



hormigón y acero 90
ltimas noticias de hormigón pretensado

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION
Y DEL CEMENTO DEL PATRONATO DE INVESTIGACION
CIENTIFICA Y TECNICA «JUAN DE LA CIERVA» DEL
CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS
MADRID

SOCIOS PROTECTORES DE LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

Como ya se ha anunciado, a partir del 1 de enero del año 1967, se ha creado una nueva categoría, la de "Socio Protector", a la que pueden acogerse, previo pago de la cuota especial al efecto establecida, todos los Miembros de nuestra Asociación que voluntariamente lo soliciten. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos en la nueva categoría de "Socio Protector", los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

BELTHER. — Apartado 34. Benicarló (Castellón).
CANTERAS Y AGLOMERADOS, S. A. — Pintor Fortuny, 3. Barcelona-1.
CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S. L. — Consejo de Ciento, 304. Barcelona-7.
CONSTRUCCIONES CARLOS ERROZ. — Avda. Carlos III, 50. Pamplona (Navarra).
ELABORADOS METALICOS, S. A. (EMESA). — Apartado 553. La Coruña.
FORJADOS DOMO. — General Mola, 32. Madrid-1.
HORMIGON PRETENSADO S.A.E. BBR. — Rosellón, 229. Barcelona-8.
NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S. A. — P.º de Pereda, 32. Santander.
PACADAR, S. A. — Castelló, 48. Madrid-1.
REFABRICACION PESADA Y PRETENSADOS. — Comandante Zorita, 2. Madrid-20.
PROCEDIMIENTOS BARREDO. — Raimundo Fernández Villaverde, 45. Madrid-3.
PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL. — General Perón, 20. Madrid-20.
S. A. ECHEVARRIA. — Apartado 46. Bilbao-8.

La Asociación Española del Hormigón 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.

Nuevos miembros correspondientes del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

En la sesión del Consejo Técnico Administrativo de este Instituto, celebrada el día 23 de octubre del presente año, se trató sobre los deseos de estrechar los lazos de unión con el I.E.T.c.c., expresados por el Instituto Nacional de Tecnología Industrial, Buenos Aires.

En este sentido, el Consejo hizo constar el especial interés y cariño con que acoge los deseos de dicha institución, en la seguridad del positivo beneficio que reportará toda acción encaminada a fortalecer las relaciones mutuas.

En consecuencia, y por unanimidad, se tomó el acuerdo de conceder a la institución citada, a todos los efectos de colaboración a que puede dar lugar, el título de Miembro Correspondiente del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.

son instituciones miembros correspondientes del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

La Pontificia Universidad Católica 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.
La Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela.
La Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba (República Argentina).
El Instituto de la Construcción de Edificios de la Facultad de Arquitectura. Montevideo (Uruguay).
La Facultad de Arquitectura y Urbanismo. Universidad de Chile (Santiago de Chile).
El Instituto Nacional de Tecnología Industrial. Buenos Aires.

Publicación enviada por la "Association Internationale des Ponts et Charpentes", Suiza.

Publicación: "Filosofía del cálculo y su aplicación a las estructuras prefabricadas de hormigón". Memorias del Simposio celebrado en Church House, Londres, del 22 al 24 de mayo de 1967.

62. "El problema de las uniones y el empleo de materiales especiales en las estructuras prefabricadas de hormigón", por J. DESPEYROUX.

Sinopsis: En la primera parte de este trabajo se estudian los problemas relativos a las uniones entre elementos en las estructuras prefabricadas de hormigón. Se comentan los diversos tipos de uniones que pueden utilizarse y se indican diversos ensayos realizados con el fin de comprobar su comportamiento.

En la segunda parte se estudian los principales problemas planteados por el empleo de materiales especiales, entre ellos, los hormigones ligeros, los de alta resistencia, los fabricados con cementos expansivos, el hormigón pretensado, los aceros de alta resistencia y los nuevos adhesivos a base de resinas epoxi.

63. "Normalización y tolerancias en las estructuras prefabricadas de hormigón", por T. J. GRIFITHS.

Sinopsis: Para cada uno de los elementos que constituyen una estructura prefabricada de hormigón, el proceso de fabricación, el grado de normalización y el número de elementos a fabricar, están íntimamente relacionados. No obstante, poco es lo que se sabe sobre la importancia de cada uno de estos factores para un proceso determinado. Es necesario encontrar la adecuada compensación entre la variedad y la normalización, con el fin de que el número de elementos distintos que sea necesario fabricar satisfaga los adecuados requisitos económicos. En relación con las tolerancias en las dimensiones, deben tenerse en cuenta las probables causas de error y el costo que supone el conseguir una excesiva precisión en las dimensiones.

Publicaciones enviadas por el "Australian Prestressed Concrete Group", Australia.

Folleto *Anchorage Committee Report*.

64. "Propuesta de normas para anclajes de armaduras de pretensado", por el "Anchorage Committee".

Sinopsis: Estas normas contienen las prescripciones que deben cumplirse en la construcción y empleo de anclajes para armaduras de pretensado. Sus principales apartados son: definiciones, proyecto de anclajes, fabricación y ensayo, tesado de armaduras, normas de buena práctica para la utilización de los anclajes y precauciones que deben tomarse para garantizar su seguridad.

ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGÓN PRETENSADO

hormigón y **a**cero
últimas noticias de hormigón pretensado

n. 90

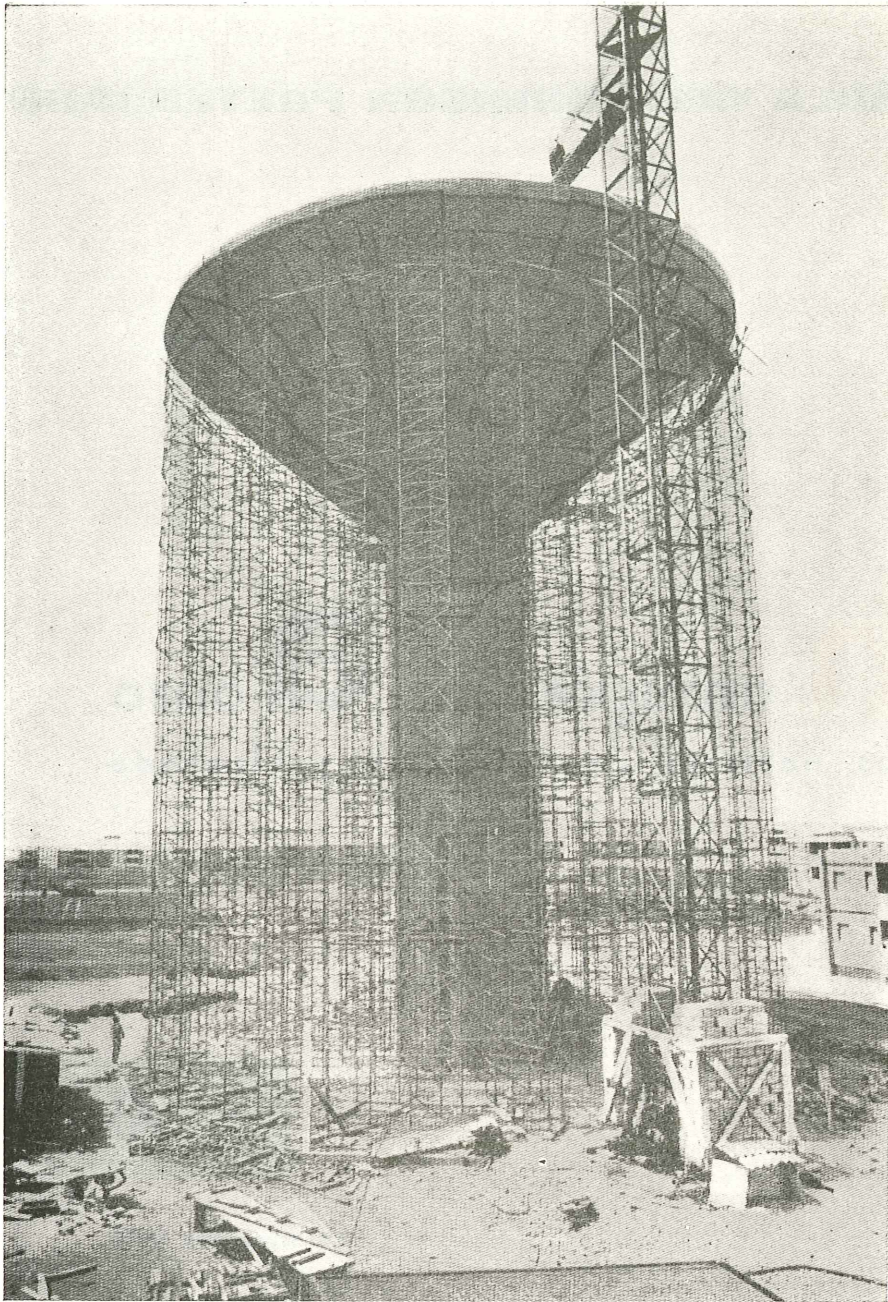
1.º trimestre 1969

i.e.t.c.c.

instituto eduardo torroja

de la construcción y del cemento

PATRONATO DE INVESTIGACION CIENTIFICA Y TECNICA "JUAN DE LA CIERVA" DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS



**postesado
sistema**

Barredo

Depósito elevado en el Prat de Llobregat
Proyectista: D. Florencio del Pozo
Contratista: Cubiertas y Tejados, S. A.

Postesado: BARREDO

**Gatos automáticos - Bombas automáticas
unidades de tensión normalizadas hasta 250 t
(otras potencias según demanda)**

**CIMBRAS sencillas para LANZAMIENTOS DE VIGAS
con gran celeridad de lanzamiento y poca mano de obra**

Raimundo Fernández Villaverde, 45 - Teléfono 233 03 00 - MADRID - 3

**asociación española
del hormigón pretensado**

**Comité de Redacción de la
Revista Hormigón y Acero**

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

Presidente: D. Florencio del Pozo
Vocales: D. Javier Lahuerta
 D. Rafael Romero
Secretario: D. Rafael Piñeiro

hormigón y acero n. 90

últimas noticias de hormigón pretensado

índice

Páginas

	Hoy hace treinta y cinco años	9
	Resumen de las actividades de la Asociación Española del Hormigón Pretensado, durante el año 1968	11
591 - 2 - 31	Puentes pretensados, en voladizo libre, construidos por el sistema Dywidag	27
	Ponts précontraints en encorbellement, construits par le système Diwidag.	
	Free cantilever prestressed bridges, constructed with the Dywidag system.	
	E. Rheinacker.	
591 - 2 - 32	El puente de Gladesville, en Sidney	51
	Le pont de Gladesville, à Sidney.	
	Gladesville Bridge, in Sidney.	
	P. Jensen.	
591 - 2 - 33	El puente de Lapstone	81
	Le pont de Lapstone.	
	Lapstone bridge.	
591 - 7 - 7	Estructuras metálicas y mixtas pretensadas	89
	Estructures métalliques et mixtes précontraintes.	
	Prestressed steel and composite structures.	
	J. Martínez Calzón.	
	Notas de la F. I. P. correspondientes a los meses de Octubre, Noviembre y Diciembre de 1968.	119
	Nota de la A. E. H. P. - Intercambio de publicaciones	135

El Instituto, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, no se hace responsable del contenido de ningún artículo, y el hecho de que patrocine 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.

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

E S P A Ñ A

AEDIUM, S. A. — Basauri (Vizcaya).
AGRUPACION NACIONAL DE LOS DERIVADOS DEL CEMENTO. — Madrid.
AGUSTI, S. L. — Gerona.
ARION, S. A. — Barcelona.
ASOCIACION TECNICA DE DERIVADOS DEL CEMENTO. — Barcelona.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S. A. — Barcelona.
BUTSEMS, S. A. — Barcelona.
BUTSEMS, S. A. — Valencia.
CAMARA, S. A. — VIGUETAS CASTILLA. — Valladolid.
CASA GARGALLO, S. A. — Madrid.
CENTRO DE ESTUDIOS C.E.A.C. — Barcelona.
CERAMICA RUBIERA. — Gijón (Oviedo).
CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S. A. — CIDESA. — Barcelona.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES. — La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO. — Bilbao.
COMPAÑIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S. A. — Madrid.
COMPAÑIA DE CONSTRUCCIONES HIDRAULICAS Y CIVILES, S. A. — HIDROCIVIL. —
Madrid.
CONSTRUCCIONES BETIKO, S. A. — Bilbao.
CONSTRUCCIONES COLOMINA G. SERRANO, S. A. — Madrid.
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S. A. — Madrid.
CONSTRUCCIONES PUJOL, S. A. — Madrid.
CONSTRUCTORA MAXACH, S. A. — Madrid.
COTECOSA. — Bilbao.
CUPRE. —Valladolid.
DIRECCION GENERAL DE FORTIFICACIONES Y OBRAS. — MINISTERIO DEL EJERCITO.
Madrid.
DIRECCION GENERAL DE INFRAESTRUCTURA. — MINISTERIO DEL AIRE. — Madrid.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A. — Madrid.
EDES, S. A. — Madrid.
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA, S. A. — AUXINI. — Madrid.
ENAGA, S. A.— Madrid.
ENTRECANALES Y TAVORA, S. A. — Madrid.
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S. A. — Madrid.
EUROESTUDIOS, S. A. — Madrid.
EXPOSICION PERMANENTE E INFORMACION DE LA CONSTRUCCION. — EXCO. —
Madrid.

FABRICADOS PARA LA CONSTRUCCION, S. A. — FACOSA. — Madrid.
FERGO, S. A. DE PRETENSADOS. — Valencia.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S. A. — Madrid.
FERROLAND, S. A. — Valencia.
FORJADOS "DOL". — Esquivias (Toledo).
FORMO, S. A. — Barcelona.
GABINETE DE ORGANIZACION Y NORMAS TECNICAS. — MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS. — Madrid.
GUARNER Y TRIGO, S. L. — Madrid.
HEREDIA Y MORENO, S. A. — Madrid.
HIDAQUE, S. A. — Granada.
HIERROS FORJADOS Y CEMENTOS, S. A. — HIFORCEM. — Sevilla.
HORPRESA, S. A. — Madrid.
HORSA, S. A. — Barcelona.
HUARTE Y CIA., S. A. — Madrid.
IDEAM, S. A. — Madrid.
INDUSTRIAS ALBAJAR, S. A. — Zaragoza.
INDUSTRIAS DEL CEMENTO. — VIGUETAS CASTILLA, S. A. — Sestao (Vizcaya).
INDUSTRIAS DEL HORMIGON. — INHOR. — Madrid.
INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S. A. — Barcelona.
INSTITUTO NACIONAL DE COLONIZACION. — Madrid.
INTERNACIONAL DE INGENIERIA Y ESTUDIOS TECNICOS, S. A. — INTECSA. — Madrid.
INUGARA, S. A. — Burgos.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS DE VALENCIA. — Valencia.
3.^a JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — SERVICIO DE CONSTRUCCION. — Bilbao.
3.^a JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — SERVICIO DE MATERIALES. — Bilbao.
5.^a JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — Barcelona.
JOSE MARIA ELOSEGUI. — CONSTRUCCIONES. — San Sebastián (Guipúzcoa).
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO. — Madrid.
LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECANICA DEL SUELO. — Madrid.
MAHEMA, S. A. — Granollers (Barcelona).
MATERIALES PRETENSADOS, S. A. — MATENSA. — Madrid.
MATERIALES Y TUBOS BONNA, S. A. — Madrid.
MATUBO, S. A. — Madrid.
J. MIRO TREPAT, CONSTRUCCIONES, S. A. — Barcelona.
OTEP INTERNACIONAL, S. A. — Madrid.
V. PEIRO, S. A. — Valencia.
PIEZAS MOLDEADAS, S. A. — PIMOSA. — Barcelona.
PREFABRICACION DE ELEMENTOS PARA LA CONSTRUCCION. — PRELCONSA. — San Claudio (Oviedo).
PREFABRICADOS ALAVESES, S. A. — PREASA. — Vitoria (Alava).
PREFABRICADOS DE CEMENTOS, S. A. — PRECESA. — León.

PREFABRICADOS ELKAR, S. A. — Burlada (Pamplona).
 PREFABRICADOS POUSA, S. A. — Santa Perpétua de Moguda. — Barcelona.
 PREFABRICADOS STUB. — MANRESANA DE CONSTRUCCIONES, S. A. — Manresa (Barcelona).
 PRETENSADOS AEDIUM, S. L. — Pamplona (Navarra).
 PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S. L. — Valladolid.
 PRODUCTOS PRETENSADOS, S. A. — POSTENSA. — Bilbao.
 REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S. A. — Madrid.
 SAINCE. — Madrid.
 SECOTEC. — Madrid.
 SENER, S. A. — Las Arenas (Vizcaya).
 SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES. — Barcelona.
 SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA. — Madrid.
 SOCIEDAD ANONIMA DE MATERIALES Y OBRAS. — Valencia.
 SOCIEDAD FRANCO-ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS, SOCIEDAD ANONIMA. — Erandio (Bilbao).
 SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES. — OBRASCON. — Córdoba.
 TEJERIAS "LA COVADONGA". — Muriedas de Camargo (Santander).
 TENSACERO MADRILEÑA, S. A. — Madrid.
 TENSYLAND, S. A. — Gironella (Barcelona).
 TEPSA. — Tarrasa (Barcelona).
 TETRACERO, S. A. — Madrid.
 TOSAM, S. L. — Segovia.
 TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S. A. — Santa María de Barbará (Barcelona).
 TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S. A. — TYPSA. — Madrid.
 UNION MADERERA CACEREÑA, S. L. — Cáceres.
 VALLEHERMOSO, S. A. — Madrid.
 VIAS Y ESTRUCTURAS, S. A. — Granada.
 VIAS Y OBRAS PROVINCIALES. — San Sebastián (Guipúzcoa).
 VIGAS REMARRO. — Motril (Granada).
 VIGUETAS ASTURIAS, S. L. — Oviedo.
 VIGUETAS CORONA, S. A. — Sevilla.
 VIGUETAS NUÑEZ. — Salamanca.

EXTRANJERO

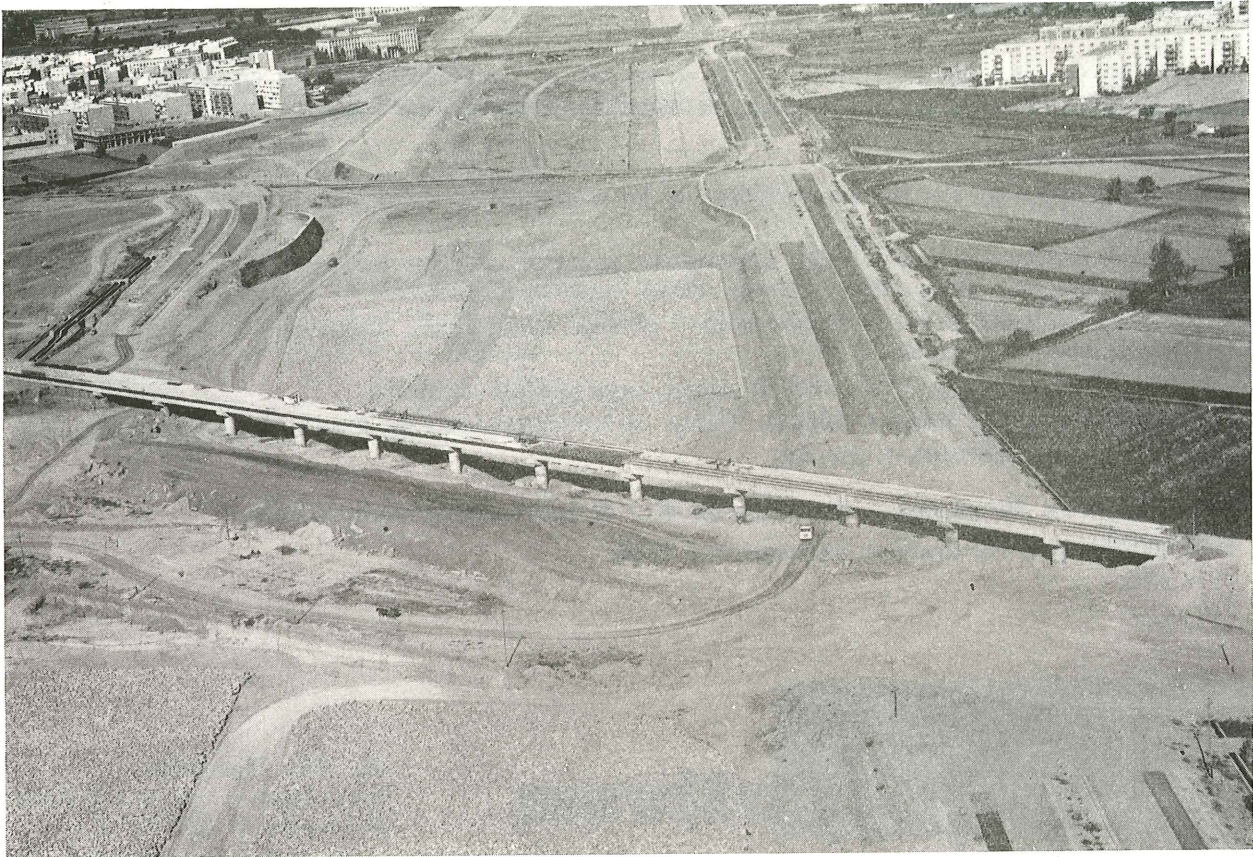
EMPRESA DE CONSTRUÇÕES CIVIS E INDUSTRIAIS, LDA. — Lourenço Marques (Mozambique).
 FACULTAD DE INGENIERIA (BIBLIOTECA). — Buenos Aires (Rep. Argentina).
 INSTITUTO TECNOLOGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE MONTERREY (BIBLIOTECA). — Monterrey N. L. (México).
 MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS. — DIRECCION DE VIALIDAD. — DIV. BIBLIOTECA Y PUBLICACIONES. — La Plata (Prov. de Buenos Aires), República Argentina.
 UNIVERSIDAD DE CHILE — FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICAS — DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES — BIBLIOTECA CENTRAL. — Santiago de Chile (Chile).
 UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRES — FACULTAD DE INGENIERIA. — La Paz (Bolivia).

**estudios y proyectos
suministros de anclajes
trabajos de tensión e inyección
vigas de lanzamiento
hormigonado en avance
placas de apoyo en neopreno
gatos planos, etc.**

PROCEDIMIENTOS

Freyssinet

DE HORMIGON PRETENSADO



Puente FF.CC. Liria-Utiel (Plan Sur de Valencia)
Construye: CUBIERTAS Y TEJADOS, S. A.
Proyecto: Florencio del Pozo

STUP

SOCIÉTÉ TECHNIQUE POUR L'UTILISATION DE LA PRÉCONTRAÎNTE. - PARIS

AGENTES GENERALES PARA ESPAÑA

PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL, S. A.

INGENIEROS CONSULTORES

ERCILLA, 24, 2.º - TEL. 24 34 19 - BILBAO-11

OFICINAS EN MADRID: Avda. General Perón, 20, 1.º - Teléfono 233 36 17 - Madrid - 20

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

estructuras mixtas

Julio Martínez Calzón
Dr. Ingeniero de Caminos

La obra ofrece una visión de conjunto de las características y posibilidades de las estructuras con barras formadas por perfiles de acero y secciones de hormigón trabajando conjuntamente.

Se divide en cuatro partes:

Teórica (capítulos 1 a 6): Características de los materiales y procedimientos de cálculo. Estados anelásticos.

Teórico-práctica (capítulos 7 y 8): Dimensiones y normas prácticas para el dimensionamiento, incluyendo sistemas aproximados de tanteo. Piezas comprimidas y torsión.

Práctica (capítulos 9 y 10): Disposiciones y procesos constructivos. Tablas para el dimensionamiento y comprobación de secciones.

Ejemplos (capítulo 11): Desarrollo de cuatro casos prácticos completos.

Libro publicado por el Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, Apartado 19.002, Costillares-Chamartín, MADRID-16 (España).

Dos volúmenes, 314 páginas y 282 tablas de 28 × 22 centímetros. Madrid, 1966.

Precios: España, 940 pesetas; extranjero, \$ 18,80.

ensayos no destructivos

J. M. Tobío
Dr. en Química Industrial.-División
de Metrología del I. E. T. c. c.

métodos aplicables a la construcción

La técnica de los ensayos no destructivos, expresada en su más amplia acepción, tanto desde el punto de vista teórico como práctico.

Fundamentos sobre la aplicación de las ondas elásticas, fuerzas mecánicas, capilares, acústicas, vibratorias, magnéticas, eléctricas, electromagnéticas, luminosas y nucleares, a toda clase de materiales de construcción y sistemas constructivos, con amplias descripciones de equipos, aparatos, sistemas y formas de empleo e interpretación de datos.

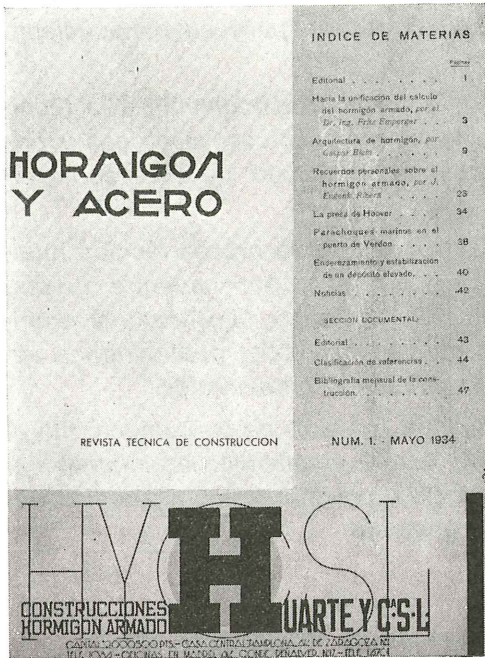
En 20 apéndices se incluyen numerosos datos tabulares y gráficas de empleo inmediato, lo que hace que la obra ofrezca la doble faceta de estudio y consulta para todos los técnicos de la construcción.

Libro publicado por el Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, Apartado 19.002, Costillares-Chamartín, MADRID-16 (España).

Un volumen en rústica, 383 páginas y 372 figuras. Madrid, 1967.

Precios: España, 875 pesetas; extranjero, \$ 17,50.

hoy hace treinta y cinco años



En mayo de 1934, es decir, hace ahora exactamente treinta y cinco años, se publicaba el número 1 de una revista titulada "Hormigón y Acero, Revista Técnica de la Construcción", órgano del entonces Instituto Técnico de la Construcción y Edificación y que estaba dirigida por los Ingenieros de Caminos D. Eduardo Torroja y D. Enrique García Reyes.

Por su origen, por su contenido, por su orientación, de la que más adelante daremos cumplida referencia, podemos considerarla como antecesora ilustre de esta otra "Hormigón y Acero" actual, heredera de su título y de su historia que nos honra en grado sumo. Pero, al mismo tiempo, esta gloriosa herencia también nos obliga a mucho. No podemos defraudar a los que, habiendo conocido la anterior Revista y conservando quizá aún la colección de los 26 números distribuidos hasta junio de 1936, inclusive, fecha en que por las causas de todos conocidas hubo de suspenderse su publicación, al

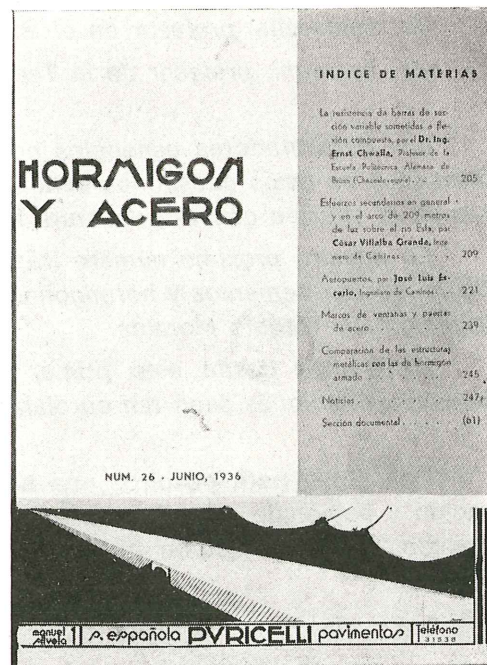
recibir ahora "Hormigón y Acero" puedan establecer una comparación de la cual salga malparada nuestra Revista. Y no es nada fácil, no ya superar, sino ni siquiera mantener el nivel técnico y el interés de la antigua Revista.

Para aquellos que no la hayan conocido, a continuación se reproduce el artículo editorial que encabezaba su primer número:

"Nos adelantamos al comentario: "¡Una revista más!" Ciertamente, y por nuestra parte no deseamos ninguna menos.

No pretendemos ocupar el sitio de nadie. Tenemos como objetivos primordiales poner en contacto más directo a la técnica española con las figuras extranjeras de más prestigio en estas cuestiones; establecer un intercambio de ideas entre los campos de nuestros ingenieros y nuestros arquitectos, intentando la necesaria compenetración de ambas clases de conocimientos; constituir un resumen de cuanto interesante se haga o se escriba en el mundo sobre estudios y métodos de construcción, proporcionando un elemento de archivo, documentado y en orden, fácil para su consulta.

Para realizar este plan publicaremos por igual originales de técnicos extranjeros y de los



ingenieros y arquitectos españoles. Daremos preferencia a aquellos puntos en que el proyectista y el constructor están necesitados del intercambio de ideas para fijar normas comunes, y especialmente entre las técnicas del arquitecto y del ingeniero.

En general, nos interesarán más los casos prácticos y concretos de aplicación que la discusión de elevadas teorías. De los temas y trabajos de mayor interés, entre lo que se publique o se haga, daremos extractos de la amplitud necesaria para su conocimiento detallado.

En la parte arquitectónica, nuestra labor ha de orientarse principalmente a la técnica del edificio más que a su parte artística. Las instalaciones mecánicas, eléctricas y térmicas, la ventilación, iluminación, etc., son temas que habrán de ser tratados especialmente.

La sección DOCUMENTAL será un índice de cuanto publique la prensa técnica mundial, y en ella se insertarán referencias suficientes para que el lector encuentre directamente la información buscada, gracias a su presentación en forma clasificada y archivable. Con ánimo de conseguir el rendimiento y la utilidad máximos, publicaremos semestralmente un índice informativo de los títulos reseñados y comentados.

Todo ello demuestra claramente que nuestra finalidad es servir de instrumento útil al técnico y al constructor, evitándoles el duro trabajo de lectura y selección en idiomas extraños. A nuestra orientación y contenido responde la colaboración de los siguientes autores extranjeros, cuyos trabajos iremos dando sucesivamente:

Mr. Campus, profesor de la Universidad de Lieja.

Mr. Dischinger, profesor de hormigón armado. Technische Hochschule. Berlín.

Mr. Freyssinet, ingeniero de Ponts et Chaussées. París.

Mr. Graf, profesor de ensayo de materiales. Technische Hochschule. Stuttgart.

Mr. Lossier, ingeniero consultor. París.

Mr. Ross, profesor del Politécnico. Zurich.

Mr. Saliger, profesor de la Technische Hochschule. Viena.

Mr. Santarella, profesor en el R. Politécnico. Milán.

Mr. Terzaghi, profesor de la Technische Hochschule. Viena.

Los colaboradores españoles no necesitan presentación ni llamamiento. Todos los interesados en estas cuestiones tienen abiertas nuestras páginas para dar idea a los lectores de la altura a que se encuentra la técnica en nuestro país.

En nuestro próximo número irá un artículo de Mr. Freyssinet sobre sus últimas investigaciones en cementos y hormigones, un trabajo del arquitecto Sr. Muguruza y otro del ingeniero D. Vicente Morales.

Saludamos desde este primer número a toda la prensa técnica, y deseamos que nuestras relaciones sean tan cordiales como dilatadas."

Constituye para nosotros una satisfacción poder publicar estas líneas de conmemoración y homenaje a la antigua revista "Hormigón y Acero". Y al hacerlo, pensamos especialmente en los que en ella colaboraron de una u otra forma o simplemente fueron sus lectores.

LA REDACCION

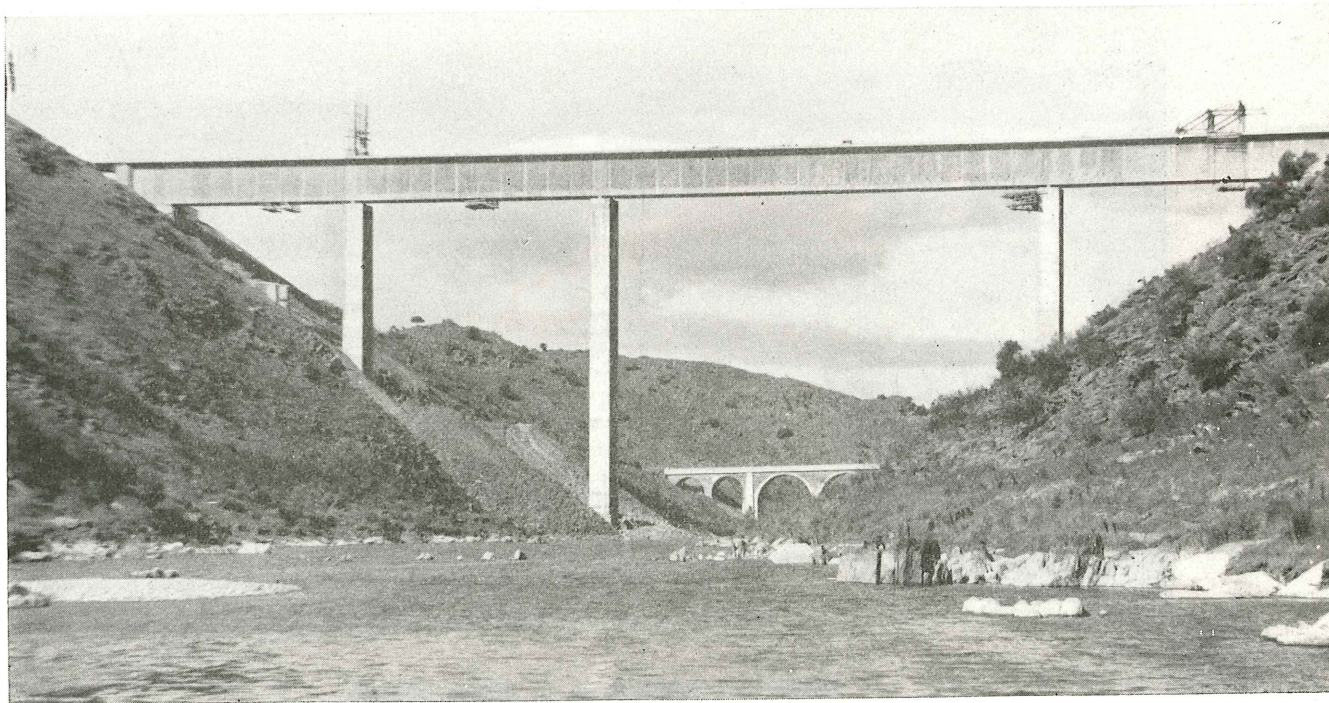
resumen de las actividades de la asociación española del hormigón pretensado durante el año 1968

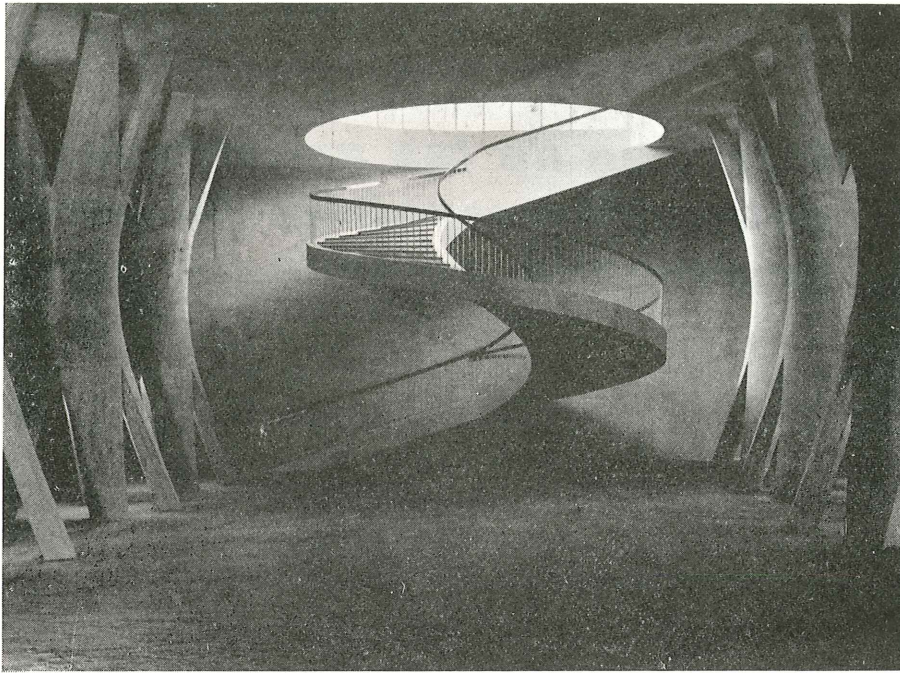
Con este número 90 de nuestra Revista HORMIGÓN Y ACERO, correspondiente al primer trimestre de 1969, iniciamos el contacto con nuestros Asociados amigos, en este nuevo año de vida de la Asociación Española del Hormigón Pretensado.

Queremos recordar que el 13 de junio de 1949 se constituyó nuestra Asociación. Y este dato, tan insignificante a primera vista, tiene, sin embargo, para nosotros un extraordinario valor. Quiere decir que, dentro de pocos meses, se cumplen veinte años de actuación ininterrumpida de la A.E.H.P., con los altibajos característicos de toda creación humana, con sus fracasos y con sus éxitos, pero, indudablemente, con una ya larga historia y una gran experiencia que la hacen merecedora de respeto y ¿por qué no? también de cariño.

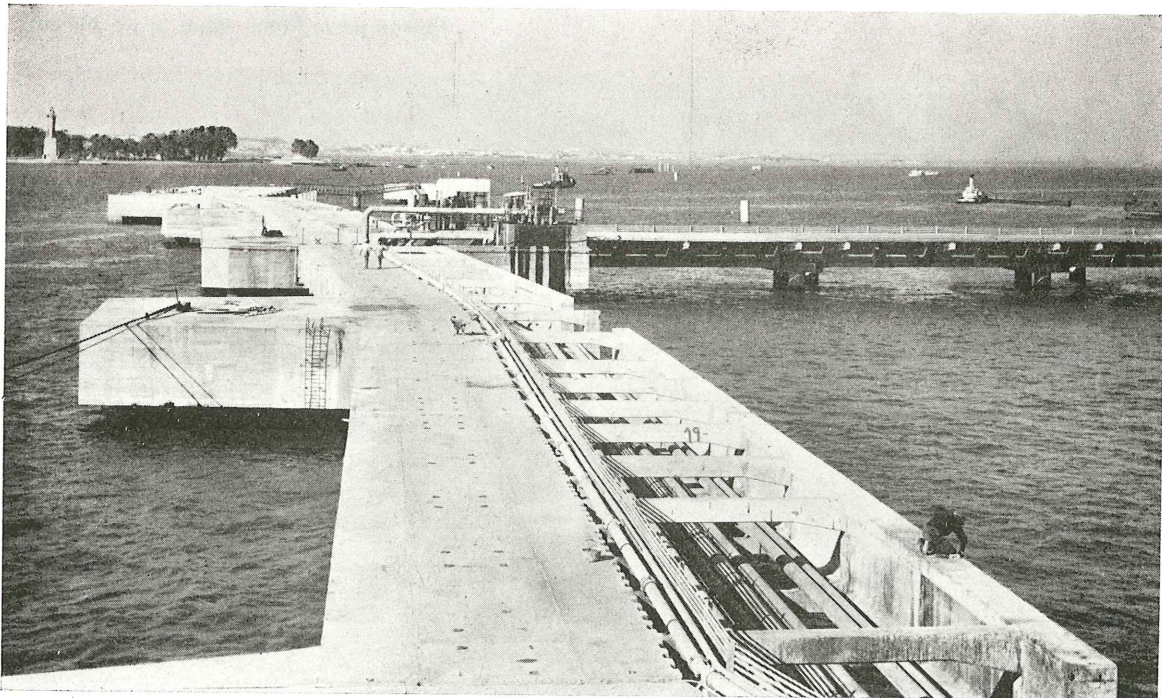
Si desde nuestra actual posición echamos una mirada al camino recorrido, tenemos que reconocer que ha sido mucho lo que hemos avanzado. ¿Podía haber sido más? Es posible. Pero con sinceridad estimamos que debemos sentirnos satisfechos por lo logrado. Nosotros, y como nosotros muchos de los que esto estáis leyendo, hemos tenido la satisfacción de poder seguir, a lo largo de veinte años, paso a paso, la constante marcha ascen-

Puente de la Plata, sobre el río Almonte.





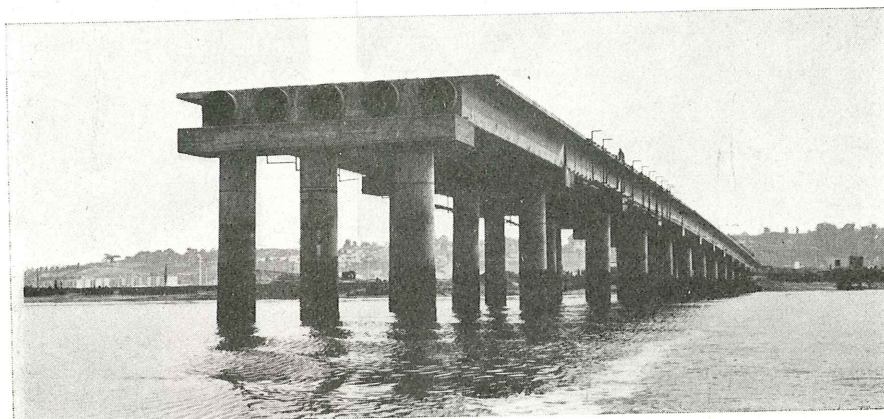
Escalera de caracol en la central de la presa de Susqueda,



Muelle para petroleros en La Rábida (Huelva).

dente de la Asociación. La hemos visto nacer, crecer, expansionarse. Nos hemos alegrado con sus éxitos. Hemos lamentado sus fracasos. Forzoso es que, por todo ello, la consideremos como algo muy nuestro y nos sintamos muy íntimamente unidos a ella. Quizá por esta causa veamos la realidad un poco deformada y todo nos parezca mejor de lo que es, minorando los defectos y mayorando las virtudes. Es muy difícil ser neutral cuando se es parte interesada. A pesar de todo, creemos firmemente que no existe error en afirmar que el avance conseguido es importante.

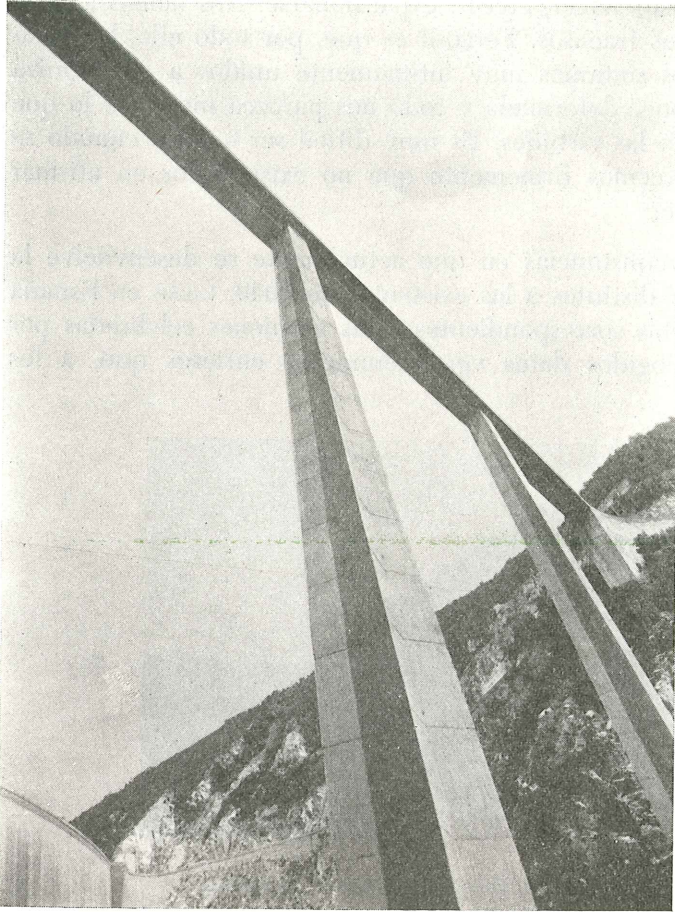
Es indudable que también las circunstancias en que actualmente se desenvuelve la técnica del pretensado son totalmente distintas a las existentes en 1949, tanto en España como en el resto del mundo. En las actas correspondientes a las reuniones celebradas por la Comisión Permanente, aparecen recogidos datos verdaderamente curiosos que, a los



Puente-acueducto, en la desembocadura del Odiel, en la Bahía de Huelva.

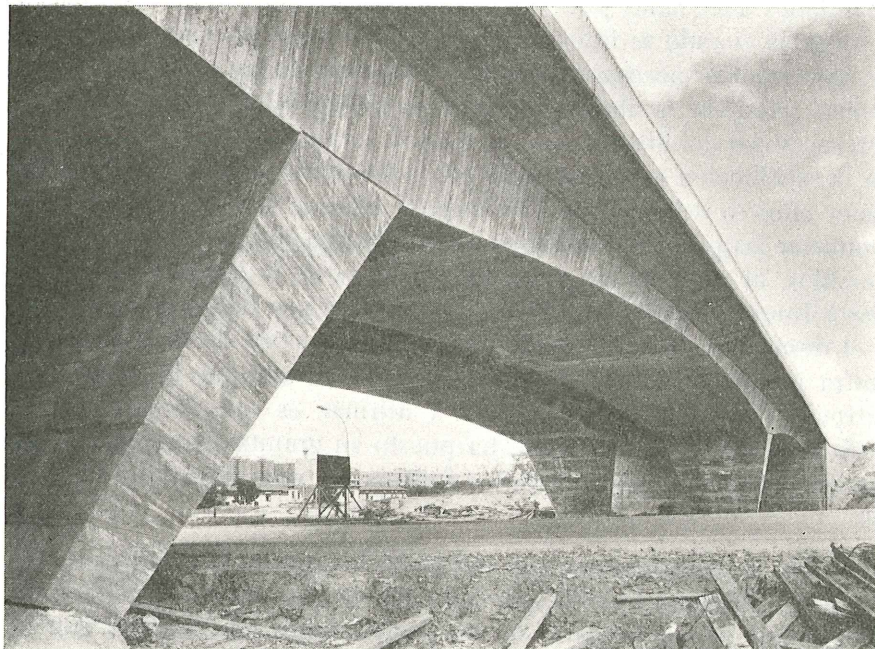
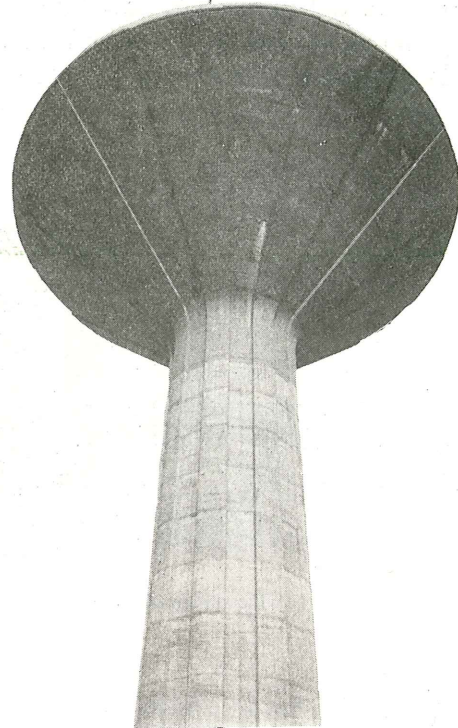
que no los hayan vivido, les costará trabajo comprender. Se comentan las gestiones realizadas para conseguir la fabricación en España de las materias primas fundamentales, hormigón y acero, de las calidades adecuadas para su empleo en el pretensado. Se hacen constar las dificultades surgidas cuando se intentó que los Organismos oficiales correspondientes concediesen la autorización necesaria para la realización de las primeras estructuras pretensadas. Aparece reflejada la ilusión con que se trabajó hasta llegar a la creación de la Federación Internacional del Pretensado. La natural sobriedad de estos documentos no basta para ocultar la satisfacción experimentada por la favorable acogida y el éxito logrado al publicar el primer número del entonces "Boletín de últimas noticias sobre hormigón pretensado", al pronunciar las primeras conferencias de divulgación de esta técnica, al realizar los primeros cursillos, al celebrar las primeras reuniones de la Asociación, al asistir a los primeros Congresos Internacionales, etc. Que nadie piense, por favor, que con esto queremos insinuar que el desarrollo del pretensado en España es obra de la Asociación. Nada más lejos de nuestra intención. Anteriormente hemos comentado que la pasión ciega, pero no hasta ese extremo. Lo que sí nos atrevemos a afirmar es que la Asociación, sin duda, con su labor de difusión ha contribuido, ha puesto su granito de arena, ha colaborado en mayor o menor grado, con mayor o menor fortuna, en este desarrollo. Por eso nos sentimos satisfechos.

Desde otro punto de vista, si consideramos que casi todos los que se inscribieron en la Asociación cuando se fundó permanecen en ella, que cada año va en aumento el número de Asociados, pudiendo decirse que la mayor parte de los profesionales relacionados con la



Pasarela sobre el embalse de Susqueda.

Depósito de agua, elevado, en Prat del Llobregat.



Paso superior sobre la carretera N-III. Acceso al barrio de Moratalaz.

técnica del pretensado o interesados en la misma están incluidos en nuestros ficheros, no es aventurado suponer que esto sucede porque encuentran en la A.E.H.P. el cauce apropiado que les facilita la información precisa para mantenerse al corriente de las novedades que constantemente se están produciendo en este campo de la técnica y de cuantas actividades se desarrollan, tanto en España como en el resto del mundo, relacionadas con el pretensado. Y puesto que este es uno de los fines para los que fue creada la Asociación, la conclusión inmediata que de ello cabe deducir es que, al menos en este aspecto, viene cumpliendo su objetivo. Muy probablemente, todavía habrá fuera de la Asociación algunos que ni siquiera saben que existe ni cuáles son sus fines y que, si lo supieran, desearían pertenecer a ella. Realmente nos movemos en un ambiente limitado y nuestra propaganda hacia el exterior de este núcleo es casi nula. No parece ésta mala ocasión para tratar de conseguir una nueva colaboración de nuestros Asociados. Lo que se les va a pedir es muy poco. Simplemente que cuando hablen con un amigo o compañero que sepan está o pudiera estar, interesado en esta técnica del pretensado le informen de la existencia de la Asociación y le indiquen la conveniencia de que se ponga en contacto con la Secretaría de la misma, en demanda de los datos correspondientes sobre condiciones de inscripción.

Y llegados a este punto conviene recordar lo que ya tantas veces se ha dicho. La Asociación no ha sido, es, ni será otra cosa que aquello que los que la integran quieren que sea. Se trata simplemente de un grupo de personas, o mejor aún, de un grupo de amigos, que interesados todos en un mismo tema, la técnica del pretensado, se han reunido para trabajar en común en pro de su desarrollo y difusión, aportando cada uno lo que sabe y lo que puede, dentro de su campo específico de actividad, en provecho del grupo. Todo lo que se ha hecho, todo lo conseguido se debe, única y exclusivamente, a la leal colaboración que, en cada caso y de muy distintas formas, han sabido prestar los miembros de la Asociación. La categoría alcanzada en el ámbito nacional, y el reconocido prestigio de que goza en el ambiente internacional no es el fruto del trabajo desarrollado por uno o algunos de sus Socios, sino el lógico resultado de la labor en equipo. Los indudables éxitos con que cuenta en su haber la A.E.H.P. han sido posibles gracias al entusiasmo y esfuerzo de todos. Cuando esta colaboración, como en algunas ocasiones ha ocurrido, ha fallado, nada se ha conseguido. Innumerables son los ejemplos que para corroborar estas afirmaciones podrían aducirse. Pero en el ánimo de todos están presentes y no parece necesario insistir más sobre ello.

Y pasemos, según es ya tradicional, a exponer de un modo lo más resumido posible, las principales actividades desarrolladas por la Asociación durante los doce meses del pasado año 1968. Que éste y no otro es realmente el fin que se persigue con este editorial. Lo que ocurre es que como siempre que uno tiene ocasión de cambiar impresiones con amigos a los que, por desdicha, sólo de tarde en tarde se les encuentra reunidos, inevitablemente empiezan a surgir recuerdos y comentarios que, aun sin quererlo, sin casi darse cuenta, le obligan a desviarse del tema fundamental que se tenía pensado tratar. Perdón, por tanto, por este quizá innecesario preámbulo y vamos con lo que en esta ocasión nos interesa.

1. Relevo en la Presidencia de la Asociación.

En noviembre de 1968 fue designado Director Accidental del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, el Doctor arquitecto D. Fernando Cassinello Pérez. Con este motivo, sustituyó al Sr. Nadal en el cargo que hasta entonces éste venía desempeñando, de Presidente de la Asociación Española del Hormigón Pretensado.

2. Reuniones públicas organizadas por la Asociación.

En el párrafo final del editorial publicado en el número 86 de HORMIGÓN Y ACERO se decía:

“El año 1968 se abre como el de los Simposios Técnicos Internacionales de la F.I.P., en Madrid. El conseguir que sean un éxito constituye nuestro fundamental objetivo en la actualidad”. Pues bien, como ya todos sabéis, los Simposios se han celebrado con arreglo al programa previsto y el objetivo ha sido cubierto, para satisfacción general, con la mayor brillantez. El prestigio internacional que estos actos nos han proporcionado ha sido enorme, según atestiguan las numerosas cartas que, con posterioridad a la clausura de los Simposios, hemos recibido no sólo de los dirigentes de la Federación Internacional del Pretensado, sino también de la inmensa mayoría de los que, procedentes de los diversos países de las cinco partes del mundo, se trasladaron a Madrid, a Costillares, para participar en las reuniones (fotos a y b).



Foto a. — La mesa presidencial durante la sesión inaugural de los Simposios de la F.I.P.
Intervención del Sr. Levi, Presidente de la F.I.P.

Apesar de la importancia del tema, como quiera que el número extraordinario 88-89 de nuestra Revista, correspondiente a los dos últimos trimestres del pasado año, lo hemos dedicado íntegramente a tratar de los Simposios y en él se incluye una detallada nota informativa sobre los mismos, no se estima oportuno volver a insistir sobre el particular. Queremos sólo comentar, a este respecto, que a la vista del elevado número de peticiones recibidas de personas interesadas en adquirir ejemplares de dicho extraordinario, se ha estimado conveniente ampliar la tirada y, en la actualidad, existe aún un pequeño remanente. Los que lo deseen, pueden dirigir sus pedidos a la Secretaría de la Asociación o a la

Sección de Distribución del Instituto Eduardo Torroja. El precio de cada ejemplar es de quinientas pesetas.

Debemos también hacer constar que el agobio de trabajo que para la Asociación ha supuesto la organización de estos Simposios, ha obligado a abandonar o aplazar algunas de las actividades que habitualmente viene desarrollando. En especial, la publicación de la revista HORMIGÓN Y ACERO ha sufrido un considerable retraso del que, a pesar de los



Foto b. — El Sr. Janssonius, Vicepresidente de la F.I.P., durante su discurso en la sesión de clausura de los Simposios.

esfuerzos realizados, aún no nos ha sido posible recuperarnos totalmente. Por eso, todavía, este número llegará a vuestras manos más tarde de lo debido. Nuestra esperanza y, naturalmente, nuestro mayor deseo es que el próximo pueda ya ser distribuido dentro de su plazo normal. En conseguirlo tenemos puesto, en estos momentos, todo nuestro empeño.

Además de los Simposios, y dentro del programa de reuniones públicas que anualmente viene desarrollando la Asociación, durante 1968 se celebraron las conferencias que a continuación se detallan. Como podréis comprobar, la colaboración iniciada ya a este respecto, el año anterior, con el Colegio Oficial de Arquitectos de Cataluña y Baleares, en Barcelona, prosiguió con toda normalidad y con resultados plenamente satisfactorios para ambas partes.

- 16 de enero: Conferencia del señor Cassinello, en el Colegio de Arquitectos de Barcelona, sobre el tema “La estética del pretensado”. Durante la misma se proyectaron numerosas diapositivas. (Foto c.)
- 22 de febrero: Conferencia en Costillares, por el Dipl. Ing. E. Rheinnecker, titulada “Puentes pretensados en voladizo libre, construidos por el sistema Dywidag”. Fue ilustrada con la proyección de diapositivas y dos películas tomadas durante la construcción del puente de Bendorf, sobre el Rin, y del viaducto sobre el valle del Elz. (Foto d.)



Foto c. — Sr. Cassinello.



Foto d. — Sr. Rheinecker.

- 5 de abril: Se repitió en el Colegio Oficial de Arquitectos, en Barcelona, la conferencia del señor Rheinecker, anteriormente reseñada.
- 19 de abril: El señor Fernández Casado pronunció en Costillares una conferencia sobre el tema "La construcción del puente de Castejón sobre el río Ebro. Puente de hormigón pretensado de 100 m de luz". Durante la misma se proyectaron numerosas diapositivas y una película de la construcción del puente. (Foto e.)
- 10 de mayo: Conferencia, en Costillares, del señor Martínez Calzón, ilustrada con diapositivas, sobre el tema "Estructuras metálicas y mixtas, pretensadas". (Foto f.)
- 20 de mayo: Repetición, en el Colegio Oficial de Arquitectos de Barcelona, de la conferencia pronunciada por el señor Fernández Casado, en Madrid, el 19 de abril.



Foto e. — Sr. Fernández Casado.



Foto f. — Sr. Martínez Calzón.

