas para cada uno de dichos ensayos.

Si se superponen los tres gráficos correspondientes a cada uno de los tres alambres, se comprueba:

a) Que las máximas sobretensiones, con respecto a la curva teórica prevista por extrapolación para las pérdidas de tensión se alcanzan al término de:

Seis años y medio, en el alambre número 10, 150/150.

Cuatro años y medio, en el alambre 4 Bc, 160/150.

Seis años y medio, en el alambre 3 Cc, 160/160.

lo que demuestra la favorable influencia de la introducción de una tensión previa inicial, lo más elevada posible, con la subsiguiente fluencia por estirado por ella provocada. Esta conclusión resulta evidente de la comparación de

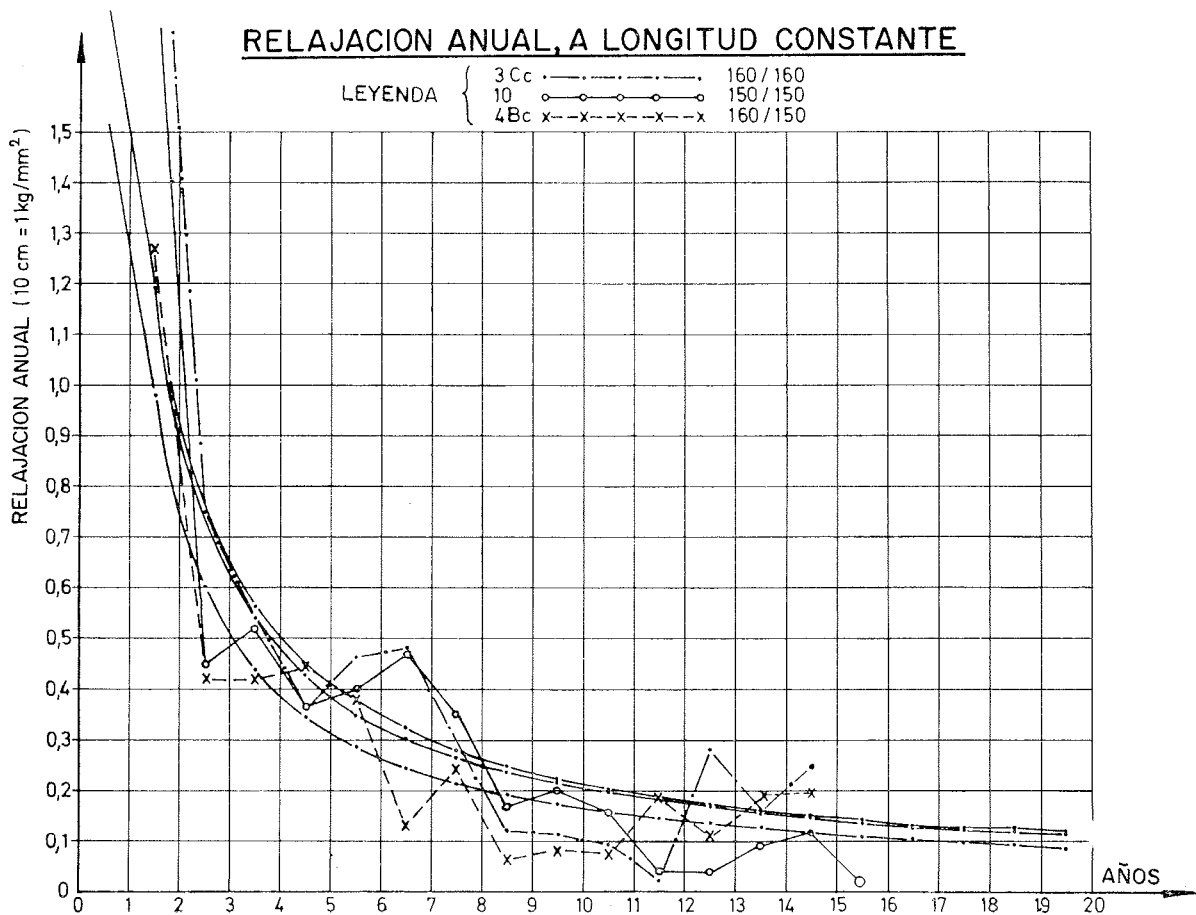


Gráfico 5

los resultados obtenidos para los dos primeros alambres, sometidos a la misma tensión inicial definitiva de 150 kg/mm², pero a diferentes tensiones previas.

En el caso del tercer alambre, 3 Cc, esta influencia beneficiosa del pre-estirado a 160 kg/mm² en lugar de a 150 kg/mm², queda enmascarada a causa del aumento de la tensión inicial, la cual, en vez de ser de 150 kg/mm² como en el alambre número 10, es de 160 kg/mm², lo que origina un aumento de la relajación, ya que, como se sabe, ésta es tanto mayor cuanto más elevada es la tensión inicial.

- b) Que las máximas pérdidas suplementarias de tensión respecto a las previstas, se detectan a los:

Once años y medio, para el alambre número 10, 150/150.

Nueve años y medio, para el alambre 4 Bc, 160/150.

Once años y medio, para el alambre 3 Cc, 160 /160.

contados a partir de la fecha de la iniciación del ensayo de cada uno de ellos.

La menor de estas máximas pérdidas suplementarias es la del alambre 4 Bc, 160/150, que ha sufrido un preestirado a 160 kg/mm², más elevado que el del alambre número 10, 150/150, que aunque sometido a la misma tensión inicial de 150 kg/mm² que el 4 Bc, se sometió a un preestirado de sólo 150 kg/mm²; lo que confirma la importante influencia del preestirado y de la fluencia que el mismo origina.

Como conclusión de estas consideraciones, basadas en el análisis de los resultados de los ensayos de relajación a muy largo plazo realizados en el Laboratorio de la Universidad de Lieja, se puede decir que este fenómeno constituye la búsqueda de un nuevo equilibrio estático para el acero, después de una prolongada y desigual lucha entre una fuerza *activa* exterior, que ataca el material y que rompe el equilibrio en él preexistente, y una materia, *pasiva inicialmente*, pero que se activa para defenderse de los efectos originados por la citada fuerza exterior; lo que da lugar a que se atenúe progresivamente la importancia de tales efectos, no de un modo totalmente regular, ya que el acero es heterogéneo, sino con períodos más o menos prolongados en que se acentúa su resistencia, seguidos de otros en que sufre momentáneos debilitamientos cuando se ha visto obligada a ceder ante los más fuertes que ella en el estado de dislocación interna al que había llegado, hasta que la materia termina, después de esta larga autodefensa por acomodarse a la fracción que todavía subsiste de la fuerza de origen exterior aplicada al acero al principio del ensayo. Se llega así a un nuevo estado de equilibrio, bajo una tensión interna más reducida, siempre que dicho estado no sea perturbado por otros fenómenos (por ejemplo, variaciones térmicas), a no ser que durante la elaboración del acero se haya adoptado la precaución de someterlo a un tratamiento de *estabilización* para que sea capaz de resistir, sin experimentar cambio alguno, los efectos de las tensiones provocadas por las fuerzas exteriores. Si dicha estabilización ha sido realmente eficaz, cosa que se sabe cómo lograr, ese nuevo estado final de equilibrio permanecerá inmutable.

Por consiguiente, la relajación depende de todas las fuerzas que han actuado sobre el acero, "inicialmente pasivo", tales como las fuerzas de pretensado, las tracciones iniciales y los efectos de las sobretensiones que se dejan sentir durante ciertos lapsos de tiempo y que provocan incrementos de tensión con respecto a las que se deducirían de una ley logarítmica regular, que tienden a atenuarse y desaparecer a lo largo del tiempo.

El fenómeno de la relajación "pura" isotérmica, a longitud constante de los aceros de pretensado, es como se ve un fenómeno muy complejo.

Sin embargo, desde el punto de vista práctico se puede decir que las conclusiones deducidas del estudio analítico realizado constituyen una simple "especulación teórica", ya que el elemento esencial que condiciona la importancia de la relajación es la tensión inicial del acero, la cual resulta además muy fuertemente influenciada por los fenómenos diferidos que afectan al hormigón (retracción y fluencia), así como por las variaciones de temperatura a las cuales las piezas, y por consiguiente los propios aceros, se encuentran sometidos, tanto durante su período de fabricación (tratamientos térmicos de curado, o incluso, en algunos casos, introducción del pretensado mediante el calentamiento de las armaduras activas) como durante la vida de servicio del elemento, a pesar de la mala conductividad térmica del hormigón.

Como ya se ha demostrado mediante ensayos especiales realizados para estudiar la relajación bajo longitudes decrecientes, las pérdidas de tensión que entonces se producen son totalmente diferentes de las correspondientes al caso que aquí se analiza. Los interesados en conocer más datos sobre estos aspectos pueden consultar las Memorias de las IX y X Sesiones de Estudio de la A.S.P.

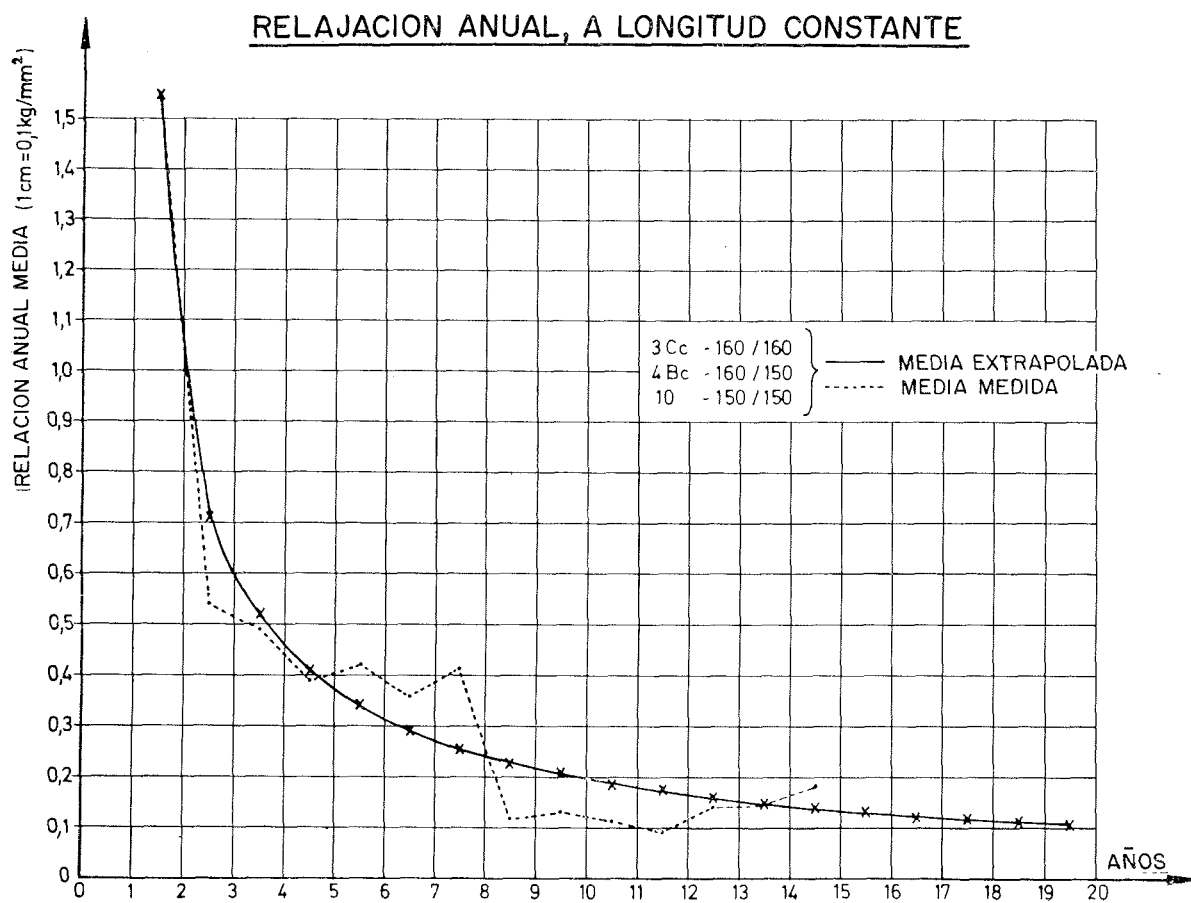


Gráfico 6

Si, no obstante lo anteriormente expuesto, se ha realizado el análisis exhaustivo de un fenómeno que en realidad resulta puramente teórico, ello ha sido debido a las consultas formuladas por un gran número de técnicos de numerosos países, y haber pensado que con dicho análisis se daba satisfacción al interés demostrado por dichos técnicos en relación con los ensayos excepcionales, de muy larga duración, llevados a cabo en el Laboratorio de la Universidad de Lieja con todo el cuidado y rigor que caracterizan a los diferentes trabajos efectuados en el mencionado centro, y por los cuales es de justicia expresar el más sincero reconocimiento a las altas personalidades que los han dirigido y a los técnicos que los han ejecutado.

Traducido por
R. PIÑEIRO

UNIVERSIDAD DE LIEJA. INSTITUTO DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorios de ensayos de ingeniería civil.

Quai Banning, 6, 4000 Lieja.

Lieja, 1 de agosto de 1973

Informe núm. 32, del ensayo HZ 7, núm. 46.997.

Peticionario: F. Dumas, Presidente Delegado de la A.S.P. Place Genevières, 1.
59 Lille (Francia).

Fecha de recepción: 11 de enero de 1957.

Naturaleza del producto: Alambres de acero para pretensado.

Ensayos solicitados: Relajación.

Las lecturas efectuadas a los catorce años para los alambres 3 Cc y 4 Bc, y a los quince años para el alambre núm. 10, conducen a los siguientes resultados:

Designación de la probeta	3 Cc	10	4 Bc
Número de la máquina de ensayo	3	2	9
Tensión de preestirado (kg/mm ²)	160	150	160
Tensión inicial (kg/mm ²)	160	150	150
Fecha de iniciación del ensayo	26-1-59	4-2-58	22-12-58
Fecha de la última lectura	26-1-73	4-2-73	22-12-72
Duración total del { Años	14	15	14
ensayo en esta fecha { Horas	122.736	131.496	122.736
Tensión remanente en esta fecha (kg/mm ²).	131,25	125,78	127,78
Pérdida de tensión (kg/mm ²) medida ...	28,75	24,22	22,22
Prevista por extrapolación	29,000	24,404	22,182

NOTA.—Los demás datos recogidos en este Informe no se incluyen aquí, ya que aparecen, más completos, en el Informe del 6 de marzo de 1974 que a continuación se reproduce.

UNIVERSIDAD DE LIEJA. INSTITUTO DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorios de ensayos de ingeniería civil.

Quai Banning, 6, 4000 Lieja.

Lieja, 6 de marzo de 1974

Informe núm. 33, del ensayo HZ 7, núm. 46.997.

Peticionario: F. Dumas, Presidente Delegado de la A.S.P. Place Genevières, 1.
59 Lille (Francia).

Fecha de recepción: 11 de enero de 1957.

Naturaleza del producto: Alambres de acero para pretensado.

Ensayos solicitados: Relajación.

Las lecturas efectuadas a los quince años para los alambres 3Cc y 4Bc y a los dieciséis años para el alambre núm. 10, conducen a los resultados siguientes:

Designación de la probeta	3Cc	10	4Bc
Número de la máquina de ensayo	3	2	9
Tensión de preestirado (kg/mm ²)	160	150	160
Tensión inicial (kg/mm ²)	160	150	150
Fecha de iniciación del ensayo	26-1-59	4-2-58	22-12-58
Fecha de la última lectura	26-1-74	4-2-74	22-12-73
Duración total del ensayo en esta fecha	15	16	15
} Años			
} Horas	131,496	140,256	131,496
Tensión remanente en esta fecha (kg/mm ²)	131,00	125,75	127,58
Pérdida de tensión (kg/mm ²) medida ...	29,00	24,25	22,42
Prevista por extrapolación	29,152	24,541	22,298
<i>Características complementarias:</i>			
Tensión media de rotura estática del alambre (kg/mm ²)		161,6	
Alargamiento de puesta en carga (10 ⁻⁵)	3662,0	1662,8	3680,0
Alargamiento de fluencia durante dos minutos (10 ⁻⁵)	512,0	141,2	640,0
Deformación remanente (en %)	3,37	1,05	3,52
Pérdidas de tensión (kg/mm ²) después de:			
120 horas	17,00	13,61	12,85
1.000 horas	20,13	16,00	15,38
6 meses ó 4.380 horas	22,00	17,98	17,69
1 año ó 8.760 horas	23,68	19,00	18,20
2 años ó 17.520 horas (17.544) *	25,09	20,85	19,48
3 años ó 26.304 horas	25,84	21,30	19,90
4 años ó 35.064 horas	26,38	21,82	20,32
5 años ó 43.824 horas	26,74	22,18	20,76
6 años ó 52.608 horas (52.584) *	27,20	22,58	21,15
7 años ó 61.368 horas	27,68	23,05	21,28
8 años ó 70.128 horas	27,96	23,40	21,52
9 años ó 78.888 horas	28,08	23,57	21,58
10 años ó 87.672 horas (87.648) *	28,19	23,77	21,66
11 años ó 96.432 horas	28,28	23,93	21,73
12 años ó 105.192 horas	28,30	23,97	21,92
13 años ó 113.952 horas	28,58	24,01	22,03
14 años ó 122.736 horas (122.712) *	28,75	24,10	22,22
15 años ó 131.496 horas	29,00	24,22	22,42
16 años ó 140.256 horas	—	24,25	—

* Para el alambre 10.

Observaciones relativas al gráfico que se incluye al final de este informe.

1. Las cruces rodeadas por una circunferencia representan las mediciones a partir de las cuales se ha efectuado la extrapolación.

2. Las pérdidas de tensión después de 10⁴, 10⁵, 10⁶ y 10⁷ horas vienen indicadas mediante los números situados en los extremos de las líneas que terminan en las intersecciones de las curvas representativas, tanto de los valores medidos como de los calculados por extrapolación, con las ordenadas correspondientes a los plazos citados.

3. Las cruces que representan los valores medidos y que se encuentran situadas, sobre las diferentes curvas, a la derecha de los puntos rodeados por una circunferencia, indican los resultados de las mediciones últimamente efectuadas.

4. La extrapolación gráfica se obtiene trazando una recta que una los puntos que

representan, en cada caso, la media de las lecturas efectuadas entre las mil y las diez mil horas de duración del ensayo.

La intersección de esta recta con la ordenada correspondiente a 10^7 horas, indica el valor previsto para las pérdidas al cabo de dicho plazo.

Para calcular el coeficiente angular de estas rectas se parte de la media de las lecturas a mil horas y del valor correspondiente a 10^7 horas, obteniéndose así:

Designación del alambre:	3Cc	10	4Bc
Pérdida de tensión a 1.000 horas (kg/mm ²).	20,13	16,00	15,38
Pérdida de tensión a 10^7 horas (kg/mm ²)	40,50	35,50	31,00
Coeficiente angular	0,0759	0,08653	0,07613

Con el fin de evitar la estimación gráfica del valor de la pérdida de tensión para un plazo determinado cualquiera, se hace el cálculo de dicho valor utilizando los coeficientes angulares que acaban de ser indicados.

Comparación de los resultados de las mediciones y de los obtenidos por extrapolación.