22 de noviembre: El señor Martínez Calzón repitió, en Barcelona, su conferencia sobre “Estructuras metálicas y mixtas, pretensadas”, pronunciada el 10 de mayo en Madrid.

26 de noviembre: Conferencia del señor Torroja, en Costillares, sobre el tema “El pretensado crea nuevos tipos estructurales”. Fue ilustrada con la proyección de diapositivas. (Foto g.)



Foto g. — Sr. Torroja.

El elevado número de Asociados que, como norma general, asisten a estas conferencias y los coloquios que al final de las mismas se organizan, confirman el interés que despierta la celebración de estas reuniones públicas y justifican la atención que a ellas viene dedicando la A.E.H.P. Por ello es un motivo de satisfacción poder anunciar que, ya durante el primer semestre de 1969, se iniciará la repetición de estos Actos en otras ciudades, además de Madrid y Barcelona.

Parece oportuno, también, recordar a todos los Asociados que nuestros locales están siempre abiertos y a disposición de cuantos tengan algún tema interesante que exponer. Y no sólo esto, sino que deseamos vivamente ver aparecer caras nuevas en nuestra tribuna. Si repasáis un poco las listas anuales de conferenciantes, podréis comprobar que, salvo honrosas excepciones, es siempre el mismo grupo el que colabora en esta actividad, una de las fundamentales, a nuestro modo de ver, de las que la Asociación viene desarrollando. Y tenemos que hacerlo así porque no nos es posible conseguir nuevas colaboraciones, aunque estamos seguros de que muchos de vosotros tendréis cosas muy interesantes que contarnos. Por ello, os agradeceríamos meditéis un momento sobre el particular, a ver si en el futuro logramos que, poco a poco, ese esforzado grupo de conferenciantes se vaya ampliando. Una simple llamada telefónica, unas líneas dirigidas a la Secretaría de la Asociación y en seguida os organizamos una reunión para que podáis exponernos el tema que os interese.

3. Publicaciones.

Con el retraso ya comentado anteriormente se han publicado los números de nuestra revista HORMIGÓN Y ACERO correspondientes al pasado año 1968. Los dos últimos números, 88 y 89, se han refundido en uno sólo, extraordinario, para poder presentar reunidos todos los Informes Generales de las diferentes Sesiones celebradas durante los Simposios de la F.I.P., de junio. A continuación se detallan los índices de estas revistas:

Núm. 86: "La viga PREFLEX, II parte", por A. LIPSKI y A. DOBRUSZKES.
"Aplicación del pretensado al refuerzo de estructuras", por R. BARREDO.
"El endurecimiento eléctrico del hormigón", por J. VASSAUX.
"Secciones tipificadas de vigas de hormigón pretensado, para puentes".
Prestressed Concrete Development Group.
Recomendaciones de la Comisión sobre "Durabilidad de las estructuras de hormigón pretensado", de la F.I.P.
Resumen de las actividades de la Asociación Española del Hormigón Pretensado durante el año 1967.
Referencias bibliográficas de los principales artículos incluidos en las Revistas recibidas en la Asociación a través del programa de intercambio de publicaciones organizado por la F.I.P.
"Notas de la F.I.P.", números 8, 9 y 10.

Núm. 87: "Estética del pretensado", por F. CASSINELLO.
Comunicaciones presentadas por el Grupo español a los Simposios Técnicos Internacionales de la F.I.P. celebrados en Madrid en junio de 1968:
"Tuberías de hormigón pretensado. Realizaciones españolas", por C. CARRIL.
"Postes KMAR de hormigón pretensado", por Cámara, S. A.
"Factores que intervienen en la determinación del recubrimiento de las armaduras pretensadas, en los postes de hormigón para líneas eléctricas", por J. A. FERNÁNDEZ ORDÓÑEZ.
"Obtención de alambres de acero de relajación muy reducida", por P. ESTELLÉS.
"Método para extrapolar los datos de ensayos de relajación", por J. I. ORBEGOZO.
"Notas de la F.I.P.", números 11, 12 y 13.
Referencias bibliográficas de los principales artículos incluidos en las revistas recibidas en la Asociación a través del programa de intercambio de publicaciones organizado por la F.I.P.

Número extraordinario 88-89: Simposios Técnicos Internacionales de la F.I.P. celebrados en Madrid durante los días 3 al 7 de junio de 1968.

"Nota informativa", por R. PIÑEIRO.

"Alocución pronunciada en la Sesión Inaugural de los Simposios", por J. NADAL.

Simposio sobre: "Elementos prefabricados de hormigón pretensado":

Informa general sobre "Pilotes", por BEN G. GERWICK, Jr.

Informe general sobre "Tuberías", por F. L. WILLIAMSON.

Informe general sobre "Postes", por S. DMITRIEV.

Informe general sobre "Traviesas para vías férreas", por J. W. A. AGER.

Simposio sobre "Aceros para pretensado":

Informe general sobre los temas 1 y 2: "Recientes mejoras introducidas en las características de los aceros para pretensado" y "Ultimos perfeccionamientos en la fabricación de aceros para pretensado", por E. H. W. JANICHE.

Informe general sobre los temas 3 y 9: "Pérdidas por relajación de los aceros de alta resistencia" y "Ensayos en obra, a largo plazo, sobre relajación", por K. V. MIKHAILOV.

Informe general sobre el tema 4: "Corrosión de los aceros para pretensado", por G. REHM.

Informe general sobre el tema 8: "Rozamiento y adherencia", por G. REHM.

Informe general sobre el tema 5: "Influencia de las temperaturas extremas en las características de los aceros para pretensado", por I. BEHAR.

Informe general sobre el tema 7: "Resistencia a la fatiga de los aceros para pretensado", por R. BAUS y A. BRENNEISEN.

Informe general sobre el tema 10: "Estudios estadísticos y de probabilidad", por A. BRENNEISEN y R. BAUS.

Informe general sobre el tema 11: "Accidentes y roturas", por P. XERCAVINS.
"Notas de la F.I.P.", números 14, 15 y 16.

Referencias bibliográficas de los principales artículos incluidos en las revistas recibidas en la Asociación a través del programa de intercambio de publicaciones organizado por la F.I.P.

Podríamos repetir aquí lo que queda dicho, al tratar de las conferencias organizadas por la Asociación, en cuanto a la colaboración que desearíamos recibir de todos vosotros. Con que uno de cada cien Asociados nos enviase un artículo al año, en cada número de la revista podrían aparecer dos trabajos originales firmados por técnicos españoles. Resulta tristemente aleccionador comprobar que es más fácil conseguir colaboraciones del extranjero que de los propios miembros de la Asociación. ¿Motivos? Es muy fácil, seguramente, encontrar múltiples causas que justifiquen esta actitud. Pero aun así hay que reconocer que, teniendo en cuenta la proporción antes señalada, matemáticamente exacta, no se comprende cómo puede ser posible que no se alcance ese número mínimo de colaboraciones al que aspiramos. Mucho nos agradecería que esta llamada mereciese vuestra atención y en lugar de pensar: "Si hay otros 99 que pueden hacerlo ¿por qué voy a ser yo precisamente el que lo haga?" Os decidáis a escribir un artículo y logremos así dentro de poco, que la mayor parte de los trabajos incluidos en cada número de HORMIGÓN Y ACERO aparezcan firmados por vosotros. Que así sea.

Tampoco durante el año que se comenta se ha podido terminar de preparar la publicación especial en la que habrán de describirse las diferentes obras de hormigón pretensado construidas en España hasta la fecha. El tema no se ha abandonado. Se continúa trabajando en él y se procura, por todos los medios imaginables, conseguir los datos que faltan para completar la documentación necesaria correspondiente a cada obra. En la actualidad puede decirse que se tienen prácticamente completos los apartados relativos a todos los tipos de estructuras realizadas con armaduras postesas. Falta sólo la parte referente a obras con armaduras pretesas, por lo que es de esperar que, en un plazo relativamente corto, pueda entregarse a imprenta el original de esta publicación, si no surgen nuevas dificultades.

4. Otras actividades.

Para no alargar excesivamente esta reseña nos limitaremos a consignar aquellas actividades que consideramos pueden ofrecer un mayor interés para nuestros Asociados.

Con el fin de reunir los antecedentes necesarios para poder contestar adecuadamente a una encuesta realizada por la Comisión de Prefabricación de la F.I.P. se envió a todos los miembros de la Asociación un cuestionario en el que se pedían diversos datos relacionados con la filosofía y los criterios que determinan, en nuestro país, los tipos de estructuras o elementos prefabricados de hormigón pretensado más corrientemente utilizados. Las contestaciones recibidas se han tomado como base de partida para la redacción del informe solicitado por la mencionada Comisión de la F.I.P.

En cuanto a la distribución de libros extranjeros de interés para la técnica del pretensado, durante el año 1968 se han repartido entre nuestros Asociados:

- 17 ejemplares, en inglés, de las "Memorias del V Congreso Internacional de la Industria de Prefabricados del Hormigón";
- 68 ejemplares de la versión en francés de dichas Memorias, y
- 62 ejemplares del libro "Concrete Mix design", de J. D. McINTOSH.

Además se ha pasado oferta de las siguientes publicaciones:

- "Proceedings of the F.I.P. V Congress, París 1966", y
- "Proceedings of the Conference on Pressure Vessels, 1967".

De la primera se han recibido 102 peticiones (23 de la versión en inglés y 79 de la versión en francés), y de la segunda, 21 peticiones. Su distribución no se pudo efectuar dentro del año 1968 por no haber llegado aún a nuestro poder los ejemplares correspondientes.

Como de lo anteriormente expuesto se deduce, esta nueva actividad de la Asociación, recientemente iniciada, viene teniendo una gran aceptación. Con ello se consigue facilitar a nuestros Asociados, con sensibles descuentos y pudiéndolos abonar en pesetas, la adquisición de los más recientes e interesantes libros editados en el extranjero y relacionados con la técnica del pretensado.

Continuaron las reuniones de la Comisión encargada de redactar unas "Normas de calidad para forjados". Al terminar el año se encontraba bastante avanzada la redacción de la primera parte de dichas Normas, en la cual se regula la fabricación de viguetas resistentes de hormigón pretensado.

Finalmente, debe mencionarse que, durante el mes de noviembre, se desarrolló el IV de los Cursos CIFER, en colaboración con la Agrupación Nacional de los Derivados del Cemento para técnicos responsables de fábricas de elementos resistentes para forjados de pisos y cubiertas. A este Curso, análogo a los tres anteriores celebrados en el año 1966, asistieron 27 técnicos de Grado Superior y Medio procedentes de diversas industrias radicadas en diferentes provincias. Dado el interés con que son acogidos estos Cursos CIFER se ha adoptado el acuerdo de que todos los años se celebrará al menos uno. Por otra parte, ante la insistente demanda de un gran número de fabricantes, en la actualidad se está estudiando la posibilidad de organizar unos Cursos semejantes, pero dedicados al cálculo, en lugar de a la fabricación de los mencionados elementos resistentes.

* * *

Con lo expuesto damos fin a esta breve reseña de las principales actividades desarrolladas por la Asociación durante el año 1968. Estimamos que este balance resulta bastante alentador. Indudablemente, el éxito conseguido con la organización de los Simposios Técnicos de la F.I.P. es un tanto muy favorable, gracias al cual el prestigio de la A.E.H.P., dentro y fuera de España, se ha incrementado de un modo sensible. Al propio tiempo nos ha dado una gran confianza, pues ha servido para demostrarnos prácticamente que estamos capacitados para llevar a buen término cualquier empresa que se nos encomiende por muchas que sean las dificultades con que se tropiece para su realización.

Ello nos permite entrar con optimismo en el año del XX aniversario de nuestra fundación, en el cual esperamos poder continuar nuestra marcha ascendente. Contamos para ello con vuestro incondicional apoyo que nunca nos ha faltado, y constituye la base fundamental de todos los éxitos conseguidos. Por nuestra parte sólo podemos aseguraros que, como siempre, pondremos nuestra mejor voluntad y todo nuestro empeño en el desarrollo de las actividades que tenemos encomendadas sin regatear esfuerzos. Varios son los proyectos, y todos ellos importantes, que tenemos para 1969. Pero no queremos hablar de proyectos. A medida que vayan realizándose ya los iréis conociendo. Lo único que queremos anunciaros, y con ello terminamos estos comentarios, es que en la reunión celebrada el pasado 16 de octubre por la Comisión Permanente de la Asociación se adoptó el acuerdo de celebrar, en la última decena del mes de noviembre de 1969, la VI Asamblea Técnica Nacional de la A.E.H.P., habiéndose elegido, en principio, como lugar para su celebración la ciudad de Valencia.

Ya se han iniciado las gestiones necesarias para la adecuada organización de dicha Asamblea y hemos de adelantar que la acogida que nuestra propuesta ha tenido, tanto en el ambiente oficial como en el profesional, el técnico, el industrial e incluso el privado de la bella ciudad del Turia, no ha podido ser más favorable y alentadora. Se nos han dado toda clase de facilidades y prometido toda la ayuda necesaria. En otras palabras, nos han abierto las puertas de su casa, la han puesto a nuestra disposición y, además, se han ofrecido para colaborar en todo lo que haga falta.

Con esta base de partida, el 50 por 100 del éxito de la Asamblea queda ya asegurado. Si, por otra parte, recordamos lo ocurrido en las cinco anteriores Asambleas ya celebradas, en las cuales la participación activa de nuestros Asociados ha ido aumentando en progresión geométrica (ninguno habrá podido olvidar todavía, estamos seguros, el verdadero acontecimiento que constituyó la última de dichas Asambleas, celebrada en Bilbao en abril de 1966), no parece aventurado suponer que, la programada para noviembre en Valencia, superará a todas las anteriores y será otro gran éxito.

En fecha inmediata empezaréis a recibir las primeras noticias sobre estas reuniones. Ya podéis ir preparando las comunicaciones que vayáis a presentar. La Asamblea durará cuatro días, y además de las sesiones de trabajo habrá una exposición, visitas técnicas y diversos actos sociales. Los temas de estudio elegidos son: *a)* Aceros para pretensado; *b)* Forjados pretensados; *c)* Montaje y colocación en obra de elementos prefabricados, pretensados, y *d)* Últimas realizaciones españolas en el campo del pretensado.

Por tanto, a trabajar todos con el mayor entusiasmo para lograr que esta VI Asamblea Técnica Nacional de la Asociación Española del Hormigón Pretensado resulte un éxito todavía mayor que las anteriores. Lo cual ya es difícil. Pero estamos seguros de que con la colaboración de todos, que no habrá de faltarnos, lo conseguiremos.

última publicación de la asociación española del hormigón pretensado

HORMIGON Y ACERO. Número extraordinario 88-89

Dedicado a los Simposios Técnicos Internacionales de la F.I.P. celebrados, en Madrid, durante los días 3 a 7 de junio de 1968

Durante los días 3 a 7 de junio de 1968, y organizados por la Asociación Española del Hormigón Pretensado, adscrita al Instituto "Eduardo Torroja" de la Construcción y del Cemento, se celebraron en Madrid, en los locales de dicho Instituto, los dos primeros Simposios Técnicos Internacionales de la Federación Internacional del Pretensado (F.I.P.).

Hasta ahora, aparte de las reuniones de sus diferentes Comisiones, la F.I.P. únicamente había celebrado, con carácter internacional, los Congresos que cada cuatro años convoca. En éstos, el gran número de participantes impide estudiar y discutir los temas con el necesario detalle, por lo que no pueden dichos Congresos tener otro carácter que el puramente informativo de la situación, en ese momento, de la técnica del pretensado en los diferentes países. Por ello, el Comité Ejecutivo de la F.I.P. consideró necesario organizar este tipo de Simposios Técnicos, de participación restringida, con el carácter de verdaderas Sesiones de estudio, y acordó que los primeros tuviesen lugar en Madrid, con arreglo al siguiente programa:

Días 3 y 4 de junio de 1968.—Simposio sobre "Elementos prefabricados de hormigón pretensado", dedicado al estudio de los cuatro temas siguientes: "Pilotes"; "Tuberías"; "Postes" y "Traviesas para vías férreas".

Días 6 y 7 de junio de 1968.—Simposio sobre "Aceros para pretensado", dividido en los 10 temas siguientes: "Recientes mejoras introducidas en las características de los aceros para pretensado"; "Últimos perfeccionamientos en su fabricación"; "Corrosión"; "Rozamiento y Adherencia"; "Roturas"; "Pérdidas por relajación"; "Ensayos a largo plazo realizados en obra"; "Influencia de las temperaturas extremas en las características de los aceros para pretensado"; "Resistencia a la fatiga" y "Estudios estadísticos y de probabilidad".

Se ha estimado que, un acontecimiento de esta categoría, debía quedar adecuadamente reflejado en la Revista de la Asociación. Por ello, se decidió publicar este número extraordinario en el que se incluye una amplia reseña de todo lo relativo a la programación y desarrollo de los Simposios y el *texto completo, traducido al castellano, de los doce Informes Generales presentados por los Ponentes de las distintas Sesiones de trabajo*. De esta forma se ofrece, reunida en un solo volumen, la más completa información sobre la situación actual en el mundo, de la técnica del pretensado en relación con los temas de los Simposios.

Este número extraordinario consta de 272 páginas ilustradas con numerosas fotografías, gráficos y tablas de datos.

Precio: España, 500 pesetas; extranjero, \$ 8.

ACEROS EMESA

especiales para
armaduras de
hormigón

Pretesado
y
Postesado



Embarques de expediciones de nuestros aceros con destino a la exportación.



ELABORADOS METALICOS, S. A. "EMESA" LA CORUÑA

Sabemos que los proyectos de construcción e ingeniería requieren una amplia capacidad de cálculo



y para eso tenemos un pequeño ordenador

Más exactamente; tenemos un pequeño gigante de cálculo: El ordenador IBM 1130 nacido ante la necesidad creada por la proliferación y desarrollo, en los últimos años, de empresas de Obras Públicas y de la construcción. Ello ha traído consigo un aumento de la competencia en el sector y, por tanto, una mayor exigencia en el rigor de calidades y plazos. Esto requiere gran flexibilidad para el estudio de distintas soluciones a los problemas planteados, de modo que permita establecer la más conveniente, estimados los factores funcionalidad, economía y tiempo.

Sobre otras aplicaciones, el IBM 1130 permite: El tanteo de soluciones diversas, en tiempos muy cortos y con gran seguridad de cálculo; un conocimiento perfecto del comportamiento de las obras a realizar; su estudio y planificación detallada y un exacto control en la ejecución que garantiza el cumplimiento de los plazos previstos.

Siendo muy amplia la serie de programas de apli-

cación a la construcción e ingeniería civil, desarrollados para el IBM 1130, queremos destacar el denominado STRESS. Es este un sistema sencillo de manejar, que no requiere conocimiento alguno de los ordenadores y sus técnicas. Permite estudiar y calcular cualquier estructura reticular, plana o espacial, y su utilidad es aplicable a la construcción de edificios, naves industriales, soportes de tendidos eléctricos, puentes, etc.

Pida a nuestros técnicos de ventas que le muestren todo lo que es capaz de hacer el ordenador IBM 1130.

IBM, S. A. E.

Dpto. de Comunicaciones - Castellana 4 - Madrid 1 - Tel. 2 25 85 50

Deseo recibir información detallada de: IBM 1130 APLICACIONES TECNICAS

Nombre
Profesión
Empresa
Calle n.º
Ciudad Dto. n.º

IBM

puentes pretensados, en voladizo libre, construidos por el sistema Dywidag

E. RHEINNECKER

Dipl. Ing. de la Empresa Dyckerhoff & Widmann

Resumen de la conferencia que, organizada por la Asociación Española del Hormigón Pretensado, pronunció el Sr. Rheinnecker el 22 de febrero de 1968, en el Instituto Eduardo Torroja, de Madrid, y el 5 de abril del mismo año, en el Colegio Oficial de Arquitectos de Cataluña y Baleares, de Barcelona

En primer lugar deseo expresar mi sincero agradecimiento a la Asociación Española del Hormigón Pretensado por la oportunidad que me ha brindado de poder dirigirme a todos ustedes, especialistas e interesados en el desarrollo de la técnica del pretensado con el fin de exponerles algunas ideas sobre la construcción de puentes en voladizo por el sistema Dywidag.

Después de una breve descripción del fundamento y desarrollo de este sistema les comentaré algunas de las estructuras últimamente construidas en España y Alemania, utilizando dicho procedimiento, y, finalmente, se proyectarán dos películas tomadas durante la construcción de los puentes de Bendorf y del Elz.

* * *

La Empresa Dyckerhoff y Widmann, más comúnmente conocida por su nombre abreviado Dywidag, es una de las principales y más antiguas de Alemania con sede central en Munich. Hace unos años, en 1965, ha celebrado el centenario de su fundación. Aunque su campo de actividades se extiende a todas las ramas de la construcción, a cuyo desarrollo ha contribuido con notables aportaciones; especialmente durante los últimos cuarenta años, se viene dedicando, con preferencia, a la técnica del hormigón pretensado y, dentro de ella, al proyecto y construcción de puentes. Como dato indicativo de la categoría técnica de la Empresa bastará citar que varios de los Ingenieros que en ella han trabajado o trabajan (diecisiete en total) han ejercido como catedráticos en diversas Universidades alemanas. Entre ellos cabe destacar, como más universalmente conocidos, los nombres de Franz Dischinger, Heinrich Spangenberg, Adolf Pucher y Hubert Rusch.

En 1928 construyó la primera obra utilizando la técnica del pretensado. Se trataba de un puente en arco atirantado sobre el río Saale, cerca de la ciudad de Alsleben, en

Alemania, de 68 m de luz, cuyo tirante, de hormigón, iba pretensado. En el año 1930, el doctor Ingeniero Ulrich Finsterwalder, que fue años más tarde uno de los inventores del sistema Dywidag de pretensado, presentó un proyecto para la construcción en Basilea (Suiza) de un puente hiperestático de tres tramos; el central, de 102 m, y los dos laterales, de 51 m cada uno. La estructura estaba constituida por vigas empotradas en las pilas, de donde partían en voladizo para unirse en el centro del vano mediante un apoyo de rodillos. Estas vigas iban pretensadas con cables de acero situados fuera de la sección de hormigón.

Este proyecto, que de haberse realizado habría sido el primer puente de vigas pretensadas construido en el mundo, fue rechazado como demasiado atrevido. No obstante, veinte años más tarde, el doctor Finsterwalder pudo llevar a la práctica el mismo proyecto en la construcción del puente de los Nibelungos sobre el Rin, cerca de la ciudad alemana de Worms.

En 1936, la Empresa Dywidag construyó el primer puente de vigas continuas, según proyecto del Profesor Dischinger. Este puente, de 69 m de luz, está situado en la ciudad de Ane (Alemania) y va pretensado mediante barras exteriores que no quedan en contacto con el hormigón.

En el año 1937, el Profesor Dischinger desarrolló un interesante estudio teórico sobre la influencia de la retracción del hormigón en las tensiones ejercidas por el esfuerzo de pretensado. Los numerosos trabajos experimentales realizados posteriormente, durante años enteros, por diversos investigadores, han permitido establecer una valoración muy aproximada de las pérdidas de pretensado que, por diversas causas, sufren las estructuras y las Normas oficiales actualmente vigentes en los distintos países, y entre ellas las Normas DIN alemanas, indican los coeficientes numéricos que deben adoptarse en los cálculos para determinar la magnitud de dichas pérdidas. A pesar de ello, las teorías del Profesor Dischinger siguen teniendo una importancia fundamental.

Puede decirse, sin embargo, que fue después de la II Guerra Mundial cuando la técnica del pretensado adquirió verdadera personalidad. Sus aplicaciones empezaron a ser cada vez más numerosas e importantes, abriéndose camino en los distintos campos, que, hasta entonces, venían monopolizando las estructuras de hormigón armado o las estructuras metálicas. A partir de esta época, los avances del pretensado pueden realmente calificarse de revolucionarios, y a esta evolución ha contribuido de un modo importante el sistema Dywidag de pretensado inventado y desarrollado por el doctor Finsterwalder para la Empresa Dyckerhoff y Widmann.

Como quiera que el sistema es suficientemente conocido, sólo se comentarán algunas de sus principales características. En este procedimiento se utilizan, como armaduras, barras redondas de acero de alta calidad, roscadas en los extremos por laminación en frío, con lo cual la resistencia de la barra en la sección roscada es la misma que en el resto de ella. Inicialmente, sólo se emplearon barras de 26 mm de diámetro, de acero 60/90; es decir, de 60 kp/mm² de límite elástico y 90 kp/mm² de tensión de rotura. Más tarde se empezaron a utilizar barras de acero 80/105, fabricadas por la firma Hüttenwerke Rheinhessen, con diámetros variables entre 10 y 32 mm. Las que más se usan son las de 26 y 32 mm, capaces de proporcionar esfuerzos de pretensado de 30 y 45 Mp, respectivamente. En los anclajes, los extremos de las barras se fijan mediante tuercas que, actualmente, en lugar de apoyar sobre una placa metálica de anclaje, como al principio ocurría, lo hacen sobre una pieza especial de chapa de acero en forma de campana, cuya parte exterior zuncha en cierto modo el hormigón situado inmediatamente bajo la tuerca, lo que permite suprimir el zuncho helicoidal que la placa de anclaje antes utilizada exigía.

Antes de su colocación en obra, las barras se introducen en unas vainas de chapa delgada, cuyo diámetro es ligeramente superior al de la barra de pretensado. Situadas las armaduras con sus vainas en el encofrado se vierte el hormigón, y una vez fraguado y endurecido éste se procede al tesado de las barras mediante gatos hidráulicos que se apoyan en el extremo de la pieza. A continuación se inyecta lechada a presión, en el espacio libre entre cada barra y su vaina, para establecer la necesaria adherencia entre la armadura y el hormigón.

El empleo de barras, roscadas en los extremos, permite prolongarlas fácilmente mediante manguitos de empalme, con lo que se pueden obtener armaduras de cualquier longitud. El tesado puede hacerse por uno o por ambos extremos.

Gracias a los manguitos roscados de empalme es posible también prolongar una barra ya tesa. Esto tiene gran importancia para la construcción de estructuras pretensadas por dovelas. La ventaja de este procedimiento resulta patente, de un modo especial, cuando se trata de la ejecución de vigas en voladizo libre para puentes con arreglo al sistema Dywidag, del que más adelante se tratará detalladamente.

El método de anclaje por tuercas tiene, además, la ventaja de que permite determinar exactamente el alargamiento introducido en la armadura de pretensado. Conociendo el número total de vueltas que se ha dado a la tuerca de anclaje se puede valorar el alargamiento real de la barra con una aproximación de una décima de milímetro.

En general, las barras utilizadas como armadura se colocan siguiendo un trazado recto, pero pueden disponerse también según curvas de radio no inferior a los 4 m. El doblado de las barras, cuando el radio de curvatura varía entre 20 y 4 m, deberá hacerse con una máquina manual de las que normalmente existen en obra para estos fines.

Con el puente de 21 m de luz construido por el sistema Dywidag, en 1949, en el pueblo de Percha, cerca de Munich, se inició el desarrollo de este sistema, que desde aquella fecha ha venido evolucionando de modo ininterrumpido hasta culminar en la ejecución del puente sobre el Rin, cerca de Bendorf, en Alemania occidental, para la autopista de Montabaur a Coblenza, con sus 208 m de luz en el tramo central y una longitud total de 525 m. Este puente, cuya estructura es una viga continua se construyó durante los años 1962 a 1965, y desde entonces, la luz de su tramo central no ha sido superada por ninguna otra obra de su clase.

Simultáneamente, con la puesta a punto del sistema Dywidag de pretensado, se empezó a utilizar un nuevo método constructivo de puentes de hormigón pretensado que permitió a la Empresa Dyckerhoff y Widmann la realización de obras, en competencia con las estructuras metálicas, en campos hasta entonces exclusivamente reservados para ellas.

Este nuevo método constructivo, ideado también por el doctor U. Finsterwalder, ha sido patentado como "Método para la construcción de puentes de hormigón pretensado en voladizo libre, según el sistema Dywidag". En la actualidad se utiliza en todos los países del mundo, pero inicialmente, la idea se estimó excesivamente arriesgada. Se aplicó por primera vez para la construcción del puente sobre el río Lahn, en Balduinstein (Alemania occidental), con una luz de 62 m. En aquella fecha (años 1950-51), la Administración del Estado exigió a la Empresa Dywidag que asumiese toda la responsabilidad de la obra. Su ejecución constituyó un rotundo éxito, y ya desde entonces, una vez superadas las dificultades con que siempre tropieza toda idea innovadora, el sistema ha sido universalmente aceptado. Posteriormente se utilizó en la construcción del puente de los Nibelungos, sobre el Rin, cerca de la ciudad de Worms, con luz de 114 m al que siguió una am-

plia serie de obras análogas, cerca de cien. Por todo ello, hoy día puede ya considerarse incluido entre los métodos clásicos de la técnica constructiva, habiéndose demostrado que, en el caso de grandes puentes, constituye una solución realmente económica. Esto ha dado lugar a que otras varias Empresas hayan adoptado sistemas parecidos.

En síntesis, el procedimiento consiste en ir construyendo el puente o estructura análoga por secciones pretensadas avanzando en voladizo libre, sin necesidad de cimbra de ninguna clase. En general, a partir de una pila se avanza en ménsula a ambos lados de ella, con lo que se van equilibrando las sollicitaciones sobre la pila y al mismo tiempo se acelera el proceso de ejecución.

El sistema estructural idóneo para la aplicación de este procedimiento es aquél en el que la viga está empotrada en la pila y se apoya en sus extremos libres, bien sobre un estribo, sobre otra pila, o bien, en el centro de un vano, sobre el extremo libre de la otra viga que avanza también en voladizo desde la pila siguiente. En este caso, la unión entre ambas vigas se realiza mediante una articulación capaz de absorber los esfuerzos cortantes. Este tipo de estructura fue el adoptado en el puente de Bendorf, del que ya anteriormente se ha hecho mención.

No obstante, también es posible construir las vigas en voladizo libre, estando éstas articuladas sobre la pila. Para ello es preciso que, durante el período de ejecución, se fije la articulación apuntalando la viga provisionalmente, en la forma adecuada, a ambos lados de la pila.

Por otra parte, si en la unión en el centro del vano entre los extremos libres de las dos vigas que vienen avanzando en voladizo, en lugar de disponer una simple articulación para absorber los esfuerzos cortantes, se establece un enlace monolítico mediante un pretensado, pueden transformarse las vigas construidas en voladizo en una estructura continua.

Existen muchos casos de puentes de poca altura, en los cuales los tramos de acceso pueden construirse fácilmente sobre cimbras apoyadas en el terreno de las márgenes del río. En estas circunstancias se puede partir en voladizo para la ejecución del tramo central, avanzando por un solo lado de la correspondiente pila y utilizando como contrapeso los tramos ya hormigonados sobre cimbra. Si fuese preciso, en tanto no se concluye el vano central para compensar las sollicitaciones originadas en dichos tramos de acceso por la ausencia del voladizo, se pueden disponer en aquéllos, apoyos intermedios, provisionales. Como más adelante se verá ésta fue, precisamente, la solución adoptada para la construcción del "Puente de Berlín", en Duisburgo. Este puente atravesaba unas zonas ya edificadas y otras sin edificar y se vio que la solución óptima consistía en combinar tramos en voladizo con otros hormigonados sobre cimbra.

Finalmente, este sistema de voladizos libres permite construir vigas continuas de varios tramos a partir de uno de los estribos extremos. En estos casos se recurre al empleo de apoyos o pilas provisionales y contrapesos adecuados que garantizan la estabilidad de las secciones del puente ya construidas, en tanto no se alcanza con el voladizo la pila siguiente. Con ello se evita tener que utilizar armaduras adicionales de pretensado para resistir las sollicitaciones provisionales que se producen durante la etapa de construcción a causa de que las leyes de distribución de cargas en esta etapa son diferentes a las que corresponden a la estructura en servicio, una vez terminada, trabajando como viga continua. De esta forma se construyeron los puentes sobre los ríos Tajo y Almonte, en la provincia de Cáceres, que más adelante se describen. En ambos puentes se avanzó, simétricamente, desde los estribos extremos hasta el centro.

Por el tipo especial de estructura en él adoptado merece mencionarse el puente sobre el Mangfall (fig. 1), construido en los años 1958-60 por el sistema Dywidag de voladizos libres, en sustitución de un antiguo puente metálico destruido durante la II Guerra Mundial. Está ubicado cerca de Munich, en la autopista Munich-Salzburg (Alema-

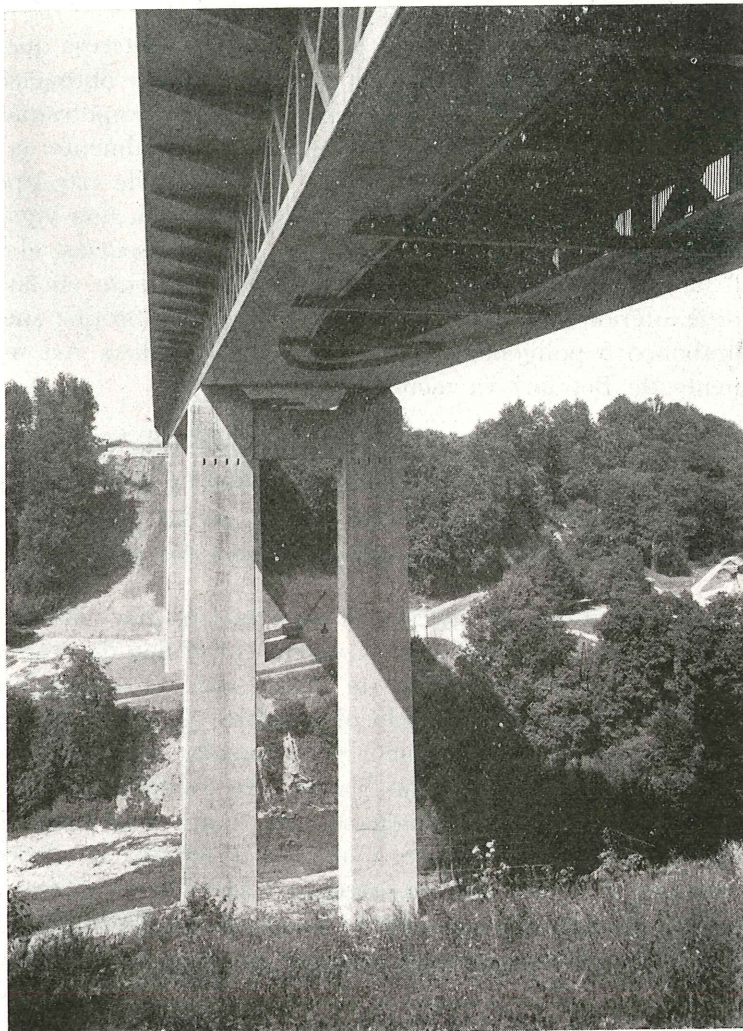


Fig. 1. — Detalle del puente sobre el Mangfall.

nia occidental), y lleva dos tableros; uno superior para la autopista, y otro inferior para peatones. Consta de tres tramos de 90, 108, 90 m, con una anchura total de 23,5 m. La estructura está constituida por dos vigas en celosía, pretensadas, formadas por dos cordones paralelos enlazados por diagonales cruzadas. Esto le hace ser único en su género y demuestra que el sistema de voladizos libres puede ser aplicado a cualquier tipo de puente. Las vigas se construyeron partiendo de uno de los estribos y se fue avanzando en voladizo hasta alcanzar el estribo opuesto. Durante la construcción se utilizaron apoyos auxiliares constituidos por soportes tubulares de hormigón armado que, una vez terminada la obra, fueron volados.

Aparte de este ejemplo de carácter excepcional, lo más frecuente es utilizar estructuras de sección en cajón, de una o varias células, para la construcción en voladizo de

los grandes puentes. Esta forma de sección es muy superior a cualquier otra por su mayor rigidez a torsión. Además permite variar con facilidad el canto de las piezas para ajustarse a lo que la estática de las vigas continuas exige. En general, la cara superior del tablero del puente tiene que ser una superficie horizontal, puesto que ha de utilizarse como calzada de una carretera o apoyo de una vía de ferrocarril. En cambio, la cara inferior admite, normalmente, todas las modificaciones que se le quieran dar.

Como desde el punto de vista resistente interesa que el extremo del voladizo pese lo menos posible, la solución más económica suele obtenerse haciendo que el canto de la viga en ménsula vaya disminuyendo desde su empotramiento en la pila hasta el centro del tramo, lo que se consigue elevando gradualmente la pared inferior del cajón. Así se obtienen los perfiles clásicos de los tramos de este tipo de puentes que, en definitiva y de un modo esquemático, pueden asimilarse a una viga simétricamente acartelada respecto a la sección central de la luz. En esta sección, el canto es mínimo y va aumentando hasta alcanzar su máximo en el empotramiento en las pilas. Por razones estéticas, el borde inferior de las cartelas no suele ser recto, sino que suele disponerse según un trazado parabólico o poligonal muy próximo al parabólico. Así se ha hecho, por ejemplo, en el puente de Bendorf ya mencionado.

En otros casos, sin embargo, se ha preferido dar al tablero un canto constante, bien por consideraciones de orden estético, como en el "Puente de Berlín", en Duisburgo, o bien por razones estructurales, como ocurre en los puentes del Tajo y Almonte, en los cuales la pared inferior de la viga cajón sirve para dar paso a la vía del ferrocarril.

Posiblemente, el método de construcción por voladizos libres, no hubiera conseguido un desarrollo tan notable sin el sistema Dywidag de pretensado mediante barras roscadas. Ambos se complementan de un modo perfecto. La posibilidad de ir empalmado las barras a medida que avanzando el voladizo, dejando ancladas únicamente las necesarias para sujetar la sección recién hormigonada, con la parte ya construida, supone una gran ventaja. Del mismo modo, las barras cuyo tesado no es necesario durante la etapa de construcción se pueden ir prolongando sin tesar, dejándolas simplemente apoyadas sobre el fondo de la sección en cajón, y una vez terminada la construcción de los sucesivos tramos continuos, desde los estribos extremos o sacando las puntas a través de la pared de la viga, se tesan de una vez en toda su longitud. La facilidad para empalmar nuevas barras a las ya tesas de una sección anterior permite construir piezas de longitud ilimitada, a lo largo de las cuales la magnitud del esfuerzo de pretensado es siempre constante ya que se eliminan totalmente las pérdidas por rozamiento. Por último, utilizando estas barras roscadas se puede ajustar exactamente la distribución del esfuerzo de pretensado a lo exigido por la ley de momentos flectores, con lo que se consigue un importante ahorro de armaduras.

En las aplicaciones prácticas de este procedimiento de construcción por voladizos sucesivos hormigonados *in situ*, se ha comprobado que la longitud óptima del trozo de voladizo que se hormigona de una vez, varía entre 3 y 5 m. Para construir cada uno de estos trozos, se ha ideado un carro de avance formado por perfiles metálicos, que está prácticamente normalizado pero que puede adaptarse a diferentes medidas, de acuerdo con la sección del puente en que vaya a utilizarse, y que lleva incorporado el encofrado correspondiente. Inicialmente, para compensar el peso del carro durante su avance, se colocaban unos contrapesos. En la actualidad este sistema ha sido superado y lo que se hace es sujetar el carro a la parte de voladizo ya construida, mediante el pretensado provisional de los tirantes necesarios.

Para facilitar su avance, estos carros van montados sobre rodillos que deslizan sobre carriles dispuestos en la cara superior del tablero. Una vez alcanzada su nueva posición se elevan mediante gatos hidráulicos y se prepara el encofrado para el hormigonado de la nueva sección del voladizo. Terminado el fraguado y endurecimiento de la sección, se desencofra, se une con la parte ya construida tesando las necesarias barras y se vuelve a descender el carro para que apoye sobre los carriles y pueda continuar su avance.

Todas las maniobras para el movimiento del carro, el montaje del encofrado y el desencofrado, se realizan mecánicamente por lo que no requieren empleo de personal especializado.

Estos carros van provistos de plataformas fijas de trabajo y una cubierta para protegerlos de los agentes atmosféricos. Constituyen así, un pequeño taller móvil de fabricación en el que puede trabajarse de un modo continuo, sin interrupción. Para construir una sección de 4,5 m de longitud se invierten de cuatro a siete días, según la temperatura ambiente y la calidad y resistencia del hormigón. Como término medio normal puede contarse con un plazo de cinco días.

Como ya se comprende, este procedimiento permite independizar totalmente los trabajos de construcción del puente, del cauce del río o del tráfico inferior, con todas las ventajas que ello supone.

A continuación se describirán, como ejemplo, algunos de los puentes construidos por este procedimiento.

Puente de Berlín.

Este puente, construido durante los años 1960 a 1963, sirve para dar paso a una autopista, de 25 m de anchura, sobre una de las zonas industriales de la ciudad de Duisburgo (Alemania Occidental), situada en el centro de la región del Rhur en la que se encuentran enclavadas las principales industrias siderúrgicas germanas (fig. 2).

Con sus 1.800 m de longitud total, es la mayor autopista elevada de Alemania. Su rasante queda 15 m por encima del nivel del terreno y salva una serie de instalaciones industriales, una dársena y varias vías férreas.

Como está ubicado en plena zona minera, la administración exigió que la estructura fuese capaz de resistir un asiento instantáneo de 50 cm, en cualquiera de las pilas, sin riesgo de rotura. La solución adoptada en una gran parte de la longitud del puente (860 metros), consiste en una viga continua de hormigón pretensado, con tramos de luz libre variable entre 60 y 85 m. Los cálculos y ensayos efectuados demostraron que esta estructura era capaz de satisfacer las condiciones impuestas, pudiendo competir con las estructuras metálicas.

La sección transversal del tablero está formada por una viga cajón bicelular. Esto permite que en una de las zonas del puente, en la que existe una curva muy pronunciada, la estructura pueda dividirse, sin ninguna dificultad, en dos puentes independientes, de sección en cajón, con una gran resistencia a las sollicitaciones de torsión imperantes en esta parte en curva. En esta zona, el avance del carro para el hormigonado en voladizo libre se realiza siguiendo una poligonal, y aunque los elementos del encofrado no son curvos, como la longitud de cada una de las sucesivas secciones es sólo de 3,5 m; los ángulos resultan inapreciables y las paredes verticales de la viga en cajón del tablero aparecen como planos continuos.

Algunos de los tramos se hormigonaron *in situ*, sobre cimbra, y otros por voladizos sucesivos partiendo de la correspondiente pila y avanzando hasta el centro del vano en donde los extremos de los dos voladizos en él concurrentes se enlazaban, mediante un pretensado, para conseguir la continuidad prevista en el proyecto.

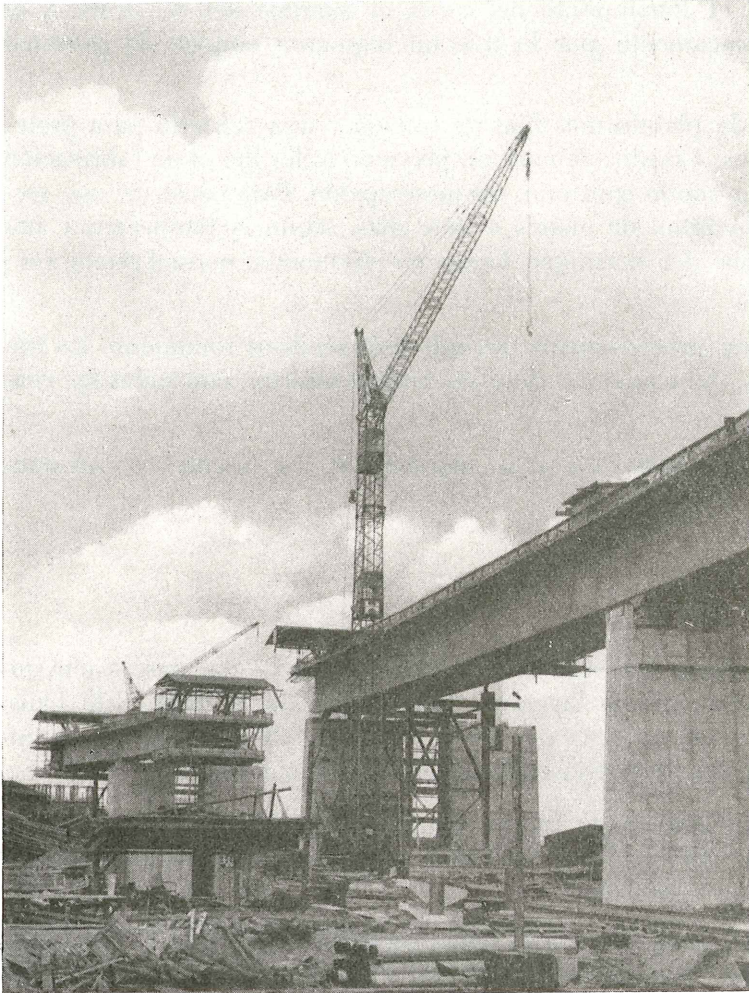


Fig. 2.—El puente de Berlín, durante su construcción.

La estructura va pretensada en tres direcciones. La armadura longitudinal se distribuye, de acuerdo con lo exigido por la ley de momentos, en las placas superiores e inferiores de las vigas cajón. La placa superior lleva, además, un pretensado transversal y, finalmente, las paredes verticales se pretensan verticalmente para absorber los esfuerzos cortantes.

Puentes sobre los ríos Tajo y Almonte.

Dentro del programa de aprovechamiento hidroeléctrico de la cuenca del río Tajo y para la regulación de su cauce, se proyectó la construcción de un gran embalse en Alcántara, en la provincia española de Cáceres, muy cerca de la frontera portuguesa. Este em-

balse, con una capacidad de cerca de los cuatro millones de metros cúbicos formará un lago artificial que se extenderá desde Alcántara hasta Torrejón, en una longitud de 70 kilómetros. En esta comarca, el Tajo discurre por un valle profundo, en forma de V, pero aproximadamente en la parte central del embalse, se ensancha formando una hondonada. Y es aquí, precisamente, donde antes cruzaban el Tajo la línea férrea Madrid-Lisboa por Valencia de Alcántara, y la carretera Nacional CN-630 de Gijón-Salamanca-Sevilla. El nuevo embalse, inundará los dos antiguos puentes del ferrocarril y la carretera, además de un tramo de unos 10 Km de vía férrea y otros tantos de carretera.

Por consiguiente, era necesario dar un nuevo trazado a ambas vías de comunicación haciéndolas pasar a un nivel superior a la altura máxima de las aguas (+ 220 m sobre el nivel del mar). Según puede apreciarse en el plano de la figura 3 el nuevo trazado atraviesa el valle del Tajo mediante el denominado puente de Alconetar y el del río Almonte con el puente de la Plata. La altura de estos puentes sobre el fondo del valle es de 60 m.

La empresa "Hidroeléctrica Española, S. A", que construye el embalse, sacó a concurso ambos puentes exigiendo las siguientes condiciones:

1.^a El ferrocarril y la carretera deberían atravesar los valles en puentes comunes, con pistas superpuestas.

2.^a La altura mínima del borde inferior del tablero del puente sobre el nivel máximo de las aguas en el embalse, habría de ser de 4 m.

3.^a Para separar, fuera del puente, la vía férrea y la carretera, había que prever la construcción de cuatro puentes de acceso, en tierra firme.

4.^a Para evitar los posteriores trabajos de conservación, no se admitirían soluciones metálicas.

El concurso fue ganado por la firma "Dyckerhoff y Widmann K G" que en colaboración con las empresas "Beton und Monierbau A. G.", "Caminos y Puertos, S. A." y "Edificios y Obras, S. A." presentó un proyecto en el que se preveían dos puentes, en principio idénticos, de hormigón pretensado, de cinco tramos, con vigas de sección en cajón de

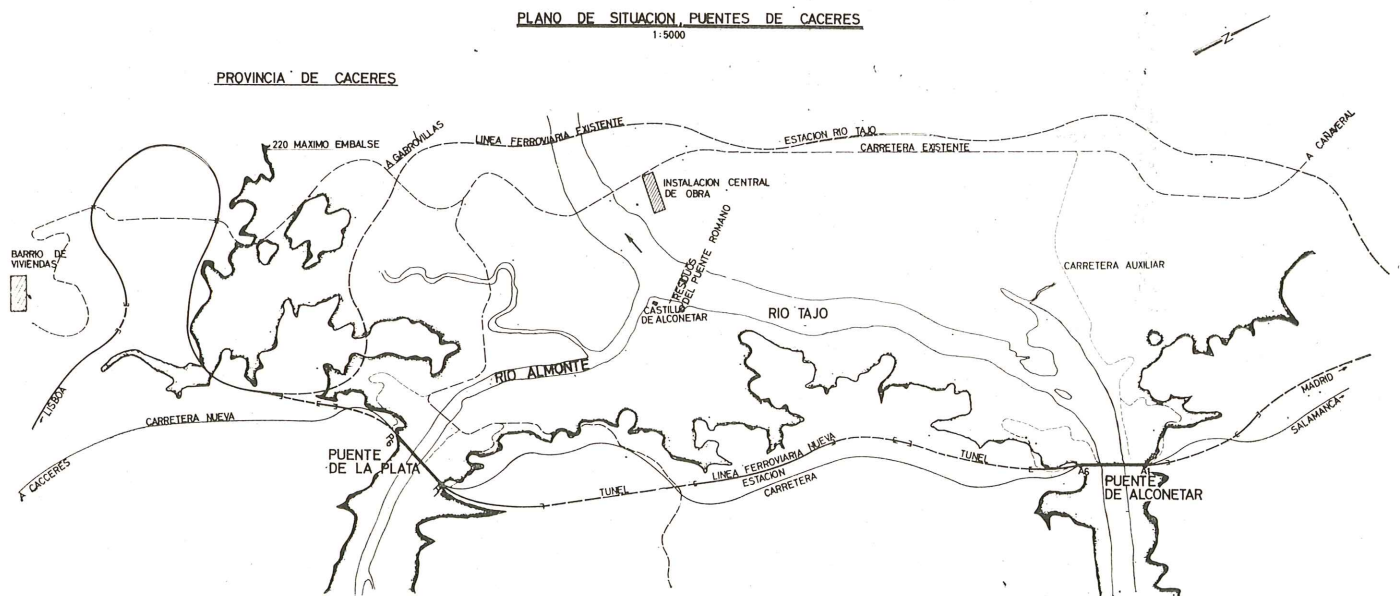
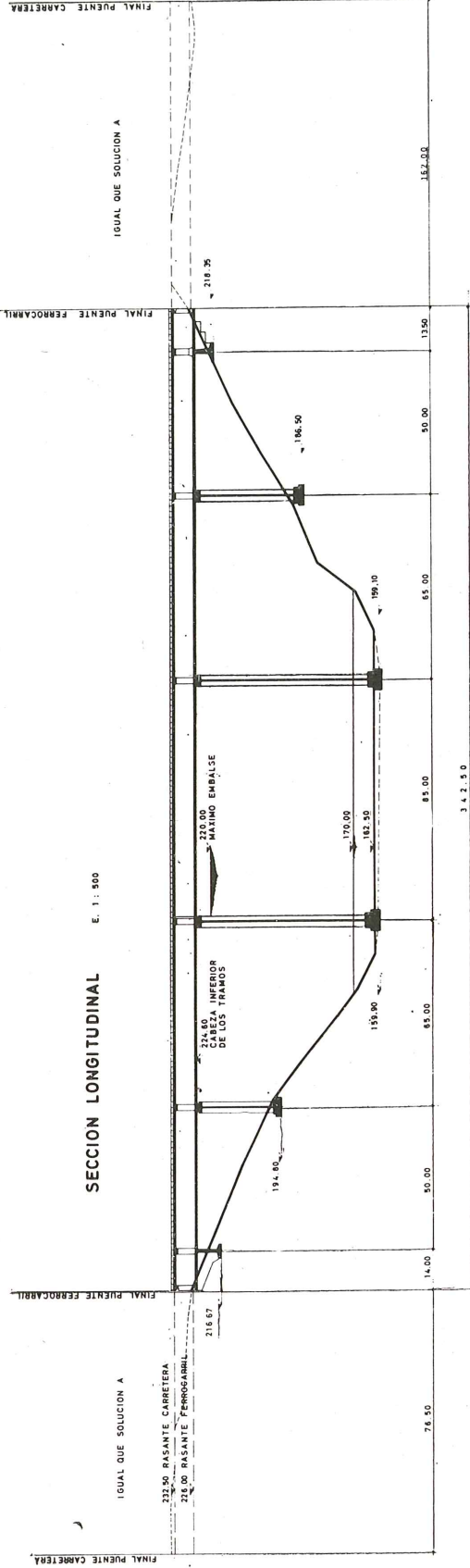
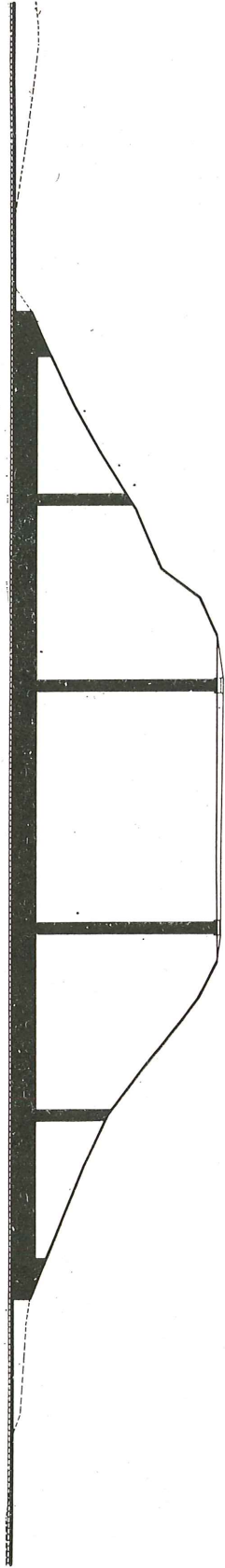


Fig. 3.

ALZADO

E 1 : 500



PLANTA

E 1 : 500

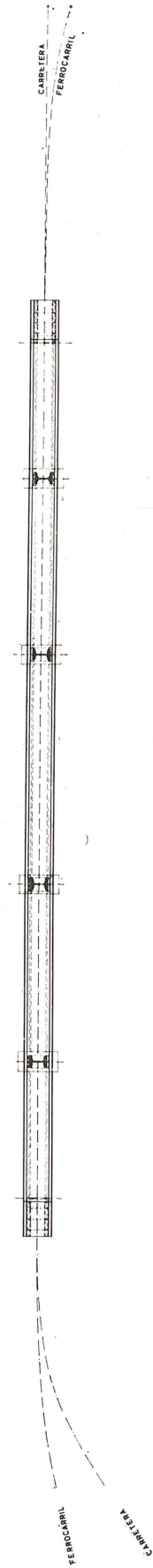
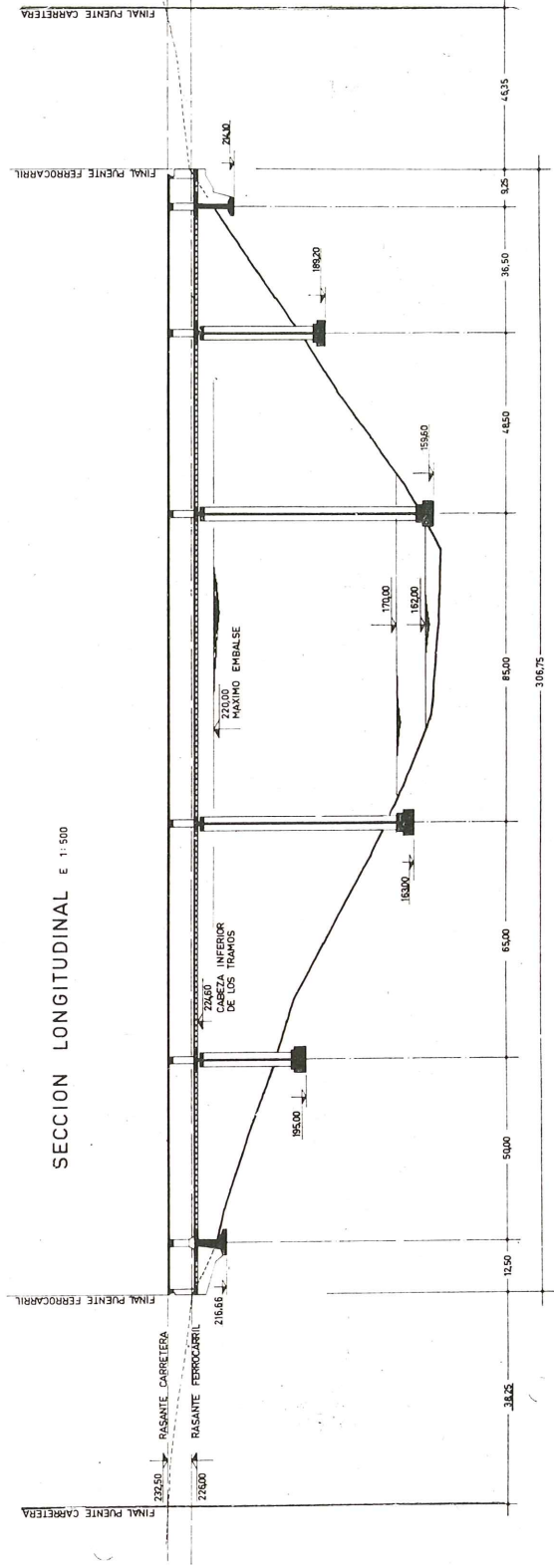
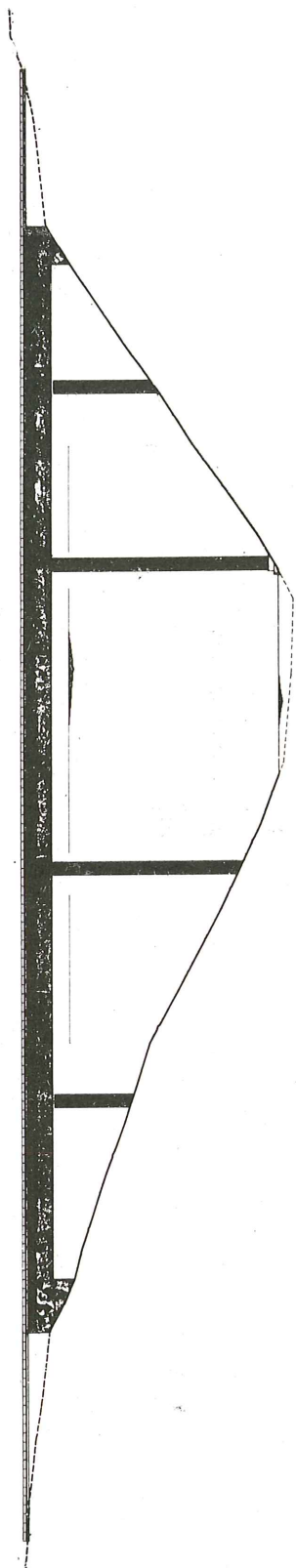


Fig. 4.