Aplicando los coeficientes deducidos en el Informe núm. 26 del ensayo HZ 7, número 46.997, del 24 de agosto de 1967, se deduce el siguiente cuadro de valores:

Fecha de la puesta en carga	26-1-1959		4-2-1958		22-12-1958	
Designación de la probeta	3Cc		10		4Bc	
	Medido	Calculado	Medido	Calculado	Medido	Calculado
Pérdida de tensión (kg/mm ²) después de:						
120 horas	17,00	—	13,61	—	12,85	—
1.000 horas	20,13	—	16,00	—	15,38	—
1 año ó 8.760 horas	23,68	23,735	19,00	19,305	18,20	18,143
2 años ó 17.544 horas (17.520) *	25,09	25,019	20,85	20,499	19,48	19,124
3 años ó 26.304 horas	25,84	25,800	21,30	21,232	19,90	19,727
4 años ó 35.064 horas	26,38	26,369	21,82	21,767	20,32	20,164
5 años ó 43.824 horas	26,74	26,819	22,18	22,196	20,76	20,509
6 años ó 52.608 horas (52.584) *	27,20	27,194	22,58	22,544	21,15	20,796
7 años ó 61.368 horas	27,68	27,513	23,05	22,847	21,28	21,041
8 años ó 70.128 horas	27,96	27,793	23,40	23,112	21,52	21,256
9 años ó 78.888 horas	28,08	28,043	23,57	23,349	21,58	21,448
10 años ó 87.672 horas (87.648) *	28,19	28,268	23,77	23,563	21,66	21,621
11 años ó 96.432 horas	28,28	28,473	23,93	23,758	21,73	21,778
12 años ó 105.192 horas	28,30	28,662	23,97	23,938	21,92	21,923
13 años ó 113.952 horas	28,58	28,837	24,01	24,104	22,03	22,056
14 años ó 122.736 horas (122.712) *	28,75	28,995	24,10	24,259	22,22	22,182
15 años ó 131.496 horas	29,00	29,152	24,22	24,404	22,42	22,298
16 años ó 140.256 horas	—	—	24,25	24,541	—	—

* Para el alambre 10.

Los resultados consignados en el cuadro aparecen representados en el gráfico 1 que acompaña al informe de agosto de 1973.

ensayos acelerados de susceptibilidad de los aceros de pretensado a la corrosión bajo tensión (*)

F. D U M A S
Presidente de la «Association Scientifique de la Précontrainte».

El 29 de abril de 1974, el grupo de trabajo constituido, a petición de M. Dumas, por el Comité mixto R.I.L.E.M.-F.I.P.-C.E.B., bajo la presidencia de Mme. Brachet, Jefe del Departamento de Hormigones y Aceros del Laboratorio Central de Ponts et Chaussées, se reunió en la sede de dicho Laboratorio en París, con el objeto de analizar la puesta al día de los ensayos acelerados de susceptibilidad de los aceros de pretensado a la corrosión bajo tensión. El citado Comité había encomendado al mencionado grupo de trabajo la labor de definir y precisar estos ensayos, para que el presidente de la Comisión de Aceros de la F.I.P. pudiese presentar en el VII Congreso Internacional de la F.I.P., de Nueva York, un informe completo de los trabajos realizados sobre el particular y, si fuese posible, formular unas "Recomendaciones internacionales" que permitiesen definir de un modo uniforme, en todos los países, las características de estos aceros, clasificarlos y dar a los usuarios la posibilidad de elegir los más aptos para garantizar la seguridad y durabilidad de las estructuras pretensadas situadas en ambientes especiales y sometidas a riesgos de corrosión conocidos o eventuales.

A continuación recordaremos las circunstancias que indujeron al Comité mixto a crear este grupo de trabajo.

* * *

Con el objeto de evitar que los usuarios, en su elección de los aceros para pretensado, se dejasen guiar únicamente por la forma más o menos hábil en que los agentes comerciales de los fabricantes definían las calidades reales o supuestas de los productos por ellos ofrecidos al mercado, o por los resultados de ensayos parciales efectuados por el fabricante sobre alguno de sus aceros, en 1967 se constituyó, bajo la presidencia de M. Dumas, en el seno de la A.S.P., una Comisión de Corrosión cuya finalidad era definir los ensayos característicos capaces de apreciar las calidades reales de cada uno de los diferentes tipos de aceros utilizados (trefilados, laminados con temple bainítico, laminados y templados al aceite), y rechazar los aceros incapaces de resistir ciertas modalidades de corrosión bajo tensión.

Este grupo de trabajo estaba constituido por un cierto número de técnicos que había adquirido ya la necesaria experiencia en este campo o podido estudiar y analizar las condiciones de corrosión bajo tensión de determinados aceros, las distintas modalidades de los ataques por corrosión que los mismos habían sufrido durante su vida de ser-

(*) *Nota editorial.* — Agradecemos muy sinceramente a M. Dumas su amabilidad al facilitarnos el original de este interesante trabajo y autorizarnos a publicarlo, en nuestra Revista, traducido al español.

vicio o en ensayos en laboratorio, e incluso las roturas de ciertos tendones. En dicho grupo figuraban:

- Madame Brachet, del Laboratorio Central de Ponts et Chaussées.
- Los señores Voeltzel, del Instituto de Investigaciones Siderúrgicas (I.R.S.I.D.).
- Bouvard, del Centro de Investigaciones de Pont-à-Mousson.
- Berthier, del Centro de Estudios Científicos y Técnicos de Electricidad de Francia, de Grenoble.
- Lescail, de la Sociedad de Tubos Bonna.

Se propuso estudiar y discutir determinados métodos de ensayo ideados y puestos a punto o preconizados por:

- el Laboratorio Central de Ponts et Chaussées;
- el I.R.S.I.D.;
- la Sociedad de Tubos Bonna.

Estos métodos de ensayo eran los siguientes:

- a) Los ensayos de corrosión fisurante de una probeta simultáneamente sometida a tracción mediante una deformación impuesta y expuesta a una atmósfera no aireada, saturada permanentemente de humedad. Este método fue propuesto por el Laboratorio Central de Ponts et Chaussées, basándose en los dos argumentos siguientes:
 - 1.º Estas condiciones de ensayo reproducían el ambiente en el cual se habían producido roturas en algunos tendones, en obras estudiadas por dicho Laboratorio.
 - 2.º Las roturas de las probetas durante los ensayos presentaban las mismas características, a escala macroscópica, microscópica y microfotográfica que las roturas observadas en obra. A este método de ensayo se le denominaría *Ensayo al agua destilada*.
- b) *Los ensayos de polarización catódica en medio ácido*, preconizados por el I.R.S.I.D. basándose en que provocan roturas de aspecto comparable a ciertas roturas en servicio, circunstancia confirmada también por Mme. Brachet y M. Lescail. Este último subrayó que utilizando como criterio para la recepción de los aceros la realización sistemática de este tipo de ensayo, además de los ensayos mecánicos ordinarios, no se había registrado ningún caso de rotura por corrosión bajo tensión o fragilización por hidrógeno, en las diferentes obras de la Sociedad de Tubos Bonna.

El ensayo realizado por esta Sociedad consistía en colocar una probeta, tesa al 75 por 100 de su carga unitaria de rotura, en un baño corrosivo constituido por una solución de ácido clorhídrico seminormal (conteniendo una semimolécula gramo, o sea, 18,25 gramos de HCl por litro) y sometida al paso de una corriente continua cuya densidad se fijaba en 2 miliamperios por cm² de superficie de acero sumergido.

Por el contrario, el I.R.S.I.D. utilizaba un medio sulfúrico deci-normal y una polarización catódica de 5 mA/cm². Y en el Laboratorio de la Universidad de Lieja, donde también se efectuaba este tipo de ensayo, se operaba en medio sulfúrico, al 5 por 100, sobre alambres sometidos a tracciones crecientes de 0,5 Rmg-0,7 Rmg-0,8 Rmg (Rmg = = resistencia máxima garantizada), enfilados en tubos de vidrio que contenían la solución de ácido sulfúrico al 5 por 100, en la cual se efectuaba una inyección continua de H₂S gaseoso, de forma que la solución estuviese constantemente saturada de H₂S.

En el Laboratorio de la Universidad de Munich (Material prüfungsamt für das Bauwesen der technischen Hochschule München), con el fin de cumplir las prescripciones de las normas alemanas de ensayo en vigor en aquella fecha, se utilizaban las probetas previstas en dichas Normas, haciendo una distinción entre los ensayos destinados a comprobar:

- La corrosión bajo tensión.
- La fragilización por hidrógeno.

En ambos casos las probetas se sometían a una tensión mecánica producida, en parte por flexión (por ejemplo, en el ensayo "Jones"), o bien por tracción pura en el ensayo de tracción permanente.

Como solución de ensayo se utilizaba Rhodamonio en ebullición o H_2S (a temperatura ambiente), respectivamente, o una solución de nitrato potásico en ebullición (nitrato amónico).

Aparte de estos ensayos, el citado Laboratorio se ocupaba de un modo especial de la puesta a punto de métodos de medida electroquímicos.

* * *

Considerando insuficientes las justificaciones aducidas a favor de uno u otro de estos ensayos, basadas a veces en impresiones o simples concordancias con los aspectos de la corrosión o de la rotura observados en una sola obra, se estimó que era preciso que el problema fuese abordado de nuevo en su conjunto por un organismo más amplio que cualquiera de los Centros nacionales que hasta entonces lo habían venido estudiando, con el fin de poder confrontar las opiniones de técnicos internacionales especialmente calificados y aprovechar la experiencia adquirida en los diferentes grandes países usuarios de la técnica del pretensado.

En consecuencia, se decidió encomendar este tema, fundamental para la durabilidad de las estructuras pretensadas, a la Comisión de Durabilidad de la F.I.P. presidida por M. Dumas. Al mismo tiempo, se realizaría en todos los países una encuesta sobre los incidentes o accidentes acaecidos en cada uno de ellos y en cada uno de los grandes tipos de estructuras.

Se llegaron a reunir datos sobre cerca de 250.000 obras. Los interesados pueden consultar, a este respecto, el informe presentado por M. Dumas, en nombre de la citada Comisión, en el VI Congreso de la F.I.P. celebrado en Praga en junio de 1970.

Los resultados de esta encuesta son extraordinariamente instructivos; pero con el fin de poder evitar que se volviesen a repetir determinados incidentes ocasionados por la corrosión de los aceros, era necesario analizar previamente tan complejo fenómeno y, a partir de este análisis, investigar la manera de poder reproducir en el Laboratorio las condiciones conducentes a cada uno de los distintos tipos de corrosión, con el objeto de encontrar después cuál era el método de ensayo que caracterizaba mejor la susceptibilidad de un tipo de acero dado a cada uno de dichos tipos de corrosión y, finalmente, encomendar a la R.I.L.E.M. que definiese de forma precisa estos métodos para que los resultados obtenidos fuesen concordantes, cualquiera que fuese el Laboratorio que hubiese efectuado el ensayo.

Con el fin de lograr este objetivo, en 1968 M. Dumas propuso a la Comisión de Durabilidad de la F.I.P. por él presidida, que para determinar los factores característicos de los fenómenos de corrosión en sus múltiples aspectos, se considerasen, por separado, los distintos tipos de corrosión que a continuación se indican, deducidos del estudio analítico a que anteriormente se ha hecho referencia:

- Ataque generalizado del acero.
- Ataque localizado del acero, o corrosión por picadura (*pitting corrosion*).
- Corrosión fisurante anódica del acero bajo tensión.
- Corrosión fisurante catódica del acero bajo tensión, con oxidación del hierro.
- Corrosión fisurante catódica del acero bajo tensión, sin oxidación del hierro, o “fragilización por hidrógeno”.

Numerosos usuarios, técnicos de las empresas de control de obras, o de laboratorios o de otros organismos especializados, habían observado, durante los años anteriores, casos de corrosión que quedaban incluidos en alguno de los tipos de corrosión que se acaban de enumerar.

La propuesta de M. Dumas fue aceptada por la Comisión de Durabilidad de la F.I.P., en su reunión de Lieja del 23 de octubre de 1968 y, posteriormente, por la Comisión de Aceros de dicha Federación, de la cual es también miembro M. Dumas, en las reuniones celebradas en Munich durante los días 18 y 19 de abril de 1969. El presidente de esta última Comisión, M. Bruggeling, autorizó a M. Dumas a que gestionase del Comité mixto R.I.L.E.M.-F.I.P.-C.E.B. que se encargase de definir y prescribir los métodos de ensayo que debían utilizarse para poder caracterizar cada uno de los mencionados tipos de corrosión.

A tal objeto, M. Dumas envió, el 12 de mayo de 1969, un escrito al Prof. Wastlund, presidente del citado Comité mixto, solicitando que este tema fuese incluido en el orden del día de las importantes reuniones que el Comité iba a celebrar en Halmstad (Suecia), los días 9 y 10 de junio de 1969. Para facilitar el trabajo, en dicho escrito se incluían propuestas parciales concretas sobre algunos ensayos que, en opinión de M. Dumas, y teniendo en cuenta los estudios que sobre el particular habían sido realizados por la A.S.P. en 1967 y principios del 68, podrían ser utilizados para caracterizar alguno de los tipos de corrosión antes citados.

A juicio de M. Dumas resultaba evidente que, dada la diversidad de los fenómenos de corrosión, no era posible utilizar un método único de ensayo para estimar la susceptibilidad de un acero a los diferentes tipos de corrosión. Los trabajos posteriormente efectuados bajo el patrocinio del referido Comité mixto, han confirmado esta hipótesis.

* * *

Para prevenirse eficazmente contra tales riesgos, es preciso conocer el comportamiento de cada clase de acero de pretensado con respecto a cada uno de dichos tipos de corrosión y disponer de métodos de ensayo acelerados que permitan definir su durabilidad cuando se encuentra sometido a las condiciones que caracterizan esas formas de corrosión.

Es imprescindible que estos ensayos sean: *rigurosos, fiables, selectivos y reproducibles*. Es preciso también que estén *perfectamente definidos* para que se realicen exactamente igual en todos los laboratorios de los distintos países y sus resultados puedan ser aprovechables internacionalmente, y que la *dispersión* característica de cada método de ensayo sea lo más reducida posible, tanto para los resultados obtenidos en un mismo laboratorio como entre los de un laboratorio y otro.

Ya se comprende que, por consiguiente, el problema era difícil en sí mismo y también por la necesidad de armonizar los diferentes métodos hasta entonces utilizados, muchos de los cuales carecían del rigor y la precisión indispensables.

Por haber sido el promotor de la iniciativa para el estudio del tema, el presidente

del Comité mixto, profesor Wastlund, designó a M. Dumas ponente de este importante problema.

* * *

En el curso de las reuniones celebradas el 9 y 10 de junio de 1969, en Halmstad, M. Dumas propuso al Comité mixto, basándose en los estudios previos efectuados por la A.S.P., tomar en consideración los siguientes ensayos:

1. *El ensayo al agua destilada* (ensayo de larga duración), puesto a punto por el Laboratorio Central de Ponts et Chaussées, que permite caracterizar la resistencia de un acero:

- A la corrosión generalizada.
- A los ataques por picadura, con los efectos de entalla que los mismos originan.
- A la corrosión fisurante, con oxidación simultánea del hierro.

Como se señala en los artículos consagrados a la determinación de la susceptibilidad de los aceros a la corrosión bajo tensión de las “Nuevas Especificaciones de la A.S.P.”, de marzo de 1973, obligatorias para la homologación de los aceros por dicha Asociación desde el 1 de enero de 1974, la condensación de pequeñas gotas en la parte de la probeta situada fuera del baño, y que no toca el chorro que alimenta al mismo, crea “micro-pilas”; y la variación del contenido en oxígeno, según la profundidad, origina “macro-pilas” en la parte sumergida de la probeta.

2. *El ensayo de polarización catódica en medio ácido* (en principio, ácido sulfúrico décimo-normal) del acero bajo tensión, preconizado especialmente por el I.R.S.I.D. y que caracteriza:

- La fisuración del acero *sin* oxidación del hierro o “fragilización por hidrógeno naciente”.

Durante las reuniones de Halmstad, el Dr. Ingeniero Russwurm, adjunto del profesor Rehm, insistió repetidamente en que se previesen además ensayos destinados a caracterizar la *corrosión fisurante anódica* de los aceros mediante un *ensayo de polarización anódica de un alambre teso en un medio clorado*, tal como normalmente se venía realizando en Alemania (trabajos de Kaesche y de Baumet), prescribiendo oficialmente este tipo de ensayo con carácter internacional.

La propuesta de M. Dumas fue aceptada, a reserva de un análisis más detenido de la adición sugerida por el Dr. Ing. Russwurm, y de la necesidad de aportar algunas precisiones complementarias sobre este ensayo y los propuestos por M. Dumas, teniendo en cuenta que los ensayos al agua destilada del Laboratorio Central de Ponts et Chaussées no había sido realizado en otros laboratorios y para algunos de los miembros del Comité mixto era desconocido.

* * *

Como consecuencia, M. Dumas propuso al Presidente del Comité, el Profesor Wastlund, y al Secretario general, el Profesor Gamski, que se invitase a Mme. Brachet, Jefe del Departamento de Hormigones y Aceros del Laboratorio Central de Ponts et Chaussées, a participar en la siguiente reunión del Comité, prevista para el 14 de noviembre de 1969, en Lieja.

M. Dumas, en íntimo contacto con el Director de dicho Laboratorio, Ing. Pasquet, programó cuidadosamente la manera de sacar provecho a los estudios previos anterior-

mente realizados, con la activa colaboración de Mme. Brachet, en el seno de la A.S.P., y la forma de satisfacer la demanda de datos complementarios más concretos formulada en Halmstad. Se trataba con ello de lograr, en las mejores condiciones posibles dentro del plano internacional, la determinación de los métodos de ensayo acelerado necesarios para caracterizar la susceptibilidad de los aceros a los distintos tipos de corrosión y que estos métodos fuesen admitidos y aplicados en todos los países.

El 4 de noviembre de 1969, el Prof. Gamski informó que el Prof. Bruggeling, Presidente de la Comisión de Aceros de la F.I.P., había dado su conformidad a que Mme. Brachet fuese invitada a participar en la reunión que el 14 iba a celebrar en Lieja el Comité mixto R.I.L.E.M.-F.I.P.-C.E.B. Este fue el origen del importante trabajo que bajo la dirección de Mme. Brachet se ha venido desarrollando durante los cinco últimos años y cuyo objetivo consiste en garantizar una mejor durabilidad de las estructuras gracias a un conocimiento más profundo del comportamiento de los aceros frente a los peligros de corrosión a los cuales pueden verse expuestos.

En la reunión de Lieja se acordó constituir, bajo la Presidencia de Mme. Brachet, un grupo de trabajo cuya misión era definir los procedimientos operatorios de los ensayos de corrosión bajo tensión que iban a ser propuestas al Comité mixto R.I.L.E.M.-F.I.P.-C.E.B. y, por éste, a la Comisión de Aceros de la F.I.P.

La primera reunión de este grupo de trabajo se celebró en París, en el Laboratorio Central de Ponts et Chaussées, el 17 de marzo de 1970. A ella siguieron otras varias hasta llegar a la última, que tuvo lugar el 29 de abril del presente año 1974. Más adelante se resumen las conclusiones adoptadas en esta reunión, tanto en relación con algunos puntos que ya han quedado definidos como con respecto a los trabajos que deben proseguirse.

* * *

A este grupo de trabajo se han incorporado también representantes de diversos organismos, especialmente interesados en los problemas de durabilidad de las estructuras y del buen comportamiento de los aceros, así como delegados de laboratorios especializados en los estudios de corrosión y de ciertos fabricantes.

Los miembros que lo integran en la actualidad y que han participado en los trabajos realizados durante los últimos años, son los siguientes:

Prof. Wastlund, Instituto de Investigación del Cemento y Hormigón, de Estocolmo. Presidente del Comité mixto R.I.L.E.M.-F.I.P.-C.E.B.

Prof. Bruggeling, Profesor de la Universidad Técnica de Delft. Presidente de la Comisión de Aceros de la F.I.P.

Mme. Brachet, Jefe del Departamento de Hormigones y Aceros del Laboratorio Central de Ponts et Chaussées. Presidente del grupo de trabajo.

Prof. K. V. Mikhailov, Vicepresidente de la F.I.P. representante del grupo ruso. Director del Instituto del Hormigón, Hormigón Armado y Hormigón Pretensado, de Moscú.

Prof. R. Baus, Vicepresidente de la F.I.P., representante del grupo belga. Profesor de Hormigón Armado y Pretensado y de Puentes y Estructuras, en la Universidad Técnica de Lieja.

M. Deham, Ingeniero General de Puentes y Estructuras, de Lieja.

Prof. Dr. Ing. Rehm, Profesor de la Universidad de Brunswick. Dr. de la Anerkannte Prüfstelle für die Güteüberwachung von Beton Stahle.

Prof. Dr. Ing. S. A. Bechyne, Profesor de la Universidad de Praga.
Dr. Ing. Y. Saillard, Delegado del C.E.B.

Dipl. Ing. Tecn. Soretz, Ingeniero Consejero de la Tor Isteg Steel Corporation. Ingeniero Civil de Construcción. Viena.

Dr. Ing. W. Bergau, Statens Provningsanstalt, Estocolmo.

Ing. C. F. Etienne, Ingeniero del Metaalinstut T.N.O. Apeldoorn, Holanda.

Mme. Slueter, I.B.B.C.-T.N.O. Delft, Holanda.

M. Bijl, Köninklijke Nederlansche Hoogovens en Staalfabrieken Ijmuiden.

M. Nagel Soepenbergh, Köninklijke Nederlansche Hoogovens en Staalfabrieken Ijmuiden.

M. Lamers, Köninklijke Nederlansche Hoogovens en Staalfabrieken Ijmuiden.

M. Blekkenhorst, Köninklijke Nederlansche Hoogovens en Staalfabrieken Ijmuiden.

M. Bel, Köninklijke Nederlansche Hoogovens en Staalfabrieken Ijmuiden.

M. R. Scimar, C.E.B.E.D.E.A.U., Lieja.

M. De Bondt, Centro de Investigaciones N. V. Bekaert, S. A., Swevegen, Bélgica.

Director F. Kubik, Felten Guillaume A.G. Brück a.d. Mur.

M. A. Kisfaludy, Instituto de Investigación del Acero, de Budapest.

M. Charbonnier, Instituto Francés de Investigaciones Siderúrgicas, I.R.S.I.D.

Mme. Murette, Instituto Francés de Investigaciones Siderúrgicas, I.R.S.I.D.

M. F. Dumas, Presidente de la A.S.P. Ex Presidente de la Comisión de Durabilidad de la F.I.P.

En ciertas ocasiones, durante estos cuatro años de trabajo, algunos de los miembros del grupo fueron sustituidos o ayudados por colaboradores. Así:

M. Baus lo fue por M. Brenneisen (Adjunto Superior encargado de los Cursos de Hormigón Pretensado en la Universidad de Lieja y Director de Trabajos de su Laboratorio) o Mme. Brenneisen (Adjunto, Jefe de Trabajos del Laboratorio de la Universidad de Lieja) o M. Massart (de la citada Universidad).

Prof. Rehm por sus adjuntos Dr. Ing. Russwurm, o por el Dr. Ing. Rieche.

M. A. Raharinaivo, Adjunto al Jefe de la Sección de Metales del Laboratorio Central de Ponts et Chaussées, prestó, a su vez, una importante ayuda a Mme. Brachet, tanto en la labor desarrollada, con otros colaboradores, en su Laboratorio, como en la redacción de los informes del grupo de trabajo.

* * *

En su primera reunión del 17 de marzo de 1970, el grupo de trabajo estableció el siguiente programa para la labor encomendada:

1. Establecer una relación de los diferentes ensayos realizados o preconizados.
2. Intentar uniformar los procedimientos operatorios para los distintos ensayos inventariados.
3. Poner a punto un estudio experimental general, capaz de permitir apreciar, en cada tipo de ensayo:

- Su eficacia.
- Su sensibilidad.
- Su reproductividad.

A continuación, el 11 de mayo de 1970 se estableció, en la forma que a continuación se indica, la lista de los ensayos que se estimaba debían ser tenidos en cuenta:

1. Inmersión en una solución de nitratos en ebullición.
2. a) Inmersión en una solución saturada de ácido sulfhídrico.
b) Polarización catódica en una solución saturada de ácido sulfhídrico.
3. a) Inmersión en una solución de tiocianato amónico.
b) Polarización catódica en una solución de tiocianato amónico.
4. Polarización catódica en una solución de ácido sulfúrico.
5. Aireación diferencial en agua destilada.
6. Polarización en una solución de cloruro de cal.

Estos ensayos se clasificaban en tres categorías, de acuerdo con el criterio establecido por el L.C.P.C.:

- El ensayo 6, que permitía estimar la sensibilidad del acero a la corrosión por picadura en medio básico.
- Los ensayos 1, 2 a, 3 a y 5 que permitían estimar la sensibilidad del acero a la corrosión fisurante bajo tensión, es decir, la tendencia del acero a fisurarse bajo el efecto combinado de las tensiones de tracción y del hidrógeno liberado por las reacciones de corrosión. En estos cuatro ensayos, el mecanismo que actúa es el mismo, pero la velocidad de fisuración es muy diferente. En efecto, esta velocidad depende, especialmente: de las condiciones electroquímicas (pH, potencial) que determinan la naturaleza de los productos de oxidación; de los potenciales de los respectivos electrodos constituidos por el metal y los productos de oxidación, y de la naturaleza del anión (NO_3^- , SH^- , CN^- u OH^-) que favorece la absorción de hidrógeno (H^+ o H_3O^+).
- Los ensayos 2 b, 3 b y 4 que permiten estimar la sensibilidad del acero a la fragilización por hidrógeno, que es uno de los elementos de la resistencia a la corrosión fisurante.

En estos tres ensayos es siempre el mismo el mecanismo de la fisuración del acero por el hidrógeno (H^+ o H_3O^+) liberado por contacto del metal que actúa como cátodo de la pila electrolítica, bajo la acción de la corriente que se hace pasar por ella. Pero también en este caso la velocidad de fisuración depende especialmente del pH de la solución y de la naturaleza de los aniones SH^- , CN^- , que pueden favorecer en mayor o menor grado la absorción de hidrógeno en la superficie del metal.

A la encuesta que, con la colaboración de la R.I.L.E.M., se realizó de acuerdo con el programa aprobado, respondieron 27 países; y del resultado de la misma, después de haberse procedido a la clasificación y crítica de las contestaciones recibidas, M. Delpine, colaborador de Mme. Brachet en el L.C.P.C., presentó un informe en la reunión del grupo de trabajo celebrada el 16 de junio de 1972. A la vista del mismo y al final de una amplia deliberación se aprobó la lista de ensayos que el grupo de trabajo consideraba como más idóneos, así como los correspondientes procedimientos operatorios. A continuación, una serie de nueve laboratorios se comprometieron a efectuar los ensayos aproba-

dos, en la forma prevista. El 22 de marzo de 1973, el Laboratorio Central de Ponts et Chaussées suministró a cada uno de estos laboratorios las cantidades necesarias de dos tipos de aceros, en trozos de 1,20 metros de longitud, procedentes cada calidad de un mismo rollo de alambre de 7 mm de diámetro, desengrasado con tricloroetileno. Con estas muestras se iniciaron los ensayos de corrosión y los subsiguientes de tracción, con arreglo a un programa uniforme redactado por el L.C.P.C. el 20 de marzo de 1973.

En este programa se prestaba una atención muy especial a la forma de realizar los ensayos de corrosión bajo tensión con probetas colocadas en una solución de tiocianato amónico, por las siguientes razones:

- En primer lugar, porque son los que sirven para caracterizar la susceptibilidad de un acero a la corrosión fisurante bajo tensión *sin* oxidación del hierro, o “fragilización por hidrógeno”, que es la más peligrosa para los aceros a causa de la rotura brutal frágil que provoca.
- Por otra parte, porque este ensayo, si se realiza bien, es mucho más sensible y sus resultados menos dispersos que los obtenidos cuando se utiliza solución de ácido sulfúrico décimo-normal, que era como normalmente se venía haciendo en muchos países, especialmente en Francia, en el L.C.P.C., en el I.R.S.I.D. y en el C.E.B.T.P., y que da resultados mucho menos constantes.

Conviene señalar que estos ensayos de *polarización catódica en medio ácido*, son ensayos *convencionales* de corta duración, efectuados bajo carga constante, sometiendo las probetas a una tensión de tracción perfectamente definida, lo que es esencial para medir la profundidad de la *fisura crítica*, L_c , es decir, la que produce la rotura total de la probeta y que es preciso conocer para poder llevar a cabo el estudio mecánico de la rotura frágil que se origina.

Por el contrario, los ensayos de corrosión *al agua destilada* son ensayos de larga duración, *representativos* de las condiciones reales en las cuales se produce el ataque de los aceros por corrosión fisurante, con oxidación del hierro, bien generalizada o bien localizada, en ausencia de protección de estos aceros, o en el caso de defectos en las estructuras a causa de los cuales puede circular el agua de lluvia en contacto con las armaduras o se produce la penetración de agentes agresivos, en general, con los correlativos efectos electroquímicos.

En las obras en servicio, estas alteraciones de los aceros se producen al cabo de un largo plazo después de fraguado el hormigón y cuando ya las variaciones de longitud de los elementos estructurales, a consecuencia de los fenómenos diferidos de la retracción y fluencia del hormigón, si no han acabado totalmente, al menos son ya muy reducidas.

Para los ensayos de este tipo en Laboratorio, conviene por lo tanto trabajar a *longitud constante*.

* * *

Los laboratorios que se comprometieron a participar en este programa de ensayos comparativos son los que a continuación se relacionan. A cada uno se le asigna una letra de referencia, que es la misma que aparece en los cuadros comparativos de resultados:

- A, Felten und Guillaume (Austria).
- B, Technische Universität Braunschweig (Alemania Occidental).
- C, C.E.D.E.B.A.U., Lieja.
- E, I.R.S.I.D. (Instituto Francés de Investigaciones Siderúrgicas).
- F, L.C.P.C. (Laboratorio Central de Ponts et Chaussées), París.

- G. Metaalinstytut T.N.O. (Holanda).
- H. I.B.B.C.-T.N.O. (Holanda).
- I. K.N.H.S. (Köninklijke Nederlansche Hoogovens en Staaljabrieken). Ijmuiden (Holanda).
- J. Centro de Investigaciones N. V. Bekaert (Bélgica).

* * *

La síntesis del conjunto de los resultados obtenidos, aparece en el cuadro que a continuación se incluye. El encabezamiento de las distintas columnas, así como las conclusiones deducidas por Mme. Brachet de los resultados reunidos, son suficientemente explícitos.

Bastará señalar que las emisiones de ondas acústicas traducen de forma muy clara las emisiones de energía mecánica que se producen durante los ensayos y, por consiguiente, la producción de fisuras y su desarrollo, y la aparición de nuevas fisuras. Por el contrario, como la oxidación superficial se origina sin liberación sensible de energía, a no ser que el producto de la oxidación se agriete, en la corrosión anódica no es posible detectar ondas acústicas importantes.

Estos resultados darán lugar, en fecha próxima, a un primer informe que será presentado a la Comisión de Aceros de la F.I.P., con vistas al Congreso de Nueva York.

Han puesto en evidencia la importancia de determinados parámetros, tales como:

- la temperatura del baño,
- la tensión del acero,
- los efectos de la circulación del líquido del baño, la cual:
 - . aumenta el contenido en oxígeno,
 - . pero acelera la evacuación de los productos de la corrosión,
- la influencia del caudal de líquido,
- la influencia de las dimensiones del recipiente,
- la influencia de la naturaleza del tiozianato utilizado (según sea producido por análisis, p.p.a., o se trate de producto comercial); según las impurezas que contiene, incluso el p.p.a., etc.

Como conclusión de la reunión del 29 de abril último parece deducirse:

Que si bien estos ensayos deben todavía proseguirse para que el grupo de trabajo esté en condiciones de formular unas recomendaciones definitivas, los incluidos en las nuevas especificaciones de la A.S.P. para la homologación de los aceros de pretensado, con las correspondientes prescripciones relativas a los procedimientos operatorios, y salvo algunas modificaciones de detalle que puedan surgir como resultado de los ensayos complementarios pendientes de realización por el grupo de trabajo, permiten caracterizar de forma satisfactoria la susceptibilidad de las diversas clases de acero de pretensado, a los distintos tipos de corrosión bajo tensión. Por otra parte, se comprueba que estos tipos de corrosión concuerdan perfectamente con los deducidos del análisis efectuado en 1968 sobre este fenómeno y al cual se ha hecho referencia al principio del presente trabajo.

Que estos ensayos deben permitir a los usuarios efectuar una elección juiciosa, entre los aceros que los fabricantes les ofrecen, para garantizar la durabilidad de sus estructuras, teniendo en cuenta las características del ambiente en el que las mismas van a estar situadas, y sin riesgos de que se produzcan en ellas incidentes o accidentes.

“Este era, en definitiva, el objetivo que yo me había propuesto en la Comisión de Durabilidad de la F.I.P. y que posteriormente he mantenido para mis trabajos en la A.S.P.”

Traducido por R. PIÑEIRO

ENSAYOS DE RESISTENCIA A LA CORROSION BAJO TENSION DE LAS ARMADURAS DE PRETENSADO

ESTUDIO SOBRE EL SIGNIFICADO DE ESTOS ENSAYOS

Síntesis de los resultados obtenidos en el estudio realizado sobre alambres de acero no aleado

M E D I O			pH de la solución		Potencial [mV]	Contenido en hidrógeno del acero (cm ³ /100 gr)		Productos de la corrosión superficial adherentes al acero	Emisión de ondas acústicas	Fisuración del acero (por fuera de la sección de rotura)	CONCLUSIONES (PROPUESTAS)	
Solución	t°	Polarización Anódica P _A Catódica P _C	Inicial	Final		Antes del ensayo	Después del ensayo				Modo de ataque	Modo de rotura
			pH _O	pH _F								
SO ₄ H ₂ 0,1 N	20°	P _C (i _c = 0,1 mA/cm ²) P _C (i _c = 1 mA/cm ²)	1 1	1 1	— 940 I _c - I _a = i _c			Oxidos de hierro hidratados	Algunos segundos antes de la rotura Algunos minutos antes de la rotura	Ninguna Ninguna	Disolución anódica superficial homogénea con formación de productos de corrosión no pasivantes e hidrogenación simultánea del acero, uniformemente repartida (en la superficie), sin formación de fisuras.	“Rotura brutal diferida” por “fragilización por hidrógeno”
H ₂ S Saturación	20°	Ninguna			— 380	2,8	4,3 después de la rotura, al cabo de una hora	Fe S Cu Fe S ₂ Cu Fe S ₈		60/300 mm (q 1) 100/300 mm (q 2) q = calidad	Disolución anódica superficial homogénea con formación de productos de corrosión pasivantes y, simultáneamente, hidrogenación del acero concentrada en los puntos de discontinuidad de la capa pasiva, con formación de fisuras.	Rotura progresiva por propagación discontinua de las fisuras
NH ₄ SCN 20 %	35°	Ninguna	4 a 4,5	4,5 a 7,5	— 730 a — 760 I _c + I _a con I _c > I _a	2,6	6,9 después de 5 h 30 m sin rotura	Cu ₂ Fe (CN) ₆ Cu CN Fe ₃ [Mn (CN) ₆] 6 H ₂ O	Algunos segundos antes de la rotura Varios días antes de la rotura	Ninguna	Disolución anódica superficial homogénea con formación de productos no pasivantes y, simultáneamente, hidrogenación del acero uniformemente repartida (en la superficie), sin formación de fisuras.	“Rotura brutal diferida” por “fragilización por hidrógeno”
H ₂ O	20°	Ninguna	5 a 5,5	6,5 a 7,5				Fe ₃ O ₄ + óxidos de hierro hidratados	Ninguna	Densidad variable	Disolución anódica superficial heterogénea con formación de productos de corrosión pasivantes y, simultáneamente, hidrogenación del acero concentrada en los puntos de discontinuidad de la capa pasiva, con formación de fisuras.	Rotura progresiva por propagación discontinua de las fisuras
Ca (OH) ₂ + NaCl 2 %	20°	Ninguna P _A Alternativamente P _A y P _C			— 730 a — 400 I _A Alternativamente — 800/— 400				Ninguna Durante la fase de polarización catódica	Sin fisuración ni rotura Sin fisuración	Ningún ataque. Disolución anódica localizada con formación de picaduras. Disolución anódica localizada sin productos de corrosión pasivantes con formación de picaduras alternando con hidrogenación localizada en el fondo de las microfisuras de la base de las picaduras.	No se produjo rotura Por efecto de entalla prolongada eventualmente, por una fisura
Ca (NO ₃) ₂ + NH ₄ NO ₃					— 420			Oxidos de hierro hidratados		Densidad variable		

V festival internacional de cine sobre arquitectura

REGLAMENTO

Con ocasión del XII Congreso Mundial de la Unión Internacional de Arquitectos, que tendrá lugar en Madrid del 5 al 10 de mayo de 1975, se celebrará el V Festival Internacional de Cine sobre Arquitectura bajo el patrocinio del Comité Organizador del Congreso, y con arreglo a las siguientes bases:

ARTÍCULO 1.º — MISION DEL FESTIVAL

1.1. El V Festival tiene por objeto exhibir y confrontar filmes sobre Arquitectura para información, tanto del público en general como del espectador especializado, contribuyendo de esta manera a una mejor comprensión de la función del arquitecto en la sociedad.

ART. 2.º — PARTICIPACION

2.1. Podrán participar en el V Festival entidades o personas privadas, así como Universidades, Escuelas o Institutos de Cinematografía y realizadores independientes.

ART. 3.º — TEMAS DE LOS FILMES

3.1. En sus líneas básicas el Festival se desarrollará bajo el tema general del Congreso:

CREATIVIDAD ARQUITECTONICA Ideación + Tecnología

subdividido en tres ponencias principales:

- 1.^a “Influencia de la ideación en la creatividad arquitectónica”.
- 2.^a “Influencia de la tecnología en la creatividad arquitectónica”.
- 3.^a “La creatividad arquitectónica como producto de la ideación y de la tecnología”.

3.2. Las películas presentadas quedarán incluidas en una de las siguientes categorías:

- a) Arquitectura del pasado.
- b) Arquitectura del presente.
- c) Arquitectura del futuro.
- d) Temática del Congreso.

ART. 4.º — FECHA DE PRODUCCION DE LAS PELICULAS

4.1. Se recomienda especialmente la presentación de filmes inéditos. Sin embargo, siendo la finalidad del Festival el dar una muestra cinematográfica lo más amplia posible dentro del tema de la Arquitectura, se aceptarán películas sin limitación en cuanto a la antigüedad de su producción, siempre que no hayan sido proyectadas en los cuatro anteriores Festivales.

ART. 5.º — CARACTERISTICAS TECNICAS DE LOS FILMES

- 5.1. Podrán presentarse al Festival filmes de 16 ó 35 mm para pantalla normal, panorámica o cinemascope en blanco y negro o en color, mudos o sonoros, cuya duración no supere los treinta minutos.
- 5.2. Idiomas. El texto de los filmes estará traducido como mínimo a dos de los idiomas oficiales del Congreso (español, francés, inglés y ruso). Así, los realizados en uno de estos idiomas oficiales vendrán acompañados de una traducción a otro idioma oficial cualquiera. Los realizados en un idioma no oficial se acompañarán de dos traducciones a dos lenguas oficiales libremente elegidas. Las traducciones se enviarán mecanografiadas y por triplicado.

ART. 6.º — INSCRIPCION

- 6.1. La inscripción de las películas se realizará a través del correspondiente formulario (*), que deberá remitirse *antes del 31 de diciembre de 1974*, acompañado de dos fotografías del filme en formato 18 × 24 cm. Estas fotografías podrán ser utilizadas en la confección del catálogo del Festival y divulgadas a través de los medios de información.

ART. 7.º — ENVIO DE LOS FILMES

- 7.1. Las copias de los filmes deberán enviarse a:

Comité organizador del XII Congreso Mundial U.I.A.
P.º de la Castellana, 10, 6.º dcha.
MADRID-I (España).
(V Festival Internacional de Cine sobre Arquitectura.)

y deberán llegar a este destino antes de las veinticuatro horas del día *15 de febrero de 1975*.

- 7.2. Los gastos de envío (ida y vuelta) del seguro y del despacho de aduana de las películas correrán a cargo del remitente. Los gastos de almacenaje en Madrid correrán a cargo del Comité organizador del XII Congreso.