ALZADO E. 1:500



PLANTA E. 1:500

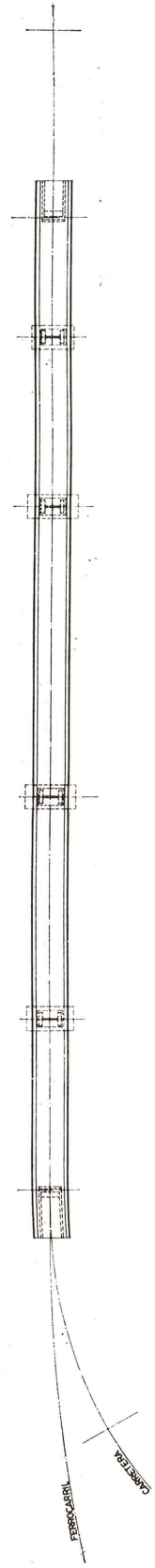
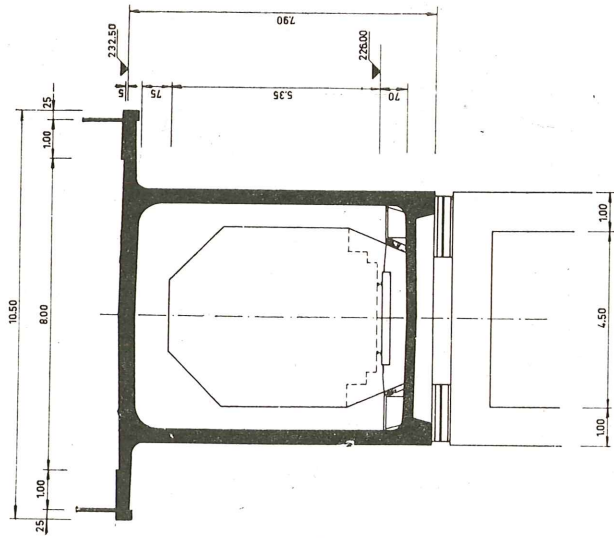
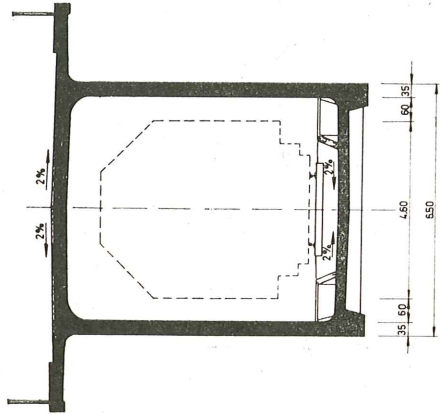


Fig. 5.

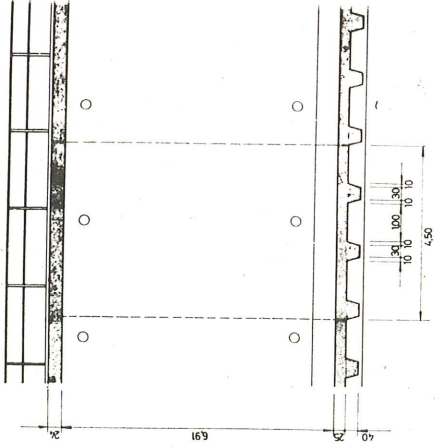
SECCION SOBRE LA PILA.



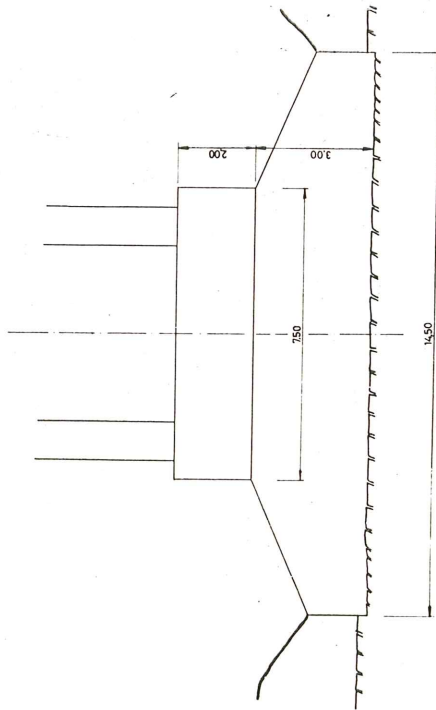
SECCION EN EL CENTRO DEL TRAMO



SECCION LONGITUDINAL



VISTA DE LA CIMENTACION



SECCION DE LA PILA

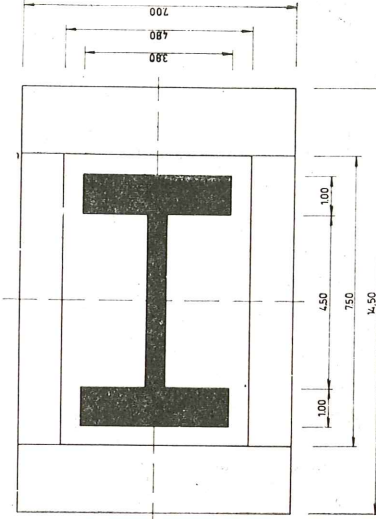
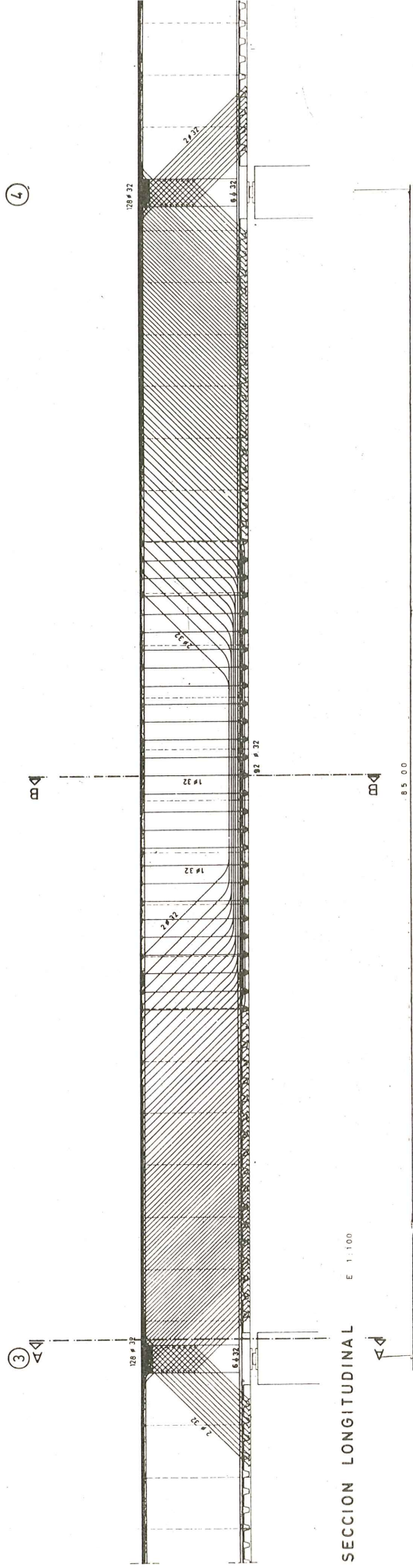
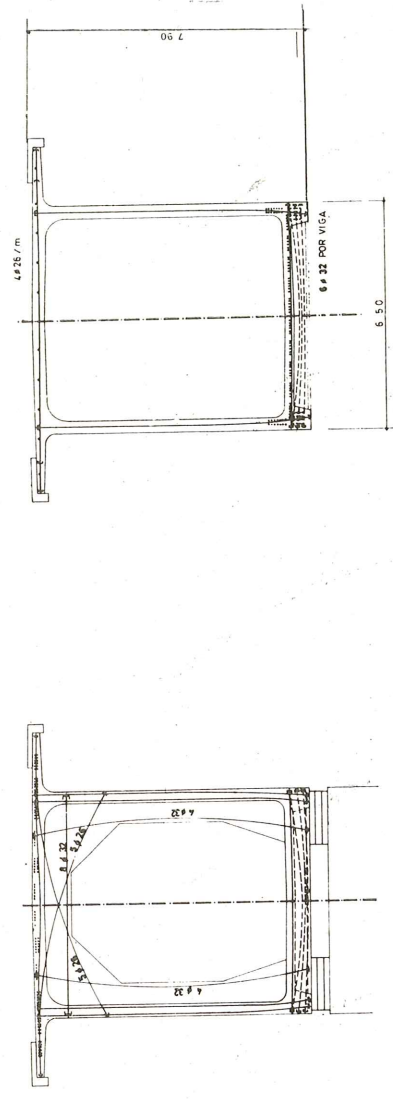


Fig. 6.



SECCION LONGITUDINAL E 1:100



SECCION A - A E 1:50

SECCION B - B E 1:50

Fig. 7.

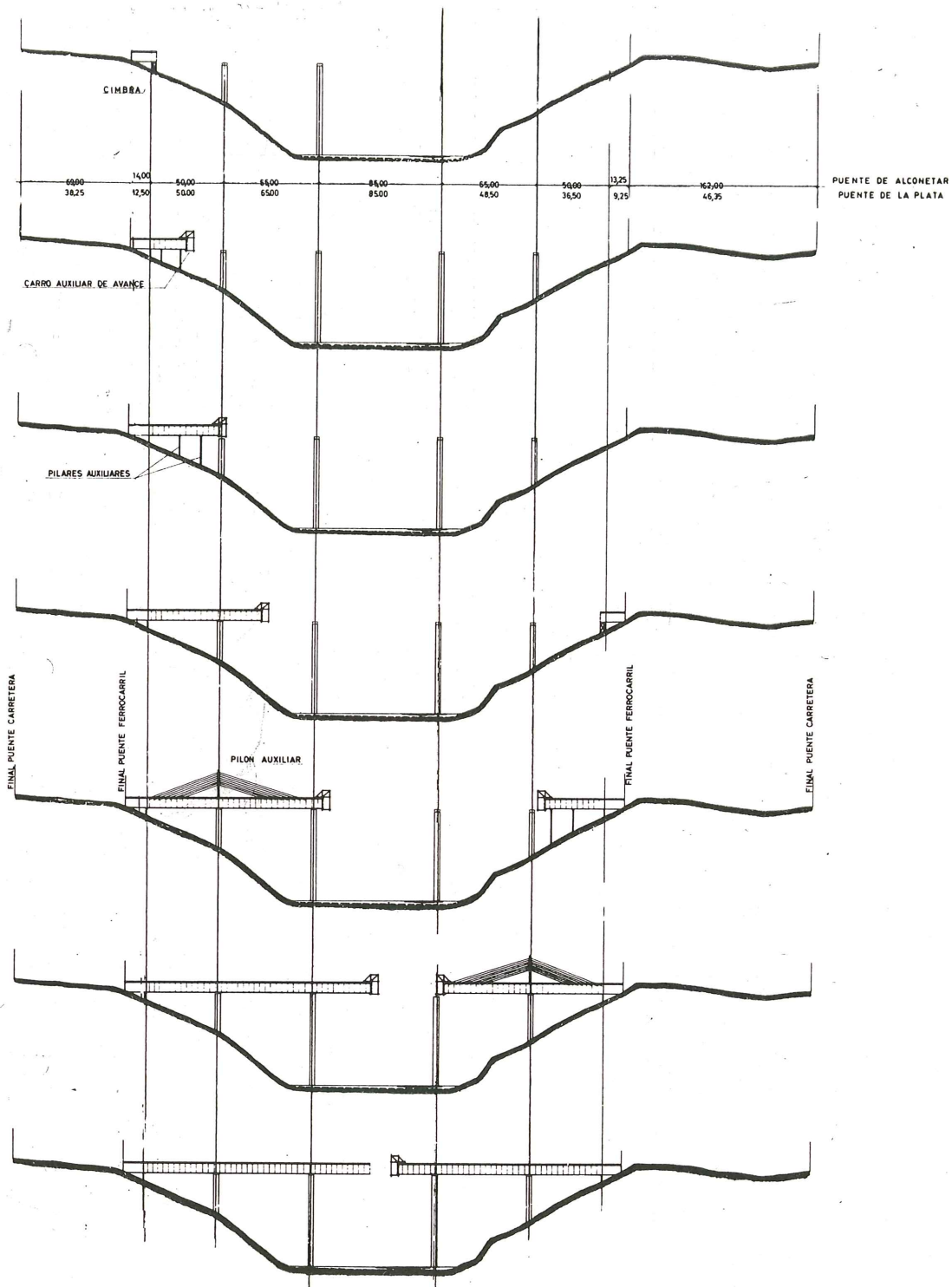


Fig. 8.

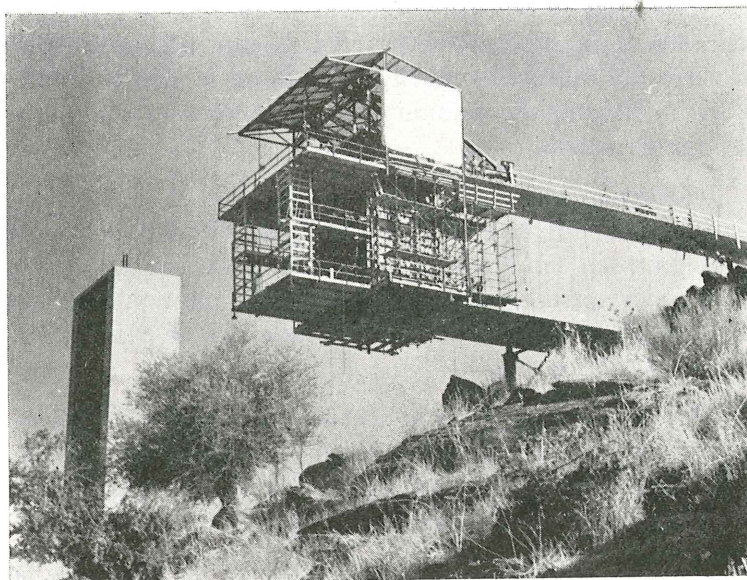


Fig. 9. — El puente de la Plata, durante su construcción.

7,90 m de canto. La línea férrea, que en esta zona es de vía única, quedaba alojada en el interior de la viga cajón cuyas dimensiones, por consiguiente, debían satisfacer el galibo para túneles, de las normas oficiales. Los carriles se apoyan sobre una capa de balasto y para dar salida a los humos de las locomotoras de vapor o de las máquinas Diesel, se dejan en los bordes superior e inferior de las paredes del cajón, orificios redondos, de 25 cm de diámetro, dispuestos a 3 m de distancia entre centros. Toda la estructura va pretensada, longitudinal y transversalmente, mediante barras de acero Sigma St 80/105 de 32 mm y 26 mm de diámetro (figs. 4 y 5).

Las luces de los sucesivos tramos de estos puentes son las siguientes:

Puente de Alconetar (río Tajo):

$$12,5 + 50,0 + 65,0 + 85,0 + 65,0 + 50,0 + 12,5 = 340,0 \text{ m.}$$

Puente de la Plata (río Almonte):

$$12,5 + 50,0 + 65,0 + 85,0 + 48,5 + 36,5 + 10,0 = 307,5 \text{ m.}$$

Todas las pilas de ambos puentes son de sección idéntica en I, y constante en toda su altura. El espesor del alma es de 0,5 m y el de las alas 1,0 m. Lo único que varía es la cuantía de armaduras, que va disminuyendo del 1,15 por 100 al 0,42 por 100 en sentido ascendente. Su altura oscila entre 24,0 m y 59,9 m. Teniendo en cuenta que estas pilas iban a quedar sumergidas en el agua, se eligió este tipo de sección, para tener un mínimo de subpresión con un máximo de rigidez (fig. 6).

Las pilas y estribos se apoyan sobre esquistos cámbricos de estratificación vertical, pero esta pizarra aparece sensiblemente descompuesta en las zonas superiores y está expuesta, además, a un deslizamiento hacia el fondo del valle. Por ello, en ciertas pilas hubo que profundizar la cimentación 10 m más de lo inicialmente previsto. Las dos pilas del puente del Tajo y una del de Almonte que quedan al borde del lecho de los ríos, se cimentaron dentro de ataguías de hormigón, en el agua.

Para la cimentación se admitió una carga de 10 kp/cm² sobre el terreno con lo cual las dimensiones de las losas de hormigón armado resultaron de 7,0 × 14,5 m.

Las pilas se construyeron con encofrados deslizantes, dejando siempre entre la cabeza del pilar y la superestructura del puente una altura libre de 1,30 m para dar paso libre al carro del encofrado móvil utilizado en la construcción por el sistema de voladizos sucesivos. Únicamente cuando el carro sobrepasaba la pila se hormigonaba la correspondiente viga de apoyo.

Teniendo en cuenta el gran canto de la viga cajón que constituye la superestructura, obligado por el gálibo exigido para el paso del ferrocarril por su interior, se pudo conseguir, en condiciones económicas, la luz de 85 m en el tramo central, la cual constituye, por el momento, record mundial para puentes ferroviarios construidos con vigas de hormigón pretensado. Con ello, además, se evitó tener que cimentar pilas en el centro del cauce de los ríos.

La anchura total de la sección en cajón es de 6,5 m. La placa superior, de 0,4 m de espesor total, que forma la calzada de la carretera, tiene un vuelo lateral de 1,75 m por cada lado. En este vuelo se apoyan las aceras con lo que, en definitiva, la anchura final del tablero llega a 10,5 m. (Véase fig. 6.)

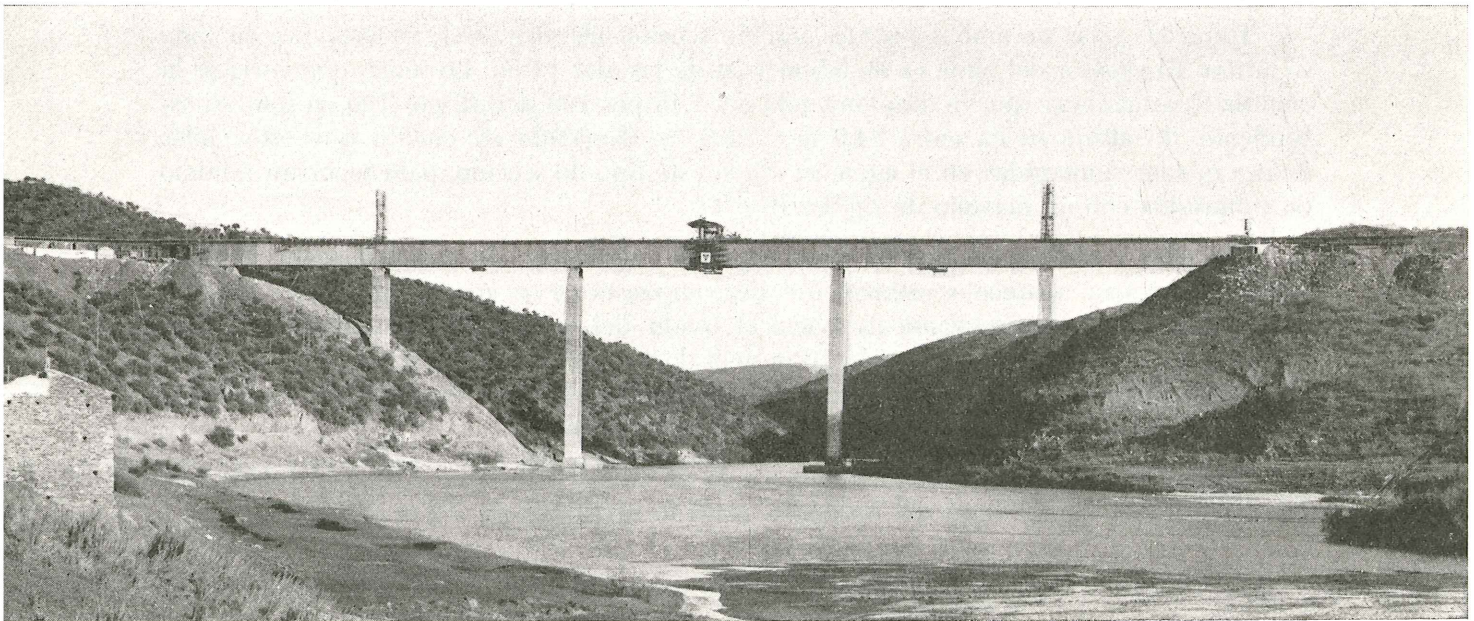
Las paredes verticales son de 0,35 m de espesor y la placa inferior, sobre la que circula el ferrocarril, con cargas de 25 Mp por eje, está formada por una losa de 0,25 m de canto, apoyada sobre vigas transversales de sección trapecial cuya base superior, unida a la losa, mide 0,50 m, la inferior 0,30 m y cuya altura es de 0,40 m. Van situadas a 1,50 m de separación, entre ejes.

Como el interior del cajón ha de quedar siempre libre, sobre las pilas no se pueden disponer diafragmas transversales, sino simplemente unos pórticos de rigidización que respetan el gálibo exigido por el ferrocarril.

Los lugares elegidos para la ubicación de ambos puentes son bastante similares, observándose únicamente una pendiente mayor en la ladera sur del valle del Almonte. Gracias a ello, tres de las cuatro mitades que integran los dos puentes son totalmente idénticas, lo cual simplificó mucho la construcción.

Las cuatro paredes que forman la sección en cajón van pretensadas longitudinal y transversalmente (fig. 7).

Fig. 10. — Puente de Alconetar.



Los puentes están anclados, en su estribo izquierdo, mediante una articulación fija y apoyados en el derecho por medio de rodillos. Sobre las cabezas de las pilas, los apoyos son también articulaciones fijas.

El elevado esfuerzo total de frenado, que alcanza los 325 Mp se transmiten íntegramente al anclaje fijo del estribo izquierdo.

La superestructura se calculó también para una carga de viento de 285 kp/m², pudiéndose comprobar que la misma es soportada, casi exclusivamente, por las pilas y que sobre los estribos apenas si actúan cargas horizontales. La mayor parte de éstas, el 70 por 100 aproximadamente, son absorbidas por las pilas más cortas, próximas a los estribos. No obstante, a causa de la distinta altura de las pilas, el momento que actúa en la base de todas ellas es sensiblemente el mismo. El cálculo de la distribución de estos esfuerzos sobre los distintos elementos del puente (estribos, pilas y tablero) se hizo con computador electrónico, asimilando el conjunto a un emparrillado, y teniendo en cuenta las distintas rigideces, tanto a flexión como a torsión, de cada elemento.

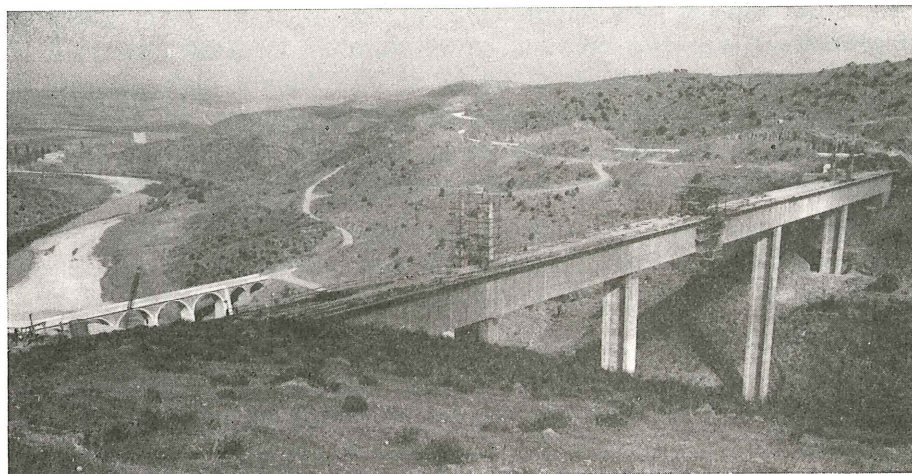


Fig. 11. — Puente de la Plata.

Con el fin de conseguir la suficiente seguridad contra el levantamiento sobre apoyos a que podrían dar lugar las reacciones originadas por las sobrecargas máximas de cálculo, la viga continua que constituye la superestructura de cada puente se prolongó 12,5 m más allá del eje de los estribos.

La construcción de la superestructura se empezó a partir de los estribos, hormigonándose primero, sobre cimbra, una longitud de 16,6 m. A continuación se inicia el avance en voladizo, hacia el centro del puente, por secciones de 4,5 m de longitud. En los tramos laterales se hizo preciso disponer, provisionalmente, dos o tres soportes auxiliares metálicos. Para hormigonar los segundos tramos, se colocan sobre las pilas unos pilones provisionales de hormigón, de hasta 16 m de altura, a los cuales se van sujetando, mediante cables de retención, y por grupos de siete, las sucesivas secciones de 4,5 m de longitud que se construyen en voladizos (fig. 8).

En el centro del puente se unen, monolíticamente, las dos mitades de la superestructura que se han ido construyendo independientes, dando así continuidad al conjunto.

Los cuatro puentes de acceso se construyeron sobre cimbra móvil. El de la margen derecha del río Tajo es de planta curva, con una longitud total de 69 m, distribuidos en tres tramos de 23 m. El de la margen izquierda, de planta recta y 120 m de longitud, consta de cinco tramos de 24 m. En el Almonte, los puentes de acceso son iguales a los del Tajo, pero el de la margen izquierda sólo tiene 48 m de longitud, divididos en dos tramos de 24 m.

En todos ellos el tablero, de 10,5 m de anchura total, está constituido por vigas de sección en T, con una losa superior de 0,25 m de espesor, que va pretensada transversal y longitudinalmente. Las vigas llevan sólo un pretensado longitudinal.

El conjunto de estas obras se inició en 1965, bajo la dirección de don Manuel Castillo Rubio y del jefe de la zona del Tajo, don José Luis Allende, y se concluyó en 1968 (figuras 9, 10 y 11).

Puente de Bendorf

Como ya se ha indicado, este puente, con sus 208 m de luz en el tramo central, ostenta en la actualidad el record mundial en su clase. Su longitud total es de 525 m, de los cuales sólo dos tramos extremos, de 44 m de luz, fueron hormigonados sobre cimbras. Los 437 m restantes hubo que construirlos por el sistema de voladizos libres, ya que, dada la anchura del río Rhin en este lugar, de cerca de 400 m, la utilización de cualquier otro procedimiento habría resultado difícil y poco aconsejable.

Teniendo en cuenta que en la película que después va a proyectarse, se puede seguir perfectamente todo el proceso de ejecución de esta magna obra, a continuación sólo se expondrán algunos de los detalles más característicos de su estructura.

Las dos pilas principales que limitan el tramo central, abierto a la navegación, tuvieron que cimentarse a una profundidad variable entre los 18 y 16 m por debajo del nivel del agua. Para construir esta cimentación se utilizó un cajón flotante de 7 m de anchura y 34 m de longitud, constituido por chapa de acero y que se iba rellenando de hormigón. Una vez el puente en servicio, la carga total sobre la base de la pila ascendía a 26.000 Mp.

Estas pilas, de sólo 2,8 m de espesor y de anchura igual a la de la superestructura del puente, se dividen a media altura en dos partes, de 7,2 m de anchura, sobre las cuales apoyan las dos vigas en cajón que constituyen el tablero.

Dichas vigas quedan perfectamente empotradas en las pilas principales, en donde se producen los máximos momentos que alcanzan, aproximadamente, los 200.000 m.Mp. Por ello, en esta sección el canto de las vigas llega a 10,45 m y va disminuyendo después, a medida que avanza hacia el centro del tramo, en donde queda reducido a sólo 4,4 m.

La anchura total del puente es de 30,86 m y su sección transversal, como queda indicado, está formada por dos vigas cajón. La losa superior, en las partes situadas encima de las pilas principales, lleva una armadura constituida por 560 barras longitudinales, de 32 mm de diámetro, que originan un esfuerzo total de pretensado de 25.000 Mp. Para poder alojar esta armadura, el espesor de dicha losa que en el resto del puente es de sólo 28 cm, se tiene que aumentar, en esta zona, hasta 42 cm. El espesor de la losa inferior en esta sección es de 2,45 m.

La construcción de los tramos en voladizo se inicia hormigonando primero, sobre encofrado fijo, a cada lado de la pila una sección de viga de 6 m de longitud, sobre cada

Fig. 12. — Puente de Bendorf. Se inicia la construcción de los voladizos, desde una de las pilas principales.

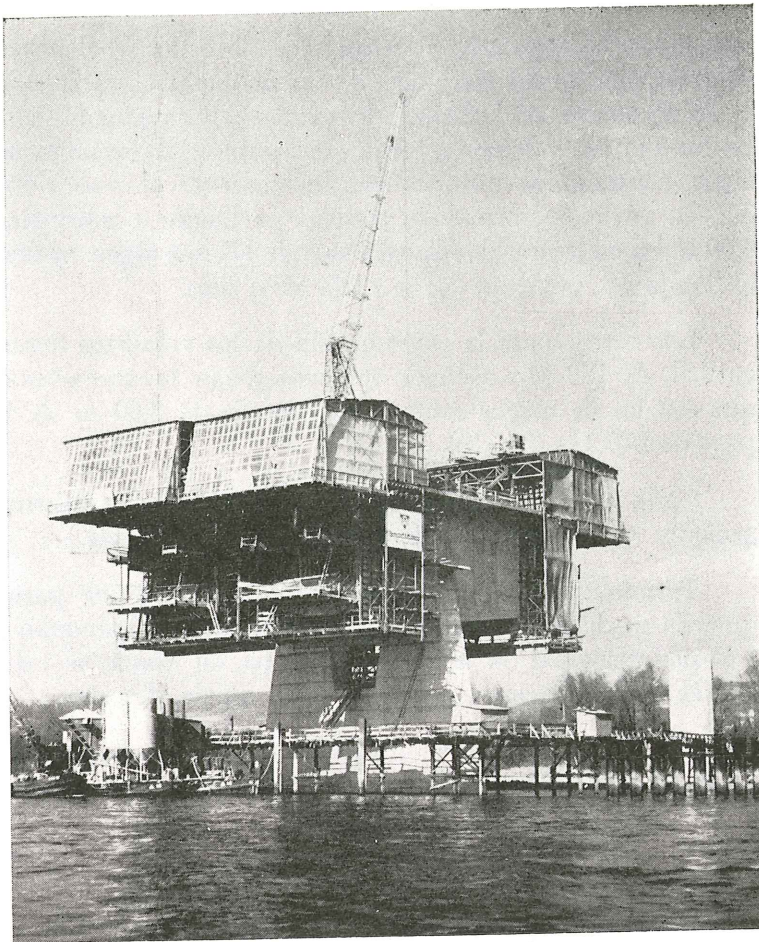
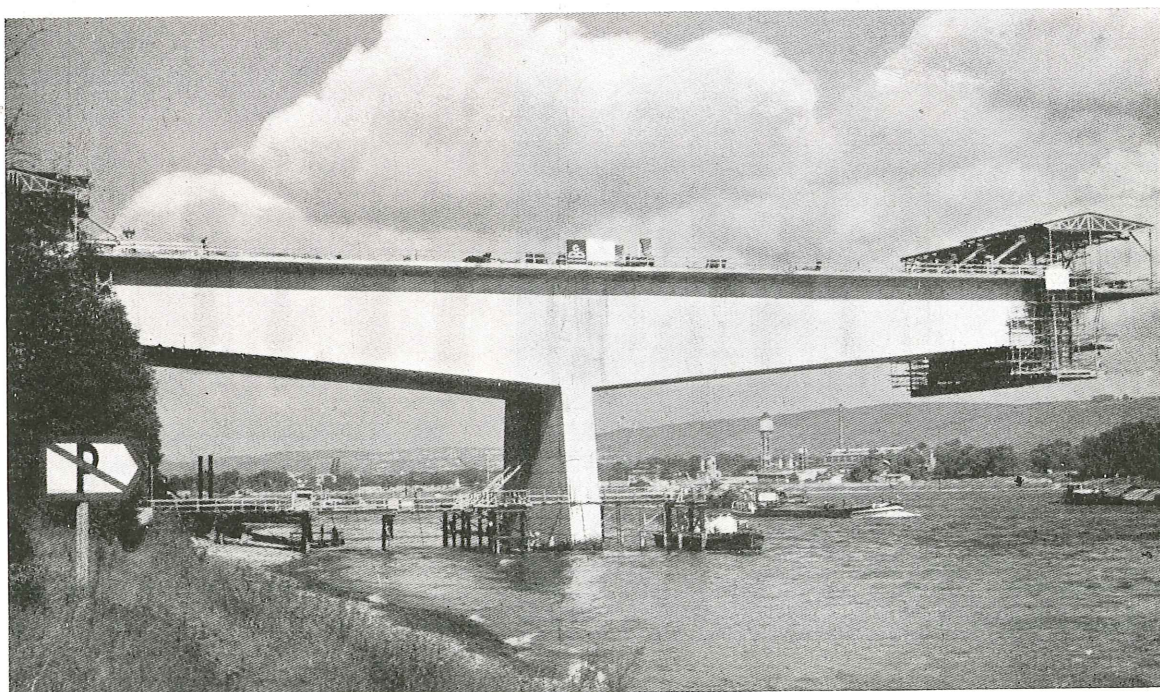


Fig. 13. — El puente de Bendorf comparte el tramo principal ya construido.



pila principal (fig. (12). Apoyándolos en estas secciones se montan, en ambos extremos de cada una de las dos vigas que constituyen el tablero, los correspondientes carros para la construcción en voladizo. Primero se hormigonan las dos secciones en dirección al centro del río y luego se empieza también el hormigonado por el otro extremo de las vigas, continuando después simultáneamente el avance con los cuatro carros. De esta forma, en régimen normal de trabajo, se llegan a construir, cada semana, una longitud de 3,60 m en cada uno de los extremos de las dos vigas: es decir, que la estructura del puente, en conjunto, aumenta 7,2 m cada siete días.

Los carros para la construcción de los voladizos tienen un peso total, incluida la carga útil, de 100 Mp. Cuando se hormigonan las secciones de las vigas próximas a las pilas, que son las de mayor canto, cada sección de 3,60 m de longitud carga el carro con un peso de 270 Mp (fig. 13).

Cada uno de estos carros va perfectamente resguardado, por todos lados, contra las acciones ecológicas (viento, lluvia, temperatura, etc.)

Terminada la construcción de los voladizos que parten de la pila de la margen izquierda se desmontaron los carros de avance cargándolos en un barco que los transportó a la pila principal de la margen derecha, en donde se volvieron a montar para repetir en ella el mismo proceso constructivo que queda descrito.

El puente terminado muestra la elegancia de su estructura que, a causa de la curvatura de su borde inferior, da casi la impresión de un arco.

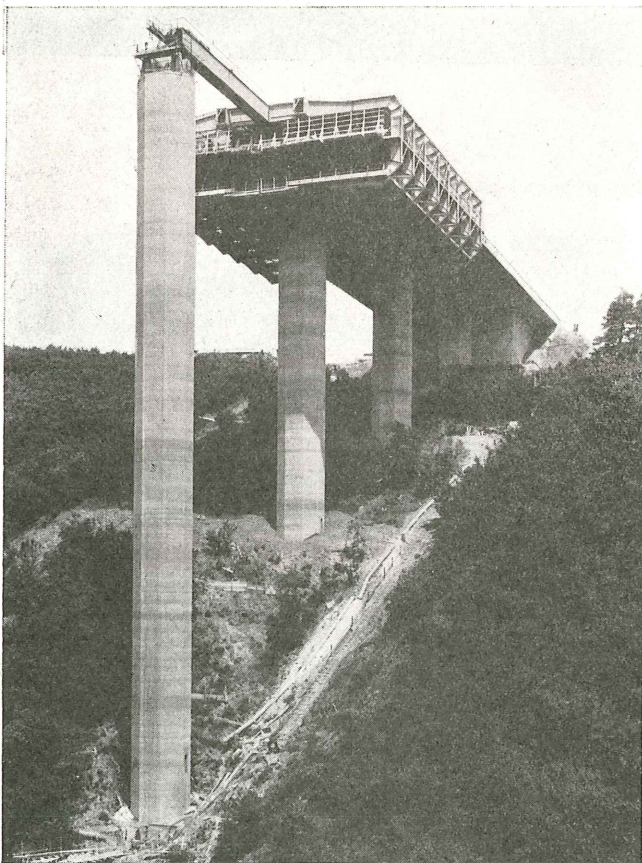


Fig. 14. — Construcción del puente del Elzta. Detalle de la cimbra móvil autoportante.

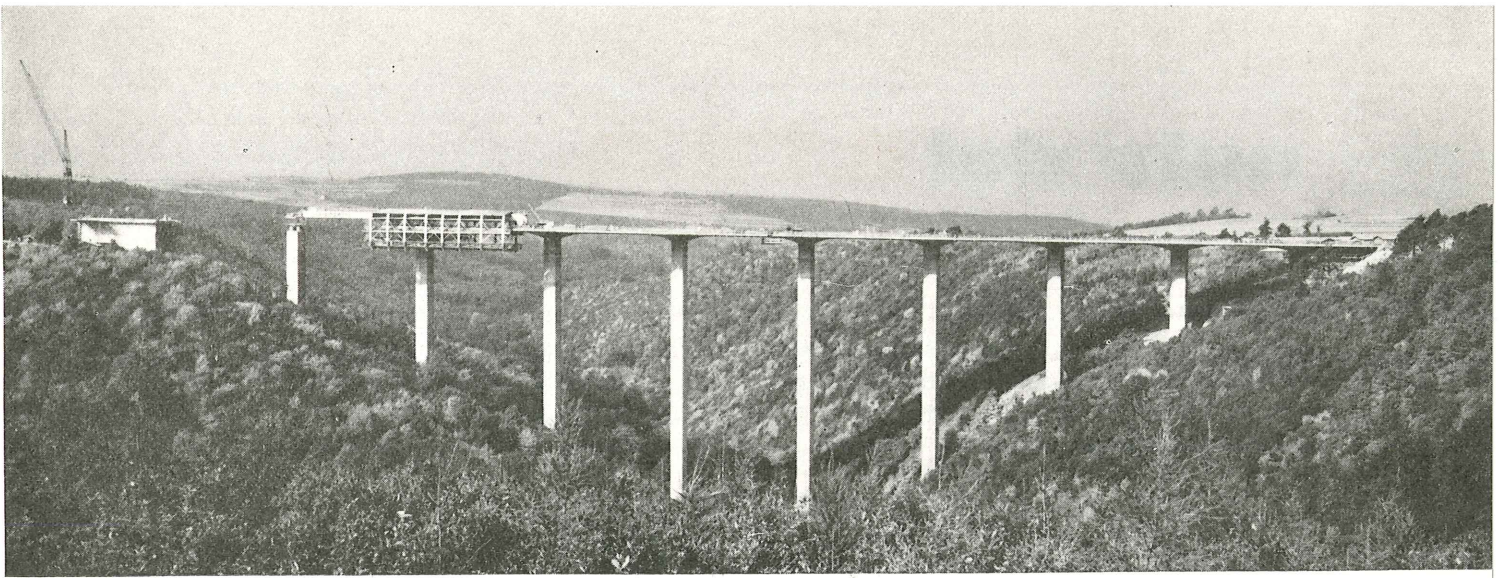


Fig. 15. — Vista del puente del Elztal, casi concluido.

Puente del Elztal

Para terminar, a continuación se reseñan algunos detalles relativos al viaducto sobre el valle del río Elz, en la autopista Coblenza-Trier, en Alemania Occidental. Fue construido en el año 1965 utilizando una cimbra móvil, autoportante, parecida a los carros utilizados en los puentes antes descritos, pero mucho más perfecta. Ha sido ideada también por el Doctor Finsterwalder, Jefe de Construcciones de la Empresa Dyckerhoff y Widmann (fig. 14).

La estructura del puente está constituida por una losa que se apoya, a través de capiteles, sobre una única fila central de pilas. La altura de estas pilas es variable, llegando a alcanzar, en el centro del puente, los 100 m.

El puente está dividido en tramos de 37,5 m y la anchura total del tablero es de 30 metros.

Por su extraordinaria esbeltez y belleza de líneas este puente constituye uno de los ejemplos más destacados, desde el punto de vista estético, entre las obras de hormigón pretensado construidas durante los últimos años (fig. 15).

nota del **B.I.B.M.**

En la Asamblea General del B.I.B.M. celebrada recientemente en Amsterdam (Holanda), con motivo de la celebración de su "VI Congreso Internacional", se nombró Presidente de esta importante Asociación, que reúne a los principales fabricantes de productos de hormigón de todo el mundo, a D. Carlos Carril Carvajal, Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Asimismo, se acordó que el próximo Congreso Internacional del B.I.B.M se celebre en el mes de mayo de 1972, en Barcelona, lo cual debe representar una gran satisfacción en el ámbito de la construcción de nuestro país, dada la enorme importancia que reviste actualmente el empleo de los productos prefabricados a base de hormigón.

El Comité Organizador del Congreso ha quedado formado de la siguiente forma:

Presidente:	D. Carlos Carril Carvajal.
Ponencias:	D. José A. Fernández Ordóñez.
Alojamientos:	D. Carlos Gros Zubiaga.
Visitas Técnicas:	D. Fernando Vilagut Guitart.
Relaciones Públicas y Tesorero:	D. José M. ^a de Arteaga Larumbe.
Relaciones con el B.I.B.M.:	D. Juan Basabe Bujalance.
Traducciones e Intérpretes:	D. Arturo Galán e Hidalgo.
Publicaciones:	D. Manuel de la Torre y Rousseau.
Exposición:	D. José M. ^a Farré-Escofet.
Secretario:	D. Carlos Palomar Llovet.


Informaremos periódicamente a nuestros lectores sobre este importante acontecimiento internacional.

premio barredo 1969



El *Premio Barredo* para el mejor "proyecto fin de carrera" en hormigón pretensado, de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, ha sido concedido este año a don Faustino Secades Gallego, por su proyecto "Pantlán de Castellón".

En la fotografía aparece D. Faustino Secades recibiendo el premio de manos de D. Ricardo Barredo, en presencia del director de la Escuela y del profesor de la asignatura.



**Y dijo Dios hagamos al hombre,
que no al técnico.
Y el hombre se hizo luego técnico,
pero sin perder
- ¿quién se empeña en enfrentar
conceptos? - su calidad humana.**

**Por eso, porque así pensamos
y sentimos, suena música en una losa
de ensayo de esta casa.
Hay pintura abstracta en alguna
de nuestras paredes.
Y hoy se asoma a esta revista un poeta
que, con esos ojos infantiles
y proféticos que da la especie,
ha visto así la estética del
hormigón pretensado:**

El proyecto ha sido realizado por Maunsell y Partners, consultores de la empresa. El D.M.R. (Departament of Main Roads) deseaba, por su parte, el asesoramiento de un ingeniero consultor elegido por él y solicitó la colaboración del señor Freyssinet. De este modo, establecimos contacto con este asunto y nos dispusimos a examinar a fondo el proyecto y a controlar su ejecución.

Las circunstancias nos han brindado la oportunidad de colaborar estrechamente con nuestros colegas ingleses y australianos.

Entre nosotros se encuentran dos de estos ingenieros ingleses, a los que tengo el placer de saludar:

El señor Tony Gee, que ultimó el proyecto realizado por Maunsell, y el señor Gordon Wright, de P. S. C., que ha trabajado noche y día durante el descimbramiento de los cuatro arcos.

El señor Baxter, uno de los socios de la firma Maunsell y Partners, que ha realizado casi toda esta obra, se encuentra ausente en esta ocasión.

Es para mí un honor reconocer públicamente la eficiencia de los técnicos australianos:

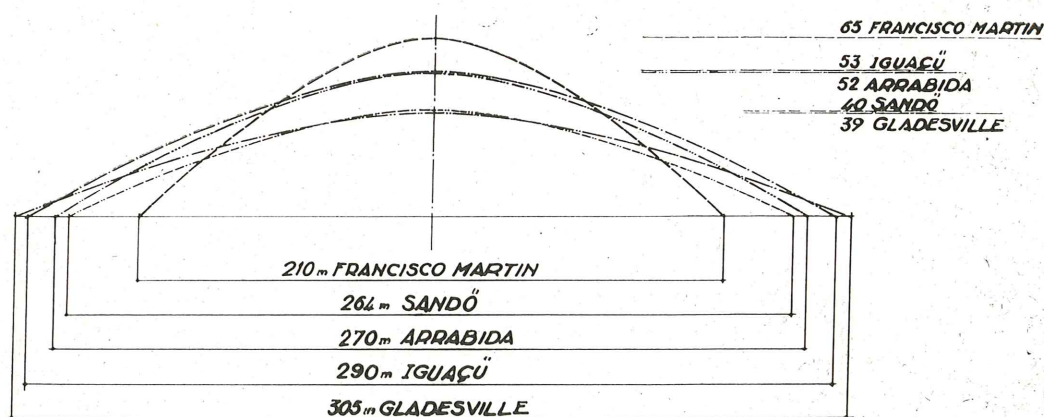
El señor Shaw, Delegado de obra, cuya amplia visión de conjunto marcó el rumbo a seguir.

El señor Cook, Ingeniero Jefe, competente y de espíritu decidido, y el señor Robertson, Ingeniero Jefe de las obras del puente, que ha seguido los trabajos de punta a punta con un deseo de perfección que se ha visto coronado por el éxito.

El valor de la luz, 305 metros, da una idea insuficiente de la audacia de esta obra.

Los puentes de Foz do Iguaçu, en Brasil, y Arrabida, en Oporto, tienen, respectivamente, 290 y 270 m de luz, pero sus rebajamientos son del orden de 5,5, en tanto que el de Gladesville es de 7,8.

En la figura 2 y tabla 1 se establece una comparación entre los citados puentes.



	L				
f .	3,2	6,6	5,2	5,5	7,5
	F.M.	S	A	I	G

Figura 2.

T A B L A 1

	Luz — metros	Altura — metros	Relación altura - Luz	Empuje a introducir	Tensión bajo el peso propio	Alargamiento total a introducir
Gladesville.	305	39	7,8	25,200	123	17
Iguaçu.	290	53	5,5	10,000	85	6
Arrabida	270	52	5,2	9,000	92	10
Sandö.	264	40	6,6	6,800	82	11

Los esfuerzos son mucho más elevados en el puente de Gladesville que en las obras de características análogas.

El puente es de una gran audacia, ya que con un rebajamiento superior en un 35 por 100 al de Foz do Iguaçu, el empuje del arco por metro de anchura es el mismo.

Las figuras 3 y 4 presentan una comparación entre los diversos procedimientos de descimbramiento. Pero el señor Jensen va a hablar exclusivamente del utilizado en Gladesville.

Otra característica notable de esta obra es su construcción por dovelas prefabricadas y la disposición de la cimbra, que está dividida en dos secciones que se desplazan de un arco a otro por medio de gatos.

La realización de una obra de esta envergadura sólo es posible mediante una perfecta ejecución. Quiero reconocer aquí la valía de los miembros de la Empresa anglo-australiana Reed and Mallick, de Stuart Brothers y de su director de obras, el señor Bakie James, cuya labor se vio también premiada por el éxito.

Esta obra es una de las últimas en que ha intervenido el señor Freyssinet, con el cual hemos colaborado los señores Jean Muller, Blanchet y yo.

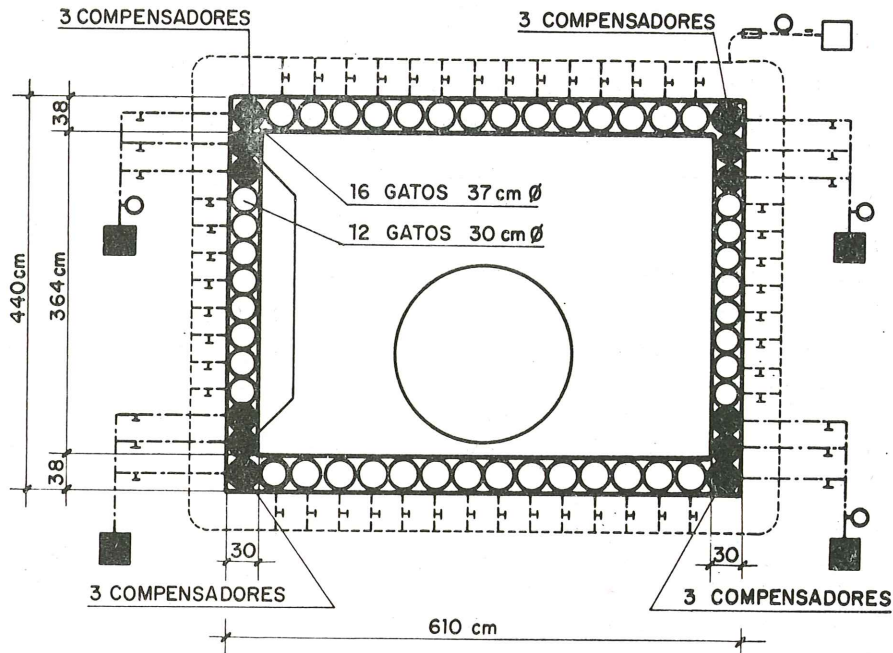
Nuestra misión ha consistido en examinar cuidadosamente el proyecto. Excepto en algunos detalles relativos al pandeo hemos estado de acuerdo en las cuestiones más esenciales. Nuestro estudio ha sido riguroso para que no pasase inadvertido ningún detalle, ya que, en un arco de este tipo, cada centímetro cuadrado cumple su cometido y un pequeño error puede arruinar el resto de la obra aunque esté perfectamente realizada. Hemos suprimido los enlaces de anclaje entre dovelas, lo cual, a simple vista, parece que aumenta la audacia de la obra, pero vale más una audacia de la que se está seguro que una precaución de la que no se está.

La modificación más importante solicitada ha sido la del canto de la viga en clave. Mediante un estudio realizado sobre el pandeo hallamos un coeficiente de seguridad algo superior a 2; al aumentar el canto de la viga de 3,65 a 4,25 m, dicho coeficiente se transformaba en 3.

El señor Freyssinet deseaba trabajar con la mayor seguridad posible y así se lo hizo saber al Delegado de Obra, a quien escribía:

“En efecto, y a pesar de lo que se haya podido decir de mí, yo no soy osado en absoluto y no deseo prestar mi apoyo técnico y moral más que a obras que presentan amplios coeficientes de seguridad.”

GLADESVILLE



ARRABIDA

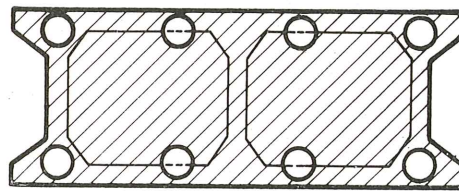


Figura 3.

SANDÓ

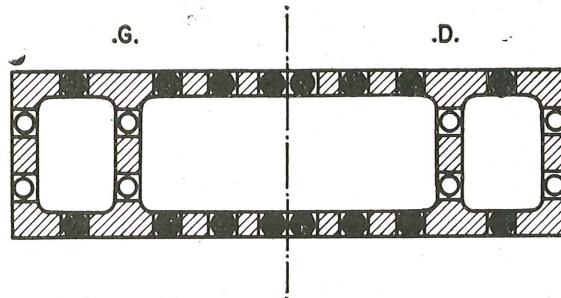
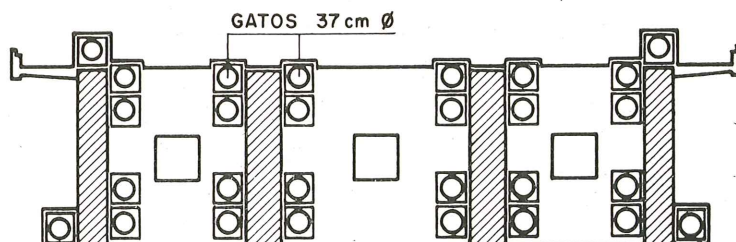


Figura 4.

FOZ DO IGUAÇÓ



Uno de los puntos más delicados de la obra fue la operación de descimbramiento, de la que les hablará el señor Jensen. Es un problema que ha requerido un estudio muy minucioso, estudio que hemos realizado en colaboración con Maunsell y Partners y, en especial, con los señores Baxter y Gee.

Fue preciso prever todos los casos posibles, evaluar los peligros, especialmente los provocados por un fallo transversal originado por las juntas de riñones; estudiar todas las combinaciones posibles de los desplazamientos, disponer, en cada junta, los dispositivos capaces de mantenerlas dentro de los límites fijados y hallar un modo de interpretación y actuación inmediatas.

Todo esto necesita una larga preparación, el establecimiento de ábacos y la formación de equipos perfectamente adiestrados y con consignas precisas.

Los señores Jensen y Wright y algunos otros, cuyos nombres no puedo citar desgraciadamente, pero entre los que se encontraban Peter Austin, Jalm Hislop y David Gregory, se ocuparon de los puntos más difíciles. No podía ocurrir nada imprevisto sin que se tuviese tiempo para solucionarlo.

Sólo me resta ya dar la palabra al señor Jensen, que les explicará detenidamente algunas de las características más notables de esta obra.

conferencia del señor Jensen

Desde la terminación del puente de Gladesville, el señor Guyon ha estado ocupado continuamente en otros proyectos. Por esta razón ha delegado en mí para que les exponga, en esta Sesión, algunos aspectos de la realización del mayor puente de hormigón existente en el mundo.

He tenido ocasión de observar durante la construcción del puente de Sidney los detalles prácticos de su realización y las soluciones adoptadas por nuestros colegas ingleses ante los problemas que dicha obra planteaba. Ellos han realizado una obra audaz y de extraordinaria calidad, de la cual pueden sentirse satisfechos.

Pero el proyecto de este puente se realizó en Londres y en París y ha sido del estudio del señor Guyon, de donde he entresacado la parte teórica de esta exposición.

Entre los datos que contiene dicho estudio destaca una interesante teoría sobre el papel desempeñado por los gatos planos en el descimbramiento de un arco.

Como siempre, cuando el señor Guyon se encarga del estudio de un problema, sus notas e ideas son precisas y de un gran interés para todos.

A pesar de sus múltiples ocupaciones como ingeniero consultor, profesor, Presidente de la F.I.P., etc, encuentra siempre el tiempo necesario para estudiar a fondo los nuevos problemas técnicos que surgen continuamente en todo el mundo.

Los ingleses tienen un refrán que dice:

Si quieres resolver un asunto urgente encárgaselo a un hombre ocupado.

Este es el caso del puente de Sidney, en el que la Administración solicitó la presencia y el asesoramiento técnico del señor Guyon para que vigilase personalmente la operación de descimbramiento y asumiese toda la responsabilidad de la misma.

La confianza que teníamos depositada en él era inmensa. Todos permanecemos a su lado, en el centro del arco, sin salvavidas ni bote durante toda la operación. Si se hubiese producido un accidente habríamos sido devorados inmediatamente por los tiburones.

Pero nadie pensó en la posibilidad de un fracaso, dadas las precauciones adoptadas que voy a exponerles a continuación:

El índice de seguridad de 4 cm, adoptado por el señor Guyon para el movimiento lateral, no fue alcanzado en ningún momento, gracias a un programa calculado y tabulado minuciosamente por un ingeniero consultor de Londres en cooperación con nuestra oficina de proyectos de París y que fue admirablemente organizado y ejecutado en su aspecto práctico por la empresa angloaustraliana, constructora del puente. La precisión en todos los detalles ha sido realmente excepcional.

Todo transcurrió como si se tratase de una agradable excursión.

ANTECEDENTES

Este nuevo puente reemplaza a otro antiguo, construido en 1881, que poseía únicamente dos vías de circulación. En las horas punta se formaban grandes colas de vehículos, de varios kilómetros, a cada lado del río. Además, el puente antiguo tenía una altura de pocos metros y dividía en dos el puerto de Sidney. Su tramo giratorio entorpecía la circulación por carretera, cada vez más, al aumentar el tráfico marítimo.

El nuevo puente de Gladesville está a sólo a 6 kilómetros del puente del puerto de Sidney, puente de peaje muy conocido. Este último se construyó en 1932 y, a pesar de sus 8 vías de circulación, es insuficiente para la circulación actual.



Fig. 5. — Trazado de la autopista, con el puente de Gladesville a la izquierda.

El D.M.R. (Department of Main Roads) decidió construir un nuevo puente en Gladesville planteado en los siguientes términos: debía tener una altura tal que permitiese el

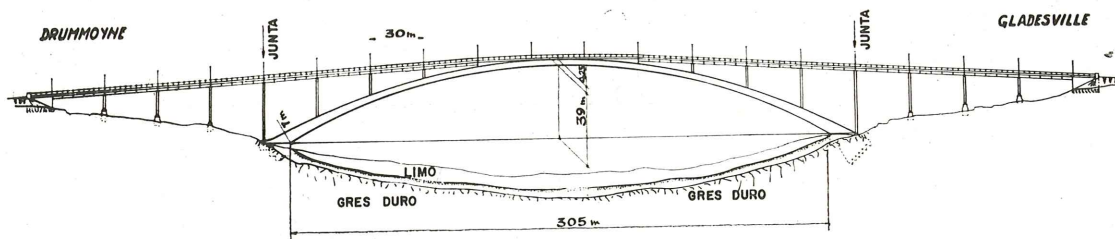


Fig. 6. — El puente de Gladesville. Dimensiones principales.

paso a los barcos procedentes de altar mar y una anchura total capaz de hacer posible el paso de una autopista que parte de Sidney hacia el Norte (figs. 5 y 6).