ART. 8.º — PRESELECCION

- 8.1. Todas las películas inscritas en el Festival serán visionadas por un Comité de preselección designado por el Comité organizador del Congreso, que verificará si los filmes se ajustan a las bases y presentará un informe al Jurado, que será quien dicte sobre la admisión definitiva.

ART. 9.º — JURADO

- 9.1. El Jurado calificador estará compuesto por un presidente y cuatro vocales designados por el Comité organizador.
- 9.2. Uno de los vocales actuará de secretario.
- 9.3. El fallo del Jurado será consignado en acta.
- 9.4. El fallo del Jurado será inapelable.
- 9.5. No podrá pertenecer al Jurado ninguna persona relacionada con los filmes presentados al Festival.
- 9.6. El Jurado se reunirá antes del Congreso y emitirá su fallo en la fecha que se determine por el Comité organizador y siempre antes del 5 de mayo de 1975.

(*) Este formulario deberá solicitarse de la secretaría del congreso, paseo de la Castellana, 10, 6.º dcha. Madrid-I.

ART. 10. — PREMIOS

- 10.1. Se otorgará un primer premio al mejor filme realizado sobre el tema del Congreso, y premios y diplomas a aquellos filmes incluidos en las restantes categorías, que por sus valores destacados, desde el punto de vista arquitectónico y cinematográfico, así lo merezcan.
- 10.2. Los premios serán otorgados específicamente a los filmes, aunque el nombre del realizador y la nacionalidad de los filmes figurarán en el palmarés.

ART. 11. — DEVOLUCION DE LOS FILMES

- 11.1. Las películas proyectadas durante el Festival quedarán a disposición del Comité organizador del Congreso hasta *treinta días después de su clausura*.

ART. 12. — PROGRAMA DEL FESTIVAL

- 12.1. El Comité organizador editará un programa general con las fichas técnicas de todos los filmes participantes.

ART. 13. — DISPOSICIONES FINALES

- 13.1. El Comité organizador del Congreso decidirá en todos los casos no previstos en el presente Reglamento.
- 13.2. Se recomienda que todos los participantes den cuenta de su intervención en el Festival a la Sección Nacional U.I.A. de su país, para que ésta, a través de su delegado oficial en el Congreso, resuelva los problemas que pudieran surgir en relación con este Festival.
- 13.3. La participación en el Festival supone la aceptación de este Reglamento.

última publicación del I. E. T. C. C.

las resinas epoxi en la construcción

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.
- 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.

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 cartóné plastificado con lomo de tela, de 17 × 24 centímetros, compuesto de 274 páginas y 132 figuras y fotografías.

Madrid, 1974.

Precios: España, 1.100 pesetas; extranjero, \$ 22.

I. E. T. C. C.

Instituto Eduardo Torroja de la
Construcción y del Cemento

ANDECE

Agrupación Nacional de
Derivados del Cemento

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

SELLO DE CONFORMIDAD CIETAN DE VIGUETAS PRETENSADAS



Sellos en vigor a abril de 1974

Cietan VP-1 — DOMO-SAINCE, S.A. — Fábrica de Alcalá de Henares (Madrid).

Cietan VP-2 — AGUSTI, S.A. — Fábrica de Bañolas (Gerona).

Cietan VP-3 — AGUSTI, S.A. — Fábrica de Fornells de la Selva (Gerona).

Cietan VP-4 — ENAGA, S.A. — Fábrica de Pozuelo de Alarcón (Madrid).

(ver dorso)

Esta ficha informativa se renueva trimestralmente

SEPTIEMBRE 1974

¿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 deberán 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, A.T.D.C., 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.

notas de la F.I.P.

n.º 49, 1974

Acontecimientos y actividades de la F.I.P.

EL CONGRESO DE NUEVA YORK

A continuación se exponen algunos detalles destacados relacionados con las Sesiones del Congreso.

Asamblea General de la F.I.P.

Normalmente, la Asamblea General sólo se reúne una vez cada cuatro años, con ocasión de los Congresos Internacionales de la F.I.P. En 1974, la reunión tuvo lugar en el hotel Hilton, de Nueva York, inmediatamente antes de la Ceremonia de Apertura del VII Congreso. La Asamblea General de la F.I.P. está formada por los representantes designados por los diversos grupos nacionales miembros de la Federación.

El número de representantes que puede nombrar cada país es función de la importancia del grupo miembro y de la magnitud de la actividad constructiva en el respectivo país. A las naciones de alta actividad constructiva, que son las que pagan a la F.I.P. la cuota máxima, les corresponden cuatro representantes; tres, a las de actividad constructiva media, y dos, a las de pequeña actividad constructiva (*). Tres meses antes de la celebración de la Asamblea se pasa la correspondiente convocatoria a los grupos miembros para que nombren sus delegados.

Las reuniones de la Asamblea General son, normalmente, muy breves, ya que tienen un carácter puramente formal. Aparte de una alocución del presidente saliente, en la que comenta los principales acontecimientos de la Federación durante los últimos cuatro años, la más importante función de los asambleístas consiste en la elección de los nuevos presidente y vicepresidente general para el nuevo período de cuatro años. Para la nueva etapa, comprendida entre 1974 y 1978, han sido nombrados Ben C. Gerwick Jr., de San Francisco (Estados Unidos) como presidente, y Roger Lacroix, de París (Francia) como vicepresidente general.

En la misma reunión se informó que el secretario general y tesorero de la F.I.P., Philip Gooding, que venía desempeñando estos cargos casi desde la fundación de la Federación, se retiraba, y que para sustituirle había sido designado Arthur Hill, el cual había estado ya actuando como tal durante los últimos doce meses.

Finalmente, por unanimidad y con gran satisfacción, la Asamblea aprobó la propuesta formulada por el Consejo Administrativo, en el sentido de que se nombrase presidente honorario de la F.I.P. al presidente saliente, doctor Janssonius.

(*) *N. del T.* — La A.T.E.P. figura incluida en el primer grupo, es decir, entre los países de "alta actividad constructiva".

Conferencia sobre “Perspectivas del futuro”.

En la primera sesión técnica del Congreso se pronunciaron cuatro conferencias, agrupadas bajo el título general de “Perspectivas del futuro”. La sesión se celebró bajo la presidencia del profesor Franco Levi, presidente honorario de la F.I.P. A continuación se incluye un breve resumen de estas cuatro conferencias.

“Progresos en los hormigones de alta resistencia”, por E. Hognestad (Estados Unidos).

En esta conferencia se comentó la fabricación y las aplicaciones prácticas de los hormigones con resistencia a compresión variable entre 600 y 1.500 kg/cm². En la actualidad, y especialmente en elementos prefabricados pretensados, se utilizan muchos hormigones que corresponden a la zona inferior de la gama antes citada.

Estos hormigones son también adecuados para la construcción de soportes en edificios de gran altura y otros elementos estructurales análogos. Las referidas resistencias pueden alcanzarse seleccionando cuidadosamente los áridos, el cemento y los aditivos. La fabricación de tales hormigones requiere prestar una especial atención a todos los factores que influyen en la calidad final del producto.

El cálculo de las estructuras que vayan a construirse con estos hormigones de alta resistencia requieren un meticoloso estudio, y en ocasiones, los normales métodos de cálculo deben sufrir algunas ligeras modificaciones para su aplicación en estos casos.

La zona superior de la mencionada gama de resistencias puede considerarse como una aspiración para el futuro que exigirá nuevos aditivos, métodos especiales de compactación, mejores condiciones de curado, la impregnación con polímeros, el refuerzo con distintos tipos de fibras, etc. En la actualidad son todavía muy limitadas las aplicaciones prácticas en este campo; no obstante, los trabajos experimentales continúan. Los hormigones de muy alta resistencia requerirán, probablemente, que se introduzcan cambios sustanciales en los métodos normales que ahora se vienen utilizando para el proyecto y cálculo de las estructuras.

“Viaductos urbanos”, por A. S. G. Bruggeling (Holanda).

En esta conferencia se estudiaron los métodos, utilizados en los diferentes países, para la construcción de los viaductos urbanos de hormigón pretensado. Con frecuencia, en las ciudades resulta muy difícil construir estos viaductos, debido a los numerosos obstáculos con que se tropieza, tanto por encima como por debajo del nivel del suelo, tales como calles con gran densidad de tráfico, conductos, tuberías, galerías de servicio, cables de líneas eléctricas, telefónicas, etc.

No obstante, se han desarrollado métodos que han permitido construir dichos viaductos sin perturbar excesivamente la vida de la ciudad.

Se hizo una discusión de estos métodos, en especial con vistas a una mayor racionalización e industrialización de las obras mediante el empleo de sistemas especiales de moldes, grandes elementos prefabricados y otras diversas técnicas.

“Control de la polución”, por D. Dennington (Inglaterra).

Se definió qué se entiende por polución, su historia y la situación actual en relación con este problema.

Se comentó cómo ha ido evolucionando y aumentando la polución, la actitud del público frente a la misma y las medidas adoptadas para combatirla. Se indicó en qué medida puede ser realmente controlada, bien mediante normas preventivas o con métodos especiales para su erradicación.

Se expusieron los procedimientos específicos, utilizados en la actualidad para controlar la polución y los que en el futuro podrán, posiblemente, emplearse para ello.

Finalmente se discutió la ayuda que los materiales y la tecnología estructural pueden proporcionar en este campo y, en particular, el papel que puede desempeñar el hormigón pretensado.

“Vías de circulación rápida”, por J. Courbon (Francia).

Esta comunicación se ocupó especialmente de los aerotrenes y de las estructuras que los mismos requieren para su funcionamiento. El autor trató primeramente de las especificaciones técnicas prescritas para tales estructuras, de su geometría, perfil horizontal, etc., de las cargas originadas por los vehículos y su circulación, tales como fuerzas centrífugas, vibraciones, efectos del viento, esfuerzos normales y excepcionales de frenado, etc. Señaló también las tolerancias de ejecución.

En la segunda parte, el autor describió diversas estructuras de este tipo ya construidas, estudió los problemas especiales que su cálculo plantea y la forma de resolverlos y comentó diferentes aspectos de su proceso constructivo.

LAS COMISIONES DE LA F. I. P. EN NUEVA YORK Y EN EL FUTURO

Por Mr. W. F. G. Crozier, secretario técnico de la F.I.P.

Una gran parte de las actividades durante el Congreso de Nueva York estuvieron centradas alrededor de las Comisiones de la F.I.P., de las cuales, en la actualidad, hay ocho constituidas.

Cuatro de ellas presentaron sus informes en la tarde del primer día de Sesiones Técnicas, el lunes 27 de mayo. Estas cuatro Comisiones fueron las de “Práctica constructiva”, “Hormigones ligeros”, “Estructuras antisísmicas” y “Estructuras marítimas”.

Los informes de las ocho actuales Comisiones se publicarán en la primera parte de los “Proceedings” que serán enviados a todos los participantes en el Congreso.

Aunque no estrictamente dedicadas a los trabajos de las Comisiones, otras tres Sesiones estuvieron también directamente relacionadas con temas correspondientes a algunas de estas Comisiones. Así, el martes 28 de mayo, se celebró una Sesión técnica de tres horas de duración, en la cual se discutió sobre “Construcción industrializada de edificios”. Esta Sesión fue organizada y presidida por Mr. K. G. Bernander, de Suecia, Presidente de la Comisión de Prefabricación de la F.I.P.

El miércoles 29 de mayo hubo otra Sesión técnica en la que se trataron los diferentes problemas relacionados con la resistencia al fuego de las estructuras, y que fue dirigida por el Profesor Karl Kordina, de Brunswick (Alemania), Presidente de la Comisión sobre “Resistencia al fuego” de la F.I.P. El mismo día, por la tarde, Mr. John Derrington presidió una Sesión técnica dedicada al tema de los reactores para centrales nucleares.

El jueves 30 de mayo, por la mañana, otras cuatro Comisiones presentaron sus informes simultáneamente en cuatro salas independientes. Estas Comisiones fueron las de “Aceros para pretensado”, “Cimentaciones de máquinas”, “Prefabricación” y “Hormigones del

futuro". Esta última está todavía en fase de constitución, pero su Presidente, M. M. Kavyrchine, de Francia, ha preparado un informe preliminar que será incluido junto con los informes de las otras Comisiones en la anteriormente mencionada primera parte de los "Proceedings" del Congreso.

En todas estas reuniones se propusieron y discutieron los correspondientes programas de trabajo para los próximos cuatro años.

También celebraron sesiones inaugurales otras Comisiones de la F.I.P., de nueva creación que se reunían por primera vez con ocasión del Congreso de Nueva York.

Por último, debe mencionarse que, aprovechando las reuniones del Congreso, el Comité Mixto C.E.B./C.E.C.M./C.I.B./F.I.P./A.I.P.C. sobre "Seguridad de las estructuras", presentó un breve informe sobre la labor que viene realizando.

Después del Congreso.

Durante la semana del Congreso se han introducido algunos cambios en la composición y en los temas de trabajo de algunas Comisiones, y además de la nueva Comisión sobre "Hormigones del futuro", se constituyeron otras dos. La Comisión de "Estructuras marítimas" ha sido reformada, reduciéndose el número de sus Miembros para conseguir que su labor resulte más rápida y eficaz, y el actual Grupo de trabajo sobre "Barcos de hormigón" ha pasado a ser una nueva Comisión.

Se ha formado también una nueva Comisión sobre "Vasijas de presión", que inmediatamente deberá enfrentarse con un gran número de temas que han sido sometidos ya a su consideración previa. Estos temas son:

- Revisión de las normas de cálculo existentes, incluyendo el problema de las cargas dinámicas.
- Coeficientes de seguridad adecuados para las estructuras de paredes gruesas.
- Efectos de las radiaciones gamma y los flujos de neutrones, sobre el hormigón y el acero.
- Efectos de la porosidad.
- Efectos de las temperaturas extremadamente altas o bajas.
- Utilización de hormigones especiales de alta resistencia.
- Correlación entre las tensiones medidas en los ensayos sobre modelo y las tensiones calculadas.
- Estudio de las técnicas de inyección y de la necesidad de realizar la inyección.
- Utilización de forros metálicos y no metálicos.
- Concentraciones de tensiones locales.
- Control de calidad e inspección.

En su etapa inicial esta Comisión se ocupará también de los problemas relacionados con los depósitos para petróleo; pero se tiene programado, para un futuro próximo constituir una nueva Comisión especialmente dedicada al estudio de estos temas.

La Comisión sobre "Hormigones del futuro" se ocupará, fundamentalmente, de las nuevas técnicas tales como la utilización de plásticos de todo tipo en el hormigón, el empleo de fibras y las aplicaciones de los hormigones polimerizados o impregnados con polímeros. Todos los trabajos realizados en relación con el desarrollo de los hormigones de muy alta resistencia serán sometidos a revisión.

Las demás Comisiones de la F.I.P. desarrollarán programas perfectamente definidos

durante el período comprendido entre el momento actual y el próximo Congreso que tendrá lugar, en Londres, en 1978. Se espera publicar una completa serie de normas para el cálculo de estructuras en zonas sísmicas, basadas en las propuestas presentadas en el Congreso de Praga. La Comisión de Prefabricación está discutiendo con el C.E.B. (Comité Europeo del Hormigón) la posibilidad de preparar unas Normas para el cálculo de estructuras y elementos prefabricados de hormigón. La F.I.P. publicará las "Directrices revisadas para el cálculo de elementos de hormigón con una determinada resistencia al fuego" presentadas por la Comisión de "Resistencia al fuego" al Congreso de Nueva York. El programa de las Comisiones de "Estructuras marítimas" y "Barcos de hormigón" es actualmente tan amplio que su principal problema consiste en elegir los puntos sobre los cuales deben concentrar sus esfuerzos y no en encontrar nuevos temas de estudio. En el campo de los hormigones ligeros el problema de alcanzar un conocimiento satisfactorio de sus características de resistencia al fuego está todavía sin resolver en muchos aspectos. Se tiene proyectado celebrar próximamente un Coloquio sobre "Requisitos funcionales exigibles a este material".

REUNION DEL COMITE EJECUTIVO DE LA F.I.P., EN WIESBADEN

El viernes 15 de febrero de 1974 se celebró en Wiesbaden una reunión del Comité Ejecutivo de la F.I.P. En ella pudo participar el Dr. Hans Minetti, y fue un gran placer para todos los Miembros poder expresarle la más cordial bienvenida.

Durante su actuación como Vicepresidente de la F.I.P, en representación del Grupo nacional de la República Federal Alemana, el Dr. Minetti colaboró activa y muy eficazmente en los trabajos del Comité Ejecutivo de la Federación. En el Congreso de Praga, celebrado en 1970, se le concedió el título de Miembro de Honor de la F.I.P.

Uno de los temas tratados en la reunión de Wiesbaden fue la discusión del programa de los Simposios que sobre "Puentes de luz normal" y "Aplicaciones del pretensado en edificación" se celebrarán, en Australia, en septiembre de 1976. Como quiera que estos Simposios tendrán lugar en fechas muy próximas a las del Congreso de la A.I.P.C. en el Japón, existe la posibilidad de que algunos de los Miembros de la F.I.P. puedan participar en ambas reuniones. Por otra parte, la Comisión de la F.I.P. sobre "Estructuras en zonas sísmicas", tiene programado celebrar una reunión, en Tokyo, coincidiendo con el Congreso de la A.I.P.C.

Se presentó también un informe sobre los trabajos preliminares para la organización del próximo VIII Congreso de la F.I.P. que habrá de celebrarse, en Londres, en 1978. Se acordó, en principio, que las Sesiones de trabajo tendrán lugar en Hoteles concentrados en la zona de los alrededores de Hyde Park y que las ceremonias de apertura y clausura se celebrarán en el Festival Hall.

Se discutieron los programas de trabajo de las diferentes Comisiones de la F.I.P. Se ha previsto reorganizar la Comisión de "Estructuras marítimas" y que el Grupo de trabajo sobre "Barcos de hormigón" que venía funcionando en el seno de la misma pase a formar una Comisión independiente. Se ha solicitado a todos los Grupos nacionales que designen sus representantes en las Comisiones últimamente creadas, señalándoles la necesidad de que, al hacer los nombramientos tengan muy en cuenta las normas y limitaciones recientemente aprobadas sobre composición de las Comisiones Técnicas de la F.I.P. Se acordó que en Nueva York se constituiría una nueva Comisión sobre "Vasijas de presión" la cual, inicialmente, se ocupará también del tema de los depósitos para almacenar petróleo. Posteriormente, se estudiará la conveniencia de que este último tema sea encomendado a una Comisión independiente.

En la jornada anterior a la de la reunión del Comité Ejecutivo, todos los delegados

fueron a visitar un puente que se está construyendo utilizando el moderno procedimiento de empuje del tablero. En la propia obra, el Profesor Leonhardt hizo una descripción de las peculiaridades de este sistema constructivo. A continuación, se incluyen unos breves comentarios sobre dicho puente.

VIADUCTO DE MARKÖBEL

En el número 38 de las "Notas de la F.I.P." se publicó una referencia al sistema ideado por el Profesor Leonhardt, para la construcción de puentes de hormigón pretensado, mediante empuje del tablero.

Con ocasión de la reunión de Wiesbaden, los miembros del Comité Ejecutivo de la F.I.P. tuvieron la oportunidad de ver personalmente cómo funciona este método, que se está aplicando en la construcción del impresionante viaducto de Marköbel, situado a unos 20 km al este de Frankfurt. El puente consiste en dos vigas cajón, de 400 m de longitud, divididas en 10 tramos de 40 m. Cada viga se construye en el suelo, detrás de uno de los estribos, por trozos de 20 m, y se va trasladando hacia las pilas, la viga entera, empujándola mediante gatos. Para guiar la pieza de hormigón, de sección en cajón, sobre las pilas, se dispone en su extremo frontal un pescante en voladizo constituido por una viga metálica en celosía.

De esta forma, todo el hormigonado puede realizarse en el mismo sitio, en condiciones muy semejantes a como se hace en una planta de prefabricación, utilizando una central de hormigonado situada en las proximidades de la zona de construcción.

Con el objeto de evitar que las juntas de construcción coincidan con los apoyos, el primer trozo de la viga tiene sólo 10 m de longitud. A continuación se construyeron 19 tramos de 20 m y, por último, otro final de 10 m. Gracias a la utilización de cemento de endurecimiento rápido pudo conseguirse, sin problemas, un ritmo de construcción que permitía avanzar la viga un tramo cada siete días.

Aunque cada viga, en su estado final, pesa unas 11.000 toneladas, su movimiento mediante gatos para hacerla avanzar sobre las pilas intermedias, se pudo efectuar tal y como estaba planeado. Utilizando apoyos de teflón sobre placas especiales de acero inoxidable se logró que el coeficiente de rozamiento fuese sólo del 3 por 100. De este modo, con sólo ocho gatos, cada uno de 100 toneladas de capacidad, se pudo realizar toda la operación del lanzamiento de las vigas hasta su estado final, haciéndolas avanzar de forma continua. Para ello, mientras cuatro de los gatos estaban trabajando, los otros cuatro se estaban retrayendo y recuperando, para empezar a actuar cuando el grupo anterior se agotaba. En este viaducto de Marköbel, los gatos estaban situados muy por delante de la zona de construcción de las vigas y, mediante gruesos tirantes formados por barras de acero, se unían a los nuevos tramos que se iban hormigonando, para poder ir "tirando" de la viga haciéndola así avanzar a lo largo del puente. En otros casos se ha utilizado el mismo procedimiento constructivo, colocando los gatos detrás de la viga, para ir "empujando" hacia adelante.

Las pilas van cimentadas sobre pilotes y se construyeron utilizando encofrados deslizantes. La altura máxima de las pilas es de 23,6 m. No obstante, y a pesar del gran peso de las vigas que originaban importantes esfuerzos horizontales, no se estimó necesario disponer un arriostramiento provisional entre pilas durante el lanzamiento del tablero.

El profesor Leonhardt expuso también, en una breve charla, otros ejemplos de puentes construidos utilizando este mismo método, incluyendo uno con fuerte curvatura. El hecho de que el puente sea de planta curva, no supone ningún inconveniente para el empleo de este sistema.

La visita a la obra pudo realizarse gracias a la amable cortesía de la Empresa Ed. Zublin A.G., de Frankfurt.

PLANTA DE PREFABRICACION DE ELEMENTOS DE HORMIGON DE LA EMPRESA DRESSLER

Los miembros del Comité Ejecutivo pudieron visitar también la planta de prefabricación de la Dressler Company, cerca de Frankfurt.

Se trata de una gran fábrica dedicada a la producción en serie de varios tipos de piezas, especialmente de hormigón armado. Tiene una producción diaria de cerca de 600 toneladas de elementos prefabricados. Se obtienen, entre otros, grandes soportes, incluso con ménsulas para el apoyo de las vigas; elementos completos para balcones; piezas en T para forjados, con conectores para absorber los esfuerzos rasantes, pilotes y paneles para muros.

Uno de los tipos de paneles que se fabrican consiste en dos placas de hormigón entre las cuales se deja una cámara de aire de unos 4 cm de espesor, atravesada únicamente por unos pasadores metálicos que enlazan las dos placas. La cara exterior del panel lleva un acabado a base de árido visto que se consigue eliminando con chorro de agua la pasta superficial de cemento, unas pocas horas después de efectuado el hormigonado.

Una máquina que llamó mucho la atención fue la utilizada para el doblado de mallas metálicas formando pequeñas jaulas destinadas a sustituir a los cercos individuales normalmente utilizados. En otra máquina especial se preparaban estribos haciendo una serie de dobleces en ángulo recto, en el alambre que, de forma continua, se le va suministrando directamente desde los carretes. Posteriormente, se separan los distintos cercos mediante corte en los puntos adecuados.

Todos los miembros del Comité Ejecutivo quedaron gratamente impresionados por el alto grado de mecanización de esta industria y la elevada calidad de las piezas en ella fabricadas, y expresaron su agradecimiento a la Dressler Co. por su amabilidad al hacer posible esta visita.

BARCOS DE HORMIGON

En la actualidad, uno de los grupos de trabajo de la Comisión de la F.I.P. sobre "Estructuras marítimas", se viene ocupando de los barcos de hormigón.

A propuesta del Comité Ejecutivo de la F.I.P., se está reorganizando la citada Comisión y, entre otras cosas, el mencionado grupo de trabajo pasará a constituir una Comisión independiente. El Comité Ejecutivo opina que, dentro de unos pocos años, el campo de los barcos de hormigón adquirirá una importancia tan grande como la que actualmente tienen las estructuras marítimas convencionales.

Se ha solicitado a los distintos grupos nacionales que nombren sus representantes, tanto para la nueva Comisión de "Barcos de hormigón" como para la de "Estructuras marítimas" que se está reorganizando y a la cual se le quiere dar nuevo impulso.

Aunque no sea de la magnitud que, en el futuro, probablemente llegarán a alcanzar, es digna de mencionarse la embarcación de hormigón que recientemente ha ganado la regata de Sydney a Hobart. Este yate, bautizado con el nombre de "Helsal", rebajó en unas dos horas el récord de la prueba, dejándolo establecido en tres días y cuatro horas. Su casco lleva ocho capas de malla de alambre de 1 mm de diámetro, recubiertas de hormigón y fuertemente sujetas alrededor de los alambres \varnothing 7 mm, de acero de alta resistencia,

que enlazan los distintos elementos que forman el armazón del barco. Este armazón está constituido por tubos de acero, de 29 mm de diámetro, regularmente espaciados, que rodean el casco, por la parte interior, transversal y longitudinalmente. El espesor mínimo del casco es de 9 mm, y el máximo de 18 mm.

JOHN DERRINGTON

J. Derrington se graduó, en 1941, en la Escuela Politécnica Battersea, de Londres. Durante cinco años prestó sus servicios en la empresa Sir Robert McAlpin and Sons Ltd., como ingeniero a pie de obra, dirigiendo la construcción de numerosas obras de ingeniería de distintos tipos. En 1946 asistió a un curso para postgraduados sobre tecnología del hormigón, en el Imperial College, de Londres, reincorporándose después a la empresa McAlpin como ingeniero especializado en mecánica del suelo, cargo que desempeñó durante varios meses hasta que fue trasladado al departamento de proyectos de la misma firma, en Londres. En la actualidad dirige el McAlpin Design Group, en el cual están concentradas todas las actividades de la compañía relacionadas con los proyectos arquitectónicos, estructurales y mecánicos.

Ha presentado numerosos trabajos en las Asociaciones de ingeniería y otros organismos y ha sido galardonado con el Premio Telford, de la Institución de Ingenieros Civiles, en 1952, y la medalla de la Asociación del Hormigón Armado, en 1953, en ambos casos por artículos relacionados con la prefabricación de elementos de hormigón.

Durante los años 1964-1966 ha sido presidente del Prestressed Concrete Development Group, y en 1969-1970, de la Concrete Society. Es miembro de los Consejos de las Instituciones de Ingenieros Estructurales e Ingenieros Civiles.

Desde junio de 1970 forma parte del Comité Ejecutivo de la F.I.P.

PROFESOR RAYMOND BAUS

El Profesor R. Baus es miembro del Comité Ejecutivo de la F.I.P. desde 1970. Nació en Lieja (Bélgica), en 1932. En 1956 se graduó en el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Lieja, y en 1961 obtuvo el grado de Doctor Ingeniero.

Durante su carrera en la Universidad trabajó en el campo de la investigación y de la enseñanza, habiendo colaborado, sucesivamente, con los Profesores Campus, Louis y Massonet. Ha escrito más de 60 obras técnicas y artículos, relacionados principalmente con distintos aspectos de las estructuras de hormigón armado y de hormigón pretensado. Estos trabajos le han dado un renombre internacional. Se le han concedido varios premios, entre ellos el "Premio Magnel" y el de la Fundación de la Universidad Belga para Ciencias Físicas y Mecánica Aplicada.

Mr. Baus fue nombrado Profesor en 1967, y desde entonces viene desempeñando la Cátedra de Construcción en la Universidad de Lieja y la Jefatura del importante Laboratorio de Ingeniería de Puentes y Estructuras. En 1972 ha sido designado Presidente de la Junta de Directores de los Laboratorios de Ingeniería Civil e Hidráulica de la Universidad de Lieja.

A pesar de sus muchas ocupaciones de carácter administrativo, el Profesor Baus ha logrado poder continuar sus importantes trabajos de investigación y su actividad docente. Forma parte de varias organizaciones científicas, técnicas y profesionales, tanto belgas como extranjeras. Ha intervenido también en el estudio y realización de numerosas estructuras en Bélgica.

En el Profesor Baus se combinan magistralmente los méritos científicos con las calidades humanas, lo que hacen de él una personalidad de lo más atrayente.

ANUNCIOS EN LAS “NOTAS DE LA F.I.P.”

Se pone en general conocimiento que, a partir de ahora, se incluirán anuncios en las “NOTAS DE LA F.I.P.”. Como es lógico, la F.I.P. aspira a que el número de anunciantes sea el máximo posible, con el objeto de obtener ingresos que le ayuden a sufragar sus gastos cada día crecientes. Por ello ruega a todos los grupos nacionales que colaboren en esta labor, bien realizando las oportunas gestiones con las entidades de sus respectivos países que consideren puedan estar interesadas, en principio, en contratar alguno de estos anuncios, o bien solicitando a la Secretaría de la F.I.P., en Londres, que se ponga directamente en contacto con ellas.

DICCIONARIO EN SEIS IDIOMAS, DE LA F.I.P.

Bajo la supervisión general del Dr. Janssonius, varios países han colaborado en la preparación de un diccionario, en seis idiomas, en el que se recogen los vocablos de más frecuente uso en el campo del hormigón. El diccionario será publicado por la Elsevier Publishing Company, de Amsterdam, y se espera que pueda ser puesto a la venta en fecha próxima, dentro del presente año.

Incluye más de 2.000 palabras, en los seis idiomas siguientes: Alemán, español, francés, holandés, inglés y ruso. Los ejemplares podrán adquirirse en la Secretaría de la F.I.P., en Londres, a un precio aproximado de 45 florines holandeses (en la actualidad, unos 16 dólares).

ACTIVIDADES DE LOS GRUPOS MIEMBROS DE LA F.I.P.

Nicolás Esquillan. Cincuenta años en la vanguardia de la ingeniería civil.

El Sindicato Nacional del Hormigón Armado y de las Técnicas Industrializadas ha rendido un tributo realmente extraordinario al gran Ingeniero francés, Nicolás Esquillán, con motivo de cumplir sus cincuenta años de actividad profesional.

Bajo el título “Cincuenta años en la vanguardia de la ingeniería civil”, dicha institución ha editado un libro, de tirada limitada a 3.000 ejemplares, en el que se describen la vida y la obra de M. Esquillan.

Debemos recordar que en el VI Congreso celebrado en Praga, en 1970, le fue impuesta a M. Esquillan la Medalla Freyssinet. En uno de los grabados del libro aparece el Profesor Franco Levi, entonces Presidente de la F.I.P., entregándole la Medalla.

El señor Esquillan ha trabajado, durante cincuenta años, en la empresa Boussiron, dedicando toda su vida a la promoción estética y práctica del proyecto de las estructuras de hormigón armado y hormigón pretensado. El libro contiene descripciones de muchas de las obras que constituyeron sus mayores éxitos, entre ellas el puente de La Roche Guyon, el puente de Coudette, el hangar doble de Marignane, el puente ferroviario de La Voulte, sobre el Ródano (el primer puente para ferrocarril construido en hormigón pretensado en Francia), las torres del puente colgante de Tancarville (las más altas del mundo para este tipo de estructura y este material), el Palacio de Exposiciones CNIT, en París, y el Palacio de Exposiciones de Turín.

Varios capítulos, en los que se tratan diferentes aspectos de la obra de M. Esquillan, han sido escritos por distintos autores, bien conocidos de la F.I.P. Yves Saillard ha redactado el capítulo relativo a su labor de proyectista, y en él se incluyen detalles sobre las estructuras antes mencionadas; el profesor Leonhardt se ha ocupado del capítulo titulado "La estética estructural en la obra de Nicolás Esquillan", y Franco Levi ha escrito un detallado informe sobre la enorme labor desarrollada por Esquillan para la creación del C.E.B. y en la preparación de las "Recomendaciones internacionales C.E.B./F.I.P. para el cálculo y construcción de estructuras de hormigón". El profesor Haas ha descrito los récords alcanzados por M. Esquillan en el campo de las estructuras laminares.

La F.I.P. se siente orgullosa de poder contar con un ejemplar de este libro en su biblioteca.

LA CONCRETE SOCIETY NOMBRA DIRECTOR TECNICO

La Concrete Society, grupo nacional inglés de la F.I.P., ha nombrado director técnico a Douglas McIntosh.

Mr. McIntosh ha sido anteriormente secretario técnico de la Cement and Concrete Association, y como tal ha estado en íntimo contacto con la F.I.P., participando en muchas de sus actividades, especialmente en todas las relacionadas con la tecnología del hormigón, instrucciones, especificaciones y normas. Al término de sus estudios en la Universidad de Durham entró en la asociación como jefe de la sección de hormigón, y durante varios años dirigió los trabajos de investigación sobre materiales y dosificación del hormigón. Es autor de numerosos informes técnicos, artículos y otras publicaciones.

Los miembros de la F.I.P. le desean muchos éxitos en su nuevo cargo y confían en poder seguir contando con su valiosa colaboración, ahora a través de la Concrete Society.

JEFE DE RELACIONES PUBLICAS DEL P.C.I.

El P.C.I., grupo nacional norteamericano de la F.I.P., ha creado el puesto de jefe de relaciones públicas, habiendo designado para el mismo a Mr. George R. White.

Mr. White viene trabajando desde hace años en la Portland Cement Association. En su nuevo destino será el encargado de los contactos con la Prensa y demás medios de comunicación, con el objeto de lograr la mayor difusión posible de los trabajos y actividades de todos los miembros del P.I.C.

"NOTAS TECNICAS" DE LA ASOCIACION VENEZOLANA DEL HORMIGON PRETENSADO

La Asociación Venezolana de Ingeniería del Precomprimido ha iniciado la publicación de una serie de "Notas Técnicas", encaminadas a difundir entre sus miembros los últimos avances en hormigón pretensado.

La primera publicada se titula "Instrucciones para el cálculo y utilización de los apoyos de neopreno en las estructuras", y es una traducción al español del original italiano. La segunda contiene una descripción de las principales autopistas y los más importantes viaductos construidos en Venezuela y un resumen de las notaciones aprobadas por el Comité Mixto C.E.B./F.I.P./A.I.C., en Copenhague, en 1971.

La F.I.P. se congratula en poder contar con esta nueva publicación para el pro-

grama de intercambio de literatura técnica que tiene establecido entre sus grupos miembros, cada uno de los cuales recibirá a partir de ahora un ejemplar de las sucesivas "Notas Técnicas" que la Asociación Venezolana vaya editando.

AVANCES TECNICOS

PUBLICACION DE LA F.I.P. SOBRE ACEROS PARA PRETENSADO

En el informe presentado por la Comisión de la F.I.P. sobre "Aceros para pretensado" al VI Congreso Internacional, celebrado en Praga en 1970, se incluía el texto de las "Especificaciones técnicas para el suministro y recepción de los aceros para tendones de pretensado".

En el mismo informe se incluía también un índice y bibliografía sobre los ensayos de los aceros para estructuras de hormigón pretensado, redactados y publicados por el Comité Mixto R.I.L.E.M./F.I.P./C.E.B.

En aquella ocasión no fue posible reproducir los textos completos de los correspondientes métodos de ensayo debido a que varios de ellos se encontraban todavía en período de discusión.

Estos textos se publicaron posteriormente en el número de septiembre-octubre de 1973 de la revista "Matériaux et Construction". La relación de los mismos es la siguiente:

- 4-21: Ensayo de tracción de los aceros para pretensado.
- 22 bis 1-28-A: Características geométricas de los aceros para pretensado.
- 10-31: Ensayo de doblado alternativo.
- 11-32: Ensayo de enrollamiento de los alambres.
- 12-33: Ensayo de torsión simple de los alambres de acero.
- B-22-1-28: Especificaciones para la realización del ensayo destinado a determinar las características de adherencia de los tendones para pretensado.
- 7-1-39-B: Especificaciones para la ejecución del ensayo isotérmico de relajación de los aceros para pretensado.
- 8-1-38: Ensayo de fatiga de los aceros para pretensado.
- 3-41: Comprobación de las tolerancias.

Todas estas especificaciones, junto con el texto revisado de las "Especificaciones técnicas para el suministro y recepción de los aceros para tendones de pretensado", han sido recogidas en un solo volumen, publicado en abril de 1974 por la F.I.P., en inglés.

HORMIGONADO BAJO EL AGUA

El número 3, volumen 19, de la publicación "Heron" está dedicado al tema del hormigonado bajo el agua. Contiene varias comunicaciones, basadas fundamentalmente en los trabajos de investigación llevados a cabo en Holanda por el Instituto de Materiales de Construcción y Estructuras de Edificación (I.B.B.C.) y el Laboratorio Stevin, del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Tecnológica de Delft.

El Comité que preparó este informe estaba dirigido por Ir. J. H. van Loenen, miembro destacado de la Comisión de la F.I.P. sobre "Práctica constructiva", y que fue uno

de los ingenieros encargados de redactar la contribución presentada en las Jornadas de la F.I.P, celebradas en Holanda en abril de 1973, en la que se describía la construcción del puente atirantado sobre el río Waal. Otro de los miembros del mencionado Comité fue el ingeniero P. Blokland, vicepresidente del grupo holandés de la F.I.P.

El informe ha sido publicado originalmente en holandés, pero en vista del gran interés del tema se tradujo posteriormente al inglés. En él se recogen diversos aspectos relacionados con este importante problema tales como dosificaciones, métodos que pueden utilizarse para el hormigonado, retracción y fluencia, resistencia, costos y empleo de aditivos.

(“Heron”, volumen 19, número 3, 1973, L. van Zetten, PO Box 49, Delft, Holanda.)

PELICULAS DE LA CEMENT AND CONCRETE ASSOCIATION

Desde hace años, la Cement and Concrete Association ha venido realizando una serie de películas que cubren una amplia gama de temas relacionados con la industria de la construcción. Muchas de estas películas ofrecen un especial interés para los grupos miembros de la F.I.P., y aunque la Asociación no está autorizada a prestarlas en alquiler para su exhibición fuera de Inglaterra, sí puede vender copias de ellas. Todas son en color, de 16 mm y con sonido óptico.

Algunas como la del puente Medway, el paso superior de Hammersmith y la de Man-cunian Way son ya muy conocidas, pero últimamente, la Asociación ha incrementado su colección con otras varias también de gran interés. Una de ellas se refiere a la nueva carretera elevada, “La autopista Gateshead”, en el NE. de Inglaterra. La película describe el proyecto de esta interesante estructura de hormigón pretensado y muestra los problemas que su construcción ha planteado en la práctica y cómo han sido resueltos. La última de las películas realizadas por la Asociación trata del puente de Londres, y en ella se ilustran las nuevas técnicas constructivas utilizadas en la realización de este proyecto y cómo se construyó el puente sin interferir el tráfico en la carretera ni en el río ni interrumpir el paso de los miles de peatones, que todos los días tienen que cruzar el río. La película termina con la ceremonia de inauguración, que fue presidida por su Majestad la Reina de Inglaterra.

Además de esta serie, la Asociación posee también varias películas educativas, la mayor parte destinadas al personal de obra, que forman otra serie denominada “Práctica del hormigón”, y otras para estudiantes técnicos sobre tecnología del hormigón y hormigón pretensado. La colección que posee la Asociación incluye además muchos otros temas. La relación completa de estas películas, con todos los detalles relativos a las mismas incluidos precios, puede obtenerse solicitándola de:

Films and Photographs Department
Cement and Concrete Association
52 Grosvenor Gardens
LONDON SW 1 W OAQ (Inglaterra)

PUBLICACION SP-4 DEL ACI (“ENCOFRADOS PARA HORMIGON”)

Recientemente ha sido puesta a la venta la publicación especial número 4 del A.C.I., titulada “Encofrados para hormigón”, cuyo autor es M. K. Hurd. Preparada bajo los auspicios del Comité 622 del A.C.I. (en la actualidad Comité 347) es la tercera edición que se publica de este libro, y ha sido revisada para poner al día sus recomendaciones de acuer-

do con las más modernas teorías relativas a las maderas blandas y tener en cuenta las nuevas escuadrias normalizadas.