La Administración consideró que de este modo quedarían resueltos simultáneamente los problemas planteados por la circulación en Gladesville y en el puerto de Sidney.

ADJUDICACION

El D.M.R. convocó un concurso para la construcción de un nuevo puente de estructura metálica con un tramo principal de 245 m de luz, compuesto de dos voladizos de 86 m, más un tramo suspendido de 73 m. El precio calculado por el D.M.R. para la ejecución del proyecto en estructura metálica era de 33 millones de francos.

Las ofertas recibidas en esta licitación oscilaban entre 27 y 42 millones de francos, con un precio medio de 34,5 millones.

Pero entre ellos se incluía una variante inglesa en hormigón, basada en un proyecto de una oficina de Londres.

Se trataba de un puente de hormigón pretensado sobre un arco de 273 m de luz.

Su precio era de 26 millones, comprendido un pilono muy decorativo en cada estribo.

La oferta fue aceptada en principio por el D.M.R., pero con ciertas modificaciones, tales como la supresión de los pilonos y la ampliación de la luz del arco de 273 a 305 m, lo cual permitía construir los estribos justamente en los bordes del río.

Asimismo, los tramos de acceso del lado Sur se ensacharon para acomodarlos mejor al trazado curvo de la autopista. Debido a estas modificaciones, el costo aumentó de 26 a 28 millones de francos. En el proyecto estaba prevista la utilización del sistema Freyssinet, tanto para los cables de las 128 vigas prefabricadas del tablero como para los 1.800 gatos planos de las juntas activas de los arcos.

El proyecto del arco, así como los métodos de ejecución, fueron cuidadosamente estudiados por Freyssinet, cuyo asesoramiento solicitó el D.M.R.

Freyssinet juzgó que el proyecto era demasiado audaz y, a propuesta suya, se aumentó el canto del arco en clave de 3,65 a 4,25 m.

De este modo, con un aumento en peso del arco del orden de 5 por 100 se mejoraba en un 50 por 100 su rigidez, con el consiguiente incremento de seguridad frente al pandeo.

PROYECTO DEL ARCO

En ambas orillas existía roca de gres, circunstancia esta muy favorable para la realización del proyecto.

En la construcción de los dos estribos se han utilizado 25.000 toneladas de hormigón. El arco propiamente dicho pesa 22.000 toneladas, y la superestructura (pilares, tablero y revestimiento), 5.000 toneladas.

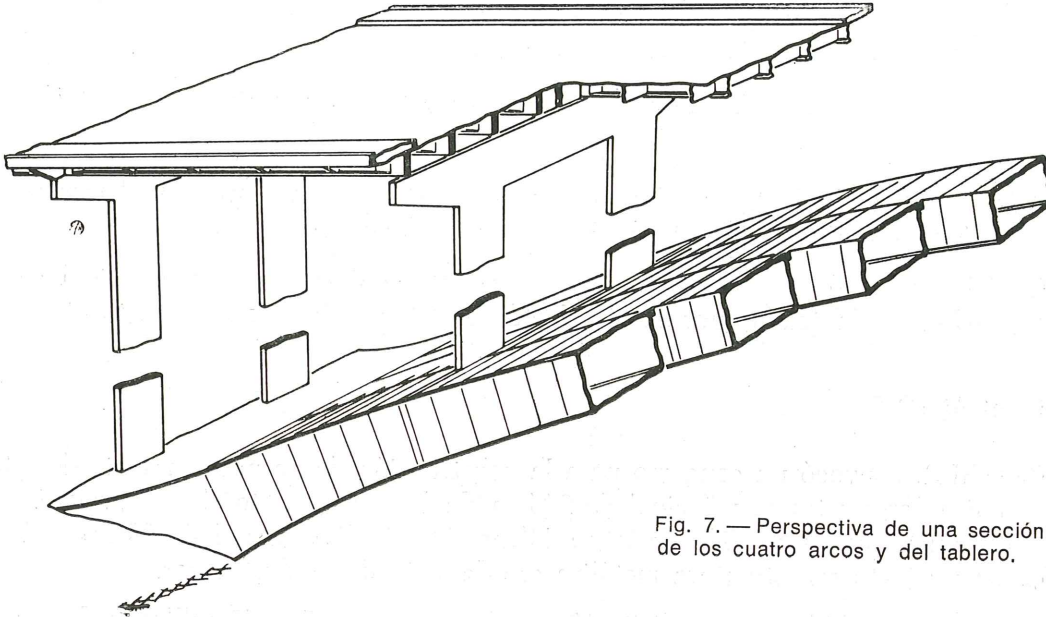


Fig. 7. — Perspectiva de una sección de los cuatro arcos y del tablero.

La presión admisible transmitida por el estribo a la roca se limitó a $12,5 \text{ kp/cm}^2$, con un incremento del 25 por 100 para el caso de cargas excepcionales.

La altura del arco, desde su línea media en la clave al nivel del agua, es de 41 m.

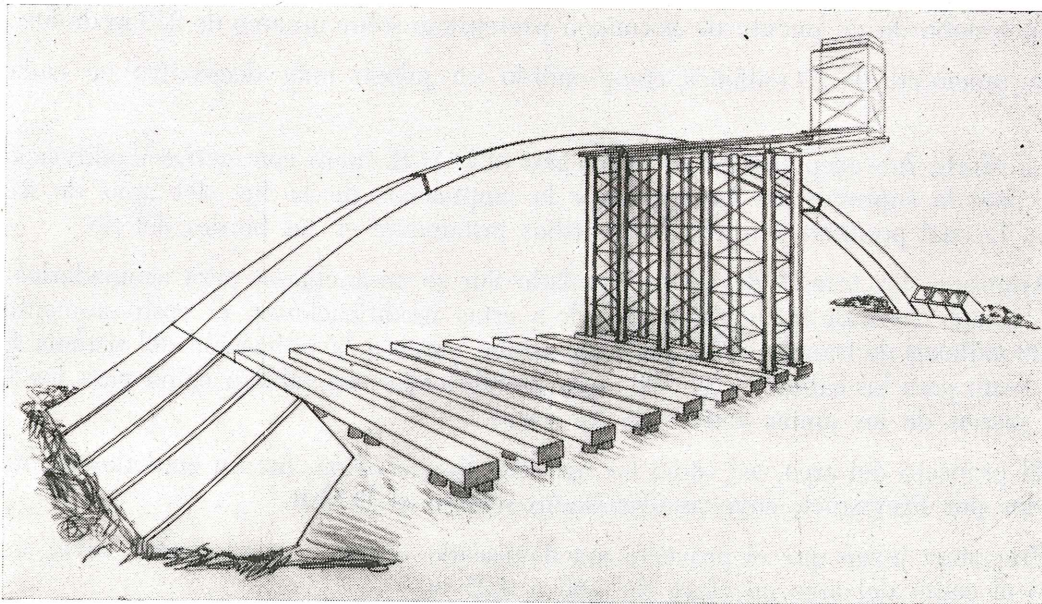


Fig. 8. — Torre central de la cimbra que asegura la estabilidad lateral y sirve para la elevación de las dovelas.

El rebajamiento del arco (relación luz-altura) es de 7,8.

La anchura total del arco es de 25,30 m.

Se decidió dividir la anchura del arco en cuatro cajones huecos, de 6 m cada uno, con lo que se descomponía su construcción en cuatro arcos idénticos (fig. 7).

Se tomó otra decisión muy importante: la de prefabricar los cajones.

En un taller convenientemente situado en la orilla del río se fabricaron centenares de dovelas que fueron transportadas a pie de obra en una chalana para ser colocadas después sobre cimbra. Por este procedimiento, una sola cimbra de 6 m de anchura bastó para realizar el montaje de todo el arco. La estabilidad de esta cimbra se aseguró mediante una torre central (fig. 8) que cubría toda la anchura del arco.

De este conjunto, sólo la cimbra propiamente dicha, es decir, la de cada lado de la torre, estaba destinada a ser utilizada cuatro veces (fig. 9).

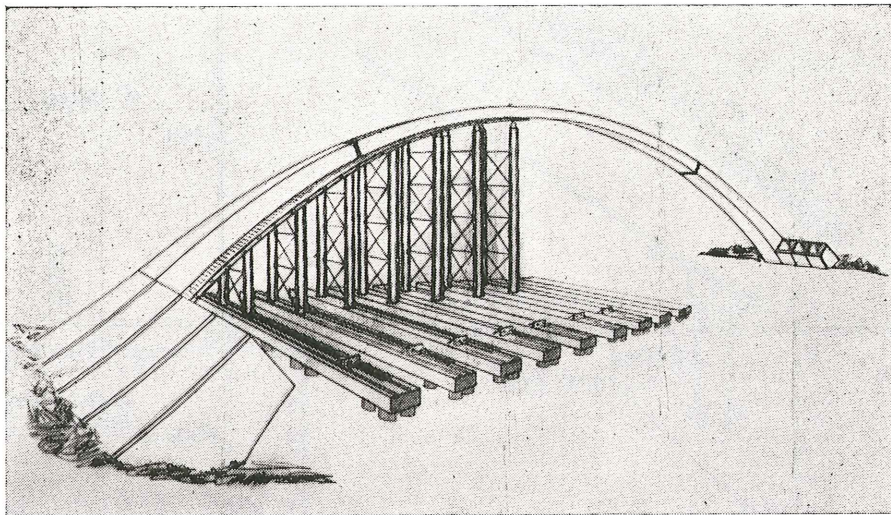


Fig. 9. — Una de las dos secciones móviles de la cimbra.

La cimbra era enteramente metálica; llevaba dos grandes perfiles en I de 90 cm continuos, arriostrados entre sí por numerosos perfiles transversales en I de 20×15 , con sus correspondientes cartelas. Los perfiles continuos fueron empotrados en los estribos por medio de barras pretensadas. Los extremos libres se apoyaban sobre la torre de forma que la dilatación térmica produjese solamente ligeros esfuerzos en los pilares, de los cuales sólo los más altos sufrían movimientos apreciables.

Los perfiles principales se dispusieron de modo que las dovelas prefabricadas de los arcos se pudiesen colocar directamente sobre las alas superiores de los mismos con ayuda de calzos de madera (fig.10).

En el lado Sur, los perfiles son soportados por 8 pares de pilares metálicos cilíndricos de ϕ 120 cm, realizados en chapa de 10 milímetros.

Los soportes metálicos están unidos entre sí por un arriostramiento clásico, formando pórticos rígidos transversalmente.

Para no entorpecer la navegación durante la construcción del puente, en el lado Norte se colocó un tramo de viga en celosía de 60 m.

Los pilares descansaban sobre una zapata provisional de hormigón armado que se apoyaba en dos pilotes metálicos igualmente provisionales, hincados en el fondo limoso y arenoso del río hasta alcanzar la roca, que se encuentra a 30 m de profundidad.

Para reducir al mínimo los tiempos entre uso y uso de la cimbra, se utilizó un ripado mediante gatos tipo "Lift Slab".

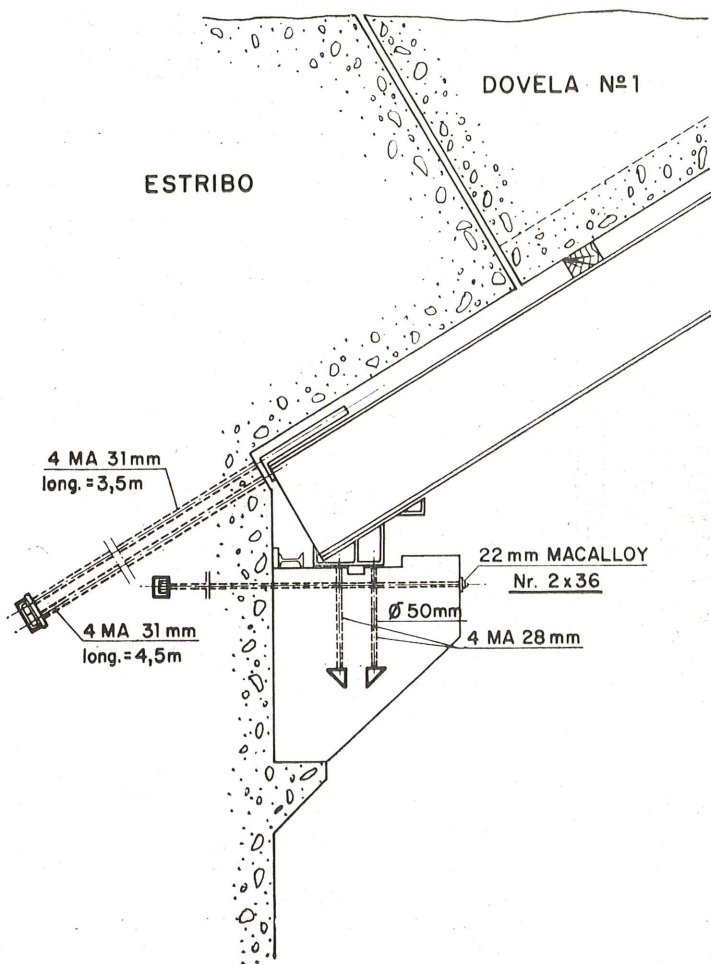


Fig. 10. — Empotramiento provisional de la cimbra en el estribo.

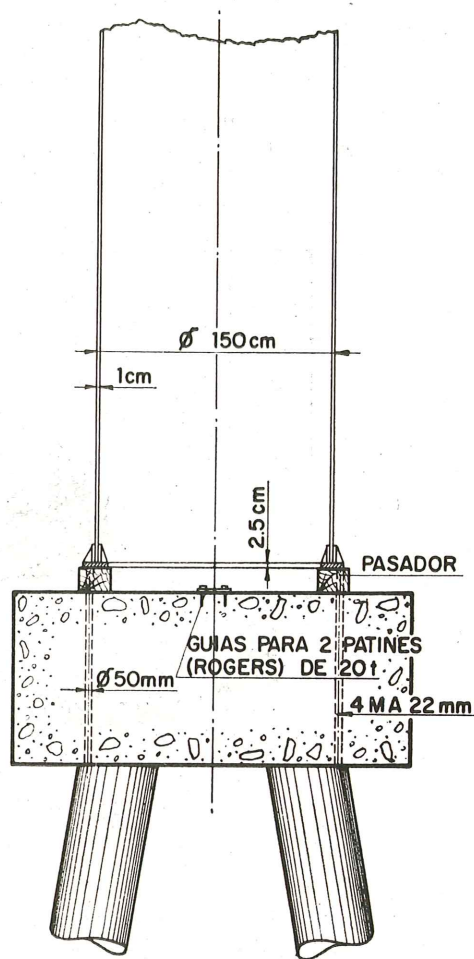


Fig. 11. — Un soporte tubular de la cimbra con su cimentación.

Durante el ripado, los pilares de la cimbra se desplazaban sobre carriles especiales, colocados sobre la solera provisional.

Con la ayuda de dos gatos hidráulicos ordinarios que se colocaban en huecos practicados al pie de los pilares, el anillo de calzos de madera se podía sustituir por patines. Se trataba de dos patines pequeños tipo "Rogers", de 20 t cada uno (fig. 11).

Una disposición análoga había sido prevista en las extremidades de los grandes perfiles, es decir, en los estribos y en la torre central (figs. 10, 12 y 13).

Fig. 12.—La cimbra durante la operación de ripado.

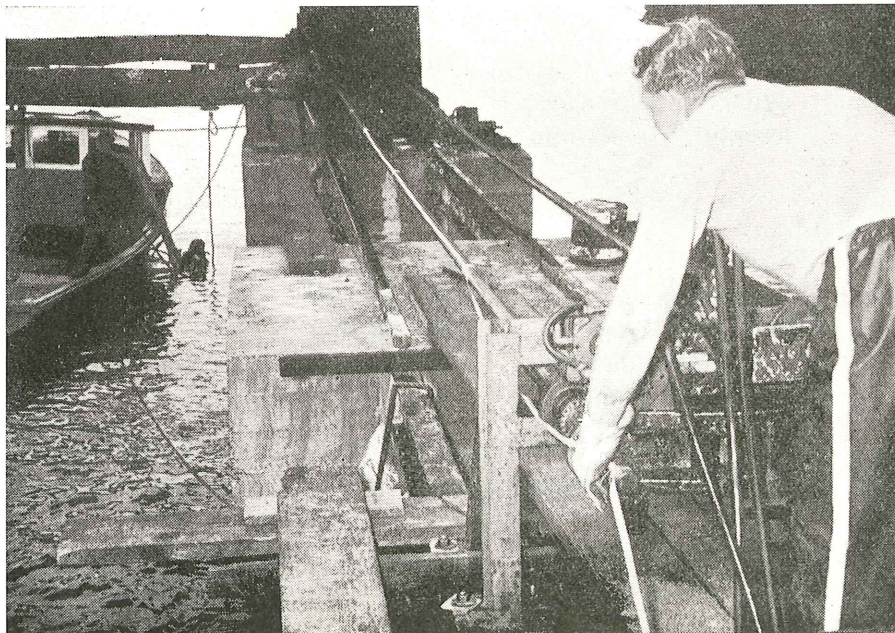
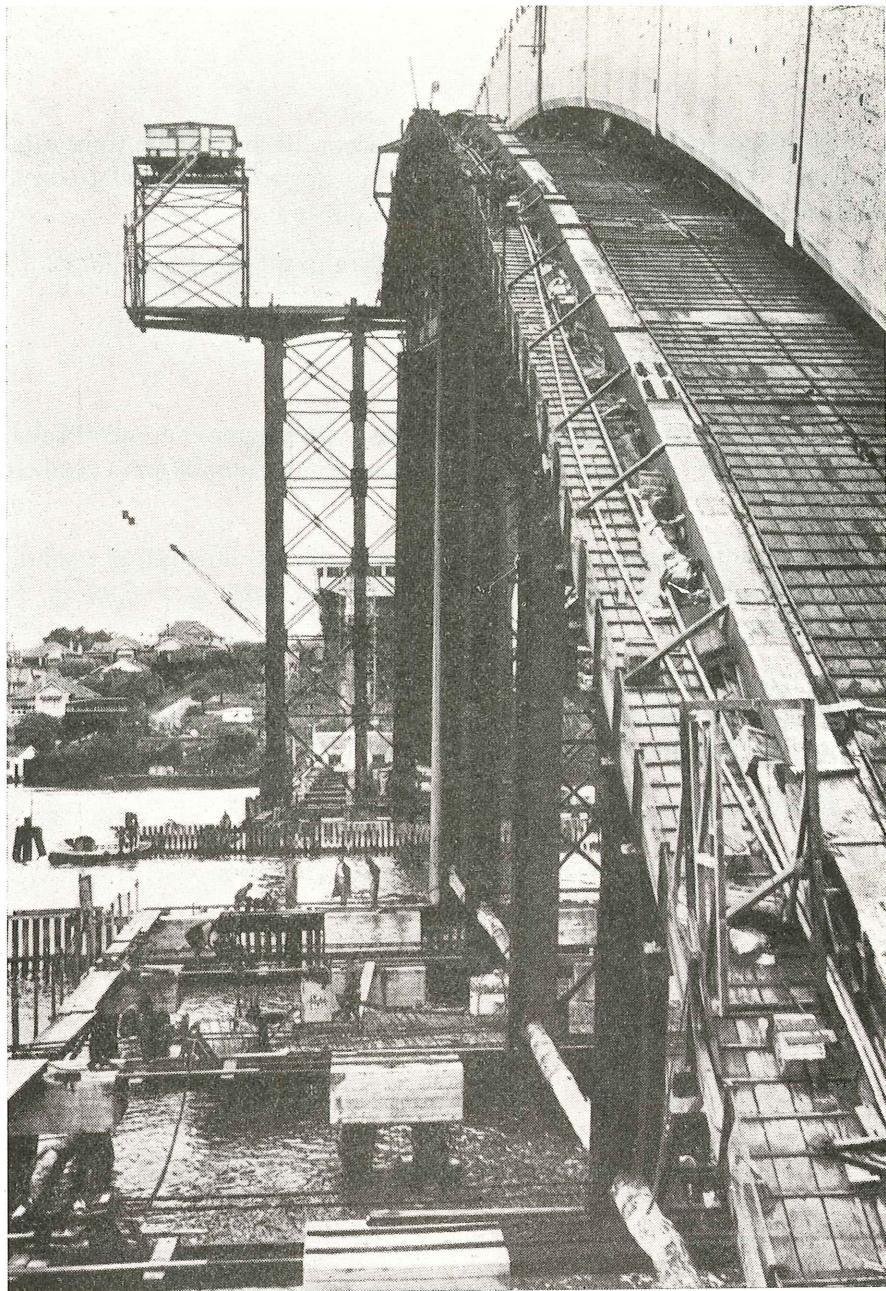


Fig. 13.—El gato de ripado tipo "Lift Slab".

El esfuerzo lateral necesario para hacer deslizar los patines estaba proporcionado por los gatos "Lift Slab" colocados en posición horizontal. Bastaba con apretar un botón para ripar al mismo tiempo la totalidad de la cimbra.

La operación completa de ripado duraba de dos a tres horas.

PREFABRICACION

El taller de prefabricación de dovelas y diafragmas se encontraba situado unos kilómetros agua abajo del puente y era suficientemente amplio para realizar el acopio de un arco completo.

Cada arco consta, aproximadamente, de 100 dovelas; el ancho de cada dovela es de 6 m, su longitud de 3 m y el canto varía entre 4,27 m y 6,90 m. Su peso medio es de 50 toneladas.

El taller, que se encontraba a cubierto, aseguró una fabricación rápida en las mejores condiciones de trabajo y permitió un control riguroso y fácil, tanto de las tolerancias geométricas de las dovelas como de la calidad del hormigón.

Estas tolerancias eran:

— En el molde: ± 3 mm excepto en el espesor	}	— 0
		+ 3
— En dovelas: ± 6 mm excepto en el espesor	}	— 0
		+ 6
— En el canto	}	+ 0
		— 12 mm
— Desviación sobre la vertical = 6 mm.		

Las especificaciones para la calidad del hormigón eran:

1.º Composición:

	}	40 mm: 1,75
áridos		20 mm: 0,75
		10 mm: 0,25
arena		1,00
cemento		1,00
agua/cemento		0,35
asiento: 40 mm + 6 mm.		

Resistencia:

a los 28 días	500	kp/cm ²
mínima aceptable	420	kp/cm ²
la media obtenida era de ...	520	kp/cm ²
con desviación standard de ...	35	kp/cm ²
coeficiente de variación	6,8	%

Por tanto, la calidad del hormigón era excelente.

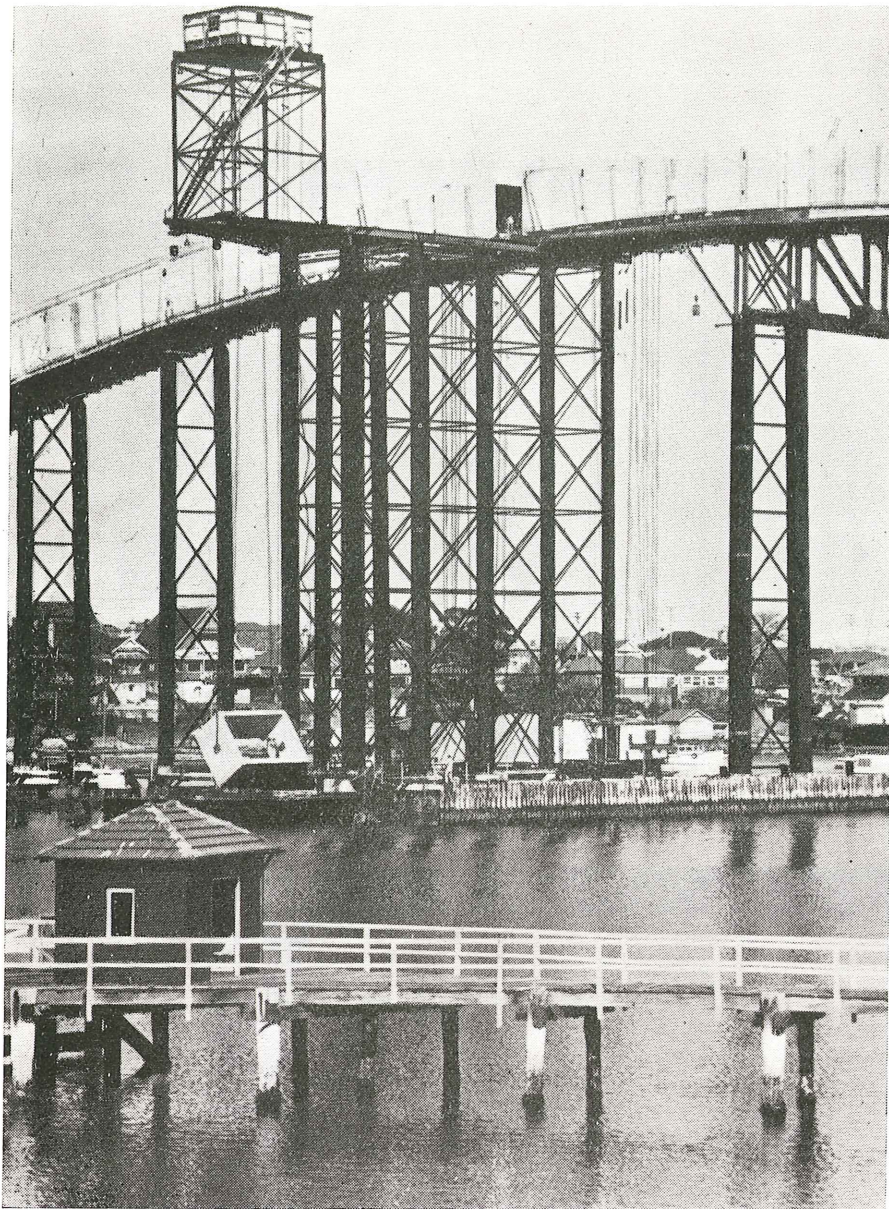


Fig. 14.—Elevación de una dovela.

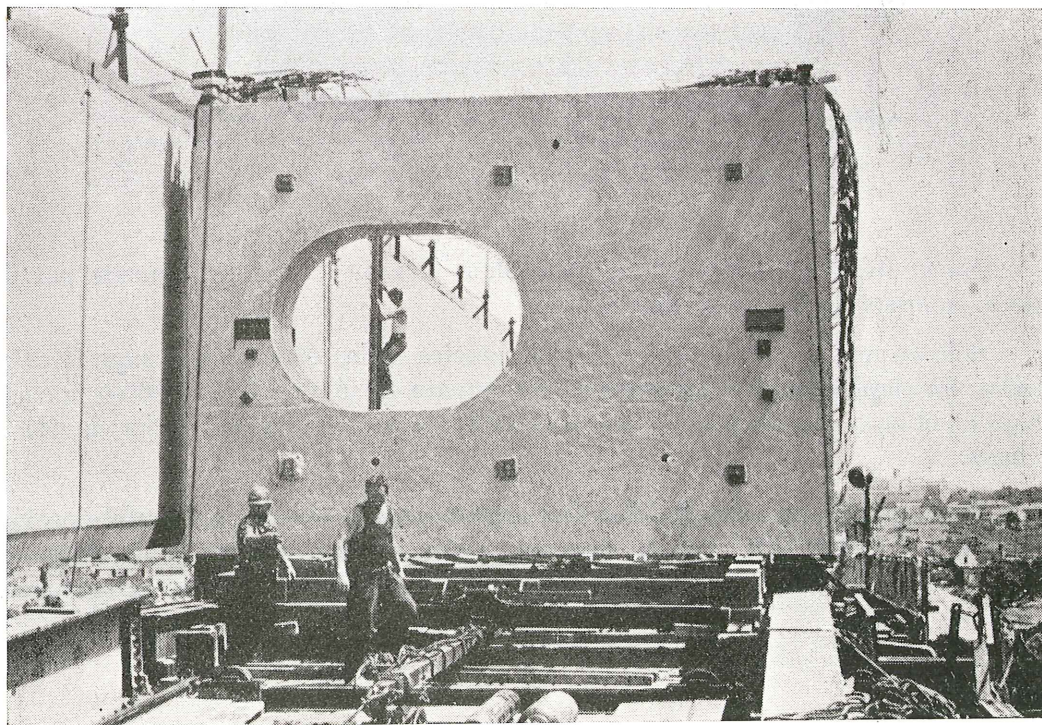
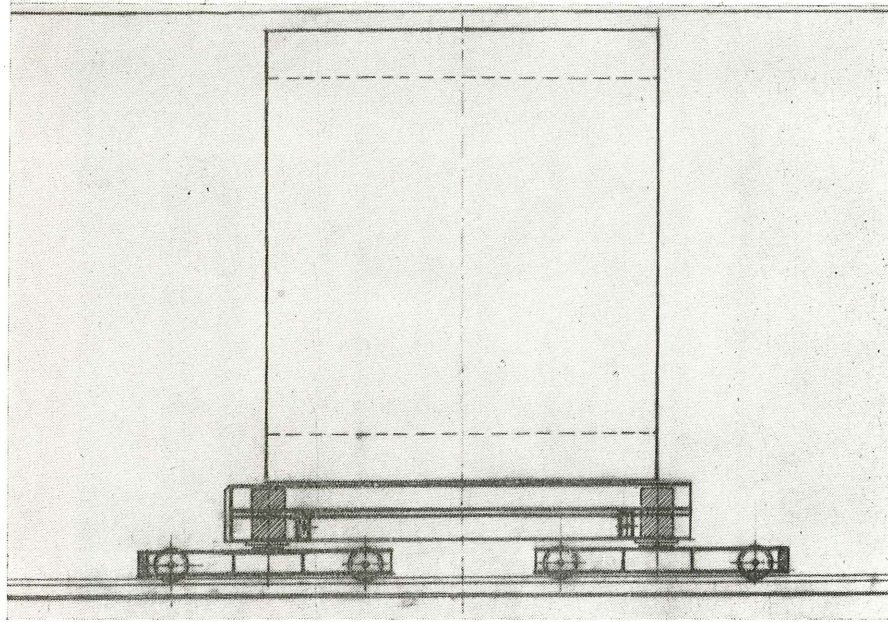
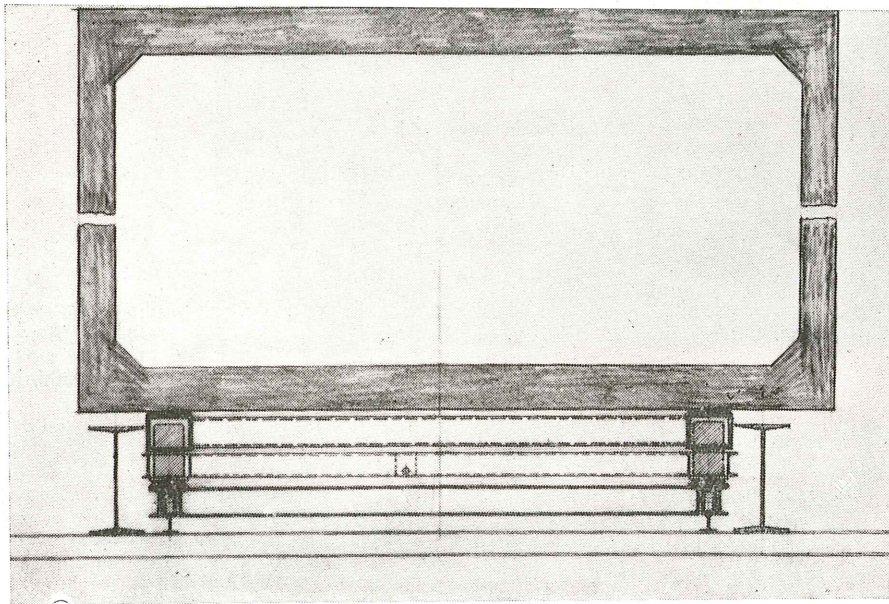


Fig. 15.—Desplazamiento de un diafragma sobre la cimbra.



Figs. 16, a y b. — Vagoneta de transporte de dovelas sobre la cimbra.



No se utilizaron aditivos y la vibración se llevaba a cabo únicamente por dos vibradores internos de 10 cm de diámetro.

Sólo en una dovela se apreciaron diferencias en las dimensiones, superiores a las toleradas. Su empleo hubiera significado un aumento de sólo un 2 por 100 en la carga de trabajo en el arco. No obstante, y por no establecer un precedente, dicha dovela fue desechada.

Por supuesto que tal decisión fue tomada por el D.M.R. La prefabricación es muy estimada por el D.M.R. que, en una obra clásica, habría podido venir obligado a hacer compromisos o a aceptar los hechos consumados. Pero en una obra de prefabricación, la

sustitución de una dovela puede efectuarse sin ningún retraso para el puente, es decir, sin molestias para el Director de Obra.

MONTAJE

Las dovelas se transportaban hasta la torre central por medio de chalanas; luego eran izadas mediante un elevador (fig. 14) y colocadas en una vagoneta sobre raíles que las conducía hasta la clave del arco en cuestión.

Una vez allí, se transbordaban a una segunda vagoneta, que bajaba las dovelas rodando sobre raíles colocados sobre las dos cimbras, a uno y otro lado de la torre central (figura 15).

Esta segunda vagoneta consta de tres bastidores superpuestos (figs. 16, *a* y 16, *b*). El bastidor inferior contiene los cojinetes de las ruedas. Entre éste y el bastidor intermedio se colocan unas charnelas que permiten a las ruedas seguir el cambio de radio de los raíles en el plano vertical.

El tercer bastidor se puede regular lateralmente mediante dos sistemas independientes de gatos de tornillo. Además, se puede regular verticalmente por medio de cuatro gatos hidráulicos. De esta forma, cada dovela se puede ajustar y colocar en su posición exacta.

Por otra parte, con unos calzos se aseguraba la distancia correcta entre dovelas, dejando juntas de unos 7 cm de espesor.

Una vez colocadas todas las dovelas y diafragmas de un arco, las juntas estaban listas para ser hormigonadas (fig. 17).

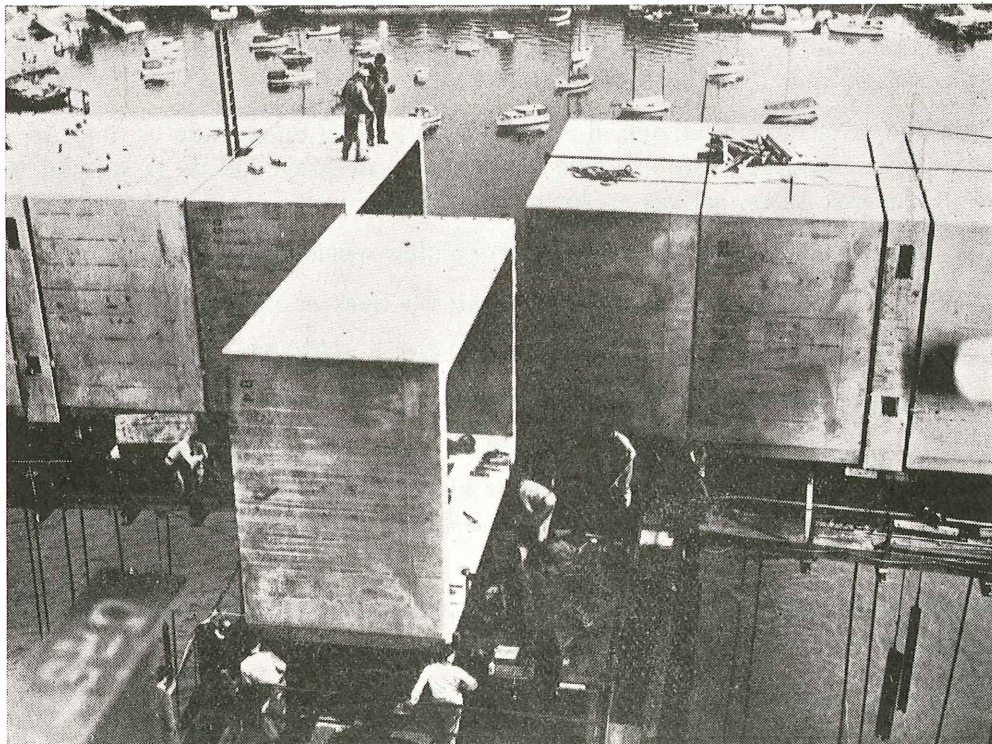


Fig. 17. — Dovela en la clave, colocada por una vagoneta que circula sobre la torre central.

Era evidente que el buen comportamiento del arco durante la operación de descimbrado dependía, fundamentalmente, de la geometría del arco construido y, por tanto, de la buena ejecución de las juntas. Había que tratar de evitar a toda costa que las juntas sufriesen deformaciones excesivas durante el endurecimiento del hormigón. Como dijimos anteriormente, los perfiles estaban empotrados en los estribos y, para evitar todo movimiento, las barras de empotramiento eran pretensadas, al igual que las barras que fijaban los pilares en la solera provisional.

Era preciso, sobre todo, impedir toda deformación de las juntas cercanas a los estribos.

De este modo, se llevaban todos los movimientos de dilatación inevitables hacia la clave, donde pequeñas irregularidades en el espesor de las juntas podían ser corregidas más fácilmente por los gatos planos durante el descimbramiento.

DESCIMBRAMIENTO

Cuando las juntas han endurecido se puede considerar que la construcción del arco ha terminado. Pero realmente no actúa como tal, ya que el cajón no trabaja como arco todavía. Su peso reposa sobre la cimbra.

Para hacerle trabajar a compresión y hacer que su peso se canalice por el trazado parabólico de su línea media, existen dos procedimientos: uno de ellos consiste en hacer descender los pilares, cosa que resulta difícil y peligrosa.

Lo lógico es hacer trabajar al arco en compresión cuando todavía reposa sobre la cimbra. Esto permite además, descubrir antes de que sea demasiado tarde, todas las irregularidades que pudiera haber, a medida que se va poniendo en carga.

El esfuerzo que es preciso introducir es igual al empuje debido a su peso propio y debe aplicarse en una o varias secciones del arco.

Si se elige un punto en el que el momento en el arco empotrado es nulo, se tiene la ventaja de poder introducir este esfuerzo en el centro de gravedad de la sección. Se decidió, pues, crear dos juntas activas en los cuartos de la luz.

El peso de la parte central del arco entre ambas secciones era de unos 3.000 Mp.

La inclinación de las tangentes en las juntas activas es aproximadamente de 1:4.

El empuje es, por tanto, del orden de $4 \times 1.500 = 6.000$ Mp.

Este esfuerzo corresponde a una tensión media de compresión de unos 80 kp/cm².

Como los gatos planos trabajan solamente a 150 kp/cm², es evidente que, visto el gran número necesario, no se podía emplear el método clásico en el que los gatos planos, después de su utilización, pueden sustituirse por calzos de hormigón dispuestos entre ellos.

Por otra parte, como los alargamientos de las paredes del cajón eran inadmisibles, fue preciso adoptar el método de gatos permanentes.

Disponíamos de:

- 32 gatos de ϕ 38 cm.
- 24 gatos de ϕ 30 cm.

Cada gato de ϕ 38 tiene una superficie útil de:

$$\frac{\pi}{4} \times 35,5^2 \times 0,91 = 985 \times 0,91 = 893 \text{ cm}^2$$

con lo que su esfuerzo nominal, con un recorrido de 25 mm, es de:

$$893 \times 150 = 134 \text{ Mp.}$$

Igualmente, el gato de ϕ 30 proporciona un esfuerzo de:

$$\frac{\pi}{4} \times 27,5^2 \times 0,87 \times 150 = 593 \times 0,87 \times 150 = 515 \times 150 = 77 \text{ Mp.}$$

El esfuerzo total de los 56 gatos es de:

$$32 \times 134 + 24 \times 77 = 6.150 \text{ Mp (con la presión nominal de } 150 \text{ kp/cm}^2\text{).}$$

Los cuatro grupos de regulación llevan 12 gatos de ϕ 30 cm, es decir, un esfuerzo nominal de $12 \times 77 = 920 \text{ Mp}$, o sea el 15 por 100 del esfuerzo total.

La superficie útil de un gato depende, entre otros factores, del recorrido que se le otorgue. Para los gatos en cuestión, un aumento del recorrido de 25 a 35 mm reduciría la superficie útil alrededor del 5 por 100.

Cuando este recorrido se aumenta hasta 35 mm, los 6.150 Mp con recorrido de 25 mm, quedan reducidos a $0,95 \times 6.150 = 5.850 \text{ Mp}$.

La reacción teórica se calculó para 5.800 Mp.

Sería necesario aumentar alrededor del 1 por 100 para tener en cuenta:

- a) Que la tolerancia en el espesor de los muros era siempre en más (+ 3 mm; — 0 mm), es decir, alrededor de 1,5 mm, en un espesor medio de 340 mm, lo que da un 0,5 por 100.
- b) Que la sobrecarga de ejecución (barras en espera, raíles, etc.), era de 20 kp/cm², lo que representa otro 0,5 por 100.

De este modo, encontramos que el esfuerzo total de los 56 gatos planos de 150 kp/cm² correspondía exactamente a la reacción de las juntas activas.

Pero era necesario tener en cuenta todavía el hecho de que los 12 gatos de regulación podrían estar a una presión media de 75 kp/cm². Para compensar esto, fue necesario aumentar la presión en los gatos principales en un 7,5 por 100, con lo cual se obtuvo una presión de $1.075 \times 150 = 160 \text{ kp/cm}^2$.

Era preciso aún prever el caso de que se produjesen pérdidas en un gato.

Los gatos principales están unidos al distribuidor de presión por grupos de cuatro gatos.

Los cuatro gatos de un grupo se colocaron siempre simétricamente alrededor del centro de gravedad del conjunto, para evitar la excentricidad de la reacción en caso de que fuera necesario poner fuera de servicio un grupo.

Caso de producirse una fuga, habría sido necesario suprimir provisionalmente la presión en el grupo correspondiente, a fin de poder efectuar las reparaciones necesarias. Para ello habría que cerrar un conducto, lo cual habría aislado un grupo de cuatro gatos.

La supresión de estos gatos produciría un aumento de alrededor del 10 por 100 de la presión en los restantes, es decir, los 160 kp/cm² se convertirían en 176 kp/cm² con un recorrido de 35 mm.

La misma operación, con un recorrido de 25 mm, habría originado una presión de $150 \times 0,95 \times 1,075 \times 1,10 = 168$ kp/cm².

Las recomendaciones de la Stup permiten, en caso de necesidad, aumentar la presión hasta 170 kp/cm².

Pero no hay que olvidar que no se pueden aumentar la presión y el recorrido simultáneamente sin disminuir el margen de seguridad frente al estallido de los gatos, ya que la tensión directa en su chapa de 2 mm es proporcional a la presión y al recorrido asignado al gato.

Por esta razón, el recorrido máximo en el momento en que el arco está totalmente libre de su cimbra se limitó a 25 mm, mientras que, para la fase inicial de descimbramiento, se habían establecido 35 y 32 mm como recorrido máximo de la primera y segunda capa, respectivamente.

Para poder determinar el número de capas necesarias que había que colocar en las dos juntas activas era preciso calcular las deformaciones que había de sufrir el arco.

Había que tener en cuenta, en primer lugar, la retracción experimentada después del hormigonado de las juntas.

El acortamiento unitario total de los cajones era del orden de 150×10^{-6} , lo cual supondría unos 50 mm en la longitud total del arco.

Pero como, gracias a la prefabricación, no quedaban por compensar, como máximo, más que 15 mm de retracción se evitaba así utilizar una capa más de gatos planos.

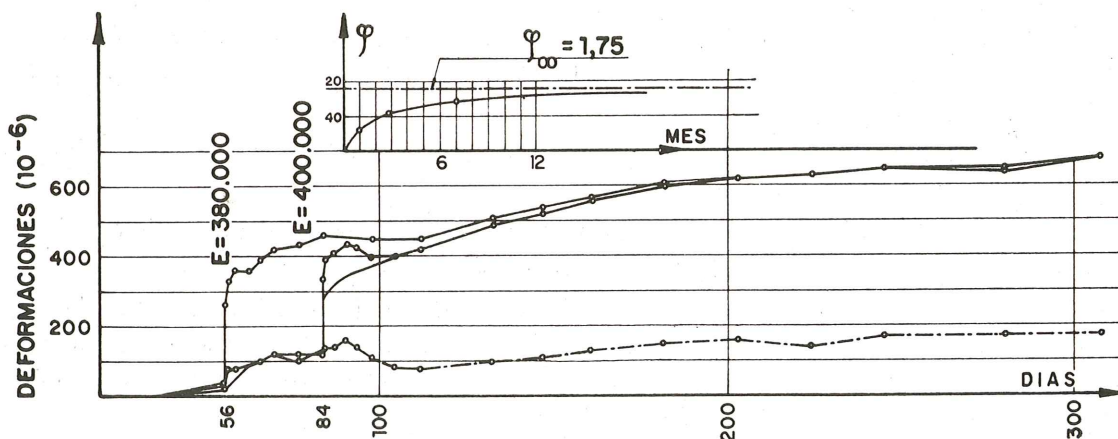


Fig. 18.— Ensayos de deformación del hormigón en el laboratorio del director de obra: Curva inferior, retracción. Curva media, retracción más acortamiento por fluencia, para dos muestras cargadas axialmente a la edad de cincuenta y seis y ochenta y cuatro días. Curva superior, coeficiente de fluencia.

Después se calculó la deformación elástica, eligiendo como módulo instantáneo 380.000 kp/cm². Resultó un acortamiento de 66 mm que, unido a la retracción, da un total de 81 mm; es decir, 41 mm por junta. Además se ha querido compensar también el acortamiento producido por la fluencia que sufriría el arco bajo su peso propio.

En los ensayos realizados por el D.M.R. (fig. 18) se comprobó que el coeficiente de fluencia era del orden de 1,5 a 1,75.

El acortamiento correspondiente a 1,75 es de 116 mm, es decir, 58 mm por junta. Esto hizo prever un recorrido total de 100 mm por junta. Para responder a esta previsión se instalaron cuatro capas de gatos planos:

1. ^a capa	35 mm
2. ^a capa	32 mm
3. ^a capa	25 mm
4. ^a capa	25 mm

Total 117 mm máx.

Pero la práctica vino a demostrar que esta previsión fue ligeramente pesimista. Los cuatro arcos han necesitado los recorridos siguientes:

Arco A	89 mm
Arco B	94 mm
Arco C	92 mm
Arco D	81 mm

Por consiguiente, tres capas de gatos habrían sido suficientes. Queda una capa no hinchada en reserva, disponible por si es necesaria algún día (figs. 19 a 22).

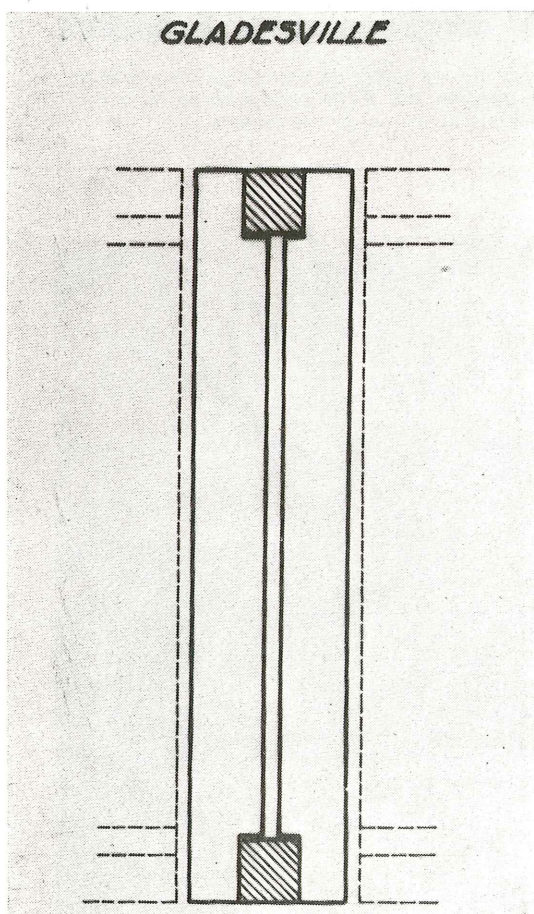


Fig. 19.—Una de las dos juntas activas. Cuatro capas de gatos planos colocados entre dos medios diafragmas.

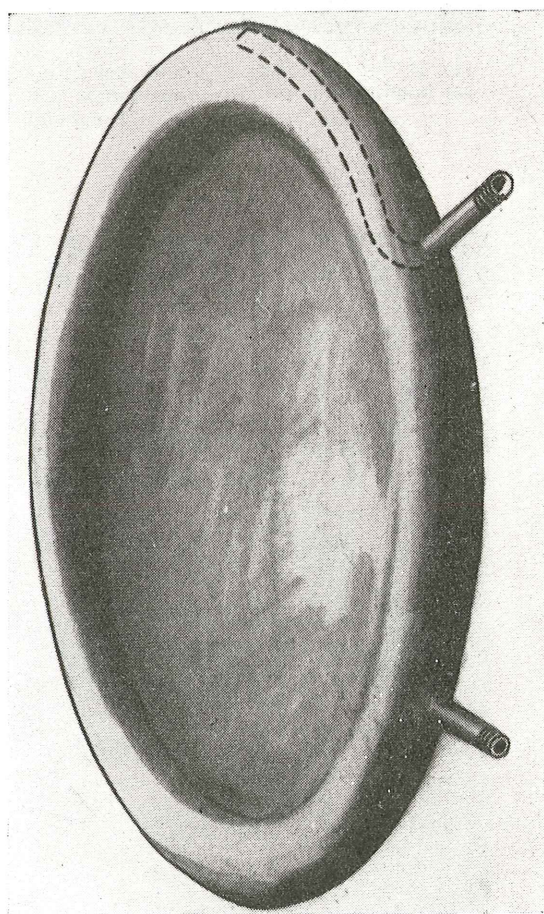


Fig. 20.—Gato plano del tipo utilizado en las paredes verticales. (Obsérvese la entrada para la inyección situada abajo y el tubo de salida del aire en la parte de arriba.)

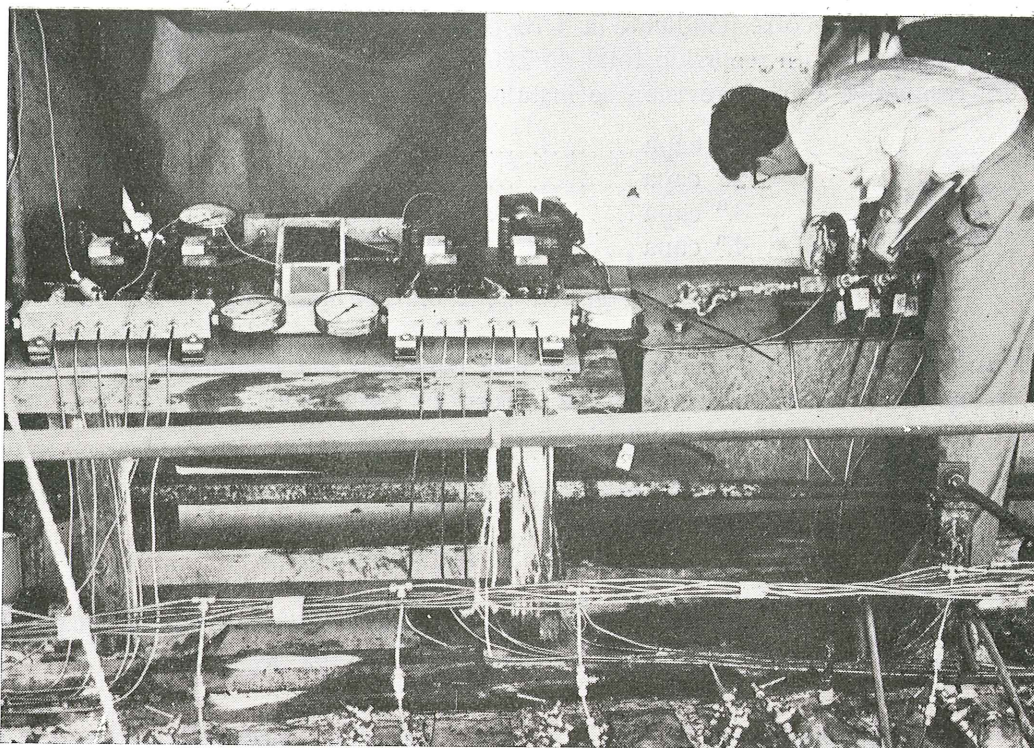


Fig. 21. — Una de las dos centrales de puesta en carga de los gatos de una junta. Se observan las bombas, manómetros, reguladores automáticos de presión, etc. En la parte inferior de la foto se encuentra la capa superior de los gatos con los tubos de enlace.

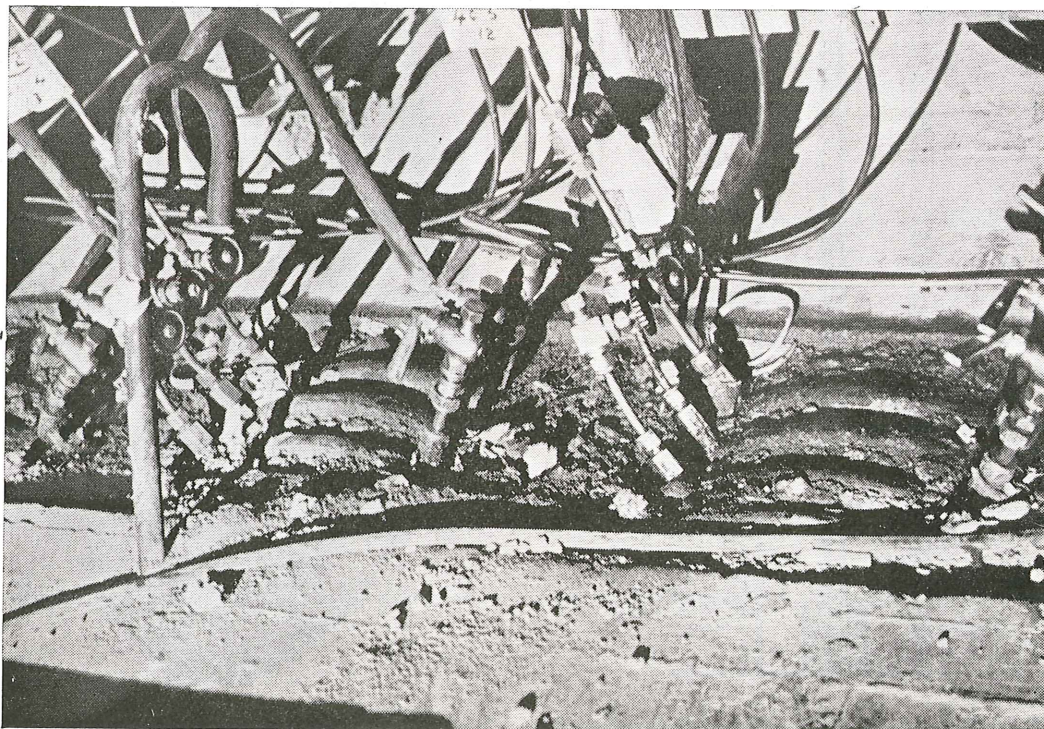


Fig. 22. — Detalle de los gatos situados en el hormigón.

A medida que las juntas se abren, el empuje del arco aumenta.

En principio se sabía que la relación entre recorrido y presión debía estar representada por una línea ascendente continua según el módulo elástico del arco. Finalmente, cuando se alcanza el empuje deseado, el recorrido continúa sin aumento apreciable de la presión (fig. 23).

En realidad, la relación entre recorrido y presión es un fenómeno más complejo, ya que se ve afectada por la elasticidad de la cimbra, el rozamiento entre dovelas y cimbra

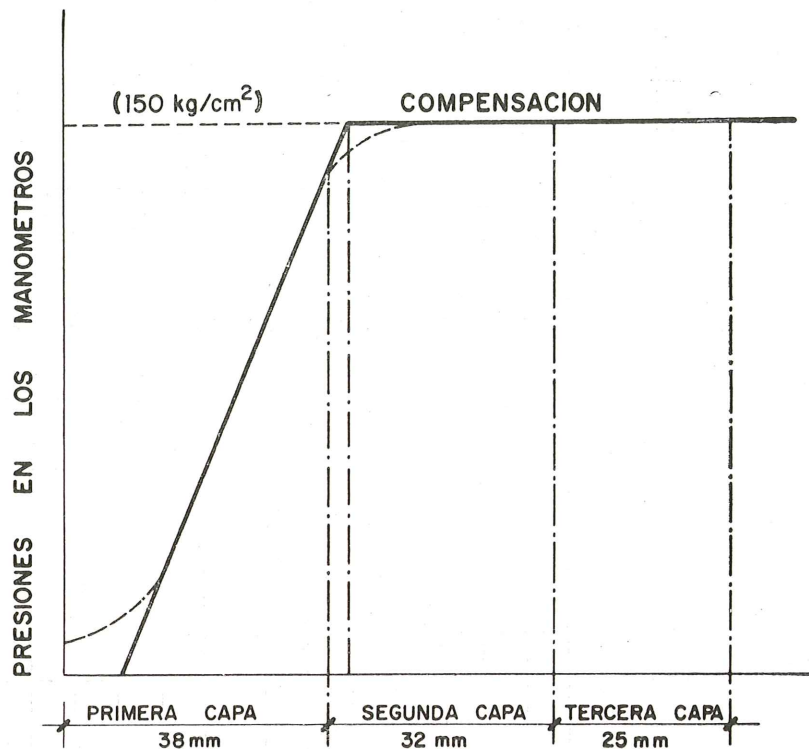


Fig. 23. — Recorrido teórico de los gatos (apertura de la junta) en función de la presión del aceite.

y, sobre todo, por las variaciones horarias de temperatura y la fluencia del hormigón (figura 24).

Durante el inflado de la segunda capa se pudieron suprimir los calzos existentes entre los grandes perfiles y las dovelas.

A partir de este instante se pudo observar que el arco se elevaba proporcionalmente al recorrido. En las juntas, esta elevación era del mismo orden que el recorrido total y, en la clave, dos veces mayor.

Por cada centímetro de apertura en la junta, la clave se elevaba 4 cm (fig. 25).