Resulta difícil hacer una reseña de este libro. Baste decir que trata todos los aspectos posibles de los encofrados, desde las especificaciones para su ejecución hasta su total desmontaje, incluyendo la posible reutilización de los materiales. Está profusamente ilustrado con numerosas y excelentes fotografías y dibujos de los principales detalles constructivos. En la introducción con que se abre el libro se dice: "De ningún modo este volumen podrá, ni lo pretende, suplantar al proyectista o ingeniero cualificado, a quien exclusivamente corresponde dirigir la construcción de los encofrados. No obstante, estamos seguros de que serán muy pocos los ingenieros incapaces de obtener algún beneficio de la información que aquí se facilita."

Este libro, de 363 páginas, puede adquirirse en el American Concrete Institute (A.C.I.), de Detroit (Estados Unidos).

PUBLICACION SP-39 DEL A.C.I. ("COMPORTAMIENTO DEL HORMIGON SOMETIDO A TEMPERATURAS EXTREMAS")

En 1973, el American Concrete Institute celebró una convención en Canadá, y durante la misma, como parte de su programa técnico, el Comité organizador canadiense programó un breve simposio sobre el tema "Comportamiento del hormigón sometido a temperaturas extremas".

En este simposio se presentaron siete comunicaciones, las cuales, junto con otras tres más, han sido recogidas en la publicación SP-39 del A.C.I. De estos diez trabajos, cinco se refieren al caso de temperaturas inferiores a las normales, y los otros cinco al de temperaturas superiores a las normales. En las cinco primeras se tratan distintos aspectos del curado en obra durante el invierno y de la protección del hormigón frente a las heladas. En los otros cinco se estudian, entre otros, los problemas de la pérdida de resistencia, originada por el calor aplicado durante el proceso de curado, de los efectos de la temperatura sobre los hormigones aireados y de la resistencia al fuego de los muros construidos con bloques de hormigón. Se describe también el comportamiento de los hormigones ligeros, sometidos a temperaturas muy elevadas (superiores a los 1.000° C).

Esta publicación, de 207 páginas, puede adquirirse en el A.C.I., P. O. Box 19150, DETROIT, Michigan, 48219, Estados Unidos.

OBRAS INTERESANTES

EL PUENTE GENERAL BELGRANO, EN ARGENTINA

Terminado en 1973 el puente General Belgrano, ubicado en el norte de la Argentina, constituye un bello ejemplo del actual desarrollo de los puentes de hormigón pretensado.

Este puente tiene tres partes principales: los tramos de acceso, los enlaces y un tramo colgante central. Su longitud total es de 2,2 kilómetros. Los accesos están constituidos por 6 y 11 tramos, formados por vigas de sección en I, de 33,85 m de longitud, con armaduras pretesas, y un tablero construido con elementos prefabricados. Los tramos sobre el agua son los siguientes: 51,4 — 9 × 82,6 — 163,7 — 245,0 — 163,7 — 3 × 82,6 — 51,4 m. Todos ellos consisten en vigas-cajón dobles, con una anchura total de 14,34 m, incluyendo las aceras.

Todas las pilas van cimentadas sobre pilotes de 1,8 m de diámetro y longitudes de hasta 60 m. Las pilas, construidas con encofrado deslizante, están formadas por dos secciones en cajón que alcanzan hasta 26 m de altura. Las dos pilas centrales que soportan el tramo colgante tienen 84 m de altura por encima del nivel de cimentación.

Los tramos se construyeron por voladizos sucesivos, partiendo de las pilas, a base de elementos de cuatro metros de longitud y 40 t de peso, que se trasladaban en barcasas, por flotación, hasta el lugar de su ubicación, izándolas después hasta el nivel del puente. El mismo sistema se utilizó en la construcción de los tres tramos principales, pero debido a la longitud de estos tramos, las tensiones de los cables-tirantes y su posición tuvo que irse ajustando a medida que avanzaban las ménsulas.

Todo el puente se pretensó utilizando el sistema VSL. Los tendones se preparaban y almacenaban en una nave protegida contra la humedad. Se prestó una especial atención a la protección de los tendones contra la corrosión. Cuando las circunstancias lo requerían, las bobinas de los tendones se colocaban en el interior de los elementos de sección en cajón de las ménsulas para los que iban a ser utilizados, y de esta forma se transportaban hasta la obra. Una vez en ella se introducían los tendones en sus conductos de alojamiento mediante un cabrestante provisto de motor, de 1,5 t de capacidad.

Para el sellado de las juntas, las cuales tenían sólo 1,5 mm de espesor, se utilizaron compuestos tixotrópicos especiales, adecuados al clima del lugar. Estos compuestos estaban constituidos por un cemento aluminoso especial, arena de cuarzo y agua, con aditivos químicos para hacer posible su aplicación. Constituían, en realidad, un "micro-hormigón", con las mismas características mecánicas y estabilidad interna que el hormigón de los elementos que unían.

DOS PUENTES DE HORMIGON PRETENSADO, EN PAKISTAN

En Pakistán se han construido dos puentes de hormigón pretensado, que son dignos de destacar debido a los problemas de cimentación que fue necesario resolver para su ejecución.

El Ingeniero Consultor de estos proyectos, Mr. Donovan H. Lee, ha dicho: "Probablemente, en ningún otro lugar del mundo se producen socavaciones estacionales tan profundas en los lechos de los ríos como en las cuencas del Punjab y del Ganges". Estas excepcionales socavaciones se deben a los efectos de las enormes riadas que se originan cada año en la época de los monzones y al fundirse las nieves de las cumbres del Himalaya, y que arrastran las arenas finas de los cauces.

Los dos ríos en los que se han construido estos puentes son el Sutlej y el Jhelum, en los cuales se producen, de pronto, grandes crecidas en las que los caudales pasan, de valores casi nulos, a los 11.500 y 26.000 m³/segundo, respectivamente. En el puente del Sutlej la socavación, que se calcula en 11,5 m por debajo del nivel normal de las aguas en la época de las riadas, aumenta hasta 23 m en las inmediaciones de las pilas. Por ello, las pilas tienen una altura de 35 m desde el nivel del agua a la base de la cimentación. En el puente del Jhelum las cifras son: 9,5 m de profundidad normal de socavación, 19 m en las pilas y una altura de pilas de 26 m desde el nivel máximo de las aguas a la base de cimentación.

Puente de Jhelum.

La cimentación de este puente se construyó utilizando cajones abiertos, con muros de ladrillo. En total se construyeron, para los 22 tramos del puente, 23 cajones, cada uno

de 7,6 m de diámetro y muros de 1,14 m de espesor de fábrica de ladrillo, armada. El borde cortante para la hinca del cajón está constituido por una banda de hormigón armado, construida in situ, que en su parte inferior va provista de un angular de acero dulce. El peso adicional requerido para la hinca del cajón hasta la profundidad necesaria, era muy pequeño. Bastó, por tanto, taponar el cajón con hormigón y rellenarlo de arena. Encima de cada cajón se construyó después una losa de hormigón armado de 0,9 m de espesor, sobre la que apoyan las dos pilas circulares, de 1,4 m de diámetro, que soportan la superestructura.

Cada tramo tiene 44,8 m de luz y está formado por cuatro vigas prefabricadas, con armaduras postesas de 2,4 m de canto. La armadura consiste en 15 cables Freyssinet constituido cada uno por 12 alambres de 7 mm de diámetro. La losa del tablero se hormigonó in situ, entre las alas de las vigas.

Cada viga, que pesaba 96 toneladas, se colocó utilizando una viga metálica especial de lanzamiento. El ritmo de colocación era de cuatro piezas por día.

Puente de Sutlej.

Este puente tiene 12 tramos de 49 m y el proyecto de los cajones de cimentación y de la superestructura es muy análogo al del puente de Jhelum. En este caso, sin embargo, el constructor pudo sacar partido de los largos períodos de sequía durante los cuales el nivel de las aguas es mínimo, y las vigas se construyeron in situ sobre cimbras apoyadas en el propio lecho del río. Para poder realizar el pretensado de las vigas se hormigonaron primero tramos alternos. Las vigas de los tramos intermedios se hormigonaban ligeramente desplazadas lateralmente de su posición definitiva, ripándolas después hasta su lugar final de ubicación.

CENTRO DEPORTIVO DE ARYAMEHR, EN TEHERAN

En Teherán se ha construido un nuevo Centro Deportivo para el Gobierno Imperial del Irán. Ofrece considerable interés como ejemplo del empleo de la prefabricación en gran escala.

Las cubiertas de dos de los nuevos edificios, el Palacio de Deportes y una piscina cubierta, han sido construidas de la misma forma. Cada una de ellas consiste en dos grandes vigas principales que se apoyan en dos soportes extremos, y seis vigas secundarias transversales que cubren un área de 110×110 m. Las dos vigas principales, compuestas de dove'as de hormigón, prefabricadas, de sección en cajón, de 8 m de canto y 3,2 m de anchura, se construyeron saliendo en voladizo, simétricamente, a partir de la cabeza de los soportes correspondientes.

Las vigas secundarias son vigas en celosía, de 8 m de canto y 79 m de longitud. Cada una pesa 500 toneladas y fueron construidas en el suelo, sobre vías provisionales, utilizando el postensado para enlazar entre sí los distintos elementos prefabricados que las forman.

Para la colocación de estas vigas que cubren el vano entre las dos principales, se recurrió a una combinación de gatos horizontales y verticales. Primeramente, se empujaron en dirección horizontal para sacarlas de las vías de fabricación y llevarlas hasta dejarlas colocadas justo debajo de los extremos de las vigas principales.

Las vigas se movían sobre dos apoyos deslizantes constituidos por placas de acero. La distancia que recorrían, empujadas por los gatos, era de unos 25 metros.

En una segunda fase, las piezas se elevaban hasta el nivel de las vigas principales, a unos 21 m de altura. Entonces se trasladaban de nuevo horizontalmente, sobre apoyos deslizantes constituidos por placas de acero fijadas en la superficie superior de unos elementos prefabricados que se apoyaban en ménsulas dispuestas en los laterales de las vigas cajón.

Las primeras vigas secundarias se colocaron en su posición final a mediados de septiembre de 1973, necesitándose sólo un mes para situar las seis vigas de la cubierta del Palacio de Deportes.

Los gatos utilizados para el movimiento de las vigas eran los del sistema VSL.

Traducido por:
R. PIÑEIRO

notas de la F.I.P.

n.º 50, 1974

Acontecimientos y actividades de la F.I.P.

ENCUENTRO EN NUEVA YORK

Preocupados en registrar y comentar todas las actividades correspondientes al VII Congreso de la F.I.P., casi se nos olvida señalar que, coincidiendo precisamente con dicho Congreso, las "Notas de la F.I.P." han alcanzado su número 50. En muchos aspectos, este número 50 marca un hito en la vida de nuestra publicación, y confiamos en que sea punto de partida para aún mayores progresos en su forma, contenido e interés durante los próximos años. En el realmente modesto primer número, de sólo cuatro páginas, correspondiente a los meses de enero-febrero de 1967, el presidente, doctor Janssonius, decía: "En nombre del Comité Ejecutivo quiero expresar nuestro sincero deseo de que las "Notas de la F.I.P." sean bien recibidas en todo el mundo por aquellos ingenieros y técnicos en general, interesados en el campo del pretensado." Justo es reconocer que tales aspiraciones se han cumplido con exceso. El indudable éxito de esta publicación queda reflejado en el hecho de que su tirada actual se acerca a los 8.500 ejemplares, que se distribuyen en 75 países. Sabemos que su contenido se publica traducido al español, francés y alemán, y que más o menos amplios extractos de sus noticias se incluyen en las revistas y boletines de países tan lejanos unos de otros como Nueva Zelanda, Africa del Sur y Argentina.

Algunos habrán podido leer este número 50 en Nueva York durante el VII Congreso; otros habrán recibido su ejemplar después de la clausura del mismo. Cuando se preparaba su redacción, las secretarías de la F.I.P. y del P.C.I. se encontraban trabajando a toda máquina en la ultimación de todos los detalles relativos a la celebración de lo que confiadamente se esperaba que habría de ser el más brillante Congreso de todos los hasta ahora organizados por la Federación. Se contaba ya con la asistencia de un gran número de participantes procedentes de todo el mundo, la mayor parte de ellos acompañados de sus esposas y familiares. Se habían programado una serie de reuniones técnicas especiales, que habrían de cubrir todos los campos de aplicación del pretensado que pudieran resultar de interés para los diversos participantes en el Congreso, así como visitas a obras importantes en la zona de Nueva York y un variado programa de actividades sociales y culturales para las señoras y los delegados.

A pesar del intenso programa de reuniones previsto, todavía quedó tiempo disponible para esas reuniones y charlas de tanto interés sobre los problemas que diariamente se presentan en la práctica y que permiten el intercambio de opiniones de aquellos técnicos que sólo consiguen entrevistarse personalmente con ocasión de reuniones internacionales tales como el Congreso que comentamos. Con frecuencia, estas ocasiones constituyen puntos de partida para colaboraciones internacionales de la mayor trascendencia. Los contactos y amistades que así se establecen son fuentes de futuros y amplios beneficios para todos. Confiamos que en éste como en tantos otros aspectos, el Congreso de Nueva York haya resultado un éxito para cuantos hayan podido participar en el mismo y que todos puedan conservar un imborrable recuerdo de estas reuniones de Nueva York.

ALMUERZOS DE TRABAJO DURANTE EL CONGRESO DE LA F.I.P.

Durante los almuerzos de trabajo, celebrados los días martes 28 y miércoles 29 de mayo, se pronunciaron dos conferencias muy importantes sobre temas de considerable interés no sólo para los delegados americanos, sino también para todos aquellos participantes extranjeros preocupados por el desarrollo del mercado en Estados Unidos.

El martes, bajo la presidencia de Mr. A. J. Fox Jr., el honorable Arthur F. Sampson, administrador de los Servicios Generales de la Administración de los Estados Unidos, habló sobre el tema de la "Seguridad contra el fuego en edificación".

Los Servicios Generales de la Administración constituyen el organismo gubernativo, que tiene a su cargo la dirección de todas las actividades de orden interno del país. Tiene una plantilla de cerca de 40.000 funcionarios, y su presupuesto anual excede del billón de dólares. De hecho es el principal constructor civil del Gobierno Federal, ya que controla y dirige la construcción y mantenimiento de todos los edificios oficiales, organiza los "stocks" de materiales estratégicos y se encarga de atender todos los suministros y servicios necesarios. Cuenta además con un departamento de cálculo electrónico y una central de servicios de telecomunicación que se ocupa del proceso de datos y planeamiento de programas de desarrollo, de acuerdo con las directrices que le marca el Gobierno.

Antes de entrar al servicio del Estado, Mr. Sampson trabajó durante doce años en la Compañía General Electric. Después estuvo seis años en las oficinas gubernamentales del Estado de Pensilvania, y de aquí pasó al servicio del Gobierno Federal.

En mayo de 1973 recibió tres galardones. Fue designado miembro honorario del Instituto Americano de Arquitectos; hombre del año del sector de Obras Públicas por la Asociación de Obras Públicas Americana y hombre del año del Servicio de Protección de Incendios por la Sociedad de Ingeniería de Protección de Incendios. En noviembre de 1972 obtuvo el premio Synergy III, de la Sociedad de Arquitectos Americanos, por su excepcional contribución al avance de la arquitectura, del urbanismo y de las bellas artes.

El almuerzo del miércoles 29 estuvo presidido por el profesor C. P. Siess, y el conferenciante invitado fue Mr. William Uffutt Doub, de la Comisión de Energía Atómica de los Estados Unidos.

Mr. Doub fue presidente de la Comisión de Servicios Públicos de Maryland, hasta que en 1971 se le nombró miembro de la Comisión de Energía Atómica de los Estados Unidos. En 1973 se le encomendó la dirección de los estudios de todo el Sistema Federal Regulador de Energía, que incluye tanto las centrales nucleares como las tradicionales.

Antes de ser adscrito a la mencionada Comisión, Mr. Doub se ocupó especialmente de temas relacionados con la energía nuclear, la electricidad y los problemas de contaminación. En su cargo actual ha centrado su actividad en la reestructuración del programa nacional de regulación de la energía atómica.

Mr. Doub es miembro del Comité Ejecutivo de la Asociación Nacional de Comisiones Reguladoras de Energía y de sus Comités de Electricidad y Energía Nuclear. Es también miembro del Comité Especial para la Conservación del Medio Ambiente de la American Bar Association y del Consejo Directivo del Comité Nacional de Estados Unidos en la Conferencia Mundial de Energía.

Los miembros de la F.I.P., participantes en el Congreso de Nueva York, tuvieron ocasión de escuchar a estas dos prominentes figuras el informe de sus actividades en relación con la economía americana.

LA F.I.P. DA LA BIENVENIDA A NUEVOS GRUPOS MIEMBROS

La Federación Internacional del Pretensado tuvo la satisfacción de poder dar la bienvenida a dos nuevos grupos miembros en la reunión del Consejo Administrativo celebrada en Nueva York.

Durante varios años, la F.I.P. ha estado en contacto con el profesor Van Langendonck, del Brasil, pero ahora puede anunciar que dicho país ha pasado a formar parte de la Federación como miembro de pleno derecho. El nuevo grupo nacional brasileño está formado en la actualidad por 20 ingenieros con sede en Río de Janeiro, y otros 20 de Sao Paulo. Existe un Comité Ejecutivo único que actuará alternativamente en ambas capitales. El presidente de este grupo nacional es el profesor Fernando Luis Lobo Carneiro, y el vicepresidente el doctor B. Ernani Díaz.

El doctor Ernani Díaz es el ingeniero jefe del proyecto estructural del nuevo puente del río Niteroi, que es el más largo del mundo, construido a base de dovelas con juntas pegadas. Su longitud es de 7.884 metros. En la sesión dedicada a la descripción de "Puentes" durante el Congreso se hizo un breve comentario sobre esta excepcional obra, y en la sesión técnica sobre "Construcción de puentes", el doctor Ernani Díaz describió el método utilizado para el pegado de juntas. Al Congreso asistieron muchos ingenieros brasileños, acompañados la mayoría de ellos por sus respectivas esposas.

Bajo una categoría especial de miembro asociado, un pequeño número de países de la América Central se ha reunido para constituir un nuevo grupo miembro de la F.I.P., bajo la presidencia del ingeniero Gilberto de la Guardia, de Panamá.

La F.I.P. se complace en saludar a sus dos nuevos miembros, y espera confiada en que habrán de prestarle una valiosa colaboración en el desarrollo de sus programas de futuros trabajos.

PHILIP GOODING, SECRETARIO GENERAL Y TESORERO

Philip Gooding ha cesado en su cargo de secretario general y tesorero de la F.I.P. durante el Congreso de Nueva York, después de haberlo desempeñado a lo largo de casi veinte años.

Durante tan prolongado período ha sido bien conocido y elogiado por todos los grupos miembros de la F.I.P. Su puntual asistencia a todos los Congresos y reuniones internacionales y la vuelta al mundo con que se le premió al cesar, en 1972, como director de los Servicios de Información de la Cement and Concrete Association hicieron de mister Gooding una de las figuras más populares y queridas dentro de la Federación. Estamos seguros de que todos sus numerosos amigos se unen a nosotros al expresarle nuestros mejores deseos de futura felicidad.

Muchos de los éxitos logrados por la F.I.P. como Organización Internacional del Hormigón Pretensado y técnicas afines se deben sin duda alguna a los incansables esfuerzos y al ilimitado entusiasmo para todo lo relacionado con el pretensado, desplegados por Mr. Gooding. A partir de su experiencia en Inglaterra como secretario del Grupo para el Desarrollo del Hormigón Pretensado organizó la colaboración en el campo internacional dentro de la F.I.P., en unión de los otros pioneros del pretensado. Fue el organizador del primer Congreso celebrado en Londres en 1953, y bajo su experta dirección se desarrollaron también los sucesivos Congresos en Amsterdam, Berlín, Roma, Nápoles, París y Praga.

Aunque debido a la enfermedad que padeció durante los últimos meses, las activida-

des de Mr. Gooding han decrecido y no ha podido ocuparse con detalle de la programación del Congreso de Nueva York; no obstante, su colaboración ha resultado como siempre fundamental en los trabajos iniciales y en la formulación de las normas que habrían de regular la actuación conjunta de la F.I.P. y el P.C.I. en la preparación de este magno acontecimiento, quizá el más importante de los hasta la fecha celebrados.

Aparte de estas actuaciones, más visibles y espectaculares, su continua actividad durante los años intermedios a los de celebración de los distintos Congresos ha sido de la mayor trascendencia para el mantenimiento de la unión entre los grupos nacionales y el constante incremento del número de éstos. Se cuidó siempre con el mayor interés de la redacción y contenido de las "Notas de la F.I.P.", distribuidas regularmente a todos los países del mundo. Cuando se estimó necesario se ocupó de preparar los simposios especiales para promocionar el desarrollo de técnicas nuevas tales como el últimamente celebrado sobre estructuras marítimas. Por otra parte, y tomando como base los trabajos realizados por las diferentes comisiones de la F.I.P., se encargó de la edición de las adecuadas publicaciones, de difusión internacional, para ayudar al vertiginoso avance que ha ido consiguiendo en los distintos campos la técnica del hormigón pretensado.

Tanto el Comité Ejecutivo como el Consejo Administrativo de la F.I.P. han encontrado siempre en Mr. Gooding su mejor aliado para la labor que tienen encomendada por su entusiástica colaboración y su concienzudo trabajo. Les ayudó en todo momento a asegurar las bases de su desarrollo futuro. Por ello, dichos organismos, lo mismo que los diferentes grupos nacionales afiliados a la Federación, aprovechan esta ocasión para desear a Mr. Gooding una larga y feliz jubilación.

KEVIN JOHN CAVANAGH

Mr. K. J. Cavanagh, director de la Cement and Concrete Association, de Australia, nació en Sidney en 1928 y se educó en el colegio de St. Aloysius, en Milsons Point. Se graduó como ingeniero químico en la Universidad de Sidney en 1950 y pasó a formar parte de la Dirección de la División de Materiales de la Colonial Sugar Refining Co.

En 1954 se le nombró ingeniero de materiales de la Cement and Concrete Association, de Australia, y en 1956 pasó al cargo de ingeniero regional de la Asociación, en Perth. En el mismo año fue nombrado vicedirector, y en 1959 pasó al cargo de director de la Asociación.

Mr. Cavanagh fue uno de los ingenieros que contribuyó a la formación del Grupo Australiano del Hormigón Pretensado en 1961, siendo el primer secretario del grupo. Cuando éste amplió sus actividades y se transformó en Instituto Australiano del Hormigón, Mr. Cavanagh fue designado secretario del mismo, cargo que continúa desempeñando en la actualidad.

Mr. Cavanagh es miembro del Instituto de Ingenieros de Australia y del Instituto Australiano de Directores de Empresa.

Participó en los Congresos de 1966 y 1970 de la F.I.P. y es el representante del Instituto Australiano del Hormigón en el Consejo Administrativo de la F.I.P.

AVANCES TECNICOS

COMISION DE LA F.I.P. SOBRE "PREFABRICACION"

Encuesta sobre "Elección de materiales".

Durante los últimos cuatro años, a partir del Congreso de Praga, entre los trabajos realizados por la Comisión de la F.I.P. sobre "Prefabricación", deben destacarse los estudios relacionados con la elección de materiales destinados a la construcción de estructuras pretensadas.

La parte más importante de esta labor ha sido realizada por Mr. Brian Rhodes (Inglaterra), el cual distribuyó un cuestionario entre todos los grupos nacionales afiliados a la F.I.P., solicitando información relativa, principalmente, a los aceros para pretensado, pero que incluía también diversas preguntas generales referentes a calidades y suministros de cemento.

Con las catorce contestaciones recibidas relativas a los aceros, Mr. Rhodes ha preparado un resumen que es el que se incluye a continuación.

Como consecuencia de las rápidas alteraciones en los valores relativos de las diferentes monedas, experimentadas en los últimos tiempos, muchas de las cifras de costos que aparecen en dicho resumen habrán sufrido alteraciones desde la fecha en que fueron dadas (generalmente los años 1972-73). Sin embargo, se ha considerado oportuno mantenerlas, ya que pueden servir a efectos comparativos.

Por otra parte debe señalarse que se tiene también previsto publicar en las "Notas de la F.I.P." además del resumen antes citado, las contestaciones completas enviadas a dicho cuestionario por los distintos países. Pero debido a la gran extensión de las mismas se hace necesario distribuir las entre varios números sucesivos de estas Notas. En el presente número se incluyen solamente las respuestas a las tres primeras preguntas.

Resumen.

A) Elección de los tendones.

1. Se recibieron 14 contestaciones al cuestionario, de las cuales solamente tres eran de países no europeos. Por consiguiente, las conclusiones que a continuación se exponen deben ser interpretadas teniendo en cuenta esta circunstancia.

2. Tanto los alambres como los cordones y cables de los distintos tipos pueden adquirirse sin dificultad no existiendo, en este aspecto, ningún problema (*).

3. Se utilizan mucho más los cordones que los alambres y su uso se extiende actualmente, incluso en aquellos países en que su coste resulta más elevado. En algunas naciones sólo se emplean cordones. Los alambres se utilizan para elementos de pequeñas dimensiones, especialmente cuando es fundamental que la longitud de transmisión sea lo más corta posible (por ejemplo, en traviesas para ferrocarril), en piezas en las que las fuerzas de pretensado necesarias son reducidas (como en los forjados de luces cortas) o cuando los efectos de la fisuración adquieren carácter crítico (por ejemplo, en láminas delgadas).

Para cualquier otro tipo de elementos, en general, sólo se utilizan cordones.

(*) N. del T. — En este punto la situación ha cambiado sustancialmente desde la fecha de la encuesta

4. La mayoría de los alambres empleados son trefilados y patentados (lisos o grafilados). Únicamente en Alemania Occidental es frecuente el empleo de alambres obtenidos por laminación en caliente, templado y torsión.

La resistencia de rotura varía en función del diámetro (cuanto menor es el diámetro mayor es la carga de rotura) y depende también del proceso de fabricación y de las especificaciones de cada país. Las cargas unitarias de rotura varían entre 210 kg/mm² y 145 kg/mm² y los diámetros desde 5 mm en Suecia hasta 9 mm en Bélgica.

Los cordones se fabrican a base de alambres de aceros al carbono, trefilados. Los cordones de 7 alambres son, con gran diferencia, los más corrientes. No obstante, en algunos países se obtienen también torzales constituidos por dos o tres alambres arrollados helicoidalmente.

Los cordones de siete alambres, una vez conformados, se someten a un proceso de patentado para obtener una "relajación normal". Se distinguen dos grados de relajación: alta y media. (Según la notación americana, de 250 k y 270 k). También se fabrican de "baja relajación" mediante un proceso de envejecimiento artificial acelerado, sometido a patente, que en esencia consiste en aplicar a los cordones una determinada tensión durante el proceso de patentado. También se producen cordones "compactos" que tienen la ventaja de proporcionar una resistencia adicional para el mismo diámetro nominal, así como una baja relajación.

Los diámetros de los cordones de siete alambres se designan, normalmente, en pulgadas. Los más utilizados para armaduras pretensas son los de 3/8 de pulgada (9,3 mm), 1/2 pulgada (12,5 mm) y 0,6 pulgadas (15,2 mm).

Los torzales de dos y tres alambres son, generalmente, patentados. Los principales países exportadores de alambres y cordones son: Japón, Inglaterra, Bélgica y Alemania Occidental.

5. Los valores de las pérdidas por relajación, garantizados, varían de acuerdo con el proceso de patentado que se utilice. Las cifras se dan, en general, para mil horas y aceros sometidos a tensiones iguales al 0,7 y 0,8 de la de rotura.

Los valores normales para mil horas y tensión igual al 0,7 de la rotura son:

Cordones de acero de relajación normal	7 %
Cordones de acero de baja relajación	2,5 %

En algunos países en los que se utilizan métodos distintos de patentado, los valores garantizados de las pérdidas por relajación son mayores.

6. La tensión inicial admisible más elevada es la declarada por Australia, que llega al 85 por 100 de la tensión de rotura; pero, en general, el máximo que se considera es el 75 por 100. Algunos países admiten una sobretensión temporal durante el tesado, con una tensión no superior al 70 por 100 en el momento del anclaje (en Suecia, el 65 por 100). Estos valores corresponden a aceros trefilados.

7. No resulta posible deducir una conclusión definitiva del estudio comparativo de los costes de los tendones en los distintos países. Sin embargo, un hecho indiscutible es que cuanto menor es el diámetro del tendón menor es el coste del material por unidad de fuerza de pretensado. En este aspecto no existen excepciones. El verdadero coste de las armaduras colocadas depende de numerosos factores entre los cuales cabe citar: la cantidad de mano de obra necesaria, el método de manipulación empleado, la facilidad de hormigonado, el sistema de pretensado, etc. Estos factores son difíciles de valorar exactamente y varían mucho de una obra a otra.

En algunos países son más baratos los alambres que los cordones; en otros ocurre lo contrario.

8. Tanto los alambres como los cordones se suelen suministrar en rollos o bobinas. Se utilizan diferentes métodos para tender las armaduras a lo largo de las bancadas de prefabricación, métodos que dependen del número de tendones necesarios, de la longitud de la bancada, del precio de la mano de obra, del volumen de la producción, etc. Si diariamente se fabrican grandes series de elementos tipificados, los tendones suelen extenderse a lo largo de las bancadas, bien todos juntos o bien por grupos. Sin embargo, en el caso de bancadas cortas, con distintos tipos de armaduras y una distribución complicada de éstas, los tendones se colocan, por regla general, de uno en uno.

9. Lo más corriente es tesar los tendones de uno en uno; lo que permite un perfecto control de la fuerza de pretensado introducida y una mayor rapidez y facilidad en la operación de anclaje. En general, los gatos para el tesado de tendones individuales son más ligeros y fáciles de manejar que los que se utilizan para el tesado simultáneo de varios tendones. No obstante, en el caso de grandes producciones en serie de elementos prefabricados tipificados, es muy frecuente recurrir al tesado simultáneo de todas las armaduras.

10. En cuanto a la distribución de armaduras en la sección de la pieza, la costumbre varía de unos países a otros, aunque lo más corriente es concentrarlas en grupos teniendo en cuenta que la disposición adoptada no debe nunca entorpecer el hormigonado de la pieza. La forma de la sección del elemento fabricado influye, por consiguiente, de un modo fundamental en la distribución que deba adoptarse.

11. Como se sabe, la longitud de transmisión depende de la fuerza de pretensado, del diámetro y características superficiales de los tendones, de la resistencia del hormigón y de la forma en que se realice el destesado. La magnitud de las longitudes de transmisión especificadas en los distintos países varían considerablemente, siendo las inglesas las más optimistas. En general, se admite que la concentración de armaduras aumenta hasta en un 25 por 100 la longitud de transmisión en relación con la correspondiente a la de un cordón normal de siete alambres; y que un destesado brusco aumenta también dicha longitud (en Rumania se especifica que este último aumento es del 25 por 100).

En el caso de alambres lisos, el valor más normalmente fijado para la longitud de transmisión es el de 100 diámetros.

12. Como método para eliminar las tensiones en los extremos de las vigas pretensadas se utilizan generalmente sistemas que hacen desaparecer la adherencia en estas zonas. Entre ellos es muy frecuente el que consiste en envolver las armaduras con tubos de plástico.

También suelen utilizarse distintos procedimientos para dar a las armaduras un trazado poligonal. Estos procedimientos varían según el número y potencia de los tendones que haya que desviar. En algunos países, el variar el trazado de las armaduras resulta más caro que eliminar la adherencia y presenta, además, mayores dificultades técnicas. Debe señalarse que en Suecia no se utiliza el desvío de armaduras, debido a que las tensiones de tracción admitidas por las Normas son francamente más elevadas que en otros países.

13. No es práctica normal mezclar en una misma pieza alambres o tendones de distinto diámetro, a causa del peligro que ello representa de que se pueden introducir errores durante la fabricación. Sin embargo, algunas veces se utilizan en un mismo elemento alambres y cordones (por ejemplo, en el caso de vigas en doble T de alas superiores delgadas).

14. En la determinación de las directrices utilizadas para la selección de los tendones

más idóneos en cada planta de prefabricación, el factor determinante lo constituyen los equipos disponibles y la posibilidad de obtener el máximo provecho de las instalaciones existentes.

CONTESTACIONES RECIBIDAS

Sección A) Elección de los tendones.

ALAMBRES

Pregunta W1.—Describir los tipos de alambre fabricados en su país para su utilización como armaduras pretesas y detallar las distintas calidades.

AUSTRALIA.

Alambres patentados o trefilados de diámetros variables entre 8 y 3,25 mm.

Carga unitaria de rotura a tracción que varía entre 64 kg/mm² y 205 kg/mm².

Se fabrican también alambres estirados en frío de 2,6 y 2 mm de diámetro y carga de rotura de 189 kg/mm².

INGLATERRA.

Alambres de acero al carbono estirados en frío.

1. Alambres laminados, de 5 a 2 mm de diámetro, suministrados en rollos. Resistencia característica especificada de 157 a 202 kg/mm².
2. Alambre preestirado de normal o baja relajación y diámetros de 7 a 4 mm. Resistencia característica especificada de 147 a 172 kg/mm².

RUMANIA.

Alambres grafilados, trefilados y patentados, de 2,5 mm de diámetro mínimo.

Se producen cuatro tipos distintos de grafilado.

ESPAÑA.

Alambres lisos y grafilados, trefilados, de 5 a 2,5 mm de diámetro.

Mínima resistencia a rotura variable entre 139 y 200 kg/mm².

Se producen tres calidades: R-8, R-5 y R-2.

BÉLGICA.

Alambres lisos y grafilados, trefilados, de 7 a 3 mm de diámetro.

Alambres lisos de 8 y 9 mm de diámetro. Todos son patentados.

Mínima resistencia a rotura variable entre 145 y 180 kg/mm².

HOLANDA.

Alambres lisos y grafilados, trefilados y patentados.

Diámetros variables entre 8 y 4 mm. Resistencias a rotura comprendidas entre 160 y 180 kg/mm².

SUECIA.

Alambres trefilados y patentados de 7 a 3 mm de diámetro y 160 a 210 kg/mm² de carga de rotura.

REPÚBLICA FEDERAL ALEMANA.

Alambres redondos trefilados.
Alambres redondos templados y laminados en caliente (con o sin corrugas).
Alambres de sección oval, templados, laminados en caliente y nervados.

SUIZA.

Alambres grafilados y patentados de 7 a 5 mm de diámetro.
Mínima resistencia a tracción superior a 140 kg/mm².
Máxima resistencia a tracción variable entre 175 y 185 kg/mm².

HUNGRÍA.

Alambres lisos de 2,5 mm de diámetro.
Alambres planos de 3, 5, 6 y 7 mm de diámetro con nervios helicoidales, patentados o no. Resistencia a tracción variable entre 130 y 180 kg/mm².

ESTADOS UNIDOS.

Alambres trefilados y patentados de 7 a 3 mm de diámetro.

DINAMARCA, FINLANDIA y NUEVA ZELANDA.

No fabrican.

Pregunta W2.—Describir los tipos de alambre importados en su país.

DINAMARCA.

Importa alambres de Inglaterra, Japón, Bélgica y República Federal Alemana.

BÉLGICA.

Importa de Holanda.

HOLANDA.

Importa alambres laminados en caliente, templados y torsionados de Alemania Occidental.

FINLANDIA.

Alambres grafilados.

NUEVA ZELANDA.

Se utiliza muy poco el alambre. Prácticamente todas las fábricas emplean en la actualidad cordones.

SUECIA.

Importa muy poco.

ESTADOS UNIDOS.

Importa de Inglaterra y el Japón.

SUIZA.

Importa cantidades muy pequeñas.

HUNGRÍA.

Importa de Austria y Checoslovaquia.

ESPAÑA, AUSTRALIA, INGLATERRA, RUMANIA y ALEMANIA OCCIDENTAL.

Prácticamente no existen importaciones.

Pregunta W3.—Detallar los diámetros más corrientes y la resistencia de rotura especificadas para cada tipo.

AUSTRALIA.

7 mm de diámetro y 173 kg/mm².

INGLATERRA.

Alambres laminados:

5 mm y 157 kg/mm².

4,5 mm y 162 kg/mm².

4 mm y 172 kg/mm².

3,25 mm y 172 kg/mm².

Alambres de normal y baja relajación:

7 mm y 157 kg/mm².

5 mm y 157 kg/mm².

4,5 mm y 162 kg/mm².

RUMANIA.

7 mm y 160 kg/mm².

6 mm y 165 kg/mm².

5 mm y 170 kg/mm².

3 mm y 185 kg/mm².

ESPAÑA.

4 mm y 144 a 170 kg/mm².

3 mm y 153 a 180 kg/mm².

2,5 mm y 161 a 190 kg/mm².

HOLANDA.

5 mm y 170 kg/mm².

7 mm y 160 a 170 kg/mm².

Sección oval de 4 por 11 mm y 160 kg/mm².

FINLANDIA.

5 mm }
4 mm } de 160 a 180 kg/mm².
3,5 mm }

SUECIA.

2 mm de diámetro con superficie rugosa de 210 kg/mm².

3 a 5 mm de diámetro grafilados para tuberías de presión de 190 a 175 kg/mm².

SUIZA.

5 a 7 mm de diámetro mayor de 140 kg/mm².

Límite elástico mínimo de 0,85 a 0,95 de la carga unitaria de rotura.

NUEVAS PUBLICACIONES DEL A.C.I.

“MANUAL PRACTICO DEL HORMIGON DEL A.C.I.” (SEGUNDA PARTE)

Acaba de publicarse la segunda parte del “Manual práctico del hormigón del A.C.I.”. Este volumen se refiere a notación, proyecto de estructuras, especificaciones estructurales y cálculo estructural.

En sus cerca de 700 páginas se recogen fundamentalmente los informes redactados por varios comités del A.C.I. sobre diferentes aspectos del cálculo y ejecución de estructuras.

Por lo que respecta al pretensado existen varios capítulos que estudian concretamente los siguientes temas: “Cálculo y construcción de estructuras circulares de hormigón pretensado”, “Elementos de hormigón pretensado con armaduras no adherentes” y “Deformaciones por flexión de los elementos de hormigón pretensado”.

Para todo lo relacionado con esta y las demás publicaciones que a continuación se comentan, los interesados deberán dirigirse a:

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE
PO Box 19150
DETROIT, MICHIGAN (Estados Unidos)

ELEMENTOS PREFABRICADOS DE HORMIGON:

MANEJO Y COLOCACION

Monografía número 8 del A.C.I.

Recientemente se ha publicado por el “American Concrete Institute” y el “Ioawa State Press” la monografía núm. 8 del A.C.I. titulada “Elementos prefabricados de hormigón: manejo y colocación”. Su autor es Joseph J. Waddell.

En esta obra se hace una revisión completa de los últimos avances en el campo de la prefabricación, tanto desde el punto de vista arquitectónico como en su aspecto ingenieril. En capítulos separados se estudian los conceptos básicos de los distintos sistemas de edificación prefabricada, las características de los principales elementos propios de cada sistema; la colocación de estos elementos, incluyendo los métodos para hacerlos girar de uno a otro plano; las uniones, tolerancias y muchos otros aspectos del empleo de piezas prefabricadas.

Se incluye un gran número de excelentes fotografías relativas a las distintas operaciones necesarias para la fabricación y el montaje de estos elementos, diagramas sobre uniones, procesos de ejecución, tipos de elementos, etc.