GATOS DE REGULACION

La variación máxima de los movimientos laterales (cota de alerta) estaba limitada a 4 cm. Es evidente que la construcción del arco no habría podido llevarse a cabo sin los gatos planos, ya que, en caso contrario, el conjunto hubiera pandeado.

Cuatro centímetros de desviación no es mucho para un arco de 6 m de ancho y

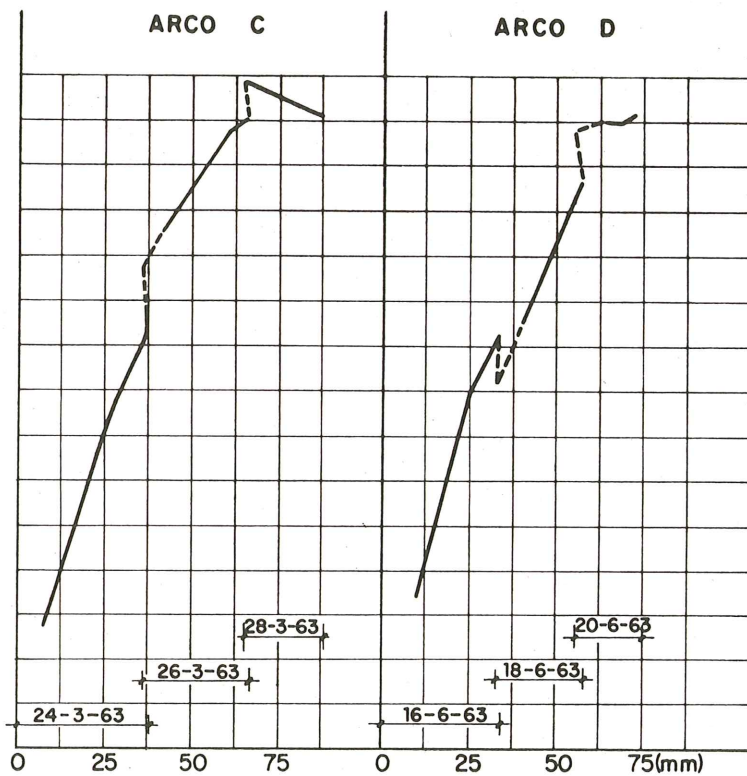
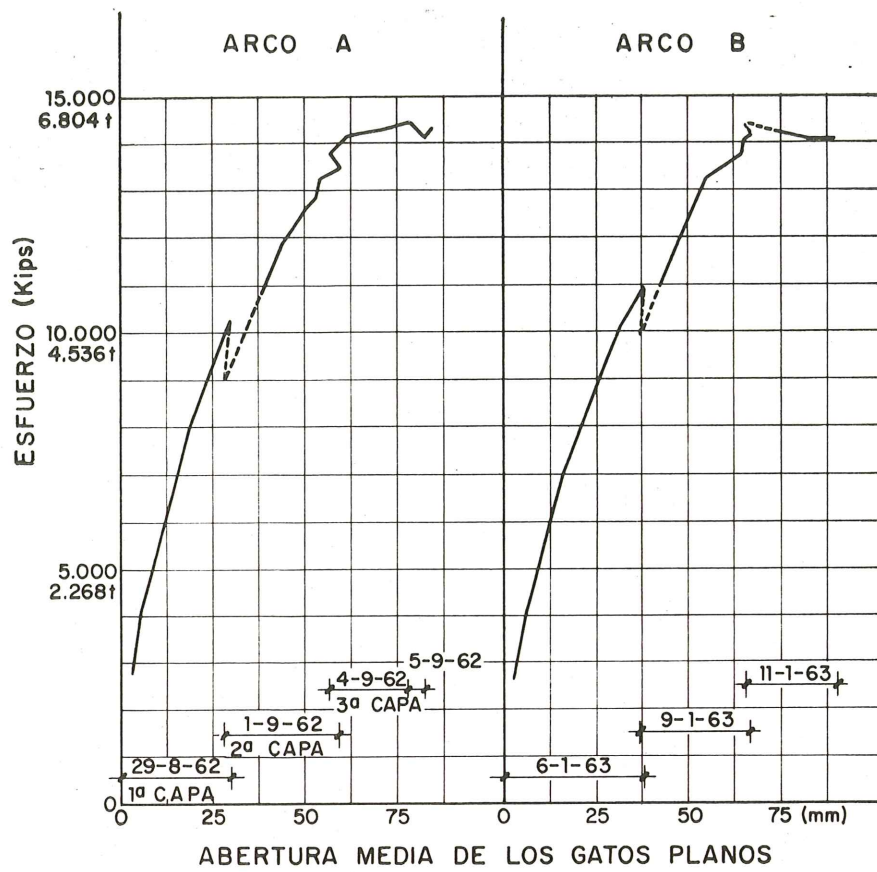


Fig. 24.—Curvas reales obtenidas durante las cuatro operaciones de descimbramiento.

305 m de luz. Es necesario, además, tener en cuenta que el arco está sometido a efectos de variación de temperatura y al efecto del viento.

Freyssinet había indicado el método a seguir: dividía el conjunto de 56 gatos en un grupo central de gatos principales y cuatro grupos periféricos.

Cada uno de estos cuatro grupos de regulación estaba alimentado por una bomba de presión independiente.

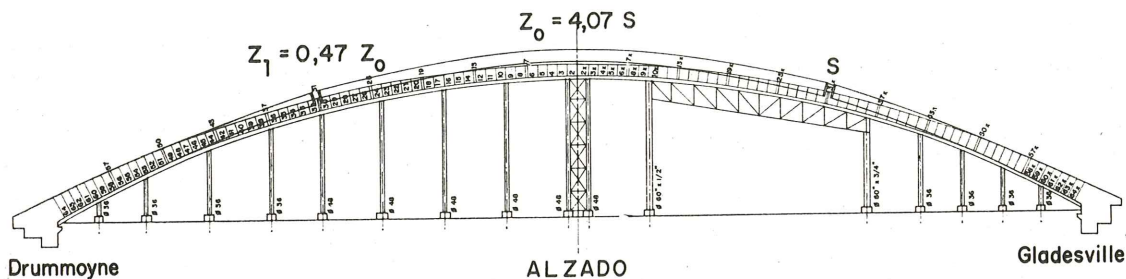


Fig. 25. — Alzado esquemático de un arco descimbrado. Siendo la abertura de cada junta activa de "S" cm., el desplazamiento vertical resultante será de $Z_0 = 4,07 S$ en la clave y de $Z_1 = Z_2 = 0,47 Z_0$ en las juntas activas.

Actuando sobre uno o varios de los cuatro grupos se puede hacer girar el arco a voluntad, tanto en el plano horizontal como en el vertical.

Al haberse fijado la presión máxima de los gatos en 170 kp/cm^2 , la presión inicial aplicada a los de regulación fue de 85 kp/cm^2 .

Después se va aumentando la presión de los gatos centrales del grupo principal.

A medida que el arco se va liberando de la cimbra es posible que muestre una tendencia a desplazarse de su posición correcta. Se trata ahora de corregir tales movimientos.

Así, por ejemplo, si se aumenta la presión de los dos grupos de la parte superior de 85 kp/cm^2 hasta 170 kp/cm^2 , reduciéndose al mismo tiempo la presión de los dos grupos de la parte inferior de 85 kp/cm^2 a cero, la junta se desplazará lateralmente en $y_1 = y_2 = 40 \text{ mm}$ (fig. 26).

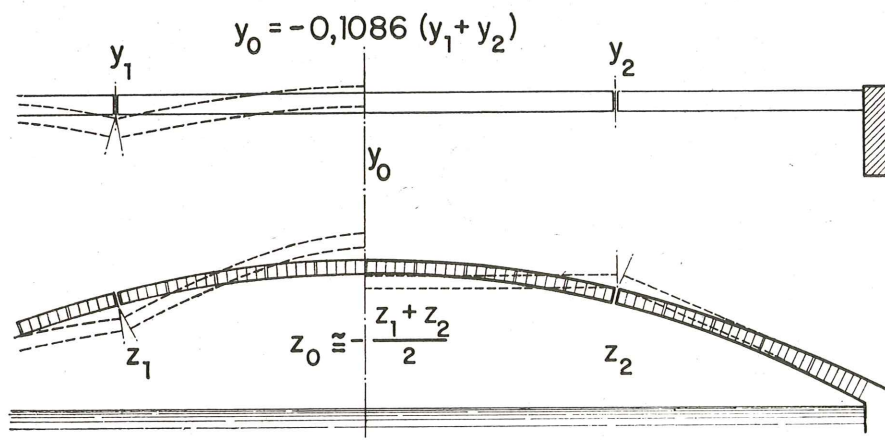


Fig. 26. — Desplazamiento de la clave del arco en función de los desplazamientos impuestos a las juntas activas: a) Los desplazamientos horizontales y_1 e y_2 en las juntas producen en clave un desplazamiento $y_0 = -0,1086 (y_1 + y_2)$. b) Los desplazamientos verticales z_1 y z_2 en las juntas producen en clave un desplazamiento $z_0 = -1/2 (z_1 + z_2)$.

Los desplazamientos horizontales de la clave se pueden calcular a partir de la fórmula $y_0 = -0,1086 (y_1 + y_2)$, donde y_1 e y_2 son los desplazamientos de las dos juntas activas.

En caso de que $y_1 = y_2$, la fórmula es $y_0 = -0,22 y_1$. Es decir, si en las dos juntas se crea un desplazamiento hacia arriba de 10 mm, la clave se desplazará — 2,2 mm hacia abajo.

Se estableció un programa de medidas muy preciso.

Unos taquímetros situados en las dos orillas aseguraban la lectura de los movimientos horizontales y verticales de los principales puntos del arco, con precisión de 1 mm; se colocaron, asimismo, varios niveles electrónicos para medir las variaciones de los ángulos con una precisión de 2×10^{-5} radianes.

En las cuatro esquinas de las juntas activas se fijaron comparadores que aseguraban la lectura de los recorridos con una precisión de $\frac{1}{40}$ mm (fig. 27).

Se instalaron pares termoelectrónicos en el interior del hormigón.

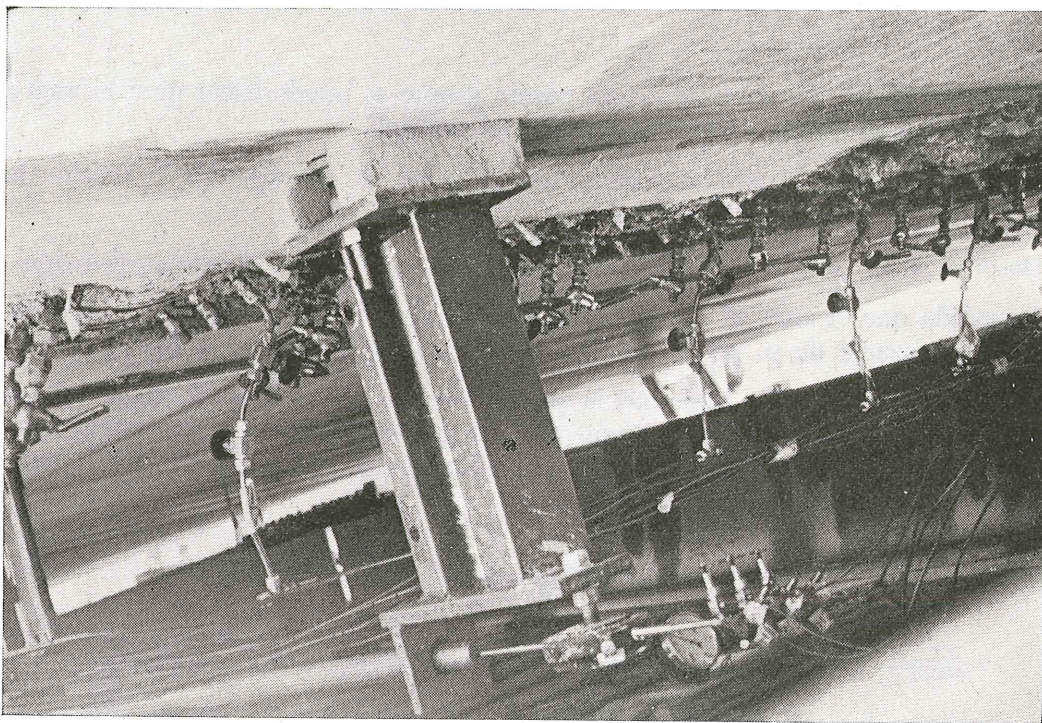


Fig. 27.— Junta activa vista por debajo, con vástagos y comparadores para la medida de la abertura de la junta.

Por último, se instalaron manómetros en todos los conductos de las instalaciones a presión de los gatos planos.

Todas las lecturas se efectuaban para cada aumento del recorrido de 2,5 mm y se transmitían por teléfono a la oficina situada en la clave del arco.

Se prepararon ábacos para poder fijar, en un plazo breve, las presiones necesarias en los 10 grupos de gatos.

CROWN : - - - - -
 DRUMMOYNE Riñones : ·····
 GLADESVILLE " : ———

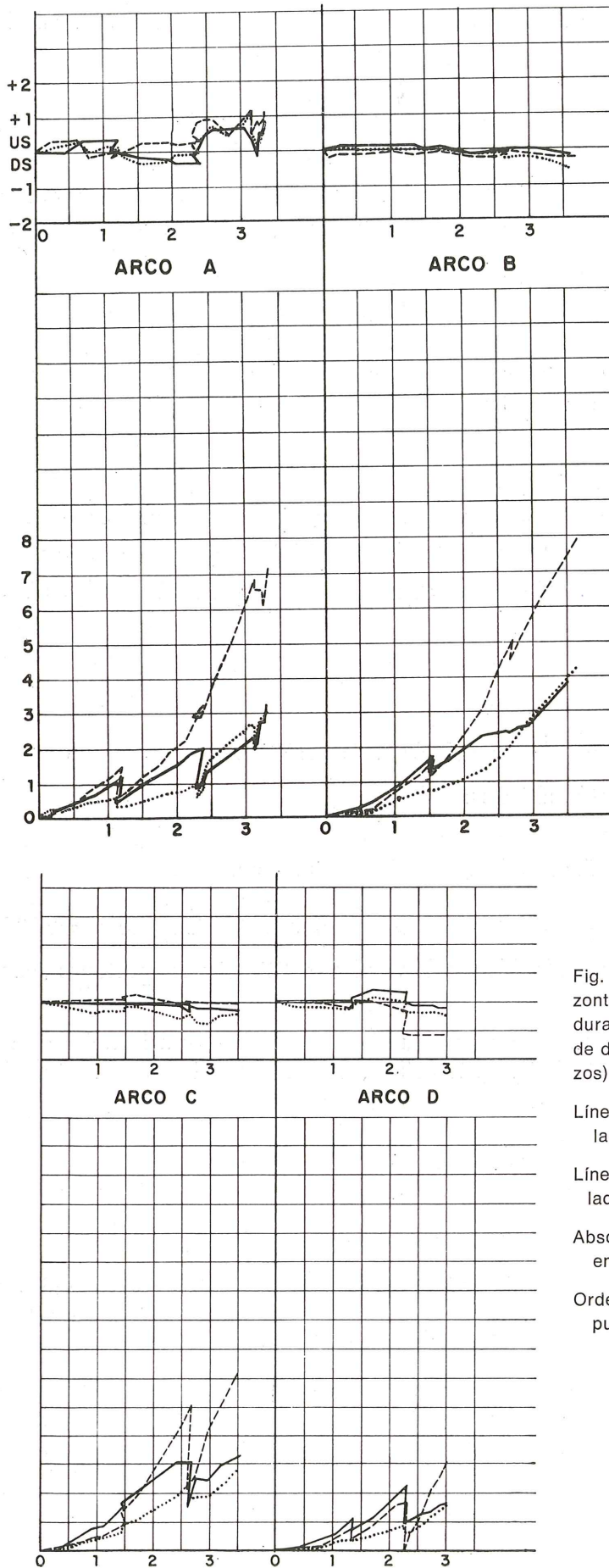


Fig. 28. — Desplazamientos horizontales y verticales obtenidos durante las cuatro operaciones de descimbramiento (línea de trazos) en la clave:

Línea de puntos: en la junta del lado Drummoyne.

Línea continua: en la junta del lado de Gladesville.

Abscisas: abertura de las juntas en pulgadas.

Ordenadas: desplazamiento en pulgadas.

En la oficina situada en la clave del arco se iban dibujando los diagramas de la figura 28, a medida que llegaban las correspondientes lecturas.

VIENTO

Cuando el primer arco estaba solo y antes de su enlace con la torre central, un viento de 110 km/h (62 kp/m²) habría podido producir las siguientes deformaciones horizontales:

	Δy_5 (mm)	y_6 (mm)
Gatos abiertos . . .	28	37
Gatos cerrados . .	25	43

TORSION

Como ejemplo se puede señalar que a una rotación del eje longitudinal en la clave de $\Delta \gamma_5 = 2 \times 10^{-3}$ rad., corresponde una tensión tangencial de $\tau = 8,5$ kp/cm². Combinada con la compresión normal de 80 kp/cm², la tracción principal será $f = \frac{\tau^2}{\sigma} = 1$ kp/cm².

TEMPERATURA

Supongamos un gradiente horizontal de $\Delta T = \pm 5^\circ$ C.

1.º Cuando los gatos están abiertos:
el arco se deforma sin esfuerzos,

$$\Delta y_5 = 5 \text{ cm}; \quad \Delta S = \pm 8 \text{ mm.}$$

Si se quisiese corregir estas deformaciones, resultarían tensiones de $\sigma = \pm 20$ kp/cm².

Esto demuestra que es preferible establecer las rectificaciones oportunas cuando ΔT es pequeño.

2.º Cuando los gatos están cerrados, el gradiente de temperatura introduce un giro en el arco tal que $\Delta \gamma_0 = 2,2 \times 10^{-3}$ y la tracción principal es del orden de 1 kp/cm², es decir, despreciable.

INYECCION DE LOS GATOS

La puesta en presión de los gatos se realizó utilizando aceite.

Una vez obtenido el recorrido deseado y terminado el reglaje, se cerraban los dos conductos de cada uno de los 56 gatos de la capa en cuestión y se retiraban las tuberías. Inmediatamente después se procedía a la sustitución del aceite por mortero de cemento.

Los gatos se iban vaciando uno a uno, después se llenaban de cemento y, finalmente, se restablecía la presión inicial con ayuda de una bomba de aceite. La relación agua/cemento del mortero era de 0,4.

Antes de proceder al inflado de la capa siguiente, se dejaba pasar el tiempo necesario para que fraguase el mortero.

UNION ENTRE LOS CUATRO ARCOS

El descimbramiento de los cuatro arcos se terminó en las fechas siguientes:

Arco A	16-9-62
Arco B	11-1-63
Arco C	28-3-63
Arco D	22-6-63

(fig. 29).

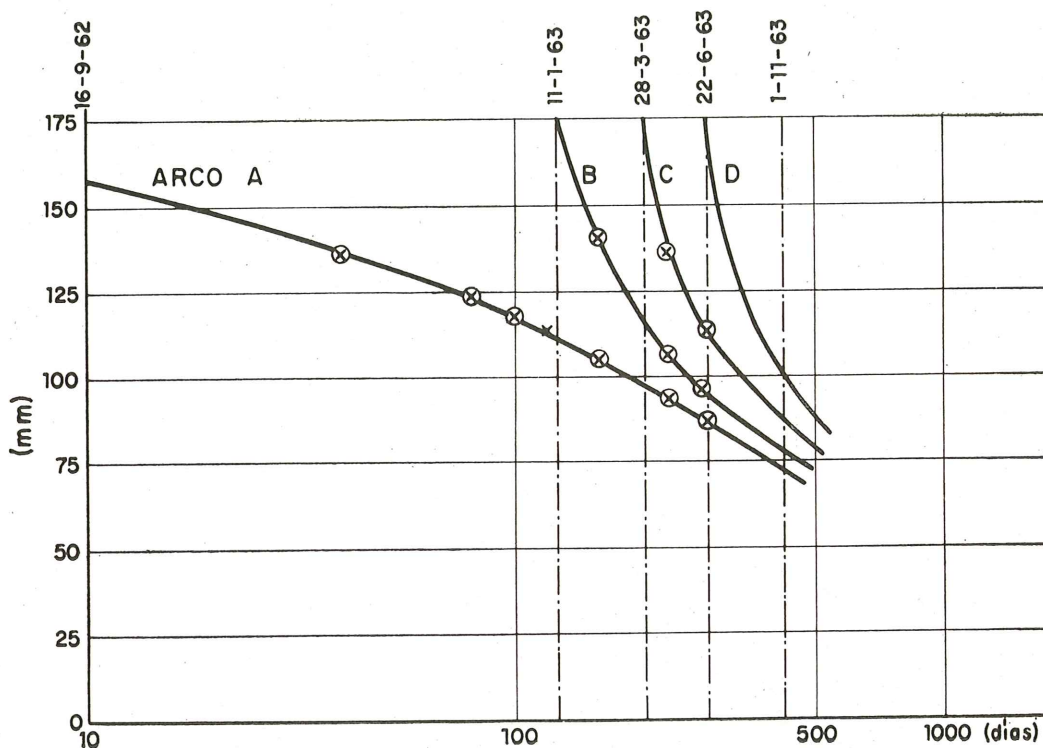


Fig. 29.—Variación con el tiempo del nivel de la clave de los cuatro arcos. El nivel se da en milímetros con relación al nivel teórico (0). El tiempo se da en escala logarítmica. La curva "D" se ha trazado por analogía con las otras. Este diagrama permite prever el momento en el cual la diferencia de nivel entre el arco A y el arco D será inferior a 25 mm., momento en el que se puede proceder a la solidarización transversal del puente por pretensado de los diafragmas.

Al día siguiente del descimbramiento del último arco, los niveles de los cuatro arcos, por encima de su posición teórica, eran los siguientes:

Arco A	87 mm
Arco B	97 mm
Arco C	115 mm
Arco D	153 mm

es decir, que la diferencia de nivel entre los dos arcos extremos era de 70 mm. Evidentemente, no se podía esperar indefinidamente para realizar la unión, ya que ésta era im-

prescindible para continuar los trabajos. Pero la diferencia de altura entre los arcos no debía exceder de ± 12 mm, a partir de la media, por varias razones:

En primer lugar, una separación excesiva podía provocar esfuerzos muy desfavorables.

Por otra parte, era preciso poder ensartar los cables de los diafragmas.

Por último, existían razones de índole estética.

Las extrapolaciones de las curvas de deformación obtenidas al reunir las lecturas realizadas en los cuatro arcos, durante el período de 16-9-62 a 22-6-63, indicaban que las diferencias entre los niveles alcanzarían límites aceptables hacia primeros de noviembre de 1963.

Así ocurrió y no fue necesario utilizar los métodos que se habían previsto para alinear los cuatro arcos con cargas provisionales.

La unión entre los cuatro arcos se efectuó en el momento en que la diferencia de nivel entre el arco A y el D era del orden de 25 mm; ello significaba necesariamente sobrecargar el arco A.

El nivel definitivo de este arco se estableció a unos 12 mm por debajo del que habría alcanzado por sí solo pero el único efecto que este rebajamiento producía era el de aumentar el esfuerzo de compresión en el arco A en unos 3 kp/cm² (y, naturalmente, crear una descarga análoga en el arco D).

El efecto ejercido sobre los diafragmas es también despreciable.

SUPERESTRUCTURA

La compresión en el arco, debida a su peso propio, es del orden de 80 kp/cm².

El peso de la superestructura la aumenta en 30 kp/cm²

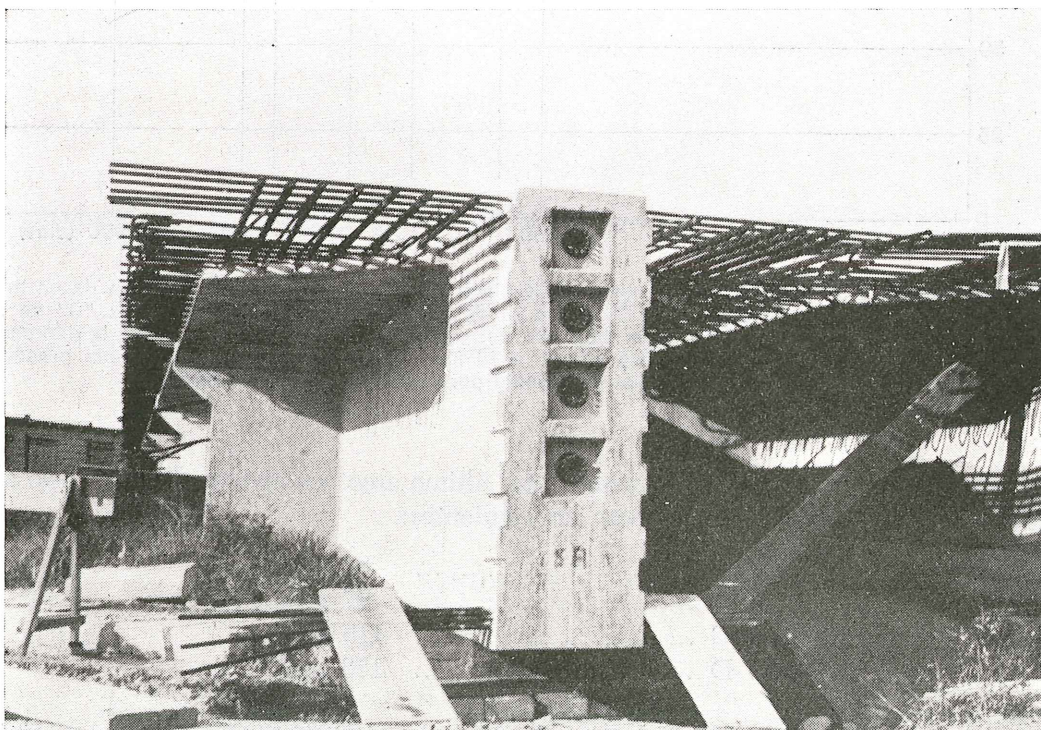


Fig. 30. — Viga prefabricada del tablero.

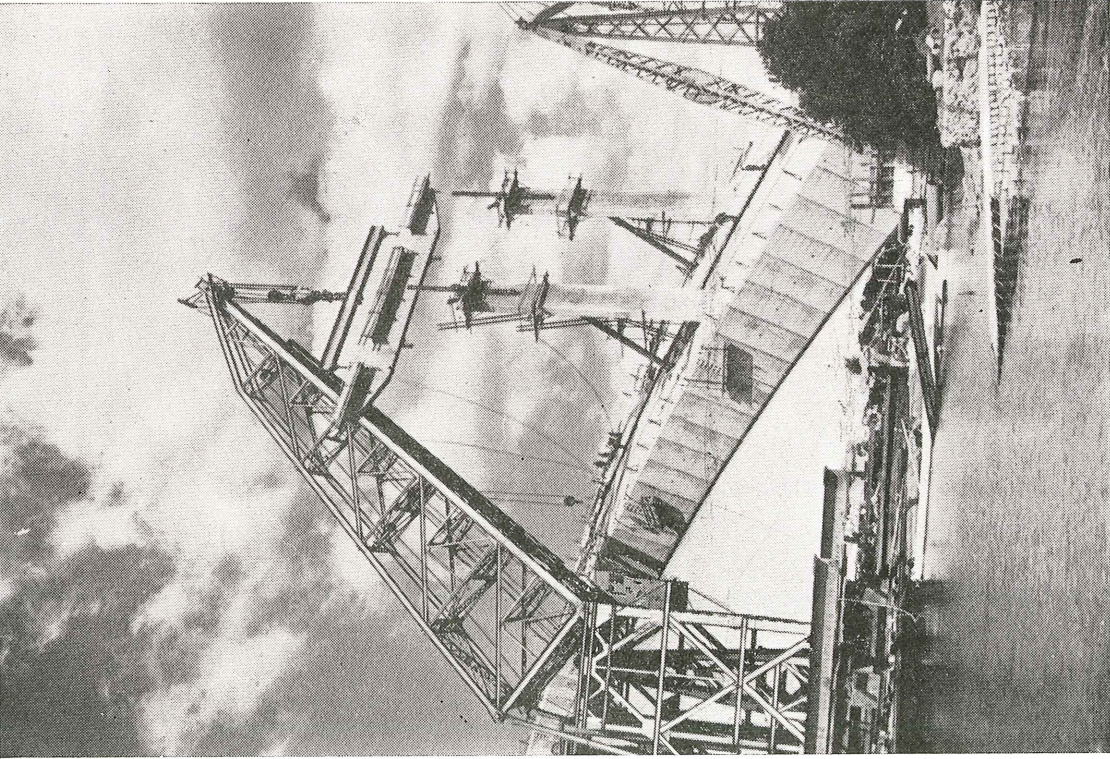


Fig. 31. — Montaje del cabezal de una pareja de soportes.

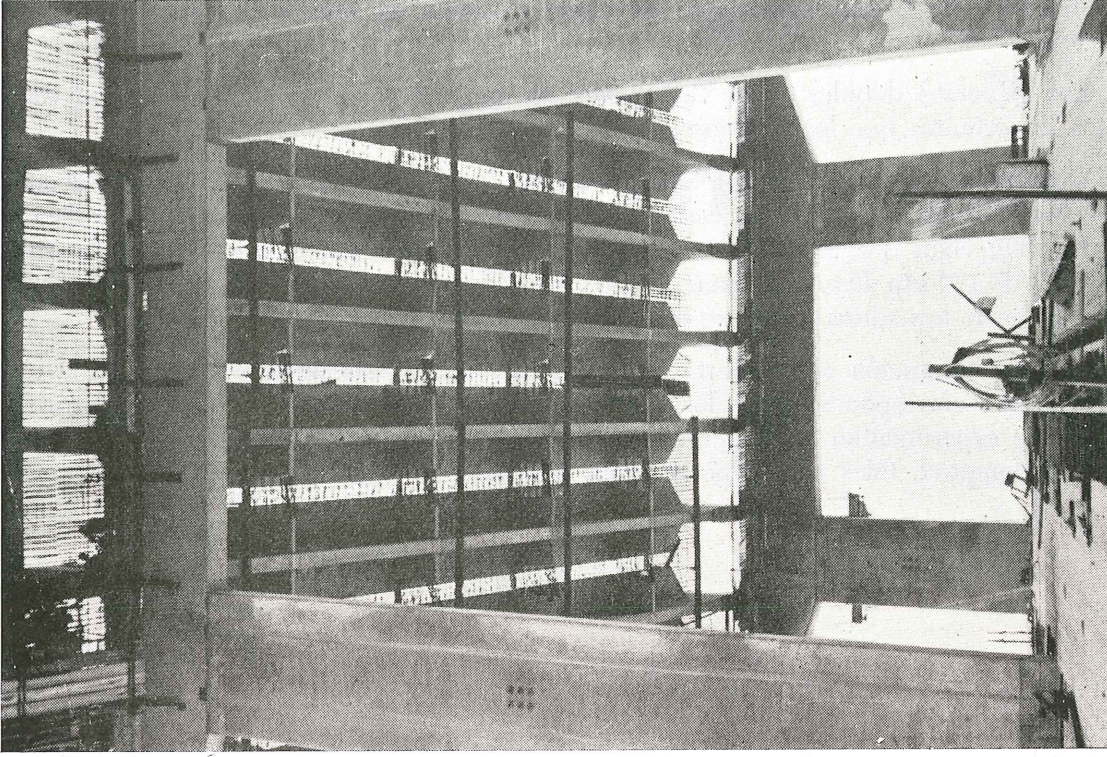


Fig. 32. — Vigas de un tramo del tablero, una vez colocadas.

Por otra parte, la carga móvil añade una compresión del orden de 5 kp/cm^2 . El momento debido a una sobrecarga no simétrica daría una tensión aproximada de $\pm 10 \text{ kp/cm}^2$.

Los esfuerzos debidos a las variaciones de temperatura y al viento son dos veces menos importantes que los debidos a cargas móviles.

Unos pilares de hormigón pretensado de 60 cm de espesor, empotrados en el arco sobre los diafragmas y situados cada 30 m, soportan 8 vigas prefabricadas en cada tramo (fig. 30), vigas que están pretensadas cada una de ellas por cuatro cables Freyssinet $12 \phi 0,5''$ (de 180 Mp de resistencia a rotura). A estas vigas se les da continuidad por la incorporación de armaduras de acero ordinario sobre los apoyos (figs. 31 y 32).

La libre dilatación térmica está asegurada por dos juntas situadas una en cada uno de los pilares correspondientes a los estribos. De este modo, los pilares más largos son los únicos que experimentan movimientos importantes, perfectamente admisibles, ya que, gracias a su longitud, tales pilares poseen una gran flexibilidad.

el puente de **LAPSTONE**

Ingenieros consultores: Taylor and Herbert
Contratistas: F. Jenkins and Sons Pty Ltd.
Elementos prefabricados de hormigón pretensado:
Humes Limited.
Postensado: Prestressed Concrete (Australia) Pty. Ltd.

Agradecimiento:

La información contenida en este artículo y las fotografías que lo ilustran nos han sido amablemente facilitadas por Mr. K. D. Allen, editor de la publicación "Constructional Review", a quien, desde estas líneas, deseamos expresar públicamente nuestro reconocimiento por su desinteresada colaboración.

INTRODUCCION

El recién terminado puente de Lapstone permite un acceso directo desde los extensos terrenos de la finca de Lapstone a la gran autopista del Oeste y a Penrith, evitando un rodeo de 6,5 km.

El barranco de Gully, que rodea a Lapstone, es un desfiladero de 23 m de profundidad. Las dos laderas del desfiladero presentan estratos de arenisca dura, y el lecho, generalmente seco, está formado por grandes rocas de arenisca de 3,5 a 4,5 m de espesor y una capa de arenisca compacta.

Anteriormente, el acceso desde Lapstone a la autopista del Oeste a través del barranco, se hacía por un camino que pasaba por la coronación de un terraplén construido por el propietario de la finca y cedido más tarde al Ayuntamiento de la ciudad de Montañas Azules, en cuyo término está enclavada la finca. En 1961, durante un fuerte temporal de lluvias, el desagüe que existía en la base del terraplén quedó bloqueado por troncos y ramajes y durante la noche el nivel de las aguas, en el lado de agua arriba del terraplén alcanzó unos 16 m. La presión del agua provocó su derrumbamiento rápidamente y la gran velocidad de la corriente arrastró todo el terraplén excepto algunas grandes piedras situadas agua abajo, quedando cortado el acceso a la autopista.

EL PROYECTO

El Ayuntamiento de Montañas Azules decidió entonces reemplazar el terraplén y convocó un concurso para la construcción de una nueva carretera de acceso.

Se proponían las tres siguientes soluciones posibles:

- 1.º Construcción de un nuevo terraplén debidamente proyectado y provisto de un adecuado desagüe.
- 2.º Construcción de una carretera que descendiera por una de las laderas del barranco, hasta un punto en que fuera posible construir un pequeño pontón que lo atravesara, para ascender luego por la otra ladera. Esta solución exigía realizar una gran excavación en los estratos de arenisca que forman el barranco.
- 3.º Construcción de un puente en sustitución del antiguo terraplén.

Como resultado del concurso se recibieron varias ofertas para cada una de las tres soluciones. Una vez estudiadas dichas ofertas se decidió que el puente constituía la solución más conveniente. Durante la preparación del proyecto y tras el examen e inspección del terreno se pudo apreciar que el lugar de ubicación del antiguo terraplén no reunía las adecuadas condiciones para la construcción del puente, debido a la ausencia de una capa de roca fácilmente accesible. Aunque ello implicaba aumentar ligeramente la longitud del puente se decidió trasladarlo unos 30 m agua abajo, hasta un lugar donde existían unas capas de roca, visibles, aptas para recibir la cimentación de pilas y estribos.

LUGAR DE UBICACION

Dadas las fuertes pendientes de las laderas del barranco se hizo necesario realizar un detenido estudio para conseguir un tipo de puente apropiado para salvar las futuras dificultades de ejecución.

Se encontraron buenos bancos de roca para cimentar ambos estribos, con una separación, a través del barranco, entre sus caras verticales más próximas, de 58 m. A 6,5 m por debajo de los bancos rocosos elegidos para la cimentación de ambos estribos había también otros buenos bancos de roca, cuyas caras verticales más próximas quedaban a una distancia de unos 44 m. Desde este punto, la pared rocosa descendía rápidamente hacia el lecho del barranco, en donde la roca dejaba de estar a la vista.

Se pensó en construir pilas cimentadas en el lecho, con lo que se disminuía la luz del puente, pero, finalmente, se adoptó la solución de una estructura en pórtico con pilas inclinadas, con una luz central de 49 m, como tramo principal, y dos tramos laterales de acceso de 14 m cada uno.

El contratista decidió que se podría construir una carretera auxiliar bajando por una de las laderas del barranco en dirección prácticamente paralela al lecho del mismo, dar después un giro de 180º y continuar hasta el fondo. Desde aquí se prolongaría hasta alcanzar el lugar de ubicación del puente. Esto parecía esencial, ya que era obvia la necesidad de disponer de un acceso al fondo del barranco para ejecutar las obras.

Una vez aceptada esta solución se estimó que era posible utilizar grúas que operasen desde el fondo del barranco, por lo que se consideró que el empleo de elementos prefabricados (pretensados o postensados) era la mejor solución para construir la estructura, reduciendo al mínimo el hormigonado *in situ*.

El puente presenta una pendiente apreciable de acuerdo con la que exige la carretera y que es superior al 15 por 100. El desnivel entre estribos es de unos 3,5 m. La an-

chura de la calzada es de 7,3 m entre bordillos y va provista de una acera de 1,5 m por el lado de agua abajo.

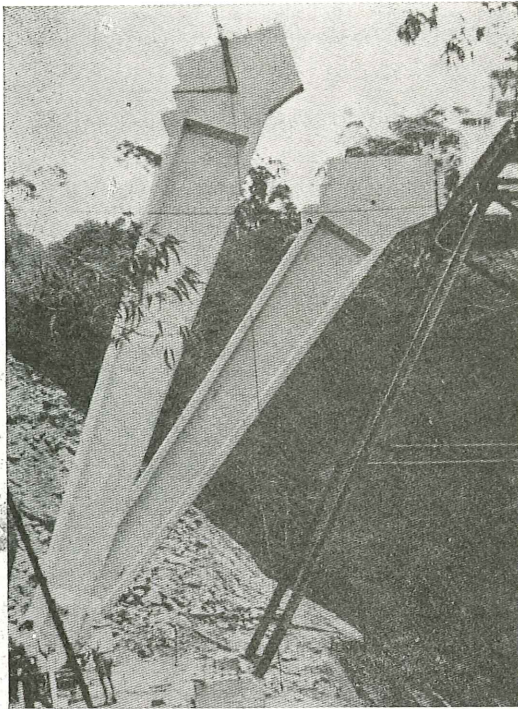
Transversalmente, el tramo principal está constituido por tres pórticos independientes de hormigón pretensado de montantes inclinados. El dintel de cada pórtico está formado por vigas prefabricadas divididas en cinco dovelas de 5,9 m de longitud y 5 Mp de peso cada una. Los dos montantes inclinados son de hormigón armado, también prefabricados, y pesan 17 Mp cada uno. Existen, además, cuatro diafragmas prefabricados de 3 Mp de peso cada uno.



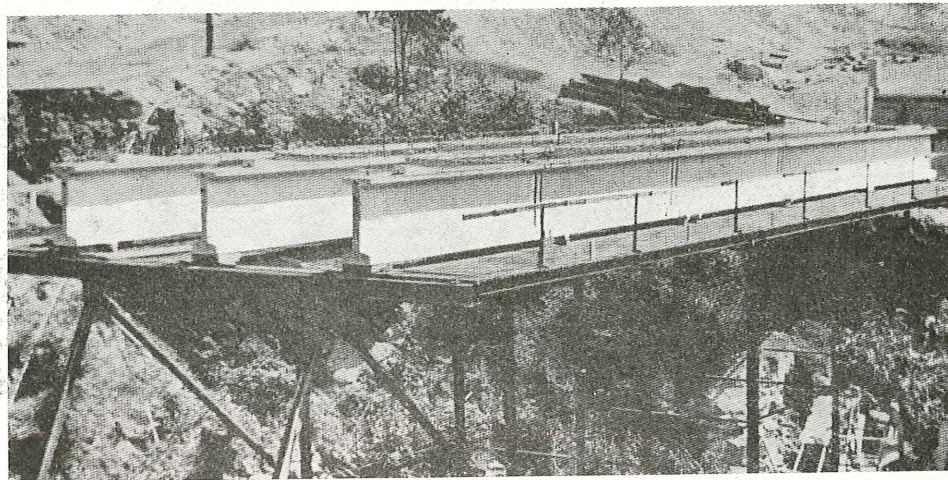
Fotografía 1: El nuevo puente de Lapstone, terminado. — Fotografía 2: A sólo unos pocos kilómetros de distancia del nuevo puente se encuentra ubicado el de Lennox, que es el más antiguo de los que aún subsisten en todo el continente australiano. Construido en piedra en 1833, para la carretera principal del Oeste, está constituido por un solo arco de 6 m. de luz.

Entre cada dos dovelas consecutivas del dintel queda una junta de 7,5 cm que se rellena con hormigón de alta resistencia. Cada una de las tres vigas del vano principal se postensa con 3 cables de 12/0,5 pulgadas tipo Freyssinet. Cada cable origina un esfuerzo inicial de 160.000 kp. Los cables pasan a través de conductos practicados en las dovelas y se colocan antes de hormigonar las juntas. El tablero está formado por una placa de hormigón de 17,5 cm de espesor, hormigonado *in situ* sobre la cabeza superior de las vigas principales.

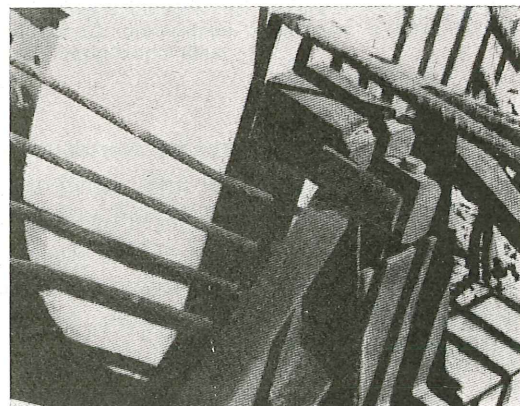
Los montantes del pórtico apoyan sobre bloques de hormigón que distribuyen las



Fotografía 3.—Uno de los montantes del pórtico del tramo principal, durante su montaje. El elemento gira alrededor de una barra de acero que pasa a través de un orificio practicado en la base del montante y se apoya en cojinetes metálicos especialmente proyectados (ver fotografía 5).



Fotografía 4.—Las vigas del tramo principal colocadas sobre la cimbra y listas para recibir los montantes.



Fotografía 5.—Detalle del mecanismo dispuesto en la base del montante para permitir su giro.

cargas del puente sobre las rocas de la cimentación. En cada uno de los bloques de hormigón de una de las laderas se adoptaron las medidas necesarias para poder colocar un gato, con el fin de elevar simultáneamente todos los pórticos unos cuatro centímetros una vez terminado el tramo principal. Esta operación fue realizada utilizando gatos planos Freyssinet que posteriormente se rellenaron con morteros y se dejaron embebidos en los bloques de hormigón.

Terminado el tramo principal se colocaron las vigas prefabricadas de hormigón pretensado de 15 m de longitud, que forman los tramos laterales de acceso por medio de grúas situadas en los estribos. Estas vigas descansan en apoyos de caucho, situados en entalladuras hechas en la parte posterior de los montantes del pórtico principal. También en estos tramos se completa el tablero mediante una losa de hormigón, de 17,5 centímetros de espesor, construida *in situ*.

ESTRIBOS

Los estribos son especiales debido a las grandes cargas que deben soportar en tanto no se colocan las vigas de los tramos laterales. Estas cargas son consecuencia del método utilizado para colocar los montantes del pórtico. Se necesitan dos grúas montadas sobre los estribos que sujetan los montantes mientras se completa la estructura. Para dar la suficiente estabilidad a los estribos, detrás de los cuales existe un terraplén de 4,5 m de altura, se utilizaron tres anclajes pretensados. En la roca situada debajo de los estribos se hicieron unos taladros de 10 cm de diámetro y 10,5 m de profundidad, en cada uno de los cuales se introdujo un cable Freyssinet, de 12/0,5 pulgadas, que se anclaba rellenando los 3,5 m inferiores del taladro con una lechada de cemento. Los cables sobresalían 1,80 m por encima de la roca. Posteriormente se hormigonaban las zapatas de cimentación de los estribos, y cuando alcanzaban una resistencia de 280 kp/cm² se tesaban los cables de anclaje, introduciendo en cada cable un esfuerzo de 136.000 kp.

CIMBRA

Se estudiaron diversos métodos para el montaje de las dovelas de las vigas prefabricadas: vigas armadas especialmente proyectadas, cimbra de tubos de acero o andamiaje metálico de tipo normal.

Se consideró que el empleo de vigas armadas era antieconómico. Por otra parte, la complejidad de la cimbra metálica tubular, unido a la necesidad de disponer de un gran número de bases de hormigón ejecutadas en una posición difícil y el largo plazo que era preciso mantener alquilado el material, hicieron que esta solución quedara también descartada. Se llegó entonces a la conclusión de que lo mejor era utilizar una cimbra corriente construida a base de perfiles metálicos normales.

La cimbra constaba de 10 soportes, constituidos por perfiles R.S.J. de 20 × 15 cm, colocados a 6 m de distancia entre ejes a lo largo del puente, distribuidos en cinco parejas. Los dos soportes de cada pareja distaban entre sí 5,5 m en dirección transversal al puente. Los soportes quedaban arriostrados por medio de tubos horizontales de 7,5 cm de diámetro y tirantes cruzados formados por barras roscadas de 16 mm de diámetro. Sobre las cabezas de los soportes iban unas vigas metálicas de 33 cm de canto, cubriendo transversalmente el ancho del puente. Estas vigas se colocaron centradas con las juntas

existentes entre las dovelas de las vigas prefabricadas del pórtico del tramo principal y por debajo de ellas. La cimbra se prolongó transversalmente para formar una plataforma de 1,50 m de anchura a cada lado de la estructura, y disponer así de un medio sencillo para el montaje del encofrado inferior del nudo lateral de la losa del tablero.

Una vez montada la cimbra se llevaron las dovelas prefabricadas hasta el estribo correspondiente al lado de la autopista del Oeste, y con una grúa de 30 Mp se bajaron

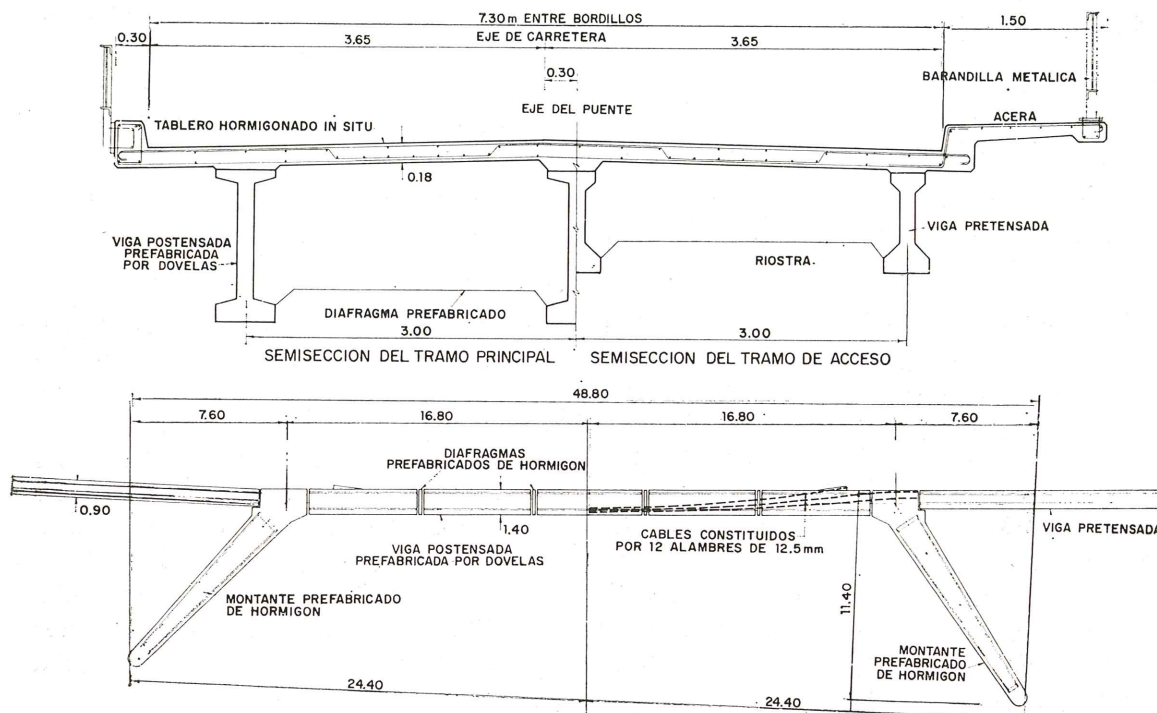


Fig. 1. — Secciones transversales tipo del tramo principal y de los tramos de acceso.

Fig. 2. — Alzado longitudinal del puente, en el que puede apreciarse la disposición de sus elementos fundamentales.

hasta el borde de la roca sobre la que asientan los cimientos de las pilas. Desde aquí, otra grúa de 30 Mp colocada en el fondo del barranco bajaba las piezas hasta dicho fondo, dejándolas ya preparadas para su final colocación. En realizar estas operaciones de recibir

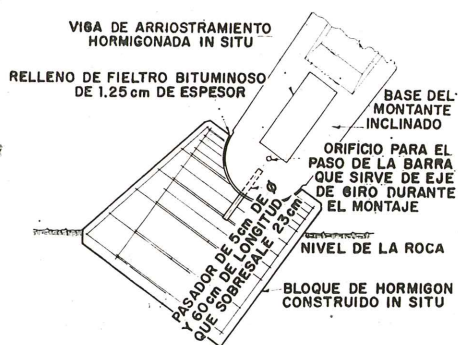


Fig. 3. — Detalle del enlace entre el montante y el bloque de cimentación.

las 15 dovelas de las vigas principales y los 4 diafragmas, bajarlos al lecho del barranco y colocarlos con su posición definitiva se invirtieron tres días.

La colocación de los montantes del pórtico, de 17 Mp de peso cada uno, presentó algunos problemas. La separación mínima posible entre el estribo y el arranque del montante era de 8,5 m. El problema de llevar la cabeza del montante hasta la cimbra, situada a 15 m de distancia, ofrecía dificultades. Se decidió hacer pasar una barra de acero de 10 cm de diámetro, apoyada en cojinetes metálicos especialmente proyectados a través de un orificio practicado en la base del montante. De esta forma, el montante podía girar alrededor de la barra, sujeto por su extremo superior por las grúas hasta dejarlo apoyado sobre la cimbra.

Las dos grúas de 30 Mp, colocadas sobre el estribo se utilizaron para bajar el montante hasta el borde de la roca, donde estaban los bloques de hormigón que constituyen los apoyos. En cada una de las grúas se dispuso después un contrapeso para poder levantar el montante hasta dejarlo en posición vertical. Con el fin de facilitar esta operación se colocó otro pasador de acero, de 10 cm de diámetro, a través de un orificio practicado en la cabeza del montante. Entonces, con el auxilio de las dos grúas, se levantó el montante, llevándolo colgado hasta situarlo encima del bloque de hormigón del apoyo, y una vez alcanzada su correcta posición se introdujo el pasador inferior de 10 cm de diámetro, dejándolo así apoyado. A continuación, moviendo lentamente el brazo de la grúa, se hizo girar el montante alrededor de este pasador inferior hasta dejarlo colocado sobre la cimbra en la posición prevista. En cuanto los operarios se familiarizaron con este proceso de montaje, las operaciones se realizaron sin dificultad. Se necesitó día y medio para colocar el primer montante, pero los tres últimos se montaron en un día solamente.

Una vez terminada la colocación de todos los elementos prefabricados del tramo principal se introdujeron en sus conductos los cables de postensado y se hormigonaron las juntas entre dovelas. Para meter los cables se hizo pasar primero a través del conducto correspondiente un alambre piloto, y tirando después de él se introducía el cable. Esta operación se realizó de una manera sencilla, amarrando sucesivamente cada uno de los alambres pilotos a la parte trasera de un camión. Al ponerse éste en movimiento arrastraba al cable a lo largo de su conducto hasta dejarlo adecuadamente colocado.

Para el encofrado del tablero se utilizó una chapa laminada normal de metal galvanizado. El constructor propuso dejar perdido el fondo del encofrado después de hormigonado el tablero. El sistema fue aprobado por el B.M.C.C. y adoptado por el constructor por considerarlo más económico. Los voladizos laterales se construyeron por los métodos clásicos.

Cuando el hormigón de las cinco juntas entre dovelas y del tablero alcanzó la resistencia especificada se procedió al tesado de los cables, el cual se realizó sin ninguna dificultad. En un principio se calcularon los alargamientos partiendo de los valores $\mu = 0,25$ y $k = 0,0015$. Las medidas hechas en obra demostraron que el rozamiento era inferior al supuesto, deduciéndose que los valores reales eran $\mu = 0,20$ y $k = 0,001$.

Las vainas utilizadas para alojar los cables de pretensado en las dovelas prefabricadas eran del tipo "I. D. Freyssitube", semirrígidas, de chapa galvanizada, y 7 cm de diámetro.

INYECCION

Durante la inyección de las vainas de los cables surgieron numerosas dificultades. Debido a que el hormigón de algunas de las juntas entre dovelas prefabricadas no había alcanzado la resistencia necesaria fueron demolidas por el constructor y rehechas; pero con ello se dañaron las vainas en la zona de juntas y el agua podía pasar de una vaina a otra en cada viga. En la práctica, cada una de las vainas de una viga estaba interconectada con todas las demás, al menos lo suficiente para permitir el paso del agua. Por ello, la inyección se tuvo que realizar desde un solo punto, taponando todos los otros orificios de salida hasta que la totalidad de las vainas quedaron llenas. Fue necesario tamizar el cemento para evitar las obstrucciones, incluso al principio de la vaina.

A pesar de todas estas dificultades, no se obstruyó ningún conducto. Para poder realizar la elevación de los pórticos una vez construido el tramo principal, los bloques de la cimentación se hormigonaron sobre dos planchas de cobre con una delgada capa de grasa de grafito entre ellas. En el interior de cada bloque se dispusieron dos pares de gatos planos Freyssinet, del número 30, de 30 cm de diámetro, capaces de proporcionar un esfuerzo máximo de 80 Mp cada uno. Se colocaron en el interior de unas juntas, de 10 cm de espesor, que se rellenaron con el mismo hormigón de alta resistencia empleado para las juntas entre las dovelas prefabricadas de las vigas. La pareja frontal de gatos planos situados debajo de cada montante se conectó a un mismo circuito hidráulico y se puso en carga hasta que el hormigón de la junta se fisuró, obligando al montante a deslizarse. Como líquido para inflar los gatos se utilizó el agua, con el fin de evitar que debido a la presencia de aceite, pudiera surgir algún problema durante el hormigonado final.

Cuando los gatos se habían dilatado 2 cm se produjo una caída de presión, indicio de que había una fuga en el sistema hidráulico. Entonces se taponaron todos los gatos hasta que se encontró la avería. Se descubrió que el constructor no había previsto el huelgo suficiente entre el hormigón y los delgados tubos de cobre de inyección de los gatos, por lo que al poner éstos en carga, el movimiento del hormigón produjo la rotura de los citados tubos.

El problema se resolvió envolviendo los tubos en una gruesa tela de yute engrasado. De esta forma el hormigón podía moverse libremente sin dañar los tubos de cobre. Después se inyectó una lechada de cemento en el circuito defectuoso, para bloquear los gatos correspondientes; y para continuar la elevación del pórtico se puso en carga el par de gatos opuestos, es decir, los situados no en la parte frontal, sino en la posterior, hasta alcanzar el movimiento total requerido. Entonces se rellenó con epoxy la grieta abierta en la junta de hormigón y, una vez lograda la suficiente resistencia, se procedió a inyectar todos los gatos para dejarlos bloqueados. De esta manera, mediante la acción de dichos gatos planos, se consiguió descimbrar el tramo principal del puente de forma rápida y sencilla.

estructuras metálicas y mixtas pretensadas

J. MARTINEZ CALZON
Dr. Ingeniero de Caminos

(Texto de la conferencia pronunciada en Costillares el día 10 de mayo de 1968, organizada por la Asociación Española del Hormigón Pretensado.)

1 INTRODUCCION

El campo de la ingeniería estructural ha experimentado, en el curso de los últimos decenios, un sensible aumento en el número de nuevos procedimientos constructivos destinados a lograr mejoras y economías. Y así, entre los hallazgos o revisiones recientemente incorporados a esta técnica, podrían citarse:

- Las mallas tesas y cubiertas colgantes pretensadas.
- Las estructuras metálicas ligeras.
- Las estructuras mixtas de hormigón y acero.
- Las estructuras espaciales.
- La prefabricación pesada.
- Las estructuras neumáticas y de plásticos.
- Las estructuras en banda, etc.

Proceso lógico, consecuencia del creciente nivel tecnológico de la sociedad, no sólo en los países más desarrollados, sino inclusive en los de reciente formación, y que, por la clara desproporción con respecto a otras ramas de la actividad humana de hoy en día, ha llegado a asustar, podría decirse, a los pensadores actuales.

El conocimiento más profundo de los materiales y su fabricación, los medios auxiliares de cálculo electrónico, las modernas técnicas de ensayo y el espectacular avance de los medios auxiliares de construcción pueden ser los principales colaboradores en este rápido desarrollo del campo de las estructuras.

Los dos esquemas estructurales a los que voy a referirme no responden, exactamente, a nuevos conceptos, sino a la utilización de un procedimiento constructivo conocido: el pretensado, en dos clases de estructuras, las metálicas y las mixtas de hormigón y acero; a las cuales confiere posibilidades y características netamente diferentes a las que poseían, que justifican, a mi modo de ver, sobradamente un adecuado análisis.

El pretensado de estructuras puede decirse que es perfectamente conocido y aprecia-

do y profusamente empleado, aunque este empleo se haya limitado prácticamente a las obras de hormigón.

Podría parecer a primera vista que el hecho de cambiar el material o estructura sobre el que ha de actuar el pretensado apenas debería alterar el cuerpo de conceptos empleados para el caso del hormigón, y bastaría con sustituir algunos esquemas sencillos para poder entrar con plena seguridad en estos nuevos campos de acción.

Por desgracia, ello no es así. Las ideas generales sobre el pretensado de estructuras propiamente dicho han venido siendo afectadas en forma inconsciente en la mayoría de las ocasiones, por la aplicación generalizada del mismo al hormigón; y existen características tan diferentes de los materiales base que su influencia llega a alterar los conceptos e hipótesis manejados en el pretensado hasta la fecha, que no son exactamente los adecuados con vistas al empleo de esta tecnología en otros materiales o esquemas estructurales.

Creo por ello necesario tratar de precisar, con más detalle, el significado más general posible del concepto del pretensado para, a partir del mismo, ir edificando todo el cuerpo del problema, apoyándose con fuerza en los escalones ya alcanzados que muestran su consistencia, pero estudiando con rigor aquellos en los que se aprecie una justificación válida sólo para determinadas circunstancias.

2 FILOSOFIA DEL PRETENSADO

Lo que podría señalarse como definición, o idea básica del pretensado, puede resumirse diciendo que:

“Consiste en la introducción voluntaria de determinados esfuerzos, previos a la plena utilización del sistema o estructura y, en general, contrarios a las acciones exteriores, que provocando un estado de tensiones capaz de ser resistido por dicha estructura, favorecen la capacidad portante, funcionalismo o economía de la misma.”

Esto requiere: por un lado, unos esfuerzos que son transformados en energía de deformación, y unos mecanismos —materiales y medios de unión— que sean capaces de mantener el estado inducido por los anteriores esfuerzos y por el otro, que todo lo anterior, junto con el trabajo efectuado, sea inferior en coste a lo ahorrado con respecto a otros procedimientos de construcción o al aumento de funciones o servicios logrados.

Estos tres factores —energía, materiales y medios de unión— pueden ser tratados en múltiples formas, pero en todos los casos vienen fuertemente condicionados por las propiedades del material o esquema base sobre el que se aplica el pretensado.

Sin olvidar la idea antes expuesta de obtener consecuencias generales de la definición expresada, puede presentar un gran interés el análisis, siquiera sea breve, de la génesis y desarrollo del hormigón pretensado, así como de sus características fundamentales, para compararlas, aquí y más adelante, con las correspondientes a los dos esquemas sobre los cuales ha de versar esta charla.

Aun cuando la definición antedicha pueda serle perfectamente aplicada, atendiendo al aspecto funcional señalado en la misma, los primeros intentos tenían por objeto principal eliminar la fisuración del hormigón —condición del material base— empleando como materiales de pretensar los mismos utilizados para el caso del hormigón armado. Es claro que este primer concepto, en cierto modo motriz del Hormigón Pretensado, no tiene validez para las estructuras metálicas.

Analizadas las causas del primer fracaso del sistema (sufrido al pretensar el hormigón con aceros ordinarios) —por desconocimiento de algunas de las características del material base, el hormigón—, el paso siguiente sufrió un considerable retraso, por no disponerse por entonces de materiales de pretensar, aptos para hacer frente a las causas que motivaron el antedicho fracaso (la fluencia y la retracción del hormigón).

Parece, pues, que el empleo del pretensado en el hormigón tuvo como primer objeto mantener el material base dentro de su campo de plena utilización, durante toda la vida de la obra, y sólo posteriormente fueron apreciándose las ventajas adicionales que el mismo presentaba:

- reducción del coste de armaduras;
- reducción de pesos;
- reducción de cantos, menores deformaciones;
- mayor resistencia a la agresión exterior, etc.;

e incluso puede decirse que hasta hace relativamente poco no fueron rigurosamente analizados, salvo en intentos aislados, los conceptos básicos del mismo, ya que otros más espectaculares y útiles —estructurales, formales y económicos— presentan en sí suficiente amplitud como para dar a varias generaciones suficiente trabajo y estudio.

3 EL PRETENSADO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS

Si con las ideas básicas anteriores del Hormigón Pretensado, a alguien se le hubiera ocurrido pretensar el acero, hubiera inmediatamente desistido —y así debe haber ocurrido en alguna ocasión—, ya que ninguna de las condiciones anteriores tiene significado en el acero.

Sin embargo, el avance en la calidad de los aceros, en su doble aspecto de economía y seguridad, y las ligeras diferencias de precio de los mismos, hace que se tienda a emplear en la construcción metálica los aceros de límite elástico elevado, con relación resistencia/coste notablemente mayor que en los aceros ordinarios. Y así se hace mientras esta calidad es sólo ligeramente superior a la ordinaria. El acero estructural 52, y recientemente en casos muy particulares el acero 70, se emplea conjuntamente con el acero 37, con algunas condiciones más o menos restrictivas, causadas fundamentalmente por problemas de inestabilidad.

Los aceros de alta resistencia, mientras tanto, están en franco desarrollo al amparo del hormigón pretensado y la industria, y sólo se llevan a la construcción metálica en los casos de puentes y estructuras colgantes, y en tirantes de arcos, pórticos, etc.

Unicamente cuando hacen su aparición los aceros estructurales 70 a 90, soldables, y se trata de emplearlos en las estructuras, surge la idea del pretenesado para obviar la incompatibilidad que resulta de su empleo, sin que se presenten problemas de pandeo o de grandes deformaciones.

Se observa entonces que la idea genérica del pretensado de estructuras metálicas radica en la economía que representa el empleo de aceros de alto contenido de carbono, en forma de chapas, barras o alambres, y con un índice resistencia/coste, elevado, sustituyendo a los aceros estructurales que tienen valores menores del citado índice.

Aun entonces, en los primeros tiempos, su empleo se ve reducido al refuerzo o reparación de estructuras existentes, preferentemente puentes, y a las estructuras provi-

sionales, y solamente en época muy reciente ha comenzado su utilización práctica en diferentes clases de estructuras de nueva creación.

Parece posible expresar ya la divergencia conceptual que existe entre el pretensado de las estructuras metálicas y el de las estructuras de hormigón.

En las metálicas, la economía es el factor preponderante, a pesar de las dificultades funcionales e incluso estéticas que presentan. En el hormigón, las funcionales son primarias y además se ven acompañadas del factor económico y también estético.

Antes de pasar al estudio de las estructuras metálicas pretensadas quiero expresamente señalar que se excluyen del mismo, aunque entran perfectamente dentro del alcance general del título de la charla, y su importancia pueda ser inclusive muy superior a todo lo que en el día de hoy se trata de exponer, los siguientes tipos estructurales:

1. Las cubiertas colgantes pretensadas o mallas tesas, con su fabuloso mundo de las grandes luces y la práctica eliminación del peso propio.

2. Las estructuras de puentes colgantes, puentes suspendidos de cables rectos, los arcos y pórticos atirantados, etc., que tienen un gran papel en la tecnología actual.

3. El pretensado de mástiles y torres mediante tirantes.

4. El estudio de las uniones pretensadas mediante tornillos de alta resistencia.

Asimismo, no se hará mención especial de muchos procedimientos en los que realmente se introduce un pretensado en la estructura —esfuerzos previos a la puesta en servicio de la misma—, pero que responden a procedimientos de montaje y constructivos y no forman un cuerpo de doctrina o teoría, sino que son soluciones más o menos ingeniosas adaptadas a las particularidades de las obras.

Es decir, que el tema se ha centrado primordialmente en el estudio de las piezas flectadas, dinteles, celosías, vigas, etc., y tiene por ello su principal campo en los puentes, y también en las estructuras de medias y grandes luces.

Dentro de este grupo de estructuras, variando adecuadamente los tres elementos principales del pretensado —energía, materiales y medios de unión— se llega a esquemas muy diferentes, cuya mayor o menor adecuación viene dada, en general, por conclusiones económicas, y sólo en ocasiones por factores funcionales. A continuación se esquematizan los principales métodos de pretensar existentes y que se irán viendo uno por uno posteriormente:

- 1.º Pretensado en el que se utilizan barras, alambres o cables de acero de alta resistencia, como material de pretensar; gatos hidráulicos como elemento productor de energía (compresión-tracción), y medios de unión de tipo mecánico (anclajes, tuercas, manguitos, etc.).

- 2.º Pretensado en el que se utilizan chapas de acero estructural de alto límite elástico, como material; gatos hidráulicos como introductores de energía de deformación (flexión), y soldadura como medio de unión (electroquímico).

- 3.º Pretensado en el que se utilizan chapas de acero estructural de alto límite elástico, como material; energía térmica para la deformación, y soldadura como medio de unión.

- 4.º Pretensado en el que no se utiliza material especial de pretensar; las deformaciones se producen mediante gatos hidráulicos, pesos propios, etc., y los medios de unión son de tipo mecánico o la soldadura.

Antes de iniciar la descripción más o menos amplia de los métodos citados, parece interesante hacer una pequeña reseña histórica del pretensado de las estructuras metálicas.

El primer caso conocido es muy anterior al hormigón, inclusive armado, ya que Robert Stephenson, en 1842, pretensó unas vigas de fundición con barras de hierro forjado.

En 1852, I. K. Brunel tensó las cadenas del puente de Chepstow, de 100 m. de luz, y más recientemente en la India —país de tecnología de influencia anglosajona, con notables ejemplos—, en 1937, H. J. Nichols, pretensó las vigas de celosía, de 95 m. de luz, del puente de Nerbuda para el ferrocarril Central de la India.

Y ya actualmente, a partir del año 60 son muy numerosos los trabajos efectuados tanto en el campo teórico como en el experimental y de ejecuciones, correspondiendo la mayor parte de las realizaciones teóricas a Checoslovaquia, Rusia y Alemania Oriental, especialmente la primera, con un grupo numeroso de autores y patentes, desarrollándose la mayor parte de los trabajos en el Instituto de la Construcción, de Praga.

3.1. Método primero: pretensado mediante barras, alambres o cables de alta resistencia.

Este sistema puede ser utilizado en diferentes tipos y formas de estructuras de nueva planta, presentando también un interés especial en el esfuerzo de estructuras antiguas.

El ahorro en el factor materiales se consigue aumentando el valor de la relación resistencia/coste de los mismos. Desgraciadamente, esto en los aceros se logra, pero sin poder aumentar paralelamente el valor del módulo de elasticidad.

Estas características de los aceros especiales obliga a emplearlos con una preparación previa, para poderlos aprovechar íntegramente, y con unas deformaciones del sistema suficientemente pequeñas, que únicamente pueden conseguirse mediante el pretensado, que de hecho intercambia energía exterior al sistema por deformaciones que quedan también exteriores al mismo (alargamientos de tesado).

Las características esenciales de este pretensado, que deben considerarse en el cálculo, difieren en ocasiones sensiblemente de las correspondientes al hormigón pretensado, señalándose especialmente:

— Las barras de pretensar, a causa de la gran dificultad de lograr una unión continua (como la proporcionada por la adherencia en el hormigón pretensado) se colocan ancladas exclusivamente en sus extremos a la sección de acero estructural, con lo cual las tensiones en las mismas son iguales a lo largo de toda su longitud; y no pueden incluirse en la sección efectiva de la pieza, a causa de la diferencia de deformaciones. El cálculo, por tanto, se complica, ya que cada grupo de cables introduce una incógnita hiperestática interna, a efectos de cargas posteriores, en las piezas isostáticas, y ya durante el propio pretensado en las hiperestáticas.

— Las armaduras de pretensar, en general, se disponen exentas o en el interior de tubos o secciones huecas amplias, por lo que, debido a la falta de unión continua perfil-armaduras de pretensar, el pandeo de la pieza durante el pretensado y posteriormente durante la actuación de las sobrecargas, no se halla impedido y ha de ser comprobado, pudiendo en ocasiones limitar el empleo del pretensado.

A veces suelen disponerse en algunos lugares dispositivos de unión del perfil y de los elementos de pretensar con el fin de acortar las longitudes de pandeo (diafragmas).

— El pretensado debe efectuarse con la mayor excentricidad posible respecto al centro de gravedad de la pieza, con el fin de conseguir los máximos valores de tracción en el borde posteriormente comprimido (aumento de resistencia y estabilidad).

— Así como en el hormigón pretensado la deformación de tracción necesaria para agotar la capacidad resistente del hormigón de la zona precomprimida es del orden de 0,4 a 0,5 por 1000; para lograr esto mismo en el acero estructural, tendría que ser del orden del 1,4 por 1000 (con pretensado total), es decir, tres veces mayor, lo cual indica mayores deformaciones y aconseja, por tanto, que las sobrecargas vivas no sean muy importantes frente a las cargas permanentes.

— El pretensado mediante cables rectos no tiene en las vigas metálicas el mismo valor de ayuda frente al cortante que en el hormigón armado: primero, porque en general la sollicitación de corte no influye casi nunca de manera fundamental, y segundo, porque la combinación de σ y τ en el alma aumenta los riesgos de pandeo, puesto que en el acero el signo de compresión ofrece desventajas (en el hormigón efectúa una reducción de la σ_{II} de tracción aumentando la σ_I de compresión, pero en el acero esto no tiene significado favorable). Es, por tanto, deseable interrumpir los cables de pretensar a una cierta distancia del extremo de la viga.

En general, tampoco es adecuado el levantar cables para anclarlos al nivel del cordón superior, ya que el coste de sillas y rigidizadores locales para los cambios de dirección no se compensa por el incremento de resistencia al cortante, o la reducción de acero del alma. No obstante, en ocasiones, puede adoptarse esta disposición con objeto de reducir acero estructural del alma, aun a costa de una mayor rigidización.

A partir de todas las consideraciones anteriores puede observarse que obtener una solución metálica pretensada óptima no es un problema sencillo, como ya se sabe del hormigón pretensado; pero con mayores motivos en este caso, en el que, aparte de que el procedimiento de cálculo es más complejo por el hecho del hiperestatismo interno, en ocasiones múltiple, no se presentan condiciones explícitas (tales como las tensiones máximas de tracción en ambas fibras extremas del hormigón, en el caso del hormigón pretensado), sino que éstas deben deducirse en base a comprobaciones adecuadas de estabilidad.

Con el fin de obtener algunas consideraciones referentes a este problema, que puedan facilitarlos, conviene estudiar de manera general la influencia que el pretensado produce en el incremento de la capacidad portante y en la seguridad de las estructuras de acero.

Para ello se considera la fibra tendida de una sección metálica, suponiendo que el resto de la sección no presenta problema ninguno.

Mientras que en una sección metálica, no pretensada, el intervalo de uso para las sollicitaciones exteriores se extiende entre las tensiones 0 y 1.450 kg/cm^2 (de acuerdo con la norma E.M. 62), y presenta un coeficiente de seguridad, en período elástico, de 1,655 (figura 1), si se considera un límite elástico de 2.400 kg/cm^2 (este valor, en Inglaterra, es de 1,684; en Alemania y Francia, 1,50); en el caso de secciones pretensadas, este intervalo de utilización puede llegar a ser hasta de 2.900 kg/cm^2 si el pretensado es total en la fibra que estamos considerando. El coeficiente de seguridad elástico resulta entonces igual a 1,328, ya que el intervalo lineal total es de 3.850 kg/cm^2 , coeficiente que es notoriamente bajo.

Si se deseara mantener el valor de 1,655 para la relación carga de agotamiento/carga nominal, las tensiones admisibles habrían de ser iguales a 876 kg/cm², lo cual señala una considerable pérdida de energías en el pretensado que puede no estar compensada por el ahorro de material estructural.

Otras tensiones de pretensado inicial llevan a valores admisibles intermedios. Así se tendría: si $\sigma_p = -1.000$ kg/cm², $\sigma_{adm} = 1.054$ kg/cm²; si $\sigma_p = -600$ kg/cm², $\sigma_{adm} = 1.217$ kg/cm², etc.

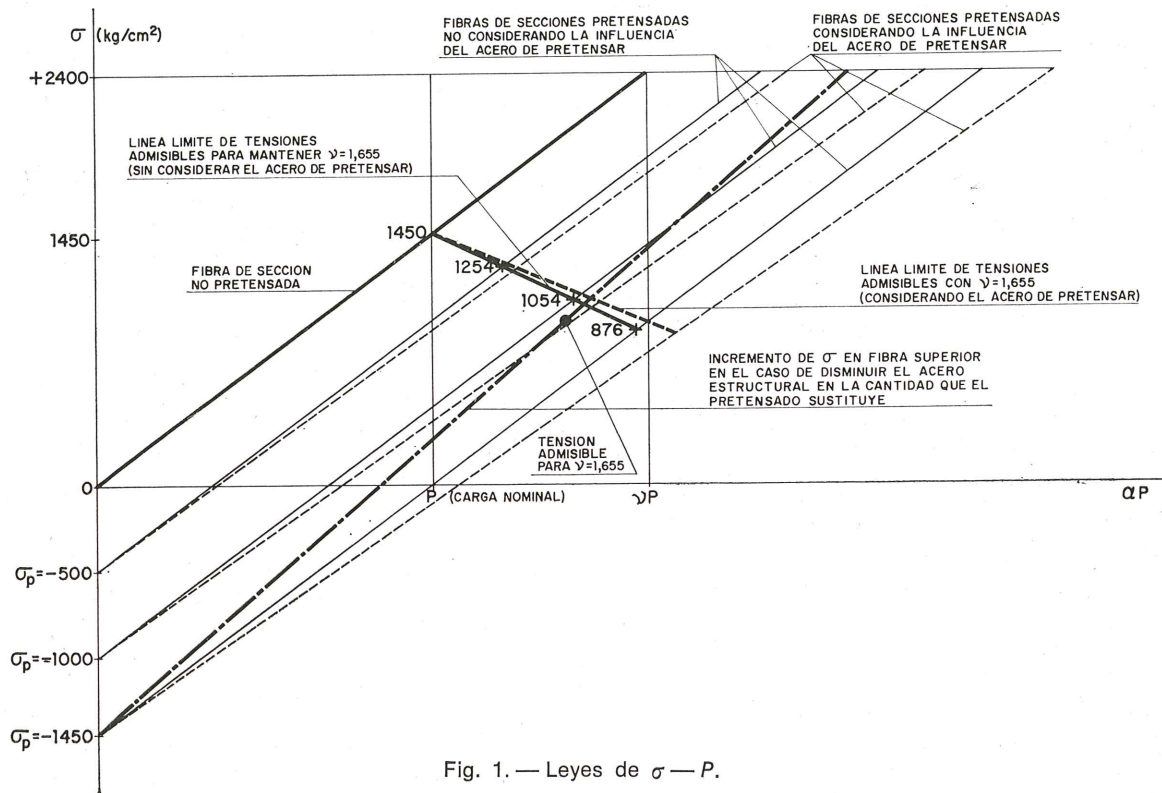


Fig. 1. — Leyes de $\sigma - P$.

Parece entonces que no es la tensión máxima admisible la que *a priori* deba introducir el pretensado en el acero estructural, ya que ello lleva a desaprovechar material si se desea mantener la misma seguridad del conjunto. Lo que ha de intentarse, en cambio, es llegar a un valor óptimo con arreglo al coste, o bien tener en cuenta estas condiciones para resolver el problema considerando otros factores diferentes.

Podría aducirse que, por el hecho de incrementarse la capacidad global, a la vista de las relaciones entre cargas y sobrecargas, y debido al control más preciso de los diferentes procesos, podría emplearse un coeficiente de seguridad global menor; pero en este caso nos saldríamos de posibles comparaciones, y de hecho cualquier sistema estructural tendría idéntica ventaja.

La exposición anterior se complica por el hecho real de que, si no se modifica la sección de acero estructural, al incluirse el acero de pretensar, dependiendo de la cuantía de éste, aumenta en forma más o menos considerable la capacidad portante de la sección, y ello lleva a una reducción adicional, aunque de pequeña entidad, de la tensión máxima en el acero estructural, para mantener el coeficiente de seguridad global.

Sin embargo, en la realidad, y más corrientemente, lo que se compara son las cantidades de material para idénticas sollicitaciones. Entonces, la presencia de acero de pretensar en las fibras próximas a las tendidas disminuye el acero estructural de las mismas, y el ritmo de aumento de tensiones en la fibra inferior toma una pendiente mayor para los mismos incrementos de carga, con lo cual vuelve a recuperar parte de la tensión admisible, si bien tampoco muy importante (fig. 1, línea de trazos y puntos).

Estas consideraciones, realizadas respecto a la fibra inferior tendida, hechas en la hipótesis de que la superior presente adecuada resistencia y estabilidad hasta el agotamiento de la inferior, y también sin considerar, por el momento, factores adicionales de fatiga, etc., llevan a la conclusión de que la elección del esfuerzo de pretensado debe hacerse, preferentemente, con el criterio de que el mismo anule, en la fibra tendida, las tensiones debidas a la carga permanente, con lo cual se consiguen dos interesantes ventajas:

1.^a No existe cambio de signo de la tensión en el acero estructural por acción de las sobrecargas, lo cual, de suceder, conduciría a aumentar el peligro de fatiga en estructuras sollicitadas por acciones repetidas (aunque esto no afecta en exceso, ya que la tensión máxima suele ser bastante inferior al valor admisible).

2.^a Aprovechamiento adecuado de ambos materiales, especialmente cuando el pretensado se dispone con posterioridad a la acción de las cargas permanentes, ya que entonces se eliminan problemas de pandeo durante el mismo.

No obstante, para el caso de sobrecargas poco repetidas, la primera condición no es totalmente válida, sino que ha de fijarse el valor de la tensión inicial a base de minimizar la función coste global.

Tampoco, aun en el caso de cargas repetidas, debe generalizarse lo antes señalado, ya que la solución óptima puede hallarse disminuyendo en lo necesario el valor de la tensión admisible en el acero, por consideraciones de fatiga, y haciendo, como antes, mínimo el coste global.

Otro factor interesante, con respecto al coste total, es la tensión adecuada en el acero de pretensar. Como estos aceros de alta resistencia presentan comportamientos lineales hasta tensiones del orden del 70 al 75 por 100 del límite elástico convencional, y debido a que la tensión de los cables no presenta incrementos iguales a los del acero estructural, por integrar su deformación los valores a lo largo de la pieza, resulta conveniente no superar el valor del 60 al 65 por 100 de límite elástico, que se corresponde con el valor 0,55 de la tensión de rotura, que marca el límite convencional de fluencia lenta, a partir del cual habría de considerarse este factor en el cálculo.

Al igual que en las estructuras no pretensadas, pueden calcularse las secciones con arreglo a criterios plásticos, considerando como momento de plastificación el resultante de la suma del momento plástico del perfil (con las reducciones debidas al esfuerzo axial existente y al cortante, si su influencia es apreciable), y del que se obtiene multiplicando el esfuerzo de agotamiento de los aceros de pretensar por su brazo respecto a la fibra neutra plástica.

En estos casos puede estimarse como coeficiente de seguridad aceptable un valor de 1,80 a 1,85, lo cual significa suponer coeficientes de forma, de las secciones conjuntas, del orden de 1,09 a 1,12 (valores que son, en general, los reales), a efectos de contar con igual seguridad global, en las piezas isostáticas, por ambos métodos de cálculo: plástico y elástico.

Antes de proceder a un ligero análisis de los procedimientos de cálculo y dar valo-

res prácticos para el predimensionamiento, resulta conveniente exponer algunas consideraciones estructurales y funcionales, con objeto de tener una visión más completa de lo que el pretensado significa en las estructuras metálicas. Pueden citarse, especialmente, las siguientes características:

— Las secciones metálicas, de por sí, presentan en muchas ocasiones problemas de deformaciones excesivas e inestabilidad local o de conjunto. Al reducir con el pretensado su inercia, por disminución de la cantidad total de acero y no poderse incluir la sección del acero de pretensar de forma totalmente efectiva en la sección total, aumentan estos problemas y dan origen a nuevas formas más adecuadas para resolverlos.

— La acción de los esfuerzos axiales que el pretensado lleva consigo, aumenta los problemas de pandeo local y lateral de las piezas metálicas, y por ello resulta adecuado que la introducción de las cargas permanentes y de pretensado se efectúe en la forma más gradual posible. Esta característica juega un papel importante en la forma de las piezas.

— La estabilidad requerida para la fibra comprimida, junto con la reducción de la sección de la fibra tendida, lleva a vigas claramente disimétricas, hasta desdoblarse, en el caso de celosías, el cordón superior en dos, formándose secciones triangulares, y quedando así arriostrado en todos los sentidos el cordón inferior durante el pretensado; y lleva también de la mano a la formación de vigas mixtas en las que el tablero o cabeza de hormigón proporciona, al mismo tiempo que resistencia, la inercia y estabilidad lateral adecuadas.

— El hecho de estar las barras de pretensar exentas, viene a aumentar los problemas de corrosión y vibraciones por impacto o aplicación de cargas oscilantes, superponiéndolos a los de fatiga, solicitación a la cual son más sensibles los aceros de límite elástico elevado, y de éstos, los laminados en mayor grado que los estirados, por ser más sensibles aquéllos a la corrosión, factor decisivamente influyente en el límite de fatiga.

— La protección de las armaduras frente a la corrosión y daños accidentales influye notablemente en la forma de la sección transversal, por lo que, si ello es posible, debe procurarse disponerlas en elementos cerrados, lo cual lleva a secciones de ala inferior hueca o a vigas cajón con el pretensado interior.

El cálculo de las secciones metálicas pretensadas ofrece también algunas particularidades que merecen ser expuestas y analizadas:

— La obtención de las tensiones debidas a los esfuerzos de pretensado, en piezas isostáticas, no presenta especiales consideraciones, exceptuando el que, además de la comprobación inicial de tensiones con arreglo a la fórmula general de flexocompresión de la Resistencia de Materiales, debe efectuarse la comprobación: $\sigma = \frac{N_w}{A} + 0,9 \frac{M}{W}$ propia de las piezas metálicas, entre puntos de arriostramiento de los cables a la sección estructural.

Asimismo, ha de tantearse el pandeo lateral del cordón comprimido por el pretensado, también entre dichos puntos de arriostramiento.

— Para el caso del pretensado de piezas exteriormente hiperestáticas, así como para la obtención de las tensiones debidas a las sobrecargas, en las mismas, y en las isostáticas ya pretensadas, no puede prescindirse de la influencia de los cables en el reparto de esfuerzos, ya que en este caso su influencia puede ser apreciable (al contrario que en el hormigón pretensado), debido a que la cuantía viene a ser porcentualmente mucho mayor; no se pueden considerar las secciones compuestas de ambos materiales, puesto que

el cable no sigue las deformaciones de la sección en cada punto, sino que presenta un valor constante de la misma a lo largo de toda su longitud, y los módulos de elasticidad del material tendido y del comprimido son prácticamente iguales.

El cálculo, entonces, ha de efectuarse considerando la influencia de la deformación por esfuerzo axial, en los cables, pudiendo despreciarse, por el contrario, la deformación por esfuerzo axial del acero estructural, pequeña con respecto a la de flexión; y puede desarrollarse en forma relativamente sencilla por el método de los influjos, tomando como sistema isostático base el que resulta de efectuar los cortes correspondientes a los diferentes grupos de cables (hiperestáticas internas) y de la liberación de las necesarias acciones externas más convenientes (hiperestáticas externas).

El cálculo, mediante cerebro electrónico, puede realizarse en forma muy sencilla, empleando barras ideales, de rigidez y elongabilidad prácticamente infinitas, que ligen los puntos de anclaje de los grupos de cables a la directriz del elemento de acero estructural.

En las estructuras de celosía puede despreciarse la influencia del pretensado en las barras de los cordones no directamente solicitados por el mismo, salvo en los casos en que se trate de piezas y uniones muy rígidas, con los consiguientes momentos secundarios importantes.

Precisamente en estructuras de celosía, debido a que, en general, los cantos con que se cuenta son suficientes para que las flechas no presenten importancia y puedan realizarse reducciones notables de las secciones de las barras tendidas sustituyéndolas por aceros de pretensar, la influencia del incremento de tensión en los alambres o barras de pretensar puede ser notable y no debe ser desestimada.

Con el fin de facilitar el predimensionamiento, se exponen, a continuación, algunos datos numéricos muy generales que permiten una comprobación rápida de secciones y piezas.

La consideración de los cables y del incremento de tensión en los mismos, debido a la sobrecarga, viene a significar, para los casos más usuales, una reducción en las tensiones máximas del acero estructural del orden del 10 al 15 por 100 de las obtenidas para la hipótesis de sobrecarga actuando en la sección estructural solamente. Los incrementos de tensión en los aceros de pretensar rara vez superan el 10 por 100 de la tensión inicial del pretensado, cuando éste es posterior a la actuación de la carga permanente; y pueden ser hasta del 20 por 100 si es previo a las mismas.

No es preciso, en ningún caso, considerar los incrementos de tensión por variación de la flecha de los puntos de arriostamiento intermedios del acero de pretensar, ya que los valores deducidos de su consideración no se diferencian, en los casos prácticos, en más del 0,5 por 100 de los obtenidos sin tener en cuenta esta circunstancia.

En las piezas hiperestáticas todos los valores antedichos suelen ser ligeramente menores.

El paso final, tras el dimensionamiento y comprobación de tensiones en las diferentes secciones de la estructura, tiene por objeto el anclaje de los elementos tensores en la sección de acero estructural, de manera que las premisas con las que se ha efectuado el cálculo se vean cumplidas.

El tratamiento de estos detalles viene a ser realmente diferente del seguido en el caso del hormigón pretensado, si bien se suelen emplear sistemas desarrollados en este campo, con las variantes más o menos amplias que el caso requiere.

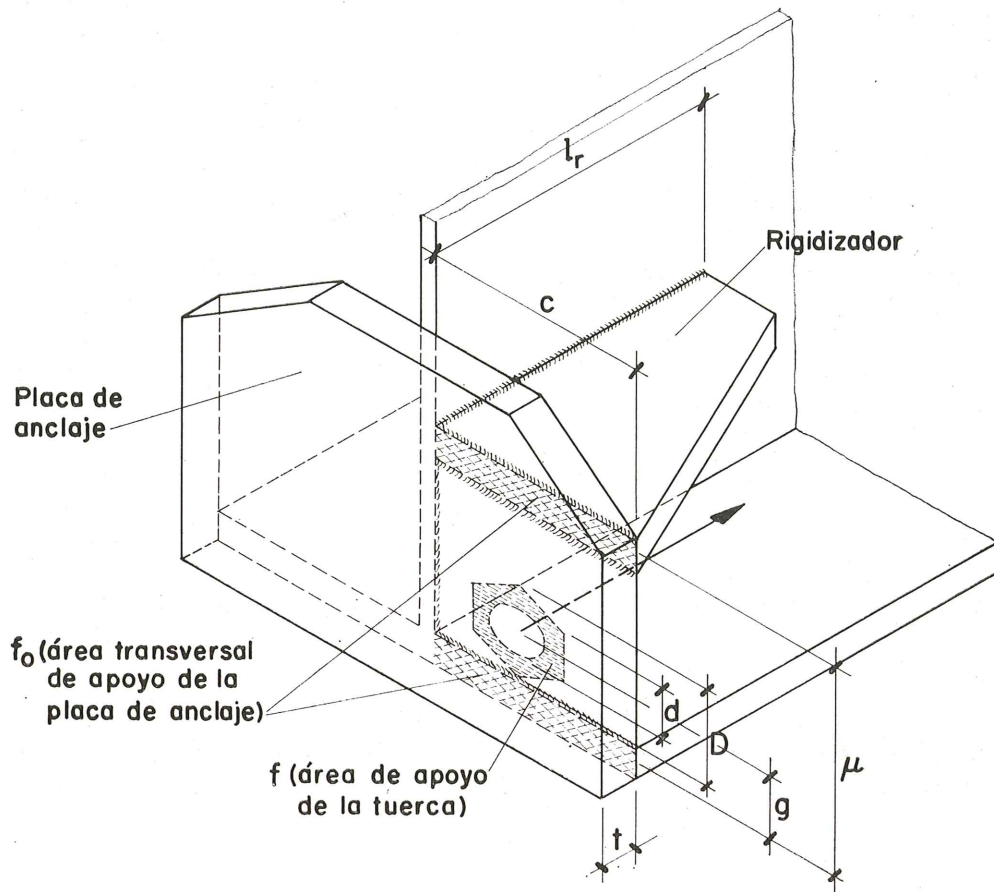


Fig. 2. — Esquema de dispositivo de anclaje.

Como factor principal, se halla el hecho de que esfuerzos de pretensado, realmente considerables, pueden, y deben, en general, anclarse en zonas muy reducidas — debido a las mayores resistencias locales del material que se pretensa en este caso —, y únicamente se aumentan, en ocasiones, respecto a las estrictamente necesarias, por causa de los dispositivos de tesado y anclaje. Por ello, suelen ser especialmente adecuados los

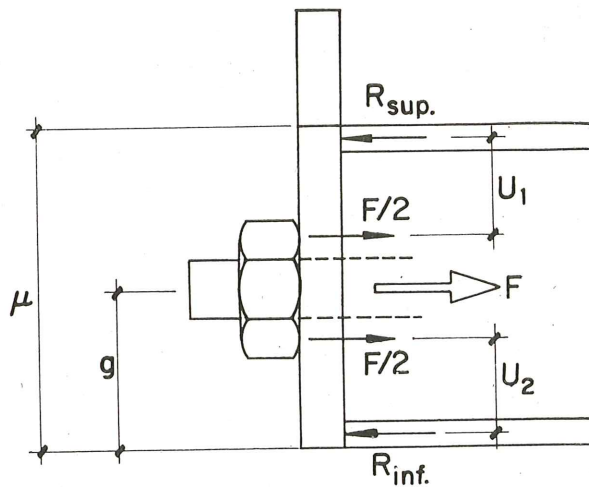


Fig. 3. — Esquema de esfuerzos, en placa de anclaje.

sistemas que pudiéramos llamar compactos, ya que en ellos no se presentan, en general, las dificultades de rozamientos diferentes en los cambios de dirección, etc., sino que la armadura de pretensado suele ser recta, exenta, y la tensión, por tanto, uniforme en todos los alambres del conjunto que se tesa simultáneamente.

Así, en lugar de emplear un anclaje aislado para uno o unos pocos alambres, es preferible ligar previamente el máximo número posible de éstos, y pasar a tesar y anclar un solo elemento de mayor importancia.

Aunque el anclaje por cuñas puede ser empleado, suele llevar aparejado un hormigonado de las cabezas y conos (zonas de anclaje), ya que, de otra forma, las vibraciones en el elemento tendido, exento, con rápidos cambios de esfuerzos, tienden a mover las cuñas y hacer saltar los anclajes. Todo ello hace que, en principio, deban considerarse estos procedimientos inferiores a los sistemas de anclaje por rosca, que basta que sean protegidos con recubrimientos semejantes a los que se disponen para el alambre o resto de la estructura metálica.

El dimensionamiento de los dispositivos de anclaje se efectúa con arreglo a consideraciones muy sencillas:

— El esfuerzo de pretensado es entregado a los elementos longitudinales de acero estructural a través de fuertes chapas, denominadas placas de apoyo, capaces de resistir las tensiones debidas a los esfuerzos localizados.

— Se debe comprobar que la tensión, en el área de contacto de anclaje con dicha chapa, no supere la admisible para el acero de la misma, disponiéndose en otro caso arandelas intermedias, hasta conseguirlo. Estas arandelas no es preciso comprobarlas.

En las piezas de alma llena:

— Los esfuerzos transmitidos a las placas de apoyo se reparten en la sección de acero por presión sobre elementos gruesos, tales como platabandas o rigidizadores longitudinales especialmente dispuestos, no haciéndolo, en cambio, nunca directamente sobre las chapas finas de alma (fig. 2).

— Las placas de apoyo se comprueban como secciones flectadas, simplemente apoyadas en los puntos de reparto, y en la hipótesis de que las cargas transmitidas por los anclajes, se localizan en dos puntos coincidentes con los extremos del área de contacto de la rosca o arandela del anclaje (fig. 3). Se descuenta de la sección resistente a flexión la sección total de los agujeros.

— Finalmente, la placa de apoyo y los rigidizadores se ligan al acero de la sección estructural mediante cordones de soldadura, calculados de manera que resistan las reacciones de la placa de apoyo.

En las figuras 4 a 7 pueden apreciarse diferentes sistemas de anclajes en extremos de piezas.

Cuando el anclaje se efectúa en puntos intermedios de la sección metálica, como ocurre en las piezas con cambios de signo de momentos, el procedimiento es análogo, señalándose que resulta adecuado disponer la placa interrumpiendo la continuidad de la platabanda (fig. 8), para que el esfuerzo de pretensado se transmita por presión, ya que de otra forma resultaría prácticamente prohibitivo. Pueden emplearse dispositivos que aumenten la sección de contacto, a fin de que la presión sea inferior a la admisible, o disponer cubrejuntas si los esfuerzos en la sección lo requieren.

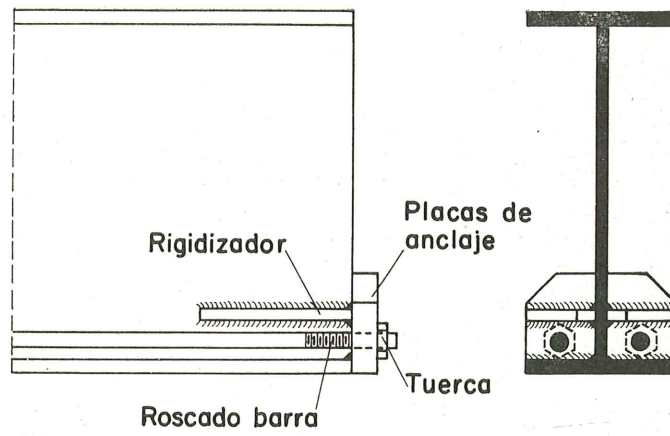


Fig. 4. — Anclaje tipo.

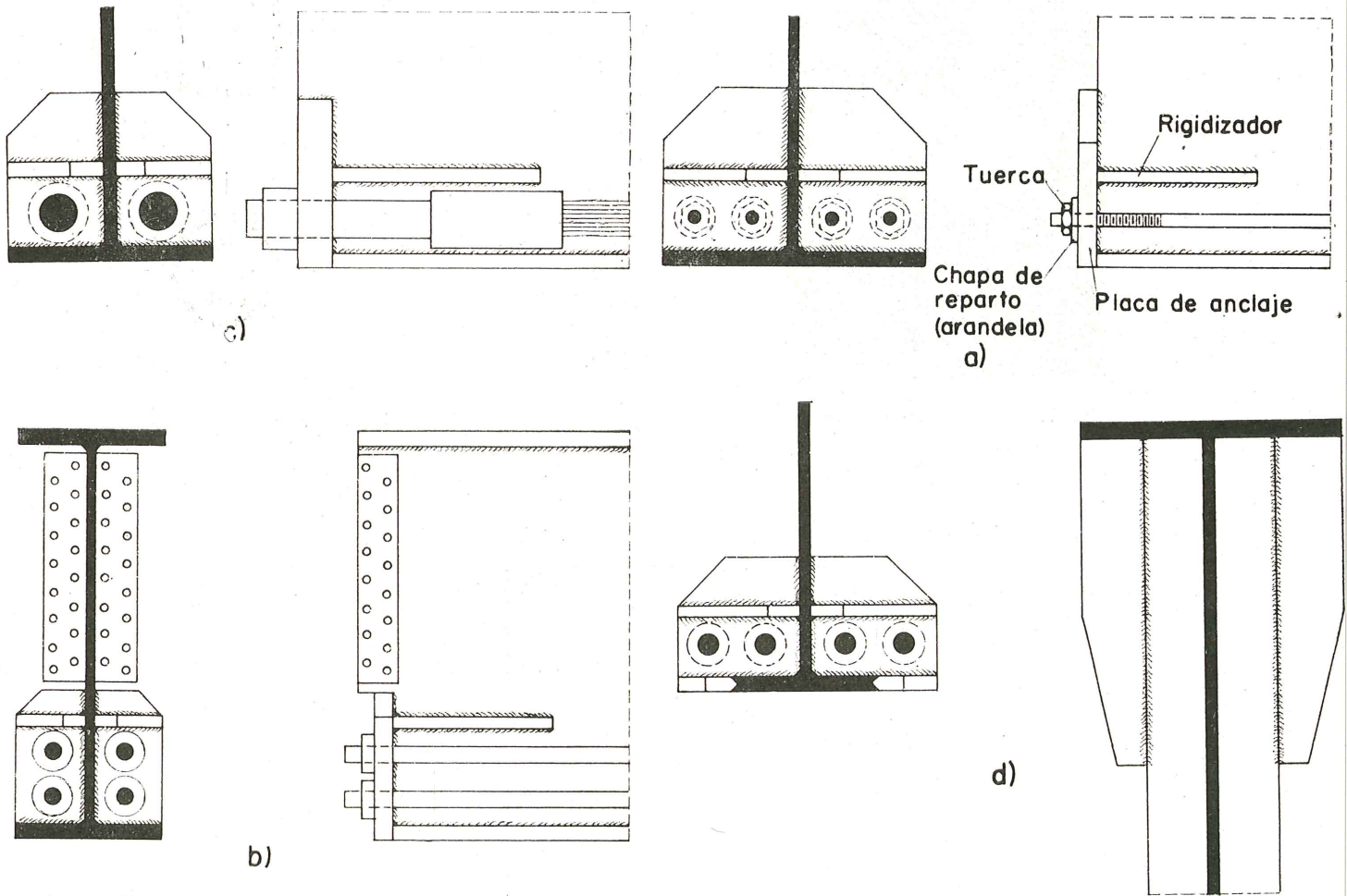


Fig. 5. — Disposiciones diversas de anclajes.

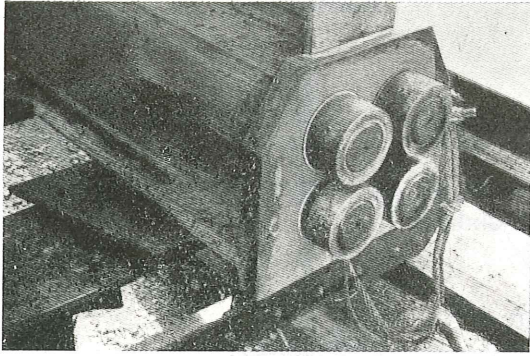


Fig. 6. — Anclajes de tuercas circulares (diapositiva).



Fig. 7. — Anclajes de mazarota.

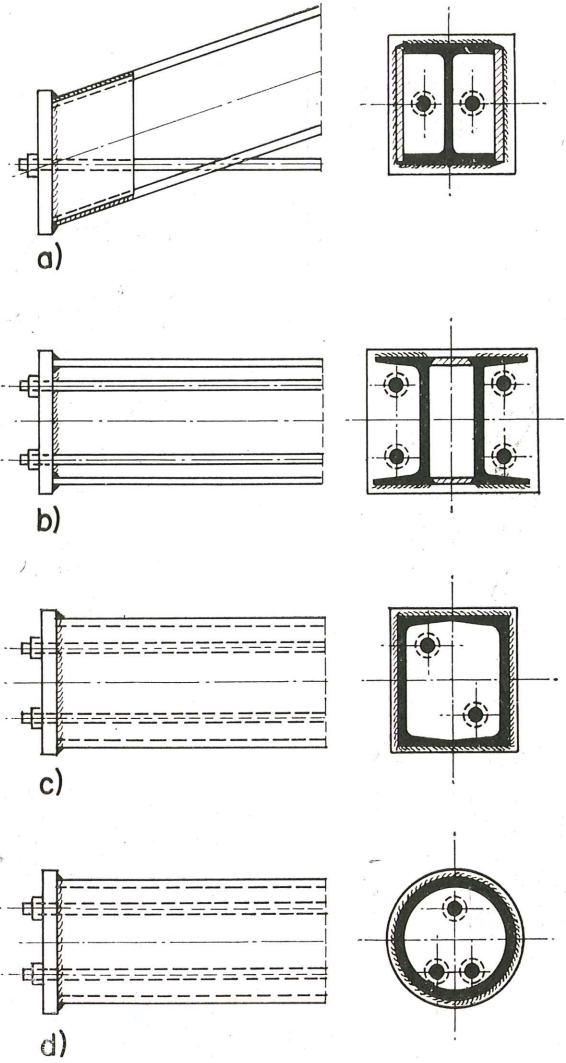


Fig. 9. — Disposiciones de anclaje en extremos de barras de celosías.

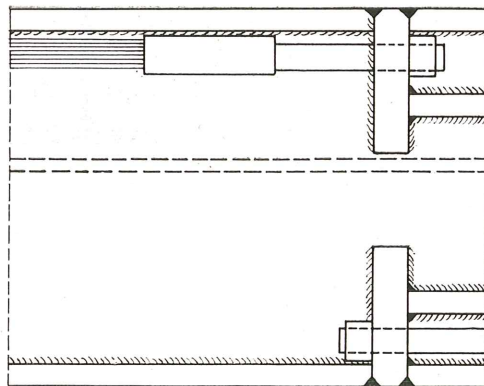


Fig. 8. — Disposición de anclaje intermedio.

— En las estructuras de celosía los anclajes extremos tienen un tratamiento semejante al expuesto anteriormente (fig. 9).

— En los anclajes intermedios el dispositivo resulta muy sencillo, intercalando la placa de apoyo, perforada para los elementos pasantes, cuando existan, en la barra de la

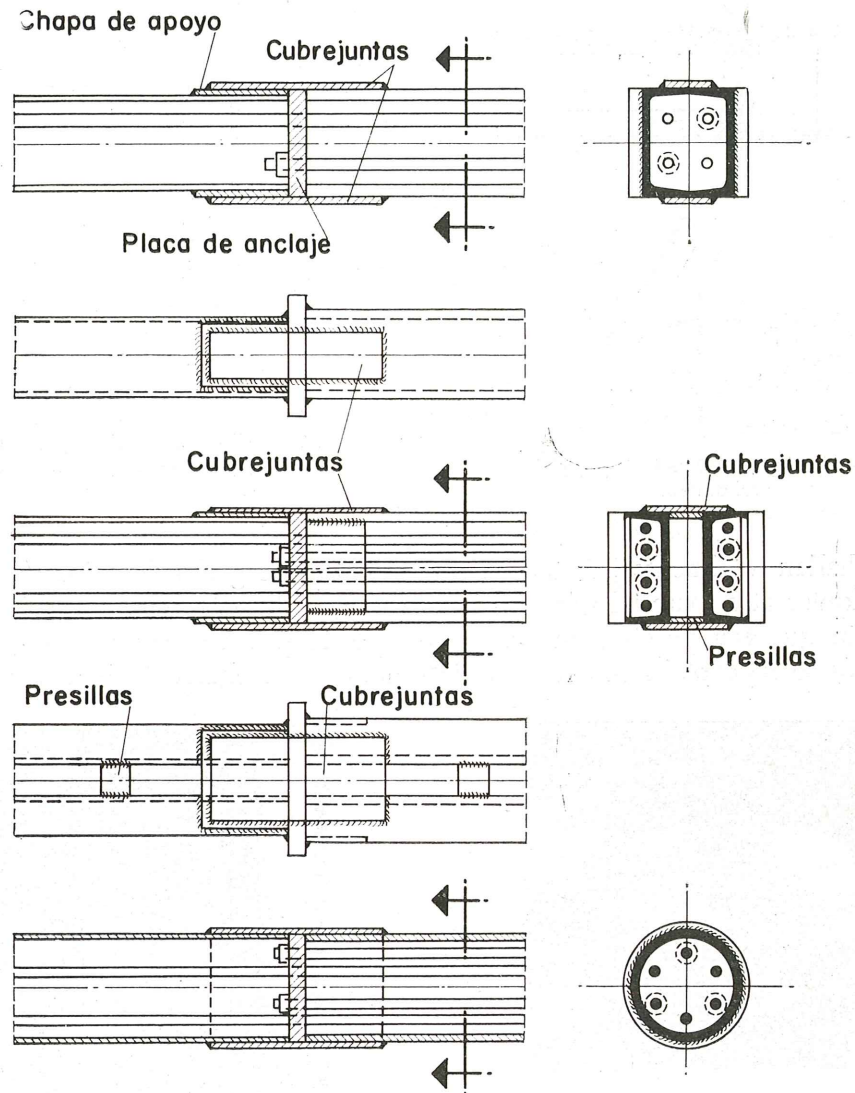


Fig. 10. — Disposiciones de anclajes intermedios, con barras pasantes.

celosía y ligando los dos trozos de la misma mediante cubrejuntas formadas por chapas o manguitos en las secciones tubulares (figs. 10 y 11).

— Los elementos de cambio de dirección de los tensores, cuando existen, se sitúan o en los nudos de las estructuras de celosía, o disponiendo barras accesorias en las mismas, a fin de transmitir los esfuerzos de los cambios de dirección a dichos nudos. Los dispositivos son, por tanto, muy sencillos, y cabe destacar, únicamente, que es adecuado disponer entre los cables y las placas de cambio de dirección — que deben redondearse convenientemente, por lo que, en general, toman el nombre usual de sillas — láminas de

plomo, para facilitar los deslizamientos y repartir las presiones de contacto. Pueden emplearse también cajas herméticas rellenas de plomo (figs. 12 y 13).

La protección de los cables y barras de pretensar suele efectuarse de diferentes maneras, según su disposición en la estructura:

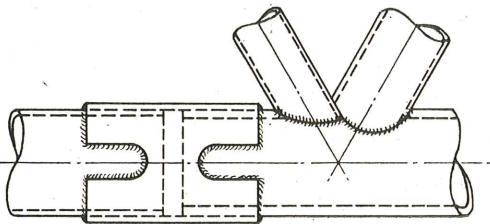
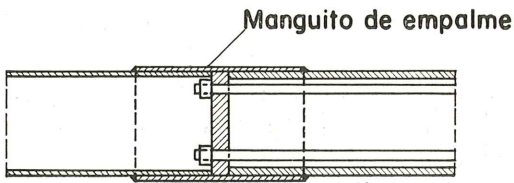


Fig. 11. — Anclaje intermedio tipo, en barras tubulares.

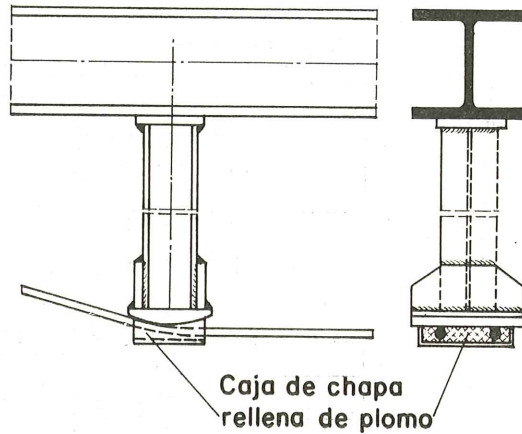


Fig. 12. — Dispositivo de cambio de dirección, de armaduras de pretensar, exentas.

Si se hallan totalmente exentos, es conveniente albergarles en vainas (de chapa, plástico o cualquier otro material adecuado) semejantes a las empleadas en el hormigón pretensado, sin que sea preciso, en este caso, que tengan superficies exteriores irregulares; después se inyectarán con mezclas bituminosas o lechada de cemento.

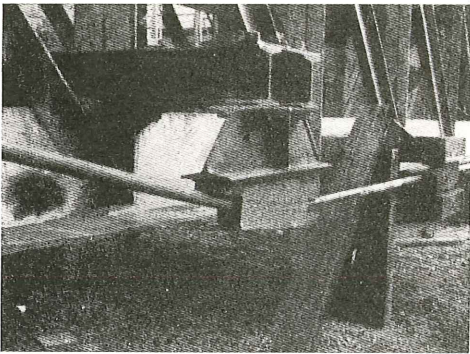


Fig. 13. — Dispositivo de cambio de dirección, de armaduras de pretensar, exentas.

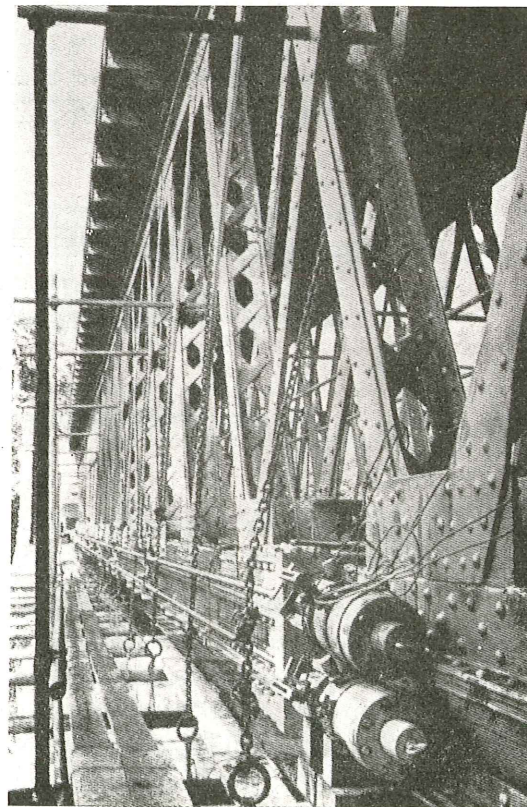


Fig. 14. — Refuerzo de puente de ferrocarril sobre el río Wye, cerca de Monmouth. Celosía de 50 metros de luz, reforzada por 4 ϕ 25 mm, con un esfuerzo total de 200 t. No lleva diafragmas intermedios. Para el pretensado se utilizaron gatos McCall y barras Mac Alloy.

También pueden utilizarse, si las solicitaciones de la estructura son preferentemente estáticas, pinturas protectoras, metalizados y, en general, todos los medios empleados en la técnica de protección de las estructuras metálicas.

En las secciones alveolares o en cajón, en las que se pueda garantizar una relativa estanquidad, la protección sólo necesita ser de tipo somero; pero pueden también, para mayor seguridad, rellenarse los alvéolos cuando sean de sección reducida.

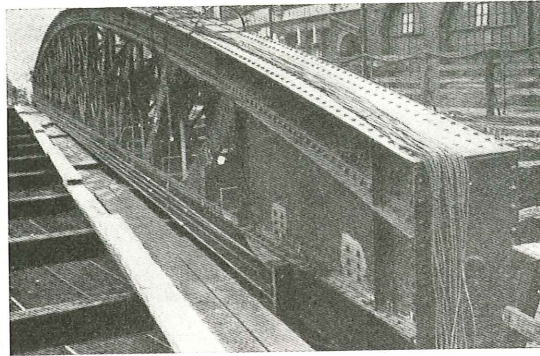


Fig. 15. — Refuerzo de vigas en celosía de 39 metros de luz, en Livery Street, Birmingham. Solución análoga a la de la figura 14.

3.2. Métodos segundo y tercero: pretensado mediante aceros estructurales, soldables, de alto límite elástico.

Se emplean, como en el caso anterior, en piezas de diferentes tipos y formas, pero su gama de utilización es más reducida por las consideraciones que más adelante se exponen.

Se ha visto que estos aceros no pueden emplearse, prácticamente, sin la preparación previa que el pretensado ofrece, ya que para alcanzar sus tensiones admisibles la estructura tendría que sufrir deformaciones elevadas, inadmisibles. Asimismo, los problemas de inestabilidad aumentan considerablemente, y los arriostramientos adicionales necesarios encarecerían notablemente la estructura.

Su empleo, pues, se reduce exclusivamente a zonas tendidas de las piezas, y aún así son necesarios tratamientos previos.

Estos tratamientos pueden ser de dos tipos:

Uno, que corresponde al segundo de los métodos generales señalados, consiste en introducir en la estructura metálica base unos esfuerzos contrarios a los que ha de soportar, que pueden ser de flexión o compresión, según que el elemento en el que va a introducirse el acero de alto límite elástico vaya a ser flectado o traccionado.

En esta situación, se suelda el acero especial y, posteriormente, se retiran las solicitaciones provisionales; o lo que es igual, a la pieza conjunta formada por los dos aceros, se le introducen esfuerzos contrarios a los provisionales y semejantes en magnitud a los que las piezas han de sufrir posteriormente.

El acero especial toma entonces unas determinadas tensiones y el normal no pierde todas las que provisionalmente recibió. El conjunto queda entonces en situación muy favorable para resistir nuevos esfuerzos que aumentan, hasta su valor admisible, las tensiones

del acero especial, y en el normal, primero anulan las existentes de signo contrario y, más tarde, aumentan las de servicio hasta sus valores admisibles.

Las limitaciones inmediatas del procedimiento se refieren al tamaño de las estructuras que pueden tratarse, que debe ser relativamente reducido. En efecto, someter una estructura *in situ* a solicitaciones contrarias a las de uso y de valor elevado suele ser di-

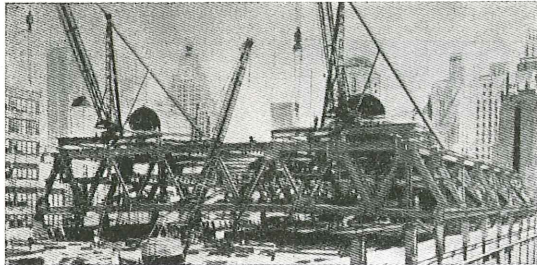


Fig. 16. — Vigas Warren, en celosía, de 60,8 m de luz y 7,8 m de canto, para una estación terminal de autobuses en Nueva York. Las vigas van colocadas a 15,25 m entre ejes y sustentan tres plantas situadas, dos en los cordones superior e inferior y otra a la mitad del canto, colgada de los nudos superiores.

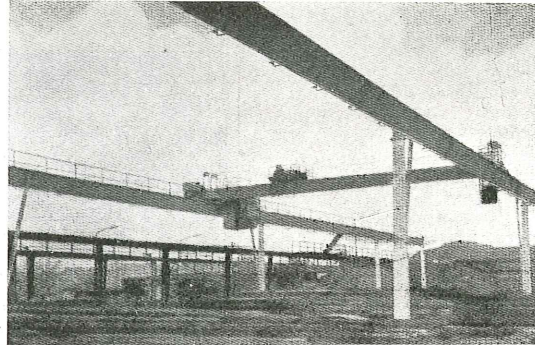


Fig. 18. — Vigas carril para puente grúa en Dresden. Son vigas de sección en cajón triangular, de 1 m de canto y 24 m de luz, para puente de 5 t. Pesar 208 Kg/m l.