El precio de esta publicación, de 146 páginas, es de 8,75 dólares para los miembros del A.C.I., y 10,50 dólares para los no miembros.

PUBLICACION SP-15 DEL A.C.I.

“Especificaciones sobre estructuras de hormigón para edificios”, A.C.I., 301-72 (revisada en 1973).

Acaba de ser editada la publicación SP-15 del A.C.I., un manual práctico, en el que se recogen las especificaciones A.C.I. 301-72 y las principales normas del A.C.I. y la A.S.T.M., a las que en dichas especificaciones se hace referencia.

Además de las especificaciones sobre estructuras de hormigón para edificios se tratan en capítulos independientes los siguientes temas: “Bombeo del hormigón”, “Hormigonado en tiempo frío o caluroso”, “Compactación”, “Encofrados”, “Hormigones premasados”, “Ensayos”, etc.

ASOCIACION CIENTIFICA DEL PRETENSADO (FRANCIA)

XII Sesión de Estudio (segunda parte).

La Asociación Científica del Pretensado (A.S.P.), de Francia, ha publicado ahora la segunda parte del informe sobre la XII Sesión de Estudio, celebrada en octubre de 1971, en la que se discutieron los problemas relacionados con los fenómenos dinámicos y de fatiga.

El informe contiene tres trabajos principales, todos ellos presentados por ingenieros estrechamente vinculados con la F.I.P. El primero de estos trabajos se titula: “Rotura y fatiga en las estructuras pretensadas”, y sus autores son Baus, Brenneisen y Claude, todos de la Universidad de Lieja. El segundo, de M. D. Russwurm, describe ensayos realizados en la República Federal Alemana, y su título es “Ensayos de fatiga”. Finalmente, el propio presidente de la A.S.P., F. Dumas, que fue también presidente de la Comisión de Durabilidad de la F.I.P., contribuye con un trabajo titulado “La labor de la Comisión de la F.I.P sobre durabilidad en relación con la fatiga”.

En esta publicación figuran también varios apéndices y se incluyen dos de los documentos preparados por el Comité Técnico Mixto R.I.L.E.M./F.I.P./C.E.B. sobre normas y ensayos para hormigón armado y pretensado. Dichos documentos son:

- Documento 6-11-38: “Ensayos de fatiga de armaduras ordinarias”.
- Documento 8- 1-38: “Ensayos de fatiga de armaduras de pretensado”.

En la fecha de esta publicación, estos documentos tenían todavía el carácter de provisionales. Posteriormente se han publicado ya los textos definitivos en los números 32 y 35 del boletín de la R.I.L.E.M., en 1973.

En los mencionados apéndices se reproduce un trabajo de Mr. Brenneisen sobre “La fatiga en las estructuras pretensadas y parcialmente pretensadas”, y las siguientes comunicaciones presentadas con posterioridad a la celebración de las sesiones:

- “Influencia de las cargas repetidas o de la fatiga sobre la relajación de los aceros”, por M. Dumas.
- “Influencia de las cargas repetidas sobre la relajación”, por M. Carlos Larsson, en la que se describen ensayos realizados en Italia.
- “La durabilidad en los elementos de hormigón parcialmente pretensados, resistencia a la fatiga, impacto, cargas mantenidas y corrosión”, por el doctor P. Abeles.

Los interesados en recibir copias de esta publicación o mayor información sobre la misma deberán ponerse en contacto con M. Dumas, 1 place Genevières, Lille 59000, Francia.

“ACABADO DE SUPERFICIE DE HORMIGÓN”

Por el doctor Ulrich Trüb.

Se ha recibido en la Secretaría de la F.I.P. una copia del libro “Betonoberfläche” (Acabado de superficies de hormigón), por el doctor Ulrich Trüb, de Bauverlag GmbH, Wiesbaden y Berlín. El libro, en alemán, contiene 217 páginas, 279 fotografías y 9 tablas. A continuación se incluye un resumen de la reseña bibliográfica de dicha publicación.

“La apariencia arquitectónica del hormigón ha atravesado diferentes etapas, y en los últimos años se ha prestado una atención especial a la calidad del acabado de las superficies, sobre todo en el caso de elementos prefabricados. No obstante, el conseguir una calidad constante, tanto en color como en textura del acabado superficial del hormigón, presenta todavía algunos problemas. Las principales dificultades con que se tropieza son:

Primeramente, el aspecto del hormigón recién preparado, durante su vertido, y en especial el del mortero en contacto directo con el encofrado. Por otra parte, la lechada es la que más influye en el aspecto superficial y las características de esta lechada resultan muy afectadas por las condiciones atmosféricas durante las primeras horas o a lo más días, después de retirado el encofrado. El conocimiento actual sobre estas reacciones particulares es todavía muy incompleto, por lo que los expertos en la materia deben, por el momento, regirse por su experiencia e intuición.

Esta nueva publicación aumenta considerablemente la información hasta ahora disponible sobre el tema. Las 279 fotografías que se incluyen muestran ejemplos de todos los tipos de errores.

El texto explica las razones de los distintos aspectos de los acabados superficiales y los distintos factores que en ellos influyen. Facilita, por tanto, una base fundamental para valorar las observaciones y conocimientos prácticos de los expertos. Un índice muy detallado ayuda a encontrar rápidamente los datos correspondientes a cada caso particular.

De su amplio contenido cabe destacar los siguientes temas: propiedades especiales de los distintos acabados superficiales (características, obtención de acabados estables, características ópticas superficiales, características especiales); reacciones y cambios superficiales (aspecto superficial del hormigón fresco, de los hormigones jóvenes y del hormigón endurecido). En un apéndice se estudian las tolerancias de las irregularidades superficiales.”

OBRAS INTERESANTES

LA TRIBUNA DE SANDOWN PARK

Situado a unos 20 kilómetros del centro de Londres, el Hipódromo de Sandown Park está considerado, desde hace tiempo, como uno de los mejores de Inglaterra. Comparativamente, es en el que se celebran más días de carreras al año y, siempre, atrae grandes

multitudes deseosas de presenciar las pruebas que en él se desarrollan, tanto si se trata de carreras lisas como de obstáculos. La gran afluencia de público exige cuidar de un modo especial la calidad de las carreras y procurar una excelente visibilidad desde todas las zonas del recinto. La tribuna principal se asienta en la cima de una pequeña loma desde la cual la casi totalidad de los 2,7 km de longitud de la pista de hierba queda visible. Solamente durante unos pocos segundos los caballos quedan ocultos, cuando pasan por debajo del borde de la loma.

La más importante prueba del año de dicho hipódromo se celebra al final del verano. Como consecuencia, y con el fin de mejorar las instalaciones existentes, se decidió que durante un año el resto de las carreras se trasladasen a otros hipódromos y aprovechar este período para la realización de la construcción completa de una nueva tribuna.

La nueva tribuna, con capacidad para 7.000 personas, cubre un área de 166×48 m y en su proyecto se recurrió en gran parte a la utilización de elementos prefabricados, en su mayoría pretensados. El ingeniero responsable fue Jan Bobrowski, Presidente de la Comisión de la F.I.P. sobre "Hormigones ligeros", que ya se había encargado de la construcción de las tribunas de otros hipódromos y de la nueva tribuna de Calgary Stampede, que también se describe en el presente número de las "Notas de la F.I.P."

La estructura fundamental de la tribuna de Sandown Park está constituida por pórticos en H, prefabricados, de hormigón blanco, y forjados contruidos con vigas de hormigón pretensado de sección en T o en doble T, de hasta 12 m de luz. Los paneles de los muros son de hormigón ligero pretensado; en su construcción se utilizó cemento blanco y un árido especial denominado "Solita".

Las tribunas de los hipódromos difieren de las destinadas a otros tipos de deportes, ya que el público constantemente está entrando y saliendo de sus asientos para presenciar las carreras, visitar los "paddocks", acudir a las ventanillas de las apuestas, etc. Estos ciclos se repiten cada treinta o cuarenta minutos. Por esta causa se hizo un estudio muy cuidadoso para proyectar las terrazas de la tribuna con el fin de lograr la combinación más idónea para sus dos misiones fundamentales: buena visibilidad y facilidad de acceso. Los elementos estructurales de las terrazas también son prefabricados.

El elemento de la tribuna de Sandown que mayor interés ha despertado es la cubierta, la cual tiene un voladizo de 20 m. Para la celebración de carreras en invierno es esencial que los espectadores situados en la tribuna queden protegidos de la lluvia; pero, por otra parte, no debe existir ningún obstáculo que impida la perfecta visibilidad durante todo el recorrido.

Los elementos estructurales del voladizo son también pretensados, de hormigón blanco, y van situados a 6 m entre ejes. Están suspendidos de unas torres centrales y como por la parte posterior de la tribuna existen otros elementos análogos, el conjunto constituye un sistema equilibrado de voladizos. Estos elementos de hormigón de la cubierta cuelgan de las torres centrales, también de hormigón, mediante cables de acero inoxidable. En el espacio libre entre las vigas de cubierta van colocadas unas láminas dobles de plástico traslúcido.

En la memoria redactada por los Ingenieros Consultores designados para el proyecto de esta estructura, se incluye el siguiente interesante comentario: "Se ha comprobado que en la estructura en las cuales la sobrecarga máxima actúa solamente durante cortos períodos, como ocurre en el caso de las tribunas, la mejor solución se consigue mediante una combinación de estructuras de la Clase I y de la Clase III. En otras palabras, para el peso propio y las cargas permanentes, el cálculo debe hacerse en Clase I y para los máximos de sobrecarga, de corta duración, en Clase III. En este caso, sin embargo, el cálculo de la

abertura de fisuras y de las flechas resulta innecesario, con tal de que quede garantizado el adecuado coeficiente de seguridad frente a la rotura.”

En el interior del edificio de la tribuna se han dispuesto todos los servicios necesarios: restaurantes, cocinas, lavabos, oficinas, bares, salas privadas y, naturalmente, el palco real con sus salones correspondientes.

LA TRIBUNA DE CALGARY STAMPEDE

Para empezar, esta tribuna es el doble de grande que la del hipódromo de Sandown Park. Está situada en Calgary, Alberta, Canadá, y tiene asientos cubiertos para 17.400 espectadores, por lo cual ha sido calificada como uno de “los mayores espectáculos del mundo”. En la misma tribuna pueden acomodarse, además, otros 32.000 espectadores sentados y de pie, pero no cubiertos.

Una vez más, el hecho de que sólo durante un período limitado de tiempo podía cerrarse la tribuna, obligó a utilizar en la mayor escala posible elementos prefabricados de hormigón. Toda la tribuna, excepto una zona central de 12 m², se construyó a base de piezas prefabricadas, utilizando pórticos en H y voladizos para la cubierta y anfiteatros.

La estructura tiene 183 m de longitud, 42,4 m de anchura y alcanza una altura de 35 m. La superficie total cubierta disponible es de cerca de 19.000 m². La parte fundamental de la estructura está constituida por tres filas de soportes situados a 12 m entre ejes. Dos de estas filas van unidas entre sí por los elementos horizontales de los pórticos en H, mientras que la tercera fila lleva los voladizos para los asientos de los anfiteatros. Cada uno de los pórticos en H pesa unas 23 toneladas. Las juntas van dispuestas a media altura de los soportes y están constituidas por placas metálicas, soldadas entre sí, colocadas en los extremos de los soportes y soldadas a su vez a las armaduras longitudinales de los mismos. Los soportes prefabricados tienen 12 m de altura y la longitud de los voladizos inferior y superior es, respectivamente, de 15 y 16 m. En definitiva, el peso de los elementos con voladizo que hay que manejar es superior a las 39 toneladas. Cada voladizo va provisto de armaduras postesas constituidas por ocho tendones, de los cuales cuatro se prolongan para ser tesados y anclados en la parte exterior de los pórticos en H. Longitudinalmente, la estructura se completa con vigas y piezas en doble T, todas ellas prefabricadas y pretensadas mediante armaduras postesas o pretesas. La cubierta está constituida por chapas metálicas, de acero inoxidable, apoyadas en correas formadas por perfiles en U que, a su vez, van soportadas por vigas metálicas compuestas, que forman ménsulas de 19,7 m de longitud y van situadas a 6 m entre ejes, sobre el entramado de la estructura principal. Las ménsulas se sueldan a soportes enanos que descansan en placas metálicas, colocadas en el extremo superior de los soportes de los pórticos en H, y van unidas mediante armaduras verticales pretensadas tipo Dywidag, a las zapatas de los soportes, donde se anclan. Las ménsulas intermedias se apoyan en vigas metálicas longitudinales que enlazan los sucesivos soportes enanos sobre el entramado de la estructura principal.

Dentro de la tribuna existe un gran salón con aire acondicionado, cerrado con cristalerías, en el que se dispone de 1.500 asientos y una zona dedicada a restaurante con 1.200 plazas. Gran parte del restaurante goza de vistas directas sobre el campo.

APLICACIONES DEL SISTEMA “TAKTSCHIEBEVERFAHREN” EN ESPAÑA Y HOLANDA

Hemos recibido información sobre dos puentes construidos en España y en Holanda, utilizando el método del Profesor Leonhardt “Taktchiebeverfahren” (empuje del tablero).

El puente de Guadalimar, en España.

Se trata de un puente ferroviario, para vía única, con tres tramos de 38 m y un tramo mayor central, sobre el río, de 54 m. Las vigas, de sección en cajón, tienen 3,5 m de canto y 5 m de anchura. En este caso se ha introducido una modificación en el método constructivo original, ya que el tablero se hormigonó en dos partes, una a cada extremo del puente, desde donde fueron lanzadas, empujándolas una hacia la otra, hasta quedar unidas. En total, se dividió el tablero en 10 secciones, cada una de 16,45 m de longitud, de las cuales cuatro se hormigonaron a un lado del río y las seis restantes al otro. El hueco de 3,5 m de longitud que quedaba entre las dos partes del puente se completó mediante hormigonado in situ.

El puente de Ravensbosch, en Holanda.

Este puente, situado al sur del país sobre un ancho valle, tiene 420 m de longitud y consta de seis tramos de 56 m y dos de 42 m.

Presenta un problema adicional consistente en que las vigas son curvas en planta, con un radio de 2.000 metros.

Como en el puente descrito en el número 48 de las "Notas de la F.I.P.", cada semana se completaba el ciclo de producción de una sección de 19 m de longitud. Se construyeron pilas provisionales situadas a 28 m entre ejes.

El peso total de cada viga completa era de 10.000 toneladas; pero la utilización de apoyos de teflón produce un rozamiento tan pequeño que la fuerza requerida en el gato de empuje era sólo de 450 toneladas. Una vez terminado el lanzamiento del tablero, los apoyos de teflón se sustituyeron por otros de neopreno.

VIGAS PREFABRICADAS, PRETENSADAS, PARA UNA LINEA FERREA EN LONG ISLAND

Con el objeto de eliminar un paso a nivel, con sus inevitables taponamientos para el tráfico, se ha construido un tramo elevado para una línea férrea en Long Island, Estado de Nueva York, utilizando vigas tipificadas de puente, prefabricadas, de hormigón pretensado.

Las vigas, de unos 28 m de longitud, pesaban más de 60 toneladas y se fabricaban en moldes metálicos, utilizando los sistemas de prefabricación en serie, en bancadas en las cuales se podían construir seis vigas a la vez. Las vigas van armadas con 68 cordones de 12 mm de diámetro, pretensados.

En el proyecto realizado se han utilizado 340 vigas; pero existe el propósito de utilizar el mismo procedimiento para elevar otros tramos de la misma línea.

TUNEL PARA CARRETERA Y FERROCARRIL, EN CANADA

Combinación de elementos de hormigón armado y hormigón pretensado para obviar las dificultades planteadas por el lugar de ubicación de la obra.

En el proyecto y construcción del túnel para carretera y ferrocarril de la Welland

Townline, en Canadá, ha sido necesario vencer una serie de dificultades y problemas originados por la existencia de un 40 por 100 de rocas yesíferas, aguas subterráneas agresivas para el hormigón y el acero, y antecedentes de corrimientos de tierras en la zona de la obra.

El túnel se construyó utilizando el procedimiento de excavación y cubrimiento, con una profundidad máxima de excavación de 24 m. La anchura total de la estructura acabada es de 32 m, más las galerías de drenaje dispuestas a cada lado. El túnel da paso a tres vías férreas, dos carriles para vehículos de motor y una acera para peatones. Las limitaciones de pendiente impuestas por las líneas férreas exigió una longitud de excavación de trincheras de acceso de 8 km, con un volumen total de 13,7 millones de metros cúbicos de tierras. La longitud del túnel propiamente dicho, sobre el cual pasa un canal, es de 329 metros.

El túnel está situado en una llanura arcillosa, con un espesor de arcilla variable entre 18 y 36 centímetros. La capa arcillosa actúa como una cubierta impermeable encima de las aguas que corren por las rocas calizas situadas debajo, creando a modo de pozos artesianos. El túnel va cimentado sobre rocas dolomíticas, yesíferas, por lo cual la excavación se efectuaba en condiciones muy propicias para que se produjesen derrumbamientos en las laderas de la trinchera excavada. Por otra parte, fue necesario achicar continuamente el agua, mediante bombeo, para impedir inundaciones en la obra.

Dentro de los estratos dolomíticos básicos, el yeso se presentaba formando capas bien definidas de 25 a 150 mm de espesor y era muy importante evitar que las aguas disolviesen estos yesos y penetrasen bajo el túnel. Para impedir que las aguas entrasen en contacto con el yeso se dispuso un sistema permanente de drenaje en las galerías situadas a ambos lados de la sección del túnel. Estas galerías llevan de trecho en trecho aberturas que desembocan en la capa freática existente sobre el lecho rocoso de cimentación y actúan como desagües directos.

La solera del túnel se construyó en hormigón armado, eligiéndose este material con preferencia al pretensado, por estimar que su mayor rigidez resultaría ventajosa para conseguir una mejor distribución de las cargas concentradas originadas por las paredes del túnel sobre las rocas yesíferas de la cimentación. La estructura no se proyectó para trabajar como una viga-cajón rígida, dispuesta en dirección longitudinal para salvar los vanos correspondientes a las zonas de rocas poco resistentes. Se estimó que esta solución podría dar lugar a un fallo progresivo de la cimentación y a las consiguientes sobreteniones en la estructura del túnel.

En cambio, con el fin de reducir el volumen de excavación era preciso que la bóveda del túnel fuese lo más delgada posible. Por ello, tanto los muros laterales como la losa de cubierta del túnel se construyeron en hormigón pretensado.

Dado que las aguas freáticas contenían 10.000 partes por millón de sustancias disueltas, y de éstas, 2.500 p.p.m. eran de sulfato cálcico, su carácter altamente agresivo representaba un riesgo evidente de ataque al hormigón por los sulfatos. En consecuencia, toda la obra se construyó con cemento resistente a los sulfatos.

Las sobrecargas de cálculo previstas eran muy importantes, debido a la necesidad de tener que considerar una serie de acciones poco frecuentes. El túnel está situado en una zona sísmica, por lo que era preciso contar con la posible actuación de sobrecargas de este tipo. Por otra parte existían otras acciones anormales, constituidas por la presencia de una draga anclada y el paso de embarcaciones en el canal, situado encima del túnel.

En la losa de cubierta se utilizó el sistema BBRV de pretensado, y en los muros laterales el sistema Freyssinet. Los tendones de la armadura de la cubierta estaban formados por 55 alambres de 7 mm de diámetro, que se recibieron en obra ya totalmente fabrica-

dos y alojados en sus correspondientes vainas. Los tendones de los muros laterales estaban constituidos por 12-14 cordones, cada uno de 15,7 mm de diámetro. Sus vainas se colocaron vacías, y una vez hormigonados los muros y terminada la construcción de la cubierta se enfilaron en ellas los cordones de pretensado. Se dispusieron juntas de dilatación cada 27,4 m, utilizando tapajuntas de goma, selladas con un producto fabricado a base de polisulfuro.

Traducido por
R. PIÑEIRO

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. - YMCIC (México).**
- La Escuela Técnica de Ingenieros de la Comandancia General del Ejército. Quito (Ecuador).**



**asociación técnica
española del pretensado**