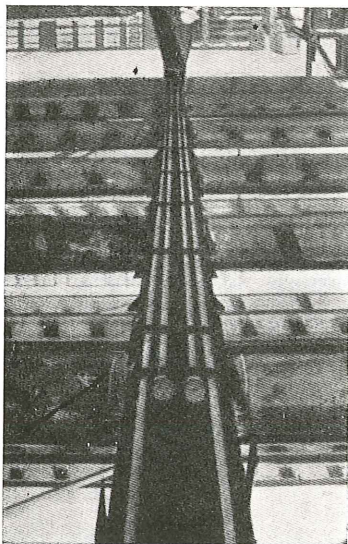


Fig. 17. — Detalle de la colocación de los cables.

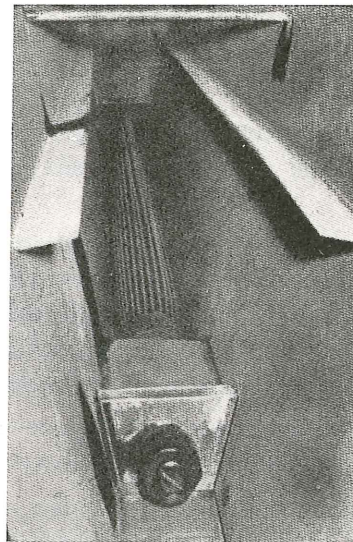


Fig. 19. — Detalle de la armadura de pretensado. Va protegida por una capa de pintura de minio.

fácil y costoso, aparte las dificultades de soldeo en obra de estos aceros; con ello se anula la ventaja económica que se obtiene al emplear acero especial. Si se efectúa la presolicitación en taller, los elementos han de ser también limitados en tamaño, por razones de transporte y montaje. Y en la solución aparente de pretensar elementos parciales de la estructura, como pueden ser diagonales y barras de los tirantes de las celosías, parte de la ventaja adquirida se anula, ya que la deformabilidad de estos miembros puede ser

grande y superar, la deformación del conjunto formado con los mismos, los valores admisibles.

Este procedimiento es interesante, sin embargo, si las cargas permanentes son comparables a las sobrecargas, ya que entonces, disponiendo contraflechas adecuadas, se cuenta con piezas aptas para que las deformaciones finales originadas por las sobrecargas no superen los límites admisibles.

La cantidad de acero especial viene fijada, precisamente, en base a estas consideraciones — ya que, en el límite, podría ser todo acero especial, si no hubieran de limitarse las deformaciones del conjunto — y a la estabilidad de la pieza de acero normal durante la fase de presolicitación.

El cálculo de las piezas, tanto en la fase de presolicitación como en la de uso, es totalmente análogo al de una sección metálica simple, ya que la unión entre ambas clases de acero es continua.

El estado tensional, en todo instante, se asemeja al de una pieza de hormigón pretensado, si se exceptúa el hecho de la existencia de tracciones en el acero ordinario.

Los factores, ya mencionados, de mayor sensibilidad de los aceros especiales a la corrosión y fatiga, así como la consideración de posibles reducciones de la tensión admisible, en el acero estructural por estados de tensiones de signos opuestos, son en todo semejantes a los del método primero, antes expuesto; pero sus características resistentes son mejores, en cuanto a impacto, vibraciones del conjunto y deformabilidad, por una mayor efectividad del trabajo conjunto de los aceros y por precisarse mayores áreas para idénticos esfuerzos, con lo que las inercias no se reducen tan fuertemente. Mejoran, asimismo, las condiciones de protección, montaje, etc. Por el contrario, es un método inadecuado para el refuerzo de estructuras antiguas.

Los principales problemas que plantea este método se refieren al proceso de soldadura, recomendándose que, en la fase de presolicitación, sólo se suelden los puntos estrictamente necesarios para asegurar el conjunto al retirar las cargas de predeformación y que, posteriormente, se completen las soldaduras y se refuercen las antes dadas.

El otro procedimiento, el tercero, consiste en utilizar como energía de deformación la calorífica. Aumentando la temperatura del acero especial hasta que las deformaciones del mismo sean las necesarias, y soldando entonces el acero especial en caliente al acero normal; al enfriarse aquél se produce un estado de tensiones interno, semejante en todo al logrado por el procedimiento anterior.

Las limitaciones en el empleo de este sistema son también muy análogas a las del anterior, descartándose totalmente la utilización *in situ*.

Las temperaturas necesarias no suelen ser superiores a los 100°, para obtener tensiones finales análogas a las conseguidas, en el caso de presolicitación, con tensiones del orden de los 2.100 kg/cm².

3.3. Cuarto método: pretensado sin empleo de materiales resistentes adicionales (presolicitaciones).

Este método es utilizable, únicamente, en sistemas externa o internamente hiperestáticos. Su finalidad última es, como en los casos anteriores de pretensado de estructuras metálicas, aumentar la capacidad portante o disminuir el coste de una determinada construcción, y tiene para ello, como posibilidades, el aprovechar zonas de los diagramas de estos

materiales que por el procedimiento ordinario no se emplearían, y, también, utilizar los materiales de las zonas menos solicitadas de la estructura para ayudar a otras más cargadas, efectuando una labor de homogeneización que puede resultar ventajosa. También puede transformar efectos muy desfavorables (tales como los de inestabilidad) en otros menos graves.

En la mayor parte de las ocasiones, las soluciones incluidas en este grupo consisten en un ingenioso proceso constructivo, ideado para una determinada obra, que no puede ser fácilmente aplicado a otra estructura y, por tanto, su comentario se sale de los límites de esta charla.

Sin embargo, parece oportuno exponer uno o dos esquemas, con el fin de dar una idea sobre este tipo de soluciones que, realmente, pueden tener interés, más o menos acusado, en algunos casos.

El primero consiste en lo siguiente:

Es sabido que en las grandes estructuras de celosía, con barras muy rígidas, los momentos secundarios pueden jugar un papel importante en el dimensionamiento de las barras, y que éstos son más acusados a medida que la sollicitación aumenta. Una posible solución favorable consiste en predeformar la estructura, introduciendo oportunos esfuerzos en algunas de las barras de la misma, de manera que las tensiones secundarias se presenten en el instante de las cargas permanentes, y que, por el contrario, para el estado de carga máxima, la estructura tome la forma ideal correspondiente a articulaciones perfectas en los nudos.

Teniendo en cuenta que, en ocasiones, estas tensiones secundarias pueden alcanzar valores locales que llegan hasta el 60 por 100 de los correspondientes al estado articulado, se comprende que el ahorro puede ser considerable; si bien el sistema tiene, como factor en contra, que sólo es totalmente efectivo para un determinado esquema de sollicitación, precisamente el supuesto para el trazado ideal de la estructura.

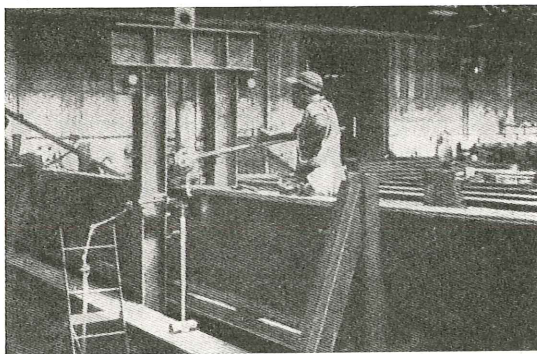


Fig. 20. — Detalle de la predeformación de vigas, de 82 y 76 cm de canto, con tensiones iniciales de 2.100 Kg/cm² en el acero ordinario y 3.800 Kg/cm² en la chapa de acero especial, bajo las sobrecargas. En estas vigas se obtuvo un ahorro del 25 por 100.

La predeformación puede efectuarse mecánicamente durante la construcción en taller; o en obra, aprovechando los esfuerzos provocados por el peso propio o por la maquinaria con que se cuenta. En este caso, debe cuidarse al máximo el proyecto y la preparación de los distintos elementos que forman la estructura, para que el constructor pueda realizar fácilmente el ensamblaje, ya que si no es así, no pensará que se deba a un plan preconcebido, sino que, maldiciendo al taller, procurará, forzando o cortando, realizar las uniones en forma cualquiera.

Otro procedimiento de tipo general consiste en el descenso o elevación de apoyos, empleando como fuerzas los pesos propios en el primer caso y elementos hidráulicos en el segundo.

Se consigue con ello introducir en la estructura leyes de esfuerzos que, en general, en algunas zonas son contrarias a las que, más tarde, en la estructura finalizada, han de inducir las sobrecargas, lográndose así disminuir los valores máximos, uniformando más el conjunto o evitar esfuerzos importantes en determinados puntos muy desfavorables.

Así, por ejemplo, en el caso de puentes de tablero inferior en viga continua de dos vanos, pueden reducirse las tensiones debidas a la carga permanente en el cordón superior de la zona comprimida, difícil de arriostrar, por descenso de los apoyos extremos, o, viceversa, en los de tablero superior, por descenso del apoyo central, reducir los arriostamientos del cordón inferior y dar forma más uniforme a la sección resistente.

Tienen en contra estos procedimientos los grandes recorridos que se precisan en cuanto las luces son relativamente grandes, lo cual lleva a soluciones costosas que rápidamente anulan las ventajas antedichas.

Resumiendo, y antes de pasar a mostrar algunos ejemplos de utilización, puede decirse que el pretensado de estructuras metálicas es perfectamente viable, pero que su campo de aplicación se halla limitado y las economías apreciables solamente se presentan en casos adecuados, que pueden ser:

- Cuando el peso propio o carga permanente es considerable respecto al total.
- En piezas sometidas preferentemente a cargas estáticas.
- En cubiertas de gran luz en las que la mayor parte de la carga es debida al peso propio, que puede reducirse en cerca del 15 por 100, lo cual redundará en las piezas en sí, en la estructura portante y en las cimentaciones.
- En cubiertas de celosía, particularmente si se emplean dos cordones paralelos en la cabeza superior, ya que el arriostamiento preciso entonces es muy reducido.

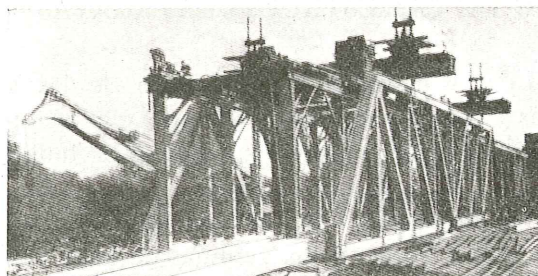


Fig. 21. — Puente Victoria, en el ferrocarril del noroeste de la India. Vigas en celosía, de 46,5 m de luz, con pretensado de los montantes para reducir las deformaciones secundarias bajo sobrecarga total.

Por el contrario, aunque su empleo puede ser de interés con un estudio adecuado, no es tan favorable:

- En estructuras con sobrecargas dinámicas o repetidas y de gran valor frente al peso propio (grúas, puentes grúa, tramos de ferrocarril, etc.).
- En ambientes agresivos, salvo que se dispongan secciones de forma adecuada.

En los casos citados como adecuados, una evaluación económica comparando métodos convencionales y pretensados ofrece, en general, reducciones a favor de estos últi-

mos, que pueden cifrarse en el 12 a 15 por 100 en peso, y 8 a 12 por 100 en coste de la solución de acero estructural, y que pueden aumentar hasta 15 a 30 por 100 en peso, y 20 a 25 por 100 en coste, en elementos de gran luz, sometidos a cargas permanentes considerables y pretensados exclusivamente con elementos rectos. No se incluyen en estos valores los ahorros en los elementos portantes, cimentaciones, etc., que las reducciones en peso llevan consigo.

En el refuerzo de estructuras metálicas antiguas, las diferencias son aún más espectaculares, pudiendo llegar hasta valores del 40 por 100 de las soluciones convencionales en coste, y sólo el 30 por 100 en tiempo, aparte las ventajas de mínima perturbación de los servicios de las vías.

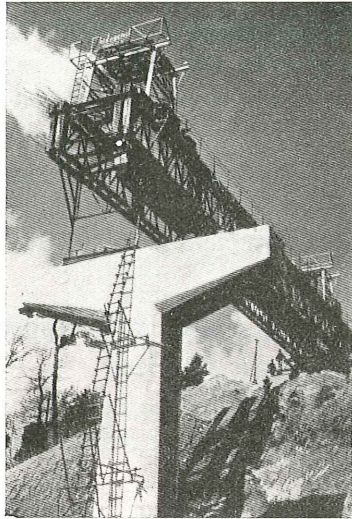


Fig. 22. — Puesto de lanzamiento, de 60 m de longitud, para vigas de hormigón pretensado. Está formado por cuatro elementos en celosía, constituidos por piezas de 6 m de longitud que se unen mediante un pretensado. Las armaduras de pretensado están formadas por alambres de 7 mm de diámetro anclados en grupos de cuatro. El procedimiento de pretensado utilizado ha sido el P.S.C. El momento máximo que puede resistir este puente es de 900 m t.

4 EL PRETENSADO DE LAS ESTRUCTURAS MIXTAS

Si en la descripción de los métodos de pretensado de las secciones metálicas se ha aludido a las diferencias existentes en el tratamiento y características de las mismas, respecto a las secciones de hormigón, al comenzar con el pretensado de las secciones mixtas debe volverse en parte a las ideas de este material, ya que tales secciones constituyen un punto intermedio entre las metálicas y las de hormigón, sin presentar ninguno de sus defectos y reuniendo, en cambio, parte de las ventajas de cada una; es decir, con esto se desea señalar que el pretensado en las estructuras mixtas, cuando tiene un fin lógico, es la solución prácticamente más perfecta que puede lograrse, lo que es natural si se tiene en cuenta que se emplean los materiales resistentes más eficientes actualmente existentes, y de cada uno de los mismos se utilizan sus efectos más favorables.

El hecho de estar formadas las estructuras mixtas por dos materiales con características de ejecución, resistentes y funcionales muy diferentes, permite utilizar procedimientos de construcción muy diversos, que son dependientes de las condiciones particulares de cada realización.

El pretensado que ha de actuar sobre las mismas introduce, a su vez, nuevas modalidades diferentes que, combinadas con las correspondientes a la ejecución, permiten una gama de posibilidades extraordinariamente amplia y cuya exposición se hace por ello muy difícil.

Por esta causa voy a tratar de esquematizar los principales procedimientos utilizables, agrupándolos, de acuerdo con sus características fundamentales, en los tres amplios apartados siguientes:

1. Procedimientos de pretensado mediante barras, cables y alambres de acero de alta resistencia.
2. Procedimientos de pretensado mediante colocación de material en piezas presolicitadas por esfuerzos contrarios a los que han de producir las sobrecargas de uso.
3. Procedimientos de presolicitud sin introducción de nuevos materiales.

4.1. Pretensado de estructuras mixtas mediante barras, cables o alambres de acero de alta resistencia.

Las soluciones de este tipo presentan, en parte, las características señaladas en el pretensado de estructuras metálicas, lográndose con las mismas notables ahorros de ace-

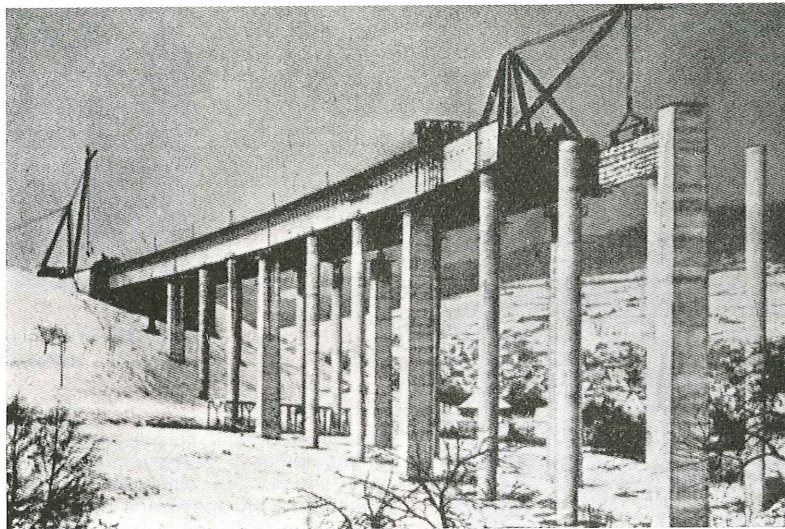


Fig. 23. — Vista de la construcción del puente de Kauppen. Esta solución ganó un concurso entre 67 proyectos. El puente consta de 6 vanos de 60-65 y 70 m de luz, con una longitud total de 390 m. Durante la construcción se colocaron apoos provisionales en puntos situados a los tercios de la luz.

ro estructural que compensan, sobradamente, las cantidades de acero especial utilizadas. Muchos de los inconvenientes señalados en aquéllas desaparecen aquí al poder utilizar adecuadamente las propiedades ventajosas del hormigón presente en las secciones de este tipo. Entre las nuevas ventajas pueden citarse especialmente: la efectividad completa de los aceros de pretensar en las secciones, ya que gracias a su adherencia con el hormigón se integran totalmente en la sección resistente y no parcialmente como ocurría en aquéllas; la eliminación de los problemas de inestabilidad (pandeo lateral) durante la operación de pretensado; la desaparición práctica de los subsiguientes problemas de vibraciones, impacto, protección de armaduras, etc., y, fundamentalmente, el aumento de la rigidez a flexión de la estructura que, en las secciones metálicas limitaba, por deformaciones e inestabilidad, el empleo de estos procedimientos.

Para su estudio, este tipo de soluciones puede dividirse en dos grupos, aunque, posteriormente, el análisis de la fluencia y el necesario tratamiento adicional, en el caso de estructuras hiperestáticas, vuelve a ser común a ambos. Estos dos grupos son:

- 1.º Soluciones basadas en el pretensado de las zonas sometidas a momentos negativos.
- 2.º Soluciones basadas en el pretensado de las zonas sometidas a momentos positivos.

El pretensado de las secciones mixtas sometidas a momentos negativos tiene por misión fundamental conferir al hormigón de las mismas un grado de compresión previo su-

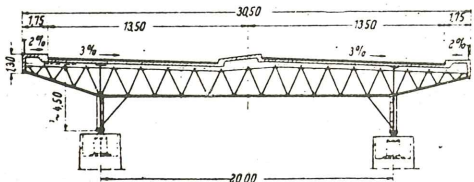


Fig. 24.— El tablero del puente de la figura anterior tiene una anchura total de 30 m y está formado por dos vigas principales, de 4,50 m de canto, separadas 20 m entre ejes. Tanto las vigas principales como las celosías secundarias son piezas mixtas, con pretensado longitudinal y transversal del tablero. El pretensado se introdujo una vez enlazado el tablero a las vigas.

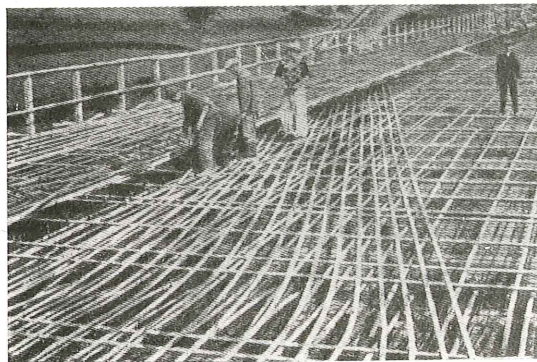


Fig. 25.—Detalle de las armaduras de pretensado, longitudinales y transversales, del tablero de la figura anterior. El esfuerzo máximo de pretensado longitudinal en apoyos es de 6.000 t. El transversal varía entre 26 t/m l hasta 170 t/m l, en los apoyos extremos, como consecuencia de que el tablero forma el alma de la viga contraviento.

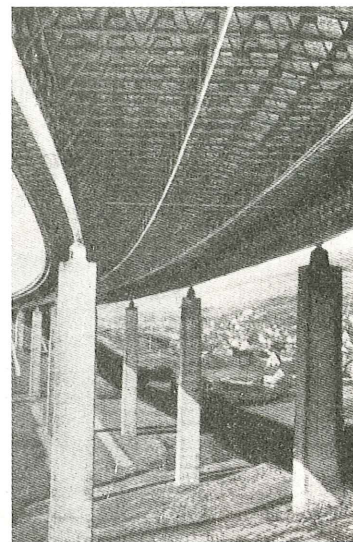


Fig. 26.—Vista inferior del puente de Kauppen, terminado.

ficiente que le permita colaborar, en todo momento, frente a las sollicitaciones exteriores que tienden a traccionarlo. El mismo resultado podría lograrse, y en ocasiones así se hace, situando la sección de hormigón, apoyada simplemente sobre la de acero estructural; es decir, sin conexión alguna entre ambos materiales y confiando a este último toda la labor resistente.

Aparte de que esta solución conduce a inercias mucho menores, y en ocasiones esta condición puede ser limitativa, la pérdida de canto que se produce (salvo que se adopten soluciones poco constructivas de enrasar sección metálica y tablero al mismo nivel superior), y el mayor precio relativo del acero estructural conducen a soluciones más costosas y estructuralmente menos eficientes.

Sí puede, en cambio, presentarse como alternativa el efectuar el pretensado antes o después de realizada la conexión del hormigón con la sección metálica.

En el primero de estos casos, la sección de acero estructural no se ve, en principio, afectada por el pretensado, sino que es solamente el hormigón el que queda comprimido.

En el otro caso es la sección mixta total la que queda sometida al pretensado, con tensiones, en ambos materiales, contrarias a las que las sobrecargas harán aparecer.

La elección de uno u otro procedimiento parece, en ocasiones, clara. Así, si la acción de los pesos propios de los materiales va a incidir sobre la sección mixta porque la ejecución de la losa de hormigón, hasta su endurecimiento, se realiza con la viga metálica debidamente apeada, entonces el pretensado parece adecuado realizarlo antes de la conexión, tomando cada material su parte en el trabajo en forma muy directa. Si, por el contrario, el acero estructural soporta, en solitario, su propio peso y el del hormigón fresco, hasta el endurecimiento de éste, puede ayudársele, disminuyendo sus tensiones en parte, mediante el pretensado de la sección mixta completa, operación que tiende a sustituir acero estructural por acero de pretensar, al mismo tiempo que reduce las flechas del conjunto.

En general, y salvo que se presenten situaciones en las que la esbeltez de la solución sea máxima y no interese reducir la sección de acero estructural, parece interesante llegar a esfuerzos de pretensado máximos en la sección de hormigón, inclusive pretensando en dos etapas, una previa y otra posterior a la conexión, si ello es posible.

Sin embargo, otros factores pueden decidir la elección del procedimiento; pueden ser por ejemplo: el proceso constructivo, el plazo, la conexión, si el tipo de la misma viene fijado por otras causas más decisivas, etc., y, fundamentalmente, la forma de la sección. Así, si la sección de hormigón es muy importante respecto a la de acero (losa de gran espesor con vigas de canto reducido), el pretensado debe hacerse posteriormente a la conexión, con el fin de lograr un mayor aprovechamiento de toda la sección y disponiendo en ella el pretensado lo más excéntricamente posible. Si, por el contrario, la sección de hormigón es de espesor relativamente pequeño respecto al canto de la viga de acero, entonces el pretensado debe hacerse previo para contar con el máximo posible de la capacidad de aquélla.

El pretensado de las secciones sometidas a momentos positivos es, realmente, un pretensado de la sección metálica seguido, posteriormente, de la colocación y conexión del hormigón a la misma.

Aunque este pretensado puede hacerse exactamente en la forma señalada antes para las piezas metálicas, situando los elementos de pretensado exentos, puede también utilizarse un procedimiento que, realmente, consiste en formar una doble sección mixta, pretensando una sección inferior de hormigón conectada a la pieza metálica.

Este procedimiento es aplicable, especialmente, a secciones cerradas de tipo cajón y consiste en disponer, en el fondo de las mismas, una capa de hormigón en la cual se dejan las vainas para las barras de pretensar. La capa de hormigón se dispone conectada a la sección metálica en forma conveniente para resistir los esfuerzos de cizallamiento que se presentan al trabajar conjuntamente todos estos materiales. Esta forma de pretensar las secciones metálicas ofrece las ventajas de: efectividad completa del acero especial, protección, reducción de los problemas de vibración y deformación y eliminación de los problemas de pandeo durante el pretensado. El hecho de formarse una sección mixta lleva consigo la posibilidad de conectar antes o después del pretensado.

En todos los casos citados, excepto en el de formarse secciones mixtas con secciones metálicas pretensadas por cables exentos, la fluencia del hormigón, es decir, las deformaciones diferidas del mismo, redistribuyen el efecto del pretensado, tanto más cuanto menor es la rigidez relativa de la sección de acero estructural respecto a la de la losa de hormigón, llegándose fácilmente hasta reducciones del 30 al 40 por 100 en la tensión del hor-

migón, en tableros de 15 a 20 cm de espesor, y coeficientes de fluencia del orden de 1,5 a 2. Asimismo, la retracción, especialmente si el hormigón se pretensa a edades tempranas, produce una reducción en la tensión del hormigón, debida, por un lado, al propio fenómeno coartado, y por otra, a la pérdida de tensión de las barras por acortamiento del hormigón.

Por el contrario, en el acero estructural se producen, especialmente en la fibra superior de contacto, notables incrementos de tensión que deben ser considerados y que pueden fácilmente, en el caso de secciones metálicas muy disimétricas, alcanzar valores del orden de los 1.200 kg/cm². Las tensiones inducidas por este fenómeno en la fibra inferior suelen estar entre los 100 y 200 kg/cm².

El cálculo de estas redistribuciones y de los esfuerzos que llevan consigo en las conexiones es una tarea propia del cálculo de secciones mixtas y no es posible referirse ahora a ello. Por otra parte, en el caso de tratarse de estructuras hiperestáticas de cierta importancia, no puede tampoco desestimarse la influencia del cambio del valor de las magnitudes hiperestáticas en el tiempo, debido a la fluencia, y se hace preciso otra comprobación adicional que la considere. Esto no es necesario casi nunca en el hormigón pretensado, ya que, inclusive con grandes cuantías de acero, estas variaciones no exceden del 10 por 100 o el 15; sin embargo, en las piezas mixtas pueden ser del orden del 50 por 100 e incluso superiores.

En ningún caso se produce, efectivamente, pérdida de la energía interna del sistema, sino que se originan redistribuciones de la misma. Muchas de ellas pueden reproducirse en sentido contrario, si en el cálculo se consideran criterios plásticos, pero aparte de que ello lleva a mayores movimientos (flechas y giros) puede cambiarse fundamentalmente, en ocasiones, el esquema estructural — por ejemplo por fisuración del hormigón y cambios grandes de la inercia — y producirse situaciones imprevisibles en un estudio elástico que no considere todos estos fenómenos y procesos.

En todo caso es, pues, necesario comprobar la seguridad a rotura de la estructura, y puede para ello tomarse, como coeficiente de seguridad adecuado, el valor 1,65, de acuerdo con las Normas DIN. Para el coeficiente de seguridad a fisuración puede fijarse un valor más bajo que en las obras de hormigón pretensado, ya que la importancia de este factor no es tan acusada como en éstas, puesto que existe una parte de la sección de acero que puede trabajar en tracción y, por tanto, las pérdidas de rigidez consiguientes son más lentas; un valor del orden de 1,1 parece perfectamente válido.

En cuanto a la realización del pretensado no hay apenas innovaciones. Son válidos todos los sistemas utilizados en el hormigón pretensado, inclusive con mayor facilidad, ya que aquí los aceros de pretensado suelen disponerse con trayectorias perfectamente rectilíneas. Cuando lo que se pretensa es la sección metálica son, asimismo, válidos los detalles y procedimientos reseñados con anterioridad.

4.2. Pretensado de piezas mixtas por colocación de material sobre elementos presolicitados.

Si un perfil metálico de acero de límite elástico elevado es flectado y se rodea la zona traccionada con hormigón y, tras endurecer éste y quedar adecuadamente ligado al perfil —bien por adherencia o colocando los oportunos medios de conexión—, se retiran las fuerzas que producían la flexión, el hormigón queda comprimido y la pieza metálica con unas determinadas tensiones remanentes. Si en esta situación se completa el hormigo-

nado rodeando el perfil o ligándole a una sección de hormigón, queda constituida una sección mixta en la que, al aparecer nuevos esfuerzos del mismo signo de los aplicados al principio, se tiende a descomprimir el hormigón inicialmente dispuesto, aunque con un ritmo diferente debido a la aportación resistente del hormigón situado con posterioridad. Se logra así situar poco acero, de alta calidad, protegido, y con pequeñas deformaciones (en comparación con las que tendría un perfil solo) para las cargas de uso.

Este procedimiento, aún más perfeccionado, por utilizar un material laminado con una cierta curvatura, de manera que al ser retirada la presolicitación de la pieza, ésta quede perfectamente recta, constituye el sistema Preflex, patentado.

La fluencia del hormigón tiende a reducir en parte las ventajas iniciales pero, aun con eso, su empleo puede resultar interesante.

4.3. Procedimientos de presolicitación sin introducción de nuevos materiales.

Dentro de este apartado pueden citarse diferentes métodos, algunos de los cuales se aproximan a procedimientos constructivos, pero que a causa de su corriente utilización pueden ser considerados en cierto modo como métodos de pretensar.

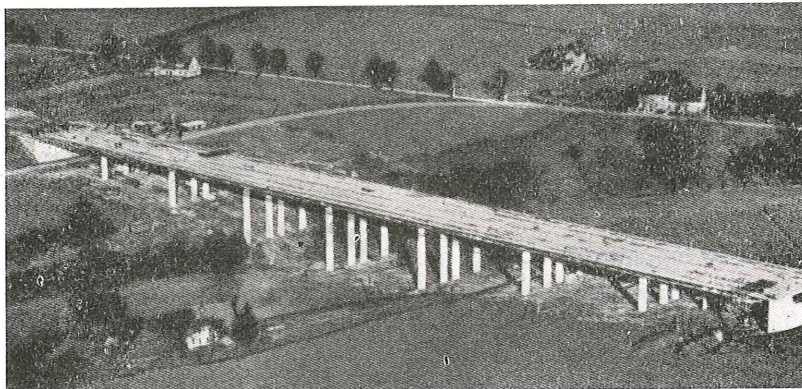


Fig. 27. — Puente de Liedbachtal. Consta de 8 tramos de 37,5 m de luz y una anchura total de tablero de 27 m. Está formado por seis vigas principales, de 1,50 m de canto; cuatro de ellas van sobre apoyos aislados y las otras dos, flotantes, apoyadas en diafragmas transversales.

Así, en primer lugar pueden citarse los pretensados por elevación y descenso de apoyos. Su mayor interés se centra en las estructuras con piezas metálicas importantes, en las que combinando la ejecución del tablero con estas operaciones pueden lograrse soluciones de interés.

El método permite crear, en determinadas partes de la estructura, estados de tensión opuestos a los que luego las sobrecargas van a inducir. Estos estados son, preferentemente, compresiones en la sección de hormigón, de las zonas de momentos negativos bajo la acción del peso propio o la sobrecarga. De esta forma, el hormigón colabora en la resistencia ante dichas sollicitaciones.

En puentes, la secuencia de ejecución del tablero es muy interesante, para aprovechar en lo posible la acción de su peso propio sobre la estructura previamente elevada o descendida, reduciendo en parte los valores de los movimientos precisos.

Tiene como defecto en contra que la fluencia del hormigón tiende a reducir las tensiones logradas en el mismo, aunque en este caso la rigidez a flexión de los elementos me-

tálicos juega un papel favorable, y hace que pueda contarse con un 40 a 60 por 100 del valor inicial, en la mayor parte de los casos, al contrario que en las obras de hormigón armado o pretensado, en las que se reducen incluso a menos del 10 por 100.

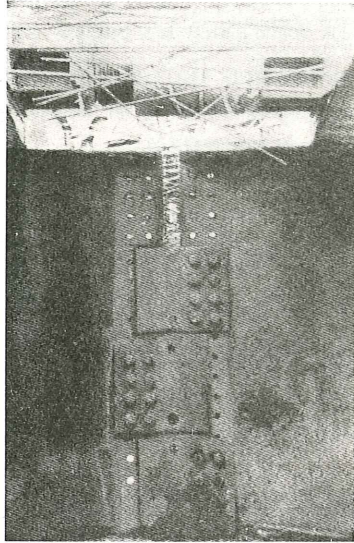


Fig. 28. —Detalle de la junta provisional del puente de la figura 27, antes del pretensado.

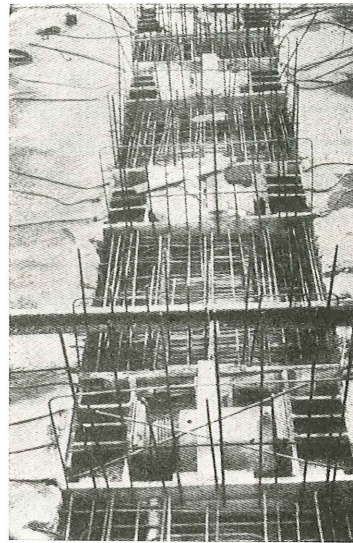


Fig. 29. —Puente de Liedbachtal. Detalle de la junta del tablero y de la disposición de los elementos de pretensado.

Su utilización no es aconsejable en puentes de gran longitud, porque en tal caso ello lleva a movimientos importantes de los apoyos y el coste de ejecución se eleva excesivamente. No obstante, es posible paliar este defecto; se mostrará más tarde un ejemplo en el que, con un ingenioso proceso, se consigue obviar este problema.



Fig. 30. —Aspecto de la obra del puente de Liedbachtal antes del pretensado y bloqueo de las juntas. Puede apreciarse la curvatura en la zona central del puente.

También en este grupo pueden citarse los pretensados por refuerzo e incurvación, provisionales.

En el primer caso, refuerzo provisional, válido para piezas de luces medias con apoyos intermedios difíciles, se dispone una armadura en forma de celosía, de manera que

la sección metálica de la viga forme el par de dicha celosía provisional; sobre ésta se coloca el hormigón de la pieza mixta. Endurecido este material, se retiran los tirantes y diagonales, lo cual equivale a introducir en la sección mixta un momento positivo. La sección metálica queda así aliviada, en gran parte, por el tablero de hormigón, de la sollicitación de peso propio.

También puede realizarse esta misma idea incurvando el perfil metálico, una vez fijo en sus apoyos, con puntales metálicos, para luces relativamente pequeñas; o pretensándole mediante barras, para luces mayores. Terminada la operación de hormigonado se retiran los elementos auxiliares y la sección mixta recibe el peso propio total y aun se puede aligerar el perfil metálico a costa de solicitar más fuertemente el hormigón. Este método es válido, por tanto, en los casos en que el hormigón vaya a estar sometido a pequeños esfuerzos, por las condiciones de la construcción. La deformabilidad del sistema baja sobremanera, lo cual es también una ventaja, ya que las piezas metálicas pueden aligerarse sin temor de sobrepasar los valores críticos.

El pretensado, mediante desbloqueo de coacciones provisionales, es un sistema creado por un ingeniero italiano, F. De Miranda, y está basado, esencialmente, en la utilización adecuada del famoso método de las distorsiones de Volterra, que ha dado a la escuela investigadora italiana, a través de los profesores Colonetti, Levi y Macchi, numerosos éxitos en el campo teórico del hormigón.

El método es realmente simple y permite, de manera eficiente, introducir la influencia del peso propio en la sección mixta, aunque la ejecución se realice apoyándose totalmente en la estructura metálica, sin apeo alguno. Esto, que favorece extraordinariamente el montaje y coste, posee sobre todo un interés grande en los puentes sobre vías férreas o carreteras, ya que no interrumpe su servicio, prácticamente en absoluto.

Consiste, fundamentalmente, en disponer la estructura metálica, sobre la cual se ejecuta luego el tablero o forjado, en forma continua o, más generalmente, hiperestática, pero situando en puntos convenientes juntas, en principio bloqueadas.

En el tablero de hormigón se disponen juntas abiertas sobre estos puntos singulares.

Una vez endurecido el hormigón, se desbloquean las juntas fijas de la sección de acero, convirtiéndose en articulaciones, con transmisión de cortantes. Los momentos exis-

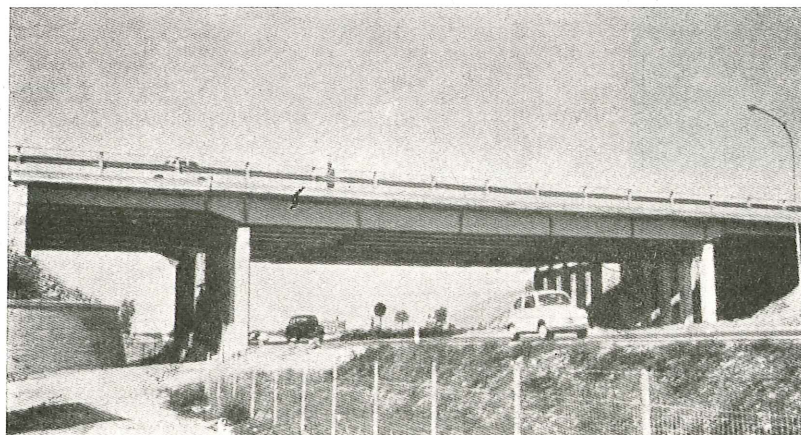


Fig. 31. — Puente en la autopista del Sol, en el tramo Florencia-Mare. Consta de tres tramos de 9-27-9 m de luz, y está constituido por cinco vigas de un metro de canto, con tablero de 18 cm de espesor. Para el pretensado se utilizó el procedimiento de desbloqueo de las juntas provisionales en la sección metálica.

tentes en este punto en la sección metálica se anulan, apareciendo unos momentos iguales y contrarios que se aplican a la sección mixta y que, descargando el acero, tienden a comprimir el hormigón. Las coacciones provisionales, por tanto, deben situarse, a ser posible, sobre los puntos de momentos negativos máximos, o próximos a los mismos.

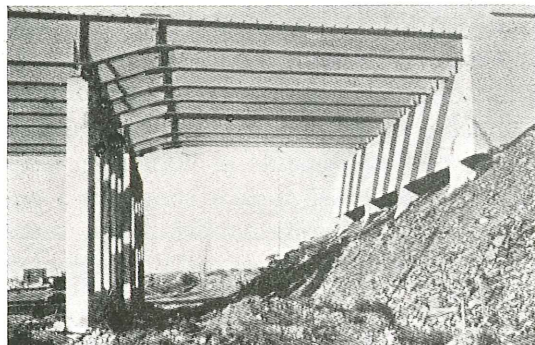


Fig. 32. — Aspecto de la junta metálica del puente de la figura anterior antes del desbloqueo.



Fig. 33. — Aspecto final de la junta de la figura 32 después del desbloqueo.

En lugar de coacciones formadas por rótulas fijas, pueden realizarse operaciones análogas, a base de tirantes que produzcan empotramiento en los extremos.

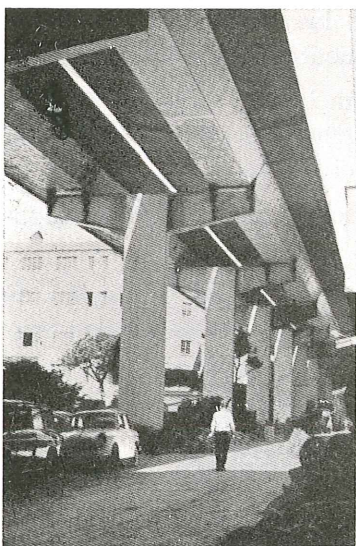


Fig. 34. — Vía elevada en Génova. Vista general de la obra.

Un procedimiento diferente, que tiende a comprimir la sección de hormigón de las zonas de momentos negativos, consiste en introducir en la misma, antes de ser conectada, unos esfuerzos axiales; y en lugar de hacerlo mediante barras, efectuarlo mediante gatos que reaccionan sobre el perfil metálico directamente o sobre las zonas de tablero ya conectadas. En esta situación se hormigona la junta abierta, se conecta el tablero y se retiran los gatos.

En este caso la fluencia, o más propiamente la relajación, ya que lo que se mantiene es la deformación y no la tensión, reducen a largo plazo, más que en casos anteriores, el efecto logrado.

El sistema es tanto más adecuado cuanto mayores son las rigideces de la sección de acero.

Este sistema puede apreciarse en el ejemplo antes citado al tratar del método de descenso de apoyos, método con el cual puede combinarse.

notas de la F.I.P.

n. 17, octubre 1968

PLACAS CON ABACOS

En las "Notas de la F.I.P.", de agosto de 1968, se publicó un artículo sobre placas continuas postensadas, con ábacos y apoyadas en capiteles. Dado que el término "ábaco" ha dado lugar a equívocos en algunos países, en el presente trabajo se intenta aclarar el sentido de los términos "ábaco" y "capitel".

En las figuras 1, 2 y 3 se muestran los tres tipos fundamentales de soluciones para la construcción de forjados a base de placas planas continuas apoyadas en soportes. Si los esfuerzos cortantes no son muy elevados, puede disponerse la placa sin ábaco ni capitel, tal y como se indica en la figura 1.

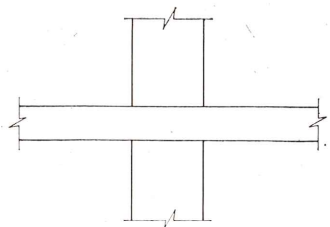


Fig. 1. — Placa continua sin ábaco y soporte sin capitel.

Cuando se desea obtener una mayor resistencia a los esfuerzos cortantes, se hace necesario, primero, la presencia de capiteles y, en algunos casos, también la de ábacos, para proporcionar un mayor espesor a la placa. Estas dos soluciones se representan en las figuras 2 y 3.

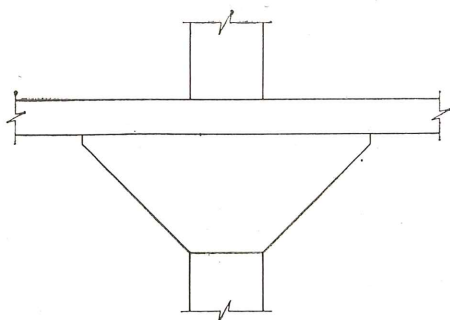


Fig. 2. — Placa continua sin abaco y soporte con capitel.

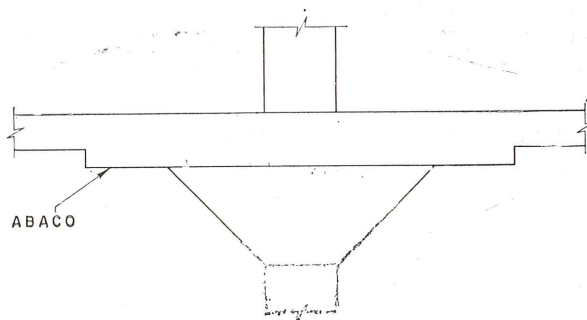


Fig. 3. — Placa continua con ábaco y soporte con capitel.

Estos detalles estructurales son utilizados, habitualmente, en todos los países pero, en algunos de ellos, esta terminología puede resultar poco conocida y prestarse a equivocaciones.

COLOQUIO SOBRE "ADHERENCIA ENTRE HORMIGON Y ACERO"

Celebrado en el Instituto Politécnico de Cheljabinsk (Rusia) del 25 al 27 de junio de 1968.

Del 25 al 27 de junio de 1968 se celebró, en el Instituto Politécnico de Cheljabinsk, un coloquio sobre "Adherencia entre hormigón y acero", en el que participó un elevado número de especialistas en cálculo, construcción e investigación de estructuras de hormigón armado y de hormigón pretensado.

Entre los temas tratados en el mencionado coloquio figuran los siguientes:

- Características normales y físicas de la adherencia entre el hormigón y el acero.
- Diferentes teorías relativas a la adherencia.
- Tensiones en las zonas de anclaje.
- Métodos experimentales e influencia de los diferentes factores tecnológicos.
- Cálculo de la adherencia en estructuras de hormigón armado y pretensado.
- Adherencia entre el hormigón ligero y el acero.
- Anclaje de cables y cordones de pretensado.
- El proyecto de nuevos perfiles para las armaduras de pretensado.
- Influencia de las cargas repetidas, dinámicas y permanentes.
- Influencia de la retracción.
- Condiciones de temperatura y curado.
- Recomendaciones acerca de la inyección y otros temas.

El Profesor A. A. Gvozdev leyó un Informe General titulado: "El estado actual de la investigación sobre los problemas relacionados con la adherencia entre el hormigón y el acero". En total, durante el coloquio los participantes presentaron cincuenta y cinco comunicaciones. Se tiene la intención de publicar, más adelante, las "Memorias" de estas reuniones.

CONFERENCIA INTERNACIONAL SOBRE "ESFUERZO CORTANTE, TORSION Y ADHERENCIA EN HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO"

Celebrada en la Escuela Tecnológica P. S. G., de Coimbatore (India), del 14 al 17 de enero de 1969.

Del 14 al 17 de enero de 1969, se celebró en la Escuela Tecnológica P.S.G. de Coimbatore (India) una conferencia internacional sobre "Esfuerzo cortante, torsión y adherencia, en hormigón armado y pretensado", organizada por dicha Escuela, la Universidad de Madrás y el Centro de Investigación de Ingeniería Estructural, perteneciente al Consejo de Investigaciones Científicas e Industriales del Gobierno de la India.

Todos los interesados podían presentar sus comunicaciones sobre los mencionados temas, verbalmente o por escrito, siempre que no se hubiesen publicado anteriormente. En las "Memorias" de la Conferencia se recogerán todos aquellos informes presentados que se consideren de interés.

Los que deseen obtener información más completa sobre el particular, pueden dirigirse a:

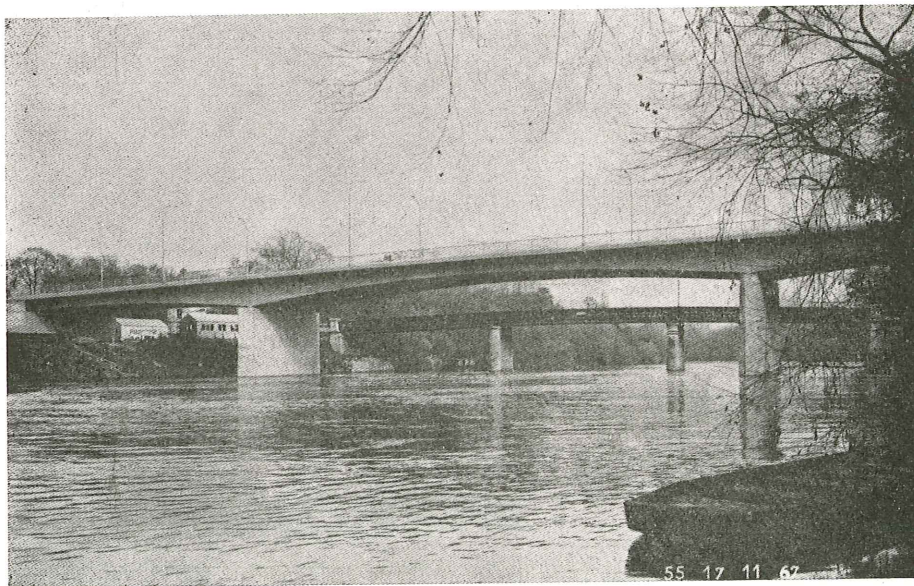
Dr. V. Ramakrishnan.
Organizing Secretary.
Professor and Head of Department of Civil Engineering.
P.S.G. College of Technology.
Coimbatore 4, India.

FRANCIA. — CONSTRUCCION DE UN PUENTE DE HORMIGON PRETENSADO, POR EL SISTEMA DE VOLADIZOS SUCESIVOS

En Croissy, localidad próxima a Bougival y situada a unos 20 km de París, se ha construido un nuevo puente de hormigón pretensado sobre el Sena. Su longitud total es de 140 m y está formado por un tramo central de 62 m de luz y dos laterales de 39 m cada uno. La anchura total del puente es de 17,36 m, incluidas las dos aceras.

Las dos pilas en el lecho del río y uno de los estribos están apoyados sobre cajones Larsen de cimentación, de 13 m de longitud, que atraviesan una capa de arcilla plástica y se asientan sobre un estrato firme, también de arcilla, situado debajo. La carga máxima de servicio de cada pila es de 100 Mp (Megapondios). La construcción de los tres tramos se realizó, partiendo de las pilas, por voladizos sucesivos, en secciones de 3,15 m de longitud, hormigonadas *in situ*. Los apoyos sobre las pilas y en uno de los estribos son de neopreno, mientras que en el otro estribo se utilizó una articulación tipo Freyssinet.

Los tramos están formados por dos secciones cajón idénticas pretensadas longitudi-



nalmente, y cuyo canto oscila entre 1,60 y 3,40 m; estas secciones se unen por medio de un tablero de 22 cm de espesor. El peso de cada sección varía de 30 a 40 Mp (Megapondios), según su situación respecto a las pilas. Una vez terminada la construcción de la sección situada inmediatamente encima de las pilas se colocó un dispositivo de encofrado para el hormigonado *in situ* de las secciones en cajón. Los esfuerzos de pretensado fueron calculados de modo que era posible avanzar, en cada voladizo, construyendo una sección completa de la viga cajón, de 3,15 m de longitud, apoyándose en la anterior. Cada mitad del tramo principal consta de nueve secciones.

Con el fin de que su manejo no fuera muy complicado, el peso de los elementos individuales del encofrado no excede nunca de 3 Mp (Megapondios) y todas las uniones se realizaban por medio de pernos.

El cálculo de las flechas en los extremos de los voladizos, en cada fase de la construcción, exigía la máxima precisión y había que tener en cuenta un gran número de factores tales como: la variación del módulo de elasticidad a lo largo del tiempo; la fluencia, la relajación y las variaciones de la temperatura ambiente. Para el hormigonado de la clave del tramo central, fue preciso aplicar un contrapeso, en el borde de cada mitad, capaz de contrarrestar las flechas producidas por el peso del encofrado y del hormigón.

El pretensado se realizó mediante cables Freyssinet de 12 alambres de 8 mm de diámetro. Para el pretensado longitudinal se utilizaron, en total, 120 cables, cuya longitud oscilaba entre 10 y 60 m, distribuidos en las secciones en cajón y, además, 200 cables situados en las losas superior e inferior. Por otra parte, se aplicó un pretensado transversal utilizando cables espaciados entre sí un metro, aproximadamente. Dos días después del hormigonado se aplicaba un esfuerzo inicial de pretensado capaz de originar una tensión uniforme de 10 kp/cm², en la sección en cajón, con el fin de eliminar las fisuras originadas por la retracción, y los movimientos debidos a los efectos de la temperatura en las superficies inferior y superior de la sección. Posteriormente, se aplicaba un segundo esfuerzo de pretensado, elevándose la compresión a 30 kp/cm².

En una obra de este tipo debe realizarse una programación previa y completa de todos los detalles; es esencial conocer, en cada momento, todas las tensiones existentes, y el cálculo y el programa de ejecución deben estar estrechamente ligados.

notas de la F.I.P.

n. 18, noviembre-diciembre 1968

REUNION DE LA COMISION DE LA F.I.P. SOBRE "RESISTENCIA AL FUEGO DEL HORMIGON PRETENSADO"

La Comisión de la F.I.P. sobre "Resistencia al fuego" se reunió durante los días 27 al 30 de octubre de 1968, en el Centro de Investigación de la Cement and Concrete Association, sito en Wexham Springs, Slough, Inglaterra. Asistieron a la misma delegados de Holanda, Estados Unidos, Inglaterra y Rumania actuando como presidente el profesor Kordina, de Alemania Occidental.

Después de la última reunión de la Comisión, celebrada en diciembre de 1967, se había preparado un borrador corregido de las prescripciones sobre resistencia al fuego de elementos de hormigón pretensado, que deben incluirse en las Normas de Edificación. Este borrador volvió a ser discutido y rectificado, comparándolo con otros anteproyectos de Normas, análogos, elaborados en Estados Unidos y Gran Bretaña.

A la vez, y para facilitar la aplicación de dichas Normas, la Comisión redactó una serie de comentarios, siguiendo la pauta adoptada ya por el Comité Mixto F.I.P./C.E.B. en sus "Recomendaciones prácticas para el cálculo y construcción de estructuras de hormigón pretensado", dentro de las cuales acabarán por incluirse las mencionadas Normas sobre "Resistencia al fuego".

Se espera que, una vez ratificado por todos los miembros de la Comisión, el borrador final pase al Secretariado de la F.I.P. a finales de 1968.

También examinó la Comisión el problema de la valoración de la capacidad remanente de carga de elementos estructurales de hormigón, después de un incendio, decidiendo que sería muy interesante fijar unas instrucciones especiales sobre este tema. Cualquier estructura que tenga que ser reparada y puesta nuevamente en servicio después de haber sido afectada por el fuego necesita siempre una inspección especial; la Comisión examinó algunas de las reglas que podrían aplicarse al efectuar una inspección de este tipo.

Como preparación para el próximo Congreso de la F.I.P. en 1970, los miembros de la Comisión acordaron reunir informes para demostrar la extraordinaria importancia de la continuidad y de las coacciones impuestas al libre movimiento de los elementos de hormigón pretensado sometidos a los efectos del fuego y también para presentar ejemplos reales del comportamiento satisfactorio de elementos de hormigón pretensado en caso de incendio.

REUNION DE LA COMISION DE LA F.I.P. SOBRE "ACEROS PARA PRETENSADO"

La Comisión de la F.I.P. sobre "Aceros para pretensado" celebró una reunión el 7 de noviembre de 1968, en Wiesbaden (Alemania Occidental) en los locales de la Deutscher Beton Verein, a la que asistieron un gran número de participantes. El Sr. Birkenmaier (Suiza) sigue desempeñando el cargo de Presidente temporal en tanto sea nombrado el sucesor del fallecido Mr. Ros; el Sr. Birkenmaier, al abrir la sesión, rindió homenaje a la obra y realizaciones del que fue su colega y antiguo Presidente.

La Comisión discutió distintas propuestas en relación con la forma que deben adoptar los diagramas típicos normales tensión-deformación de los aceros para pretensado. Se llegó a un acuerdo general en relación con los diagramas teóricos, aplicables a los cálculos en rotura para temperaturas normales.

Se deliberó de nuevo acerca de la comunicación de los señores Rehm y Ros sobre "Especificaciones para el reconocimiento de la idoneidad técnica de los aceros para pretensado", que ya fue revisada en la anterior reunión de la Comisión, en febrero de 1968, en Klosters (Suiza). Para unificar criterios se acordó someter parte de este informe al Comité Mixto R.I.L.E.M./F.I.P./C.E.B. "Ensayos y especificaciones sobre aceros para hormigón armado y pretensado".

La Comisión dedicó una atención especial al problema de la fatiga, haciendo oportuna referencia al trabajo que sobre este tema viene desarrollando la Comisión de la F.I.P. sobre "Durabilidad". Los señores Baus (Bélgica) y Xercavins (Francia) presentaron un informe titulado "Recomendaciones sobre ensayos de control y recepción", pero la Comisión decidió aplazar el examen completo y la discusión del citado informe hasta una ulterior reunión.

Simultáneamente, con estas sesiones de la Comisión sobre "Aceros", tuvo lugar una breve reunión, el 7 de noviembre, en Wiesbaden, del Grupo de Trabajo sobre Anclajes, presidida por el señor Birkenmaier.

El señor Birkenmaier había preparado un documento de trabajo, basado en los informes recibidos a lo largo del pasado año, en el que se comparan las Normas nacionales vigentes sobre el particular en Francia, Alemania Occidental, Bélgica, Australia, Gran Bretaña, Estados Unidos y Suiza. Se va a realizar una versión inglesa del mismo para repartirla entre los miembros de la Comisión, a fin de discutirla en la próxima reunión. No obstante, se examinaron los puntos de mayor interés incluidos en las diferentes Normas nacionales sobre "Anclajes para pretensado", en vigor o en fase de discusión, y se tomaron medidas para poner al día todos los datos incluidos en los informes recibidos antes de traducir el citado documento.

La fecha y lugar propuestos para la celebración de las próximas reuniones —tanto de la Comisión sobre "Aceros" como del Grupo de Trabajo sobre "Anclajes"— ha sido la tercera semana de abril de 1969, en Amsterdam.

EFFECTOS DE LOS SISMOS EN LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGON PRETENSADO

Dentro de la Asociación del Cemento Portland, de Estados Unidos, se ha formado una Comisión especial para acelerar la investigación de las consecuencias de los terremotos

en los centros urbanos. Esta Comisión estará dirigida por el señor M. Fintel, Director de la Sección de Investigación y Cálculo de la citada Asociación. Por otra parte, el señor Fintel y el Profesor Shizuo Ban, Presidente de la Comisión de la F.I.P. sobre "Estructuras antisísmicas", han establecido ya contacto. Se espera que la cooperación entre ambas Comisiones permita acelerar el conocimiento de la resistencia real de las estructuras de hormigón pretensado frente a las acciones sísmicas.

HUNDIMIENTO DE UN EDIFICIO DE VARIAS PLANTAS EN RONAN POINT, LONDRES

Para investigar las causas del hundimiento, ocurrido en la pasada primavera de parte de un bloque de viviendas construido con paneles prefabricados de hormigón, se efectuó una encuesta pública. El informe, presentado por Mr. Hugh Griffiths, QC, por el Profesor Sir Alfred Pugsley y por el Profesor Sir Owen Saunders, ha sido publicado recientemente, y el Secretariado de la F.I.P. ha enviado una copia del mismo a cada uno de los miembros de la Comisión sobre "Prefabricación" de la F.I.P. y a cada Grupo nacional miembro de la F.I.P., aunque en el edificio de Ronan Point no se había utilizado ningún elemento pretensado.

En el informe sobre la encuesta realizada se hace referencia a las "Recomendaciones internacionales para el cálculo y construcción de estructuras a base de grandes paneles", que publicó el C.E.B. en marzo de 1967.

Pueden obtenerse ejemplares de la versión en francés de dicho documento, dirigiéndose al Comité Européen du Béton (C.E.B.), 9 rue la Pérouse, París 16, y de la versión inglesa, en la Cement and Concrete Association, 52 Grosvenor Gardens, London S.W. 1.

El Ministerio de la Vivienda ha nombrado una Comisión Asesora sobre los problemas técnicos que plantea el refuerzo de las estructuras análogas a la del edificio Ronan Point. Los miembros de la misma son:

Mr. Phillip H. B. Bennett (Presidente).

Mr. Alan J. Harris.

Dr. Danis D. Matthews.

Mr. H. J. Whitfield Lewis.

Mr. L. R. Creasy.

Dr. W. W. L. Chan.

PRECAUCIONES Y MEDIDAS DE SEGURIDAD DURANTE LAS OPERACIONES DE PRETENSADO

La Concrete Society de Gran Bretaña ha publicado un folleto, en el que figuran una serie de medidas de seguridad que deben adoptarse cuando se efectúan las operaciones de tesado. Están basadas en largos años de experiencia con resultados satisfactorios y se destinan fundamentalmente a aquellos Ingenieros y Técnicos encargados de la supervisión de las operaciones de puesta en tensión.

Se enumeran las precauciones que deben tomarse antes durante y después de la operación, incluyendo el uso de los gatos de pretensado y el manejo de los materiales.

A continuación se incluye un extracto del folleto:

Precauciones que deben tomarse después del tesado.

Cuando se utilizan gatos de pretensado:

1. Una vez terminado el tesado, los alambres o cables deberán cortarse por fuera de los anclajes con una sierra de disco, cizalla o cualquier máquina cortadora. El empleo del arco eléctrico y/o, el soplete exige un cuidado especial.
2. Mientras se realiza la inyección, los operarios deberán protegerse los ojos con gafas o una pantalla transparente.
3. Antes de iniciar la inyección se hará pasar un chorro de aire a presión, por los conductos de alojamiento de los cables, para asegurarse de que no se encuentran obstruidos.
4. Es preferible usar solamente empalmes roscados entre los inyectores y los conductos de inyección. Un chorro brusco de lechada a presión puede causar graves daños, especialmente si salta a los ojos.
5. No debe mirarse por los tubos utilizados como respiraderos o rebosaderos para comprobar el paso de la lechada. La lechada de inyección puede atascarse temporalmente y, como continúa aplicándose presión, desatascarse después de un modo brusco, soltando un chorro por estos tubos o por el extremo del conducto opuesto a aquel por el que se introduce la inyección, originando graves daños.
6. Cuando la inyección se realiza con las piezas ya colocadas en obra, por ejemplo en un puente, y por debajo pasa una vía férrea o una carretera habrá que adoptar las oportunas precauciones para impedir que, si se escapa la lechada, pueda ocasionar daños al tráfico inferior.

Este folleto, titulado *Safety precautions for prestressing operations. Notes for guidance* —Concrete Society Data Sheet CSH 1—, puede obtenerse, con carácter gratuito, solicitándolo a la Oficina Administrativa de la F.I.P.

DEUTSCHER BETONTAG 1969

Düsseldorf (Alemania Occidental), 5-7 de marzo de 1969.

Del 5 al 7 de marzo de 1969 se celebraron, en Düsseldorf, las Jornadas Alemanas sobre Hormigón. A continuación se incluye un resumen del programa:

SESIÓN INAUGURAL:

Discurso de bienvenida e introducción.

Dr. Ing. Hans Minetti, Wiesbaden.

CONFERENCIA ESPECIAL:

La construcción de edificios (ayer, hoy y mañana).

Profesor Dr. Friedrich Herr, Viena.

CONFERENCIAS TÉCNICAS:

Realizaciones y tendencias de la ingeniería estructural en Europa:

Italia: Salas.

Profesor Dr. Ing. Guilio Pizatti, Turín.

Francia: El Estadio Olímpico para la práctica de deportes de invierno de Grenoble.

Dr. Ing. E.h. Nicolás Esquillan, París.

Holanda: La construcción de puentes en el Benelux.

Dr. Ing. Gerrit Janssonius, Amsterdam.

Austria: La construcción de túneles en Austria.

Dr. Ing. Richard Fill, Viena.

Rusia: Nuevos tipos de empalmes de elementos prefabricados de hormigón armado para edificios industriales.

Profesor Dr. Sc. A. P. Wasiljew, Moscú.

Alemania: La construcción de vasijas de presión, de hormigón pretensado, para centrales nucleares.

Dr. Ing. Hans-Joachim Schulz, Essen.

Desarrollo de las técnicas aplicables en obra:

Equipo y maquinaria.

Ing. Dipl. Kurt Steinbrück, Essen.

La tecnología de los encofrados.

Ing. Dipl. Heinrich Müller, Mannheim.

Tendencias actuales en la construcción de estaciones depuradoras de aguas residuales:

Ideas sobre el funcionamiento de estas estaciones.

Ing. Dipl. Erik Kordes, Mannheim.

Proyecto y construcción de las estructuras.

Dr. Ing. Joachim Urban, Mannheim.

Informes relativos a investigaciones sobre edificación:

Conferencias por: Profesor Dr. Ing. Hubert Beck, Darmstadt.
Profesor Dr. Ing. Gottard Franz, Karlsruhe.
Profesor Dr. Ing. Karl Kordina, Brunswick.
Profesor Dr. Ing. E.h. Dr. Ing. Hubert Rüsck, Munich.

Hormigón parcialmente pretensado:

Profesor Dr. Bruno Thurlimann, Zurich.

Obras alemanas de ingeniería civil dignas de mención (conferencias breves):

Dos pasos elevados en Bremen.
El puente Welkers.
El puente colgante de Würgau y el puente Valley, en Sechshelden.
El puente Eiserfeld.
Ferrocarril subterráneo bajo el Guildhall, en Munich.
Estructura de un puente subterráneo, en Berlín.
Hinca de pilotes en alta mar, en El Aaiún.
Segundo puente en tierra firme, en Lagos.

El cemento expansivo (ventajas y limitaciones):

Dr. Ing. Gerd Wischers, Düsseldorf.

El acabado de las superficies de hormigón:

Ing. Dipl. Reinhard-Kraft Metzner, Hamburgo.

Comparación entre las normas europeas sobre hormigón armado.

Dr. Ing. Manfred Stiller, Wiesbaden.

Proyección de documentales sobre:

El Aaiún.
Faro en Kiel.
Palacio ferial en Frankfurt s/Main.

Los que deseen obtener información complementaria sobre estas jornadas deben dirigirse a:

Deutscher Beton-Verein EV.
6200 WIESBADEN, Postfach 543.
Alemania Occidental.

XI SESION DE ESTUDIO DE LA A.S.P. SOBRE HORMIGON PRETENSADO

París, del 27 al 29 de marzo de 1969.

La Asociación Científica del Pretensado (A.S.P.) ha celebrado su XI Sesión de Estudio sobre Hormigón Pretensado, en París, del 27 al 29 de marzo del año actual. El programa de la misma ha sido el siguiente:

Jueves 27 de marzo.

Mañana: Fluencia y retracción de estructuras de hormigón pretensado bajo temperaturas extremas.

Tarde: Propiedades y comportamiento del acero de pretensado sometido a temperaturas extremas bajo diversas tensiones.

Viernes 28 de marzo.

Mañana: Comportamiento de elementos o estructuras, pretensadas o postensadas, de diferentes tipos sometidas a temperaturas extremas, permanentes u ocasionales.

Tarde: Otros temas.
Asamblea general de la A.S.P.
Cocktails.

Sábado 29 de marzo.

Se dedicó la jornada completa a visitar estructuras de hormigón pretensado en período de construcción.

La A.S.P. invitó a los Ingenieros, Investigadores, etc., extranjeros a participar en esta Sesión de Estudio y a presentar comunicaciones acerca de cualquiera de los temas arriba citados.

Los que deseen recibir información complementaria sobre estas reuniones pueden dirigirse a:

Monsieur le Président du Conseil Technique de l'A.S.P.
9, rue la Pérouse.
París 16, Francia.

II REUNION SOBRE ESTRUCTURAS

Budapest (Hungría), del 6 al 9 de mayo de 1969.

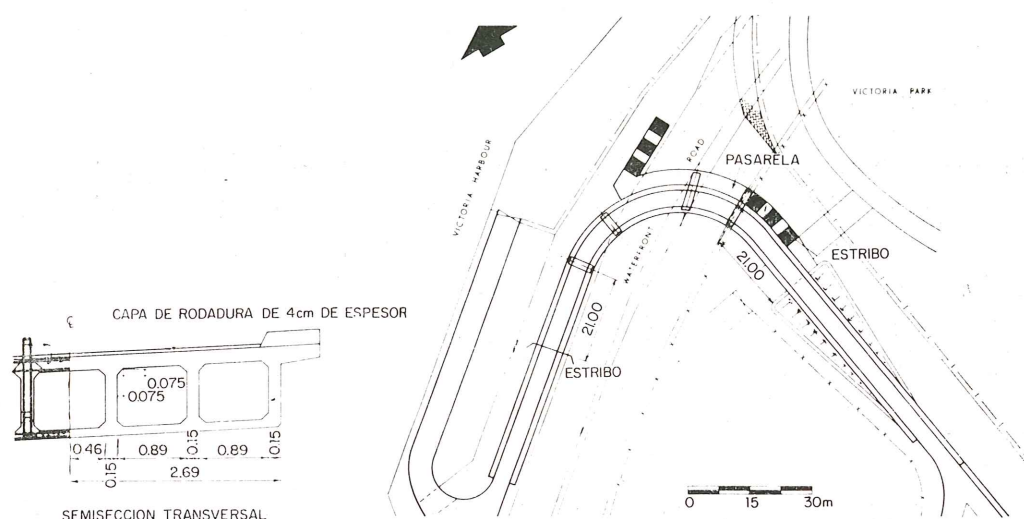
La Asociación Científica de la Construcción ha organizado la Segunda Reunión sobre Estructuras, en la "Casa de la Ingeniería", de Budapest, del 6 al 9 de mayo de 1969.

Los conferenciantes invitados disertaron sobre los siguientes temas:

- Algunos problemas que se presentan en el cálculo de las estructuras.
- Algunos problemas que se plantean en el proyecto de las estructuras de hormigón armado.
- Problemas de cálculo y ejecución de las estructuras metálicas.

PASO SUPERIOR, EN CURVA, DE HORMIGON PRETENSADO, EN HONG-KONG

Dentro de poco se iniciará la construcción de un paso superior, en hormigón pretensado, en Hong-Kong. Su longitud total será de 92 m y estará formado por cinco tramos: dos extremos de 21 m, simplemente apoyados, y una sección central compuesta de tres tramos continuos de 15, 20 y 15 m, respectivamente.



En la figura adjunta puede apreciarse la fuerte curvatura de la estructura; el radio es de unos 28 m, y el ángulo subtendido en el centro de casi 110° .

Los tramos extremos estarán formados por vigas en T, mientras que los tramos centrales lo serán por vigas cajón; tanto en unos como en otros, el canto es de 1 m. La anchura de la calzada, para dos vías, es de 4,90 m, y lleva un andén de 0,75 m a cada lado. Además del puente para carretera se construirá una pasarela, también curva, cuyo trazado correrá paralelo en gran parte al del puente principal.

En el cálculo de las secciones cajón se utilizó el método de distribución de momentos para vigas curvas continuas.

El hormigonado de las vigas cajón se llevará a cabo en etapas sucesivas, con el fin de que la retracción y una parte de las deformaciones lentas del hormigón se produzcan antes de completar la estructura.

Para el pretensado longitudinal se utilizará el sistema BBRV, introduciendo los esfuerzos de pretensado por medio de tendones de 60 y 100 toneladas. Todas las vigas descansarán sobre placas de apoyo de neopreno zunchado.

Este paso superior fue proyectado por Mr. Andrew Jean, en colaboración con otros Ingenieros del Departamento de Obras Públicas de Hong-Kong.

PASO SUPERIOR DE KIRKSTEAD. VENTAJAS ECONOMICAS DEL EMPLEO DE ELEMENTOS PREFABRICADOS DE HORMIGON

La utilización masiva de elementos prefabricados de hormigón pretensado ha permitido que el paso superior de Kirkstead, en Woodhall Spa, Lincolnshire (Gran Bretaña), haya podido construirse con unos costes realmente bajos.

El puente está formado por una parte central, dividida en tres vanos, de 78 m de longitud, y dos viaductos de acceso que elevan la longitud total a 293 m. El precio total de contrata resultó inferior a 18.000 pts/m² (10 libras por pie cuadrado) en los tramos centrales y a 7.200 pts (4 libras) en los viaductos de acceso, incluyendo ambos precios las cimentaciones y los gastos previos de instalación. En fase de proyecto, se estudió también una solución metálica; hechas las valoraciones totales, se comprobó que la estructura a base de elementos prefabricados de hormigón era la que resultaba más económica.

El puente, sobre el que pasa una carretera de segundo orden, salva el río Witham. Además, bajo el tramo oriental de la parte principal del puente pasa una línea de ferrocarril. Obligado por el gálibo estricto exigido por la vía férrea, el tablero describe una curva vertical, cuyo punto más alto está a 4,72 m de la base de la pila oriental; en cambio, las prescripciones de la British Waterways exigen sólo una altura libre de 3,50 m para cubrir las necesidades del tráfico fluvial. Los cantos del tablero, en la parte central del puente, son los siguientes: 0,66 m sobre las pilas extremas; 1,83 m sobre las pilas situadas en el cauce del río, y 1,06 m en el centro del tramo.

Para la cimentación se utilizaron pilotes BSP, con camisa metálica, de 40 cm de diámetro, salvo en la pila adyacente a la vía férrea, en la que se utilizaron pilotes Prest-core, de hormigón, de 46 cm de diámetro.

Las pilas de los tres tramos del puente situados sobre el río son de hormigón armado; su espesor varía desde 45 cm en la base a 61 cm en el extremo superior. El tablero de la parte principal del puente está formado por seis vigas cajón, prefabricadas, postensadas longitudinal y transversalmente y unidas por juntas hormigonadas *in situ*. Cada una de estas vigas, de 78 m de longitud, se construyó uniendo, mediante el pretensado, nueve dovelas prefabricadas, de cinco tipos distintos. Por lo tanto, la parte central del puente está formada por 54 dovelas en cajón, de longitud variable entre 4,90 m y 13,30 m y de peso comprendido entre 14 y 23 Mp. Cada dovela mide 1,27 m de anchura, con alas y almas de 15 cm de espesor y diafragmas de 25 cm, dispuestos a distancias variables.

Para el postensado longitudinal se utilizaron 20 cables Dyform de 17 mm de diámetro, capaces de proporcionar un esfuerzo de 525 megapondios por viga. Los cables, que siguen un trazado concordante, van alojados en cuatro vainas CCL Strandforce de 11,5 por 2,5 cm, dispuestas dos en cada alma de la sección en cajón.

Para el pretensado transversal se utilizaron dos cables de 38 mm de diámetro por diafragma, con un recubrimiento de plástico.

El puente ha sido calculado para soportar el tren de cargas HB prescrito en las normas inglesas, adoptándose como tensión máxima de trabajo en el hormigón los 163 kp/cm².

Los viaductos de acceso se justifican porque en los estudios realizados se comprobó que la construcción de un terraplén de más de 2,50 m de altura sobre el antiguo cauce de avenidas del río Witham, no ofrecía seguridad. Los accesos están formados por 15 tramos de 14,33 m. Cada una de las pilas está compuesta por tres soportes, prefabricados, de hormigón montados sobre una viga de encepado de pilotes, hormigonada *in situ*, y en-

lazados por arriba por otra viga prefabricada. Cada soporte lleva una articulación plástica de hormigón, proyectada de acuerdo con el Informe J77/1 1966 del Ministerio de Transportes; las dimensiones de la garganta son $28,6 \times 6,4$ cm, con lo que resulta una carga de unos 5 Mp por centímetro lineal de garganta.

Cada uno de los tramos de acceso está constituido por 16 vigas normalizadas, prefabricadas, de sección en T invertida, pretensadas mediante 10 cables Dyform, de 13 mm de diámetro que proporcionan un esfuerzo de 14,7 Mp por cable.

Dos de los cables de la capa inferior se anclan a los cuartos de la luz y la tensión máxima de trabajo del hormigón es de 175 kp/cm².

El tablero tiene tres puntos fijos: los estribos oriental y occidental y la pila occidental de los tramos sobre el río. Así se obtienen dos longitudes análogas de dilatación — 150 y 143 m — estimándose que el movimiento en cada una de las dos juntas es de unos 11 centímetros.

La longitud de las piezas prefabricadas de hormigón que forman las aceras en voladizo, varía entre 2,16 y 2,46 m. Estas piezas llevan incorporados unos angulares de acero de alta resistencia para su anclaje al tablero y soportar los postes de la barandilla. Tanto la calzada como los andenes del puente llevan la correspondiente iluminación. Existen, además, unas escaleras para el acceso a los andenes, en ambos extremos de la parte central del puente. Como la intensidad de tráfico actual de esta carretera no es muy elevada y existe poca probabilidad de que se incremente en un futuro próximo, el Ministerio de Transportes autorizó anchuras inferiores a las reglamentarias (6,10 m de calzada, 1,22 de acera y 0,61 m de voladizo por fuera de la barandilla). Sin embargo, es en anchura, únicamente, en lo que esta estructura resulta inferior a las normales, ya que el inteligente uso de los elementos prefabricados de hormigón pretensado proporciona una capacidad de carga similar a la de un puente normal, a un coste verdaderamente moderado.

EL PREMIO 1968 DE LA CONCRETE SOCIETY

Más de sesenta obras se presentaron al concurso convocado por la Concrete Society, para disputar el premio consistente en una placa de hormigón colocada en la estructura ganadora. El concurso se restringió a obras terminadas en 1967, apreciándose en todas ellas un elevado nivel, tanto de proyecto como de ejecución.

LA CARRETERA ELEVADA DE MANCUNIAN, EN MANCHESTER

El primer premio fue concedido a la carretera elevada de Mancunian, construida en hormigón pretensado, en Manchester, para el Municipio del mismo nombre, con una longitud de más de 1.000 m. El Inspector de la obra fue el Ingeniero Municipal Mr. John Hayes; los Ingenieros Consultores G. Maunsell and Partners y el Contratista Leonard Fairclough Ltd.

La estructura está formada por una serie de tramos similares, de una longitud aproximada de 32 m. El puente es continuo a lo largo de sus treinta y dos tramos. Para poner a punto este tipo de estructura fue preciso utilizar un elevado número de apoyos desli-

zantes, y estudiar con gran precisión todos los problemas relativos a la retracción, fluencia y la coacción de los esfuerzos laterales. En su mayor parte, la estructura está constituida por elementos prefabricados de hormigón, enlazados *in situ* mediante el pretensado.

La utilización del pretensado ha permitido un tablero excepcionalmente esbelto, dando al conjunto una impresión de gran ligereza.

El Jurado hizo también mención especial de otras dieciséis obras, cuatro de las cuales eran de hormigón pretensado; a continuación se describen brevemente estas cuatro obras.

PUENTE RAWCLIFFE. YORKSHIRE

Con una escala diferente al puente de Mancunian, aunque el tramo central sea casi igual en ambos, se ha construido este nuevo puente para carretera, sobre el río Dutch, en Yorkshire. Ha sido proyectado, según los métodos clásicos, mediante dos ménsulas laterales de 10,67 m cada una sobre las que apoya un tramo central, independiente, de 10 m de longitud.

Las pilas, circulares, cimentadas sobre pilotes, son de hormigón armado, vertido en encofrados de hormigón centrifugado.

La superestructura se compone de cuatro vigas prefabricadas de sección en U, con armaduras pretensas, en los tramos de anclaje y en las ménsulas; y de dos vigas de sección en cajón, postensadas, en los tramos centrales independientes, apoyados.

Entre las vigas longitudinales se sitúan placas prefabricadas, con armaduras pretensas, mientras que otras placas de hormigón armado forman el intradós de los voladizos laterales de 1,83 m de anchura. Sobre estas placas prefabricadas se vierte *in situ* una capa de hormigón armado hasta completar un forjado de 25 cm de espesor, que es el que constituye la calzada, con sus voladizos.

CATEDRAL METROPOLITANA DE CRISTO REY. LIVERPOOL

En este edificio, bien conocido, se utiliza ampliamente el hormigón estructural y decorativo. Posee capacidad para 2.000 personas, y es de planta circular, cerrada por un anillo de dieciséis pórticos de hormigón armado, que soportan una cúpula cónica, coronada por una torre troncocónica, rematada a su vez por dieciséis agujas de hormigón pretensado.

CENTRO UNIVERSITARIO DE CAMBRIDGE

La estructura, constituida por una serie de pórticos prefabricados de hormigón, es de gran calidad y tiene un acabado perfecto, por lo que se ha podido dejar vista en el interior del edificio, sin ningún tratamiento ulterior.

FABRICA PARA LA REMBRANDT DRESSES LTD., STOCKTON ON TEES

En este edificio se han empleado elementos prefabricados, de sección en doble T, de 37,20 m de longitud, 2,60 m de canto y 55 toneladas de peso. Cada viga, pretensada con 60 cordones de 13 mm de diámetro, fue hormigonada en un molde de acero. El ritmo de fabricación fue de dos unidades por semana, realizándose el transporte hasta la obra por carretera. Los pórticos en los que apoyan dichas vigas están formados por soportes situados a seis metros entre ejes y vigas prefabricadas, postensadas.

PUBLICACIONES DISPONIBLES

- Se recuerda a todos los miembros de la Federación, que los Proceedings del V Congreso de la F.I.P., celebrado en París, en junio de 1966, están ya disponibles en los cuatro idiomas del Congreso: inglés, francés, alemán y ruso.

Las cuatro conferencias sobre trabajos de investigación y los informes de las diferentes Comisiones de la F.I.P. están reunidos en un solo tomo publicado en inglés, francés y alemán. Los lectores rusos pueden solicitar uno de estos volúmenes, en el idioma que prefieran, y recibirán, además, un ejemplar en Rotaprint del texto de las discusiones en ruso, así como una selección de los principales informes, también en ruso.

El precio de los Proceedings es de 5 libras, pudiéndose solicitar los ejemplares a la Oficina Administrativa de la F.I.P.

- Los proceedings del Simposio de la F.I.P sobre "Elementos prefabricados de hormigón pretensado", celebrado en Madrid en junio de 1968, aparecerán dentro de poco, en inglés, reunidos en un solo tomo, al precio de 2 libras.
- La Oficina Administrativa de la F.I.P. posee todavía algunos ejemplares de los Proceedings de la Conferencia sobre Vasijas de Presión, para reactores, celebrada en Londres, en marzo de 1967. El Secretario de la F.I.P. consiguió cien ejemplares de esta publicación para su venta a los miembros de la Federación. Su precio oficial es de 10 libras.

nota de la asociación española del hormigón pretensado

intercambio de publicaciones

Dentro del programa de intercambio de publicaciones organizado por la F. I. P. entre las diversas Asociaciones Nacionales que la integran, hemos recibido, últimamente, las que a continuación se mencionan. En ellas aparecen, entre otros, los trabajos que en esta nota se comentan, relacionados con la técnica del hormigón pretensado.

Para mayor comodidad de nuestros lectores, los títulos de todos los artículos se han traducido al español.

Recordamos a todos los Asociados que estas publicaciones se encuentran a su disposición, para consulta, en nuestros locales del Instituto Eduardo Torroja, Costillares, Madrid.

Publicaciones enviadas por la "Japan Prestressed Concrete Engineering Association", Japón.

Revista *Prestressed Concrete*, vol. 10 núm. 3, julio 1968.

1. "Obras de ampliación de un puente en el puerto de Oakland" por J. KODERA e I. KOBAYASHI (en japonés).

Síntesis: En las obras de ampliación de este puente, en Nueva Zelanda, se empleó la técnica del pretensado para el refuerzo de su infraestructura, lo que permitió reducir su costo en forma considerable. El proyecto, que se describe, mereció el primer premio en el concurso organizado por la "Ishikawajime Harima Heavy Industry".

2. "Proyecto y ejecución de un puente sobre el río Nadate", por K. TAKAHASHI y R. KITAI (en japonés.)

Síntesis: Se describe el proyecto y construcción de este puente, en el que se utilizaron dovelas de hormigón pretensado. También se mencionan los ensayos realizados durante su construcción.

3. "Informe sobre la construcción del viaducto de Komaki y otras obras", por Y. ICHIHARA y otros (en japonés).

Síntesis: Descripción de algunas estructuras en las que se emplearon elementos prefabricados, de hormigón pretensado, para su construcción.

En el viaducto de Komaki, de 1,8 Km. de longitud, las pilas están constituidas por bloques huecos de hormigón pretensado y el tablero por vigas en T, también de hormigón pretensado.

4. "Estudio sobre deformación y ejecución de las juntas soldadas en pilotes de hormigón pretensado", por H. MUGURUMA y K. TOMITA (en japonés).

Sinopsis: Se realiza un estudio comparativo sobre este tipo de pilotes, determinando la rigidez a flexión de las juntas soldadas mencionadas y los defectos mecánicos en las mismas observados. Se hace un estudio sobre las mejoras que en las citadas juntas podrían introducirse.

Revista *Prestressed Concrete*, vol. 10, núm. 4, octubre 1968.

5. "Informe sobre el Simposio de la F. I. P. relativo a "Elementos prefabricados de hormigón pretensado. Madrid, 1968", por S. INOMATA (en japonés).

Sinopsis: En este informe se estudian los aspectos principales de los problemas discutidos durante las Sesiones del Simposio sobre "Elementos prefabricados de hormigón pretensado", celebrado en Madrid, durante los días 3 y 4 de junio de 1968.

6. "Informe sobre el Simposio de la F. I. P. relativo a "Aceros para pretensado", por I. TANAKA (en japonés).

Sinopsis: En este informe del Simposio sobre "Aceros para pretensado", celebrado en Madrid durante los días 6 y 7 de junio de 1968, se comentan los principales temas discutidos. Se incluyen diversas tablas y figuras explicativas.

7. "Comentarios al proyecto y construcción del viaducto de Satta", por A. YAGUCHI (en japonés).

Sinopsis: Se describe el proyecto y construcción del viaducto de Satta, en la línea ferroviaria Tokyo-Nagoya. Después de un detenido estudio sobre el tipo de estructura y método constructivo que más económicos podrían resultar, se decidió emplear vigas prefabricadas de hormigón pretensado y un tablero superior hormigonado *in situ*, constituyendo una estructura continua.

8. "Estudio comparativo sobre las ventajas económicas de las vigas de hormigón ligero, pretensadas", por A. ONO y K. WADA (en japonés).

Sinopsis: Se hace un resumen del estudio comparativo realizado por la "Compañía Metropolitana de Autopistas", sobre las ventajas económicas del empleo de vigas de hormigón ligero pretensadas, utilizadas en la Autopista núm. 7.

Se comparan los siguientes tipos de vigas:

- a) vigas mixtas pretensadas, constituidas por vigas prefabricadas y tablero construido *in situ*, ambos de hormigón ordinario;
 - b) vigas mixtas pretensadas, constituidas por vigas prefabricadas de hormigón ordinario y tablero de hormigón ligero;
 - c) vigas mixtas pretensadas, constituidas por vigas prefabricadas y tablero construido *in situ*, ambos de hormigón ligero.
9. "Estudio sobre la adherencia en las vigas de hormigón pretensado sometidas a esfuerzos de fatiga", por A. WATANABE y otros (en japonés).

Sinopsis: Se describen los resultados de los ensayos realizados por los autores del presente artículo con el fin de estudiar la adherencia en las vigas de hormigón pretensado sometidas a cargas repetidas.

Publicaciones enviadas por el "Prestressed Concrete Development Group", Inglaterra.

Revista *Magazine of Concrete Research*, vol. 20, núm. 62, marzo 1968.

10. "Estudio sobre la adherencia entre las armaduras y el hormigón fabricado con cemento expansivo", por C. BROWN y Z. SZABO.

Sinopsis: Se hace un estudio de las posibilidades comerciales del hormigón fabricado con cemento expansivo, en el campo del hormigón armado. El principal problema que surge en la aplicación de este tipo de hormigones, es el relacionado con la adherencia. Para su estudio se han realizado una serie de ensayos sobre cuyos resultados se hace un informe en el presente

artículo. Finalmente se comparan estos resultados con los obtenidos en elementos de hormigón armado ordinario y se discuten los aspectos prácticos del problema.

11. "Fatiga del hormigón y sus efectos sobre las vigas de hormigón pretensado", por F. SAWKO y G. P. SAHA.

Sinopsis: Se hace un estudio de la amplia literatura existente sobre la resistencia a fatiga del hormigón y se resumen las principales conclusiones. Se estudia con detalle el endurecimiento por fatiga de la zona comprimida de las vigas y el reblandecimiento de las zonas traccionadas. Se describen los ensayos realizados por los autores para comprobar estos efectos. Como conclusión final se deduce que, con el coeficiente de mayoración para las cargas, de valor 2, prescrito en la Norma británica sobre hormigón pretensado, no es probable que la fatiga constituya nunca un estado límite que deba ser considerado.

Revista *Magazine of Concrete Research*, vol. 20, núm. 63, junio 1968.

12. "Estudio de la deformación lenta y resistencia al pandeo de los soportes de hormigón armado", por Z. P. BAZANT.

Sinopsis: Se hace un estudio de las deformaciones lentas experimentadas por los soportes de hormigón armado, de acuerdo con la teoría general de la fluencia. Se estudia un método de cálculo práctico, para determinar la resistencia a pandeo, a largo plazo, de los soportes de hormigón, partir de su resistencia inicial al pandeo, pero utilizando un valor convencional para el módulo de elasticidad del hormigón. Para facilitar la comprensión del método de cálculo propuesto se expone un ejemplo y se indica también un procedimiento gráfico que facilita la resolución del problema.

13. "Cálculo de láminas velario-parabólicas", por A. CHRONOWICZ y A. DENNISON.

Sinopsis: Se presenta una solución a la ecuación diferencial de la membrana, para el caso de una lámina velario-parabólica, a partir de una función polinómica finita de las tensiones. Se indica también el método Vlasov-Marguerre para la determinación de las tensiones y deformaciones. Por último, se comparan los resultados teóricos con los obtenidos en los ensayos realizados sobre un modelo construido con mortero de cemento.

14. "Ensayo directo, a tracción, del hormigón sometido a cargas instantáneas o de larga duración", por R. H. ELVERY y W. HAROUN.

Sinopsis: Se describe un método para el ensayo directo, a tracción, del hormigón sometido a tracción axial. Este método ha sido puesto en práctica con motivo del programa de investigación iniciado en 1965 para estudiar la resistencia del hormigón a rotura por tracción bajo cargas de larga duración.

Revista *Magazine of Concrete Research*, vol. 20, núm. 64, septiembre 1968.

15. "Criterio sobre la rotura del hormigón sometido a compresión", por D. J. HANNANT y C. O. FREDERICK.

Sinopsis: Se estudia la resistencia a rotura del hormigón sometido a compresión multiaxial, capaz de resistir en estas condiciones tensiones superiores a ocho veces la resistencia a compresión bajo carga axial.

16. "Estudio de la deformación y resistencia del hormigón sometido a sollicitaciones instantáneas de tracción monoaxil y torsión pura", por B. P. HUGHES y J. E. ASH.

Sinopsis: Se deducen los diagramas tensión-deformación y par de torsión-giro, mediante diversos ensayos efectuados sobre probetas de hormigón y micro-hormigón sometidas a cargas instantáneas. Los resultados de los ensayos a tracción confirman que hay un tamaño crítico mínimo del árido fino, para el cual la resistencia disminuye considerablemente. Por el contrario, de los ensayos de torsión no es posible deducir la existencia de este tamaño crítico de árido.

17. "Estudio de las vigas de hormigón armado sometidas a flexión y torsión combinadas", por C. D. CODE y M. A. HELMY.

Sinopsis: Se describen los ensayos realizados sobre 55 vigas de hormigón armado, de sección rectangular, sometidas a flexión y torsión combinadas, con el fin de estudiar la influencia so-

bre la resistencia de dichas vigas de los siguientes factores: cuantía de armaduras, resistencia del hormigón y magnitud del momento aplicado. Se deduce una teoría para determinar la carga de rotura bajo torsión y flexión combinadas, comparándose los valores así obtenidos con los resultados deducidos de los referidos ensayos y de los efectuados por otros investigadores.

18. "Ensayo brasileño, modificado, de probetas de hormigón", por J. D. DAVIES.

Sinopsis: Se describe una modificación del ensayo brasileño, que permite deducir el diagrama completo carga-deformación característico del hormigón en masa, sometido a sollicitaciones superiores a la nominal de rotura en el ensayo brasileño. Como se sabe, el hormigón no presenta una rotura brusca por tracción, con tal que su deformación esté adecuadamente coartada. En este nuevo método de ensayo la coacción se ejerce utilizando una viga metálica que actúa en paralelo con la probeta de hormigón para resistir la carga aplicada por la máquina de ensayo. La carga se distribuye entre ambos materiales, proporcionalmente a su rigidez respectiva. Al aumentar la carga, el acero absorbe una mayor proporción de ésta y es posible ampliar el ensayo del hormigón hasta la zona para la cual la carga aplicada disminuye a medida que la deformación aumenta, es decir, hasta la zona de rigidez negativa.

Revista *Concrete*, vol. 2, núm. 9, septiembre 1968.

19. "Método de las bandas: nuevo procedimiento para el cálculo de placas", por G. S. T. ARMER.

Sinopsis: Se describe este método, de origen sueco, aplicable al cálculo de placas de hormigón armado, que resulta muy útil por su sencillez. En el artículo se estudia la aplicación de este método al caso de placas rectangulares y le forma irregular, sometidas a la acción de cargas uniformemente repartidas. Al final, se aplica el método, también, al cálculo de placas apoyadas sobre soportes aislados y sometidas a cargas concentradas.

20. "La longitud de adherencia y el cálculo con arreglo al método de los estados libres", por N. P. ROBERTS.

Sinopsis: La longitud de adherencia es una característica esencial del hormigón armado, aunque sólo en algunas circunstancias constituye un problema de cálculo. En el presente artículo se indican las circunstancias en las cuales debe tenerse en cuenta esta longitud de adherencia y se describe un nuevo método de ensayo para su determinación.

21. "Avances en la construcción de puentes ferroviarios, de hormigón". I parte, por F. A. W. MANN.

Sinopsis: Se describen cinco de los principales puentes construidos para la línea férrea Londres-Región Central, de los ferrocarriles británicos. Cuatro de dichos puentes son de hormigón pretensado y el quinto es un puente metálico de sección en cajón.

Revista *Concrete*, vol. 2, núm. 10, octubre 1968.

22. "Construcción de un puente de hormigón pretensado", anónimo.

Sinopsis: Se describe la construcción del puente de Semorile, constituido por cinco tramos de 49 m de luz, con una longitud total de 229 m. Salva la garganta de Semorile, en Italia, en la autopista Génova-Roma. Se trata de un puente de hormigón pretensado constituido por vigas de sección en cajón. El sistema de pretensado utilizado ha sido el Dywidag.

23. "Construcción del paso elevado de Hockley", por B. H. NORTH.

Sinopsis: Se hace una descripción de las más importantes obras construidas en las carreteras de la Región de Birmingham, entre las que destaca el paso elevado de Hockley. Se estudian, con especial detalle, el proyecto y construcción de dicho paso elevado.

24. "Método aproximado para el cálculo de elementos de planta curva", por J. F. TOPPLER y otros.

Sinopsis: Se estudia la influencia de la curvatura sobre la flexión, el esfuerzo cortante, la torsión y las reacciones en las piezas de planta curva. Se incluyen varios ábacos que permiten calcular la relación entre los momentos flectores en los apoyos de piezas continuas rectas y curvas y los factores K de los momentos de torsión para ángulos de hasta 60°.

25. "Avances en la construcción de puentes ferroviarios, de hormigón", II parte, por F. A. W. MANN.

Sinopsis: Este artículo es continuación del publicado en el número anterior de esta misma Revista y cuya sinopsis ya se ha incluido.

Revista *Concrete*, vol. 2, núm. 11, noviembre 1968.

26. "El puente de Kingston y sus accesos", anónimo.

Sinopsis: Este puente, construido sobre el río Clyde, se encuentra situado en el centro del nuevo complejo urbano, que ocupa unos 1.500 m², en la ciudad de Glasgow. Se trata de un puente de hormigón pretensado, construido *in situ* por el sistema de voladizos sucesivos. Consta de un tramo central de 143 m y su anchura es de 42 m. Sus accesos son muy amplios, hasta el punto que el puente principal representa solamente el 25 por 100 del total de la obra. El costo de este puente se eleva a más de mil millones de pesetas.

27. "Rigidez a torsión de los tableros de puentes de hormigón", por N. JACKSON.

Sinopsis: Se estudia en este artículo el cálculo de la rigidez a torsión o, más concretamente, las constantes de torsión de los tableros de los puentes de hormigón. Se propone un método aproximado de cálculo, para la solución general de este problema. Se establecen fórmulas para determinar las constantes de torsión y se incluyen algunos ejemplos numéricos para aclarar su aplicación práctica. Finalmente, se indican los resultados obtenidos en un pequeño número de ensayos realizados sobre modelo y se comparan con los deducidos mediante la aplicación del método propuesto y la de otros métodos de uso corriente.

Revista *Concrete*, vol. 2, núm. 12, diciembre 1968.

28. "El control de las flechas en las nuevas normas unificadas. Simposio de la B.R.S.", anónimo.

Sinopsis: Se dan a conocer las principales prescripciones que en las nuevas normas unificadas para estructuras de hormigón, recientemente publicadas en Inglaterra, se incluyen en relación con el control de las flechas. Se hace un resumen de las comunicaciones presentadas al Simposio por los diversos participantes en el mismo y de las discusiones en él mantenidas.

29. "Rápida construcción de un gran almacén en Peterborough", anónimo.

Sinopsis: Recientemente se ha concluido la construcción de un almacén de ochenta mil metros cuadrados de superficie, en Peterborough. Una de sus principales características es la cubierta, en cuya construcción se han utilizado elementos laminares, prefabricados, de hormigón.

30. "Resistencia máxima a torsión de las vigas rectangulares de hormigón armado", por B. КУРТ.

Sinopsis: Se hace un estudio de la resistencia máxima a torsión de las vigas rectangulares de hormigón armado, partiendo de un supuesto mecanismo de rotura. Combinando las deducciones teóricas de este estudio con los resultados obtenidos en diversos ensayos, se obtiene una fórmula sencilla que permite determinar el momento de torsión máximo. Dicha fórmula guarda gran analogía con la utilizada para calcular la resistencia máxima a flexión en las vigas de hormigón armado de sección rectangular.

Revista *Concrete*, vol. 2, núm. 1, enero 1969.

31. "Puentes de hormigón", por J. D. LEE.

Sinopsis: En este artículo, el autor pasa revista a las actuales tendencias en el cálculo y construcción de puentes de hormigón. Se describen varios puentes recientemente construidos o actualmente en construcción, incluyendo el de la Western Avenue de la carretera elevada de la Región Occidental de Londres y varios otros en el tramo Sheffield-Leeds de la autopista M1.

32. "Dos puentes de hormigón pretensado en Pakistán", anónimo.

Sinopsis: Se describen dos puentes de hormigón pretensado construidos en Pakistán. Uno de ellos es el del río Jhelum, de casi un kilómetro de longitud, con 22 tramos de 45 m. Se construyó a base de vigas prefabricadas. El otro es el puente sobre el río Sutlej, en Bahawalpur. Su estructura es similar a la del anterior, pero está construido *in situ*. Consta de 12 tramos de 48 m de longitud.

Revista *Concrete*, vol. 3, núm. 2, febrero 1969.

33. "Propiedades y empleo de los aceros utilizados en el hormigón armado", anónimo.
Sinopsis: En este artículo se indican las características de las armaduras utilizadas en el hormigón y se dan detalles sobre su colocación, cálculo, tratamientos químicos para evitar la corrosión, etc. Se comentan, asimismo, las prescripciones relativas a las armaduras, contenidas en las normas británicas actualmente vigentes.
34. "Construcción de un gran almacén", anónimo.
Sinopsis: Se describe la construcción de la cubierta de un gran almacén en el South Bank of the Thames, en Charlton (Londres). Está constituida por cerchas prefabricadas, de hormigón ligero, que se apoyan sobre soportes de hormigón construidos *in situ*.
35. "La utilización de los hormigones ligeros, en Estados Unidos, para la construcción de estructuras", anónimo.
Sinopsis: Se informa sobre los estudios realizados en Estados Unidos por la Portland Cement Association, en relación con el empleo de los hormigones ligeros. Se citan los ensayos efectuados utilizando 30 tipos distintos de áridos ligeros, estudiándose las características principales de los hormigones con ellos obtenidos, tales como: peso específico, resistencia a compresión, módulo de elasticidad, etc.
36. "Nuevo método para la determinación de la resistencia a esfuerzo cortante puro del hormigón", por N. IOSIPESCU y A. NEGOTA.
Sinopsis: Se dan detalles sobre un nuevo método ideado para la determinación de la resistencia del hormigón sometido a esfuerzo cortante puro. El método, elimina los inconvenientes de los métodos de ensayo hasta ahora utilizados. Se incluye información sobre el dispositivo de carga, tipo de probeta utilizado, y los resultados obtenidos en las investigaciones actualmente en curso, realizadas utilizando este procedimiento.
37. "Reacciones en los estribos de los tableros de puentes rectos", por C. MERRIFIELD.
Sinopsis: Basándose en la teoría clásica de flexión de placas, se ensayó un modelo de placa, simplemente apoyada en dos de sus bordes y libre en los otros dos, aplicando 16 cargas puntuales equivalentes a un vehículo de cuatro ejes y 16 ruedas. Se comprobó que la máxima reacción en los estribos se obtiene cuando uno de los ejes coincide con el estribo y el vehículo está situado cerca de uno de los bordes libres de la placa.

Revista *Concrete*, vol. 3, núm. 3, marzo 1969.

38. "Hormigón prefabricado: datos sobre su empleo en varios países de Europa Occidental", anónimo.
Sinopsis: Con motivo del Congreso mundial del B.I.B.M., se ha realizado un estudio estadístico sobre el empleo del hormigón prefabricado en los siguientes países de Europa Occidental: Alemania, Holanda, Austria, Francia, Suecia y Bélgica. Los datos en el mismo obtenidos se comparan con los correspondientes al mercado inglés.
39. "Propuesta para el control de las flechas en las nuevas normas unificadas inglesas", por A. W. BEEBY y J. R. MILES.
Sinopsis: En el proyecto de las nuevas normas unificadas inglesas sobre estructuras de hormigón, se incluyen importantes prescripciones relativas al control de la deformación por flexión en las estructuras de hormigón armado. En el presente artículo se recogen estas prescripciones y se hace un estudio comparativo partiendo de los datos hasta ahora conocidos sobre el comportamiento a flexión de este tipo de estructuras.

Revista *Concrete*, vol. 3, núm. 4, abril 1969.

40. "Rotura por esfuerzo cortante horizontal de las vigas mixtas de hormigón pretensado con tablero de hormigón ligero construido *in situ*", por R. H. EVANS y H. W. CHUNG.

Sinopsis: Se describen los ensayos a rotura realizados sobre vigas mixtas de hormigón pretensado constituidas por un alma prefabricada de hormigón normal y un tablero superior, de hormigón ligero, construido *in situ*. Los resultados obtenidos en estos ensayos, permiten deducir la resistencia al esfuerzo cortante horizontal desarrollado entre el alma de la viga y su tablero superior, de hormigón ligero, y la influencia de la variación de la distancia entre los estribos que actúan como conectadores entre el alma y el tablero superior.

41. "El empleo de cables de alta resistencia como armadura de hormigón", por P. W. ABELES y V. L. GILL.

Sinopsis: Se describe un nuevo tipo de cable, conocido con la designación de "Bstrand 100", constituido por tres alambres, que tiene un límite elástico garantizado al 0,2 % de 7.000 kp/cm² y una tensión admisible de 3.500 kp/cm², y que se emplea en las estructuras de hormigón armado ordinario.

En el presente artículo se exponen las razones que han inducido a la fabricación de este nuevo tipo de cable y se describen los ensayos realizados para estudiar su comportamiento en las vigas de sección rectangular y de sección en T, armadas con distintas cuantías. Los resultados de estos ensayos se comparan con los valores teóricos deducidos aplicando un método de cálculo adecuado.

Se presta una especial atención a las flechas y anchura de fisuras, ya que generalmente, son estos los factores críticos que limitan el empleo de los aceros de muy alta resistencia en el hormigón armado ordinario.

Publicaciones enviadas por la "Verkoopassociatie Nederlands Cement", Holanda.

Revista *Cemet*, núm. 10, octubre 1968.

42. "Economía de trabajo en las estructuras de hormigón; estabilidad de las estructuras", por Comisión E1 de la C.U.R. (en holandés).

Sinopsis: Este artículo es el último de una serie publicado con objeto de estimular a los técnicos para que en el proyecto y construcción de las estructuras de hormigón, tengan siempre presente las consideraciones de tipo económico. En el presente artículo se estudian y comentan los resultados obtenidos en un breve estudio económico realizado sobre las diversas formas de estabilidad de las estructuras de edificios de hormigón de 6 a 12 plantas.

43. "Ensayos sobre hormigones ligeros obtenidos utilizando arcillas dilatadas", por F. G. RIESAUW (en holandés).

Sinopsis: En este artículo se hace un examen sistemático de las diferentes propiedades del material ligero de adición "argex", fabricado en Bélgica, que se utiliza no sólo como material aislante, sino también como árido ligero para la fabricación de hormigones destinados a la construcción de estructuras.

Revista *Cement*, núm. 11, noviembre 1968.

44. "Construcción de la cubierta de una estación depuradora en Leiduín", por M. A. SOLEMAN y C. C. DE BRUIN (en holandés).

Sinopsis: Se describe esta cubierta, constituida por vigas de hormigón pretensado, de sección en T, con alas de gran anchura. La luz de las vigas es de 25,30 m, su canto 0,62 m y la anchura de la cabeza superior 2,23 m. Se dan detalles sobre la construcción de dicha cubierta y sobre la prueba de carga realizada.

Revista *Cement*, núm. 12, diciembre 1968.

45. "Aplicación de las piezas en TT de hormigón pretensado", por A. GERRITSE (en holandés).
Sinopsis: El autor expone la economía y ventajas constructivas que representa el empleo de las piezas en TT para cubiertas. Estudia, de un modo especial, su aplicación en dos edificios

recientemente construidos: uno en Harlem y otro en Amsterdam. Señala que la construcción de este último edificio ha venido a demostrar, de un modo indiscutible, que las estructuras constituidas por elementos prefabricados de hormigón, pueden resultar, en Holanda, más económicas que las estructuras construidas *in situ*.

46. "Pilotes prefabricados de hormigón pretensado", I Parte, por BEN G. GERWICK, Jr. (en holandés).

Sinopsis: Durante el Simposio de la F.I.P sobre "Elementos prefabricados de hormigón pretensado", celebrado en Madrid, durante los días 3 y 4 de junio de 1968, M. GERWICK presentó un informe general sobre pilotes. En el mismo se estudian todos los temas relacionados con este tipo de piezas, y, especialmente, sus aplicaciones, proyecto, fabricación, colocación, economía, uniones, defectos, durabilidad y ensayos.

Revista *Cement*, núm. 1, enero 1969.

47. "Pilotes prefabricados de hormigón pretensado", II Parte, por BEN G. GERWICK, Jr. (en holandés).

Sinopsis: Concluye en este artículo el informe presentado por M. GERWICK al Simposio de la F.I.P., celebrado en Madrid en junio de 1968.

Revista *Cement*, núm. 2, febrero 1969.

48. "Cómo limitar la formación de fisuras en las placas largas de hormigón armado", por A. S. G. BLUGGELING (en holandés).

Sinopsis: En la práctica, se plantea frecuentemente el problema de cómo evitar, en lo posible, la formación de fisuras en las placas largas de hormigón, empotradas en dos bordes extremos, como consecuencia de los acortamientos originados por los cambios de temperatura. Este problema se presenta, especialmente, en los forjados de edificios, pero también ocurre en los firmes para carreteras construidos a base de placas de hormigón armado.

El artículo resume el estudio de las experiencias recogidas en la construcción de firmes de hormigón. Se deduce que los acortamientos pueden ser parcialmente absorbidos, en parte por el hormigón que se encuentra sometido a tracción y, en parte por pequeñas fisuras, de una determinada anchura, admisibles con una cierta separación. La separación entre fisuras puede regularse variando la cuantía de armaduras.

49. "El doble viaducto de la Zaan", por J. VAN DIJKE (en holandés).

Sinopsis: En Zaandam, una ciudad situada al norte de Amsterdam, se ha construido un viaducto de hormigón pretensado que enlazará la carretera de salida de Amsterdam hacia Coentumel, con una nueva autopista que se dirige hacia el norte del país. Este viaducto tiene una longitud de cerca de 2 kms y cruza varias vías urbanas, una línea de ferrocarril y un río. En el artículo se dan detalles sobre el proyecto y ejecución de esta gran obra.

50. "Tensión inicial admisible en el hormigón pretensado", por A. J. CHR. DEKKER (en holandés).

Sinopsis: En el hormigón pretensado, las tensiones de tracción originadas por los momentos flectores producidos por el peso propio del hormigón y la sobrecarga útil, se encuentran total o parcialmente absorbidas por el pretensado. En el momento de la introducción del pretensado el hormigón suele ser todavía joven y su resistencia es, por consiguiente, sensiblemente inferior a la que alcanzará a los veintiocho días. La tensión de compresión a que le someterá el pretensado inicial es, además, sensiblemente superior a la que habrá de resistir posteriormente, durante la vida de servicio de la estructura.

Por todo ello, resulta interesante que la relación entre la tensión anteriormente citada y la resistencia del hormigón sea lo más favorable posible en el momento de introducir el pretensado. En este artículo se estudian los factores que determinan la magnitud de la tensión de compresión originada al pretensar el hormigón.

Revista *Cement*, núm. 3, marzo 1969.

51. "El edificio del Congreso Holandés, en La Haya, anónimo (en holandés).

Sinopsis: Se hace una descripción general de este nuevo edificio y se comentan sus aspectos

constructivos más interesantes. Se estudian, especialmente, la cubierta y la tribuna del anfiteatro de la gran sala de actos, que tiene una anchura total de 52 m, sin apoyos intermedios. En la cubierta, se han utilizado pórticos en arco, con tirantes pretensados. De estos pórticos cuelga el cielo raso de la sala. Soportan, además, las placas de cubierta y las vigas y tirantes de la tribuna del anfiteatro.

52. "Placas para cubierta, de hormigón pretensado ligero, de sección en T", por W. E. MOL y A. J. M. KOEMANS (en holandés).

Sinopsis: En Kouderkerk se han utilizado piezas en T, de hormigón pretensado, para la cubierta de una gran nave industrial. Es la primera vez que se emplean en Holanda elementos prefabricados, de hormigón ligero, pretensados. Como árido se utilizó un esquisto artificialmente expandido, procedente de Alemania, y designado con el nombre de "Berwilit". Antes de iniciarse la fabricación se procedió a un estudio experimental para conocer: las características del hormigón ligero fabricado con el árido "Berwilit" y la longitud de anclaje de los cables de pretensado en este hormigón. En el presente artículo, los autores exponen detalladamente los resultados de estos ensayos.

Revista *Cement*, núm. 4, abril 1969.

53. "Viaducto para el ferrocarril Schlegweg-Kleiweg, en Rotterdam", por A. W. G. THIJSSSE (en holandés).

Sinopsis: Este viaducto, de 860 m de longitud total, está constituido por 17 tramos iguales de 42,3 m de luz. A cada lado de las pilas se construyó *in situ* un voladizo de 4,75 m, con un canto máximo de 2 m sobre el eje de la pila. Sobre estos voladizos apoyan unas vigas prefabricadas, de hormigón pretensado, de 33 m de longitud, que pesan 66 Mp cada una. En sentido longitudinal, cada una de las vigas va armada con 7 cables Freyssinet de 12 ϕ 7,5; en sentido transversal, se ha dispuesto una armadura ordinaria.

54. "Tensión inicial admisible en el hormigón pretensado", por A. J. CHR. DEKKER (en holandés).

Sinopsis: Este artículo es continuación y conclusión de otro publicado, con el mismo título, en el núm. 2, de febrero de 1969 de la Revista *Cement*. En esta última parte del artículo el autor, partiendo del criterio que debe aplicarse para evitar la formación de un gran número de microfisuras en las piezas de hormigón pretensado, determina el valor de la tensión inicial admisible. La fórmula deducida tiene en cuenta las diversas variables que intervienen en el problema y especialmente el coeficiente de seguridad a fisuración que debe respetarse.

Publicaciones enviadas por el "New Zealand Prestressed Concrete Institute", Nueva Zelanda.

Revista *NZ Concrete Construction*, vol. 12, núm. 8, agosto 1968.

55. "Construcción de una piscina de hormigón armado", anónimo.

Sinopsis: Este artículo es continuación de otro publicado con el mismo título en el número de julio de 1968, de la citada Revista.

En él se dan detalles sobre el encofrado, la construcción de los muros, el acabado de las paredes interiores de la piscina, y la instalación de los diversos servicios de abastecimiento de agua, drenaje, purificación del agua, calefacción, etc.

Revista *NZ Concrete Construction*, vol. 12, núm. 9, septiembre 1968.

56. "Puente de hormigón pretensado, en Canadá, ganador de un concurso de proyectos", anónimo.

Sinopsis: Se describe un puente construido en Ardrossan, cerca de Edmonton, Alberta, Canadá. Consta de 3 tramos de 29, 16 y 29 m. La anchura del tablero es de 16,6 m y posee dos calzadas para la circulación de vehículos. El tramo central va apoyado sobre dos pilas inclinadas.

Revista *NZ Concrete Construction*, vol. 12, núm. 10, octubre 1968.

57. "Anclajes pretensados, en roca", por P. G. GOLDSBRO.

Sinopsis: El autor expone las características principales de este tipo de anclajes pretensados, en roca, y describe las diversas aplicaciones que de los mismos han sido hechas en Nueva Zelanda. Se ocupa especialmente de los anclajes utilizados en un puente, en una antena de televisión, en una presa y en una ataguía.

Revista *NZ Concrete Construction*, vol. 12, núm. 11, noviembre 1968.

58. "Informe sobre la IV conferencia técnica anual del N. Z. Prestressed Concrete Institute (N.Z.P.C.I.)", por I. L. HOMES.

Sinopsis: El autor hace un breve informe sobre los principales temas tratados en la citada conferencia. Entre ellos destacan los relativos a: prefabricación, tuberías, estructuras antisísmicas, resistencia al fuego, armaduras, depósitos para fuel-oil y forjados. Concluye su informe haciendo una previsión del desarrollo del empleo del hormigón pretensado en Nueva Zelanda.

Revista *NZ Concrete Construction*, vol. 13, núm. 1, enero 1969.

59. "Ventajas del hormigón pretensado", por P. B. MCKINNELL.

Sinopsis: En este artículo se reproduce la comunicación presentada por el autor a la IV Conferencia Técnica del N. Z. Prestressed Concrete Institute. En ella, se comentan las principales ventajas que reporta el empleo de la técnica del pretensado; se estudian las primeras aplicaciones de la misma realizadas en Nueva Zelanda; se hace una breve reseña de las obras más destacadas construidas en hormigón pretensado en distintos países; se indican los últimos proyectos de estructuras pretensadas, en Nueva Zelanda, y se concluye con una previsión del desarrollo que esta técnica habrá de alcanzar en el futuro.

60. "Precauciones que deben tomarse durante el tesado de las armaduras", anónimo.

Sinopsis: En este artículo se señalan algunas sencillas, pero útiles precauciones que deben tomarse para que el tesado de las armaduras se realice con la necesaria seguridad. Se comenta que las operaciones de tesado no son en sí peligrosas si se realizan con el necesario cuidado. Los principales riesgos se originan, generalmente, por ignorancia, descuido o exceso de confianza. Las precauciones que en el artículo se mencionan están basadas en largos años de experiencia, y van destinadas, especialmente, al ingeniero encargado de obra.

Publicaciones enviadas por el "Groupement Belge de la Precontrainte", Bélgica.

Revista *Publication A.B.E.M.*, Boletín núm. 37.

61. Estudio experimental sobre las pérdidas de tensión por rozamiento, en los alambres y cables de pretensado", por N. M. DEHOUSSE y otros.

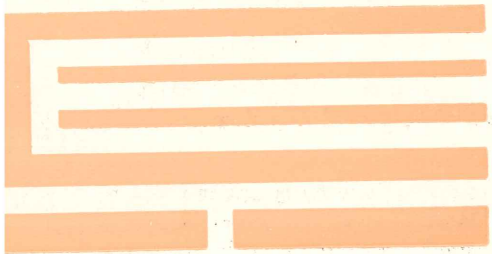
Sinopsis: Este estudio experimental se refiere tanto a ensayos realizados en laboratorio como a observaciones efectuadas en obra.

En los ensayos de laboratorio se determinan, primeramente, las pérdidas de tensión en los dispositivos de anclaje y, después, las pérdidas por rozamiento debidas al trazado del propio cable. Las variables estudiadas son: el tipo de anclaje utilizado, la importancia de las desviaciones en el trazado de las armaduras y el estado de la superficie de los alambres y anclajes.

Los resultados obtenidos se resumen en forma de diagramas que dan la pérdida de tensión por rozamiento en función de la desviación y del estado de la superficie del alambre.

El objeto de las observaciones realizadas en obra es la determinación de los valores de los coeficientes reales de rozamiento. Esta determinación puede hacerse analíticamente, por el método de los mínimos cuadrados, o gráficamente por medio de diagramas muy sencillos.

Los ejemplos que se incluyen demuestran la buena concordancia entre ambos métodos.



**instituto
eduardo torroja
de la construcción
y del cemento